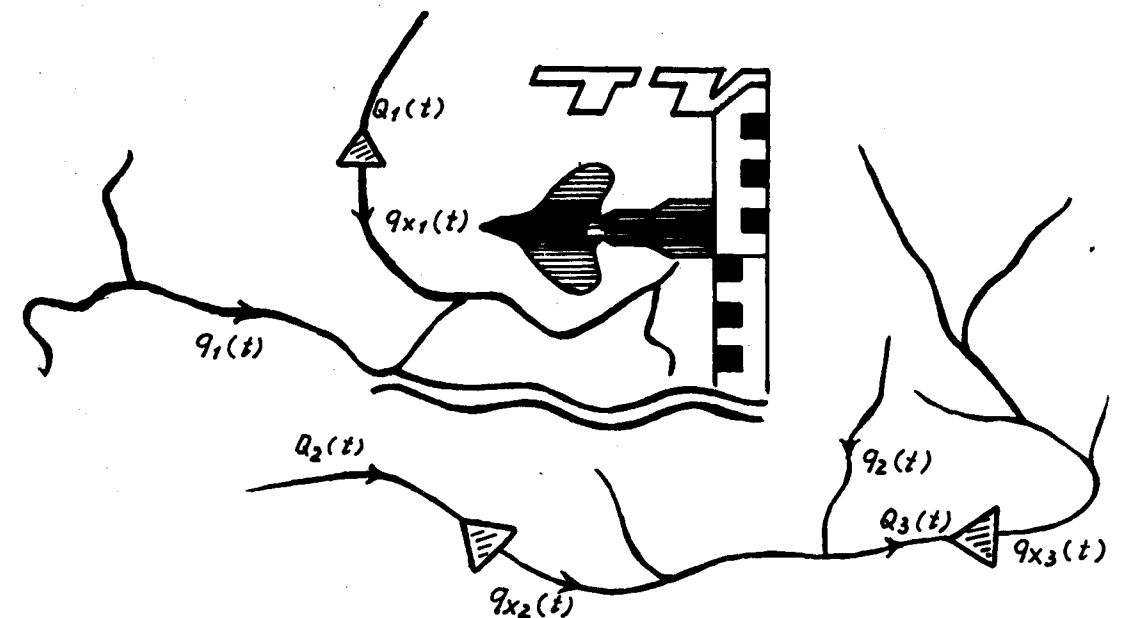


TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI
BỘ MÔN THỦY VĂN CÔNG TRÌNH

THỦY VĂN CÔNG TRÌNH



NHÀ XUẤT BẢN NÔNG NGHIỆP
1993

TỔNG LUẬN

1.1. TÀI NGUYÊN NƯỚC VÀ VẤN ĐỀ SỬ DỤNG TÀI NGUYÊN NƯỚC

1.1.1- Tài nguyên nước và các đặc trưng của nó.

Nước là một loại tài nguyên quý giá và được coi là vĩnh cửu. Không có nước thì không có sự sống trên hành tinh chúng ta. Nước là động lực chủ yếu chi phối mọi hoạt động về dân sinh kinh tế của con người. Nước được sử dụng rộng rãi trong sản xuất nông nghiệp, công nghiệp, thủy điện, giao thông vận tải, chăn nuôi thủy hải sản v.v...

Trên hành tinh chúng ta có rất nhiều nước tồn tại dưới những dạng khác nhau: Nước trên mặt đất, ngoài đại dương, ở các sông suối, hồ ao, ở các hồ chứa nhân tạo, nước ngầm, nước trong không khí, băng tuyết và các dạng liên kết khác. Theo Veronátske V.I, khối lượng nước trong vỏ trái đất đến độ sâu 25km ước khoảng 1,3 tỷ km^3 tức là gần bằng lượng nước có trong đại dương. Lượng nước trên mặt đất khoảng 1,46 tỷ km^3 , trong đó nước biển chiếm khoảng 1,37 tỷ km^3 . Nước nhiều như vậy, nhưng sự phân bố theo không gian lại rất không đều. Trên trái đất có những vùng có lượng nước khá phong phú, nhưng lại có những vùng khô hạn. Các vùng nhiều mưa ($X \geq 2000\text{mm}$ trong năm) trên thế giới phân bố như sau: ở Châu Âu – vùng núi Anpơ, Cócaxơ, Nauy; ở Châu Á – Việt Nam (trừ các vùng châu thổ Cửu Long, Cao Bằng, Lạng Sơn, v.v...). Nam Dương, Phi-líp-pin; Nhật Bản, Mã Lai, Cam-pu-chia v.v.v... Như vậy, Việt Nam là một trong những vùng mưa nhiều, có lượng dòng chảy khá phong phú. Độ sâu dòng chảy của hệ thống sông Hồng rất lớn, khoảng 900mm trong năm, gấp khoảng 3,5 lần độ sâu dòng chảy bình quân trên thế giới, thuộc vào sông có nguồn nước phong phú nhất trên thế giới.

Nước có hai thuộc tính cơ bản đó là gây lợi và gây hại. Nước là nguồn động lực cho các hoạt động kinh tế của con người, song nó cũng gây ra những hiểm họa ghê gớm đối với con người. Những trận lũ lớn có thể gây ra thiệt hại lớn về người và của, những trận lũ quét có sức phá hủy rất lớn, gây thiệt hại cho các vùng dân cư và phá hủy cân bằng sinh thái ở những vùng có lũ quét.

Một trong những đặc thù quan trọng nữa là, nguồn nước được coi là vĩnh cửu, nhưng trữ lượng hàng năm không phải là vô tận, tức là lượng dòng chảy hàng năm không thể vượt quá một giới hạn nào đó và không phụ thuộc vào mong muốn của con người.

Tài nguyên nước được đánh giá bởi ba đặc trưng là: Lượng, chất lượng và động thái của nó. Lượng là đặc trưng biểu thị mức độ phong phú của tài nguyên nước trên một lãnh thổ, chất lượng nước bao gồm các đặc trưng về hàm lượng các chất hòa tan hoặc không hòa tan trong nước (có lợi hoặc có hại theo tiêu chuẩn của đối tượng sử dụng).

Động thái của nước được đánh giá bởi sự thay đổi của các đặc trưng dòng chảy theo thời gian, sự trao đổi nước giữa các khu vực chứa nước, sự vận chuyển và quy luật chuyển động của nước trong sông, sự chuyển động của nước ngầm, các quá trình trao đổi các chất hòa tan, truyền mặn v.v....

Khi lập kế hoạch khai thác cho một vùng, một lưu vực sông cần đánh giá đầy đủ cả ba loại đặc trưng trên đây.

1.1.2- Vấn đề sử dụng tài nguyên nước.

Nguồn nước trên trái đất là rất lớn, tuy nhiên nước ngọt là yêu cầu cơ bản cho hoạt động kinh tế của con người. Nước ngọt trên trái đất ở dạng khai thác được có trữ lượng không lớn chiếm khoảng trên dưới 1% tổng số lượng nước có trên trái đất. Khi sự phát triển của xã hội loài người còn ở mức thấp, nước chỉ mới được coi là môi trường cần thiết cho sự sống và sự tồn tại của con người. Khi đó nước chưa được coi như một loại tài nguyên thực sự. Trong quá trình phát triển, do sự mất cân đối giữa yêu cầu về nước với lượng nước có được trong thiên nhiên, nguồn nước được coi là một loại tài nguyên quý và cần phải được bảo vệ. Các luật nước ra đời và cùng với nó, ở mỗi quốc gia đều có một tổ chức để quản lý nghiêm ngặt loại tài nguyên này.

Các yêu cầu về nước của con người ngày càng tăng và do đó con người càng ngày càng can thiệp sâu hơn vào quá trình tự nhiên của nguồn nước. Theo tài liệu thống kê năm 1973, lượng nước dùng hàng năm trên thế giới vào khoảng 3000 km³ nước ngọt chiếm khoảng 10% tổng lượng dòng chảy trên trái đất, đến năm 2000 tổng lượng cần trên thế giới vào khoảng 18.7000 km³/năm. Như vậy đến năm 2000 tổng lượng nước cần cho cả nhân loại lên đến 14 - 15 lần lượng nước chứa trong sông ngòi và chiếm hơn một nửa tổng lượng dòng chảy năm trên quả đất.

Ở nước ta, hiện nay nước được sử dụng chủ yếu cho sản xuất nông nghiệp, nước sử dụng cho công nghiệp còn đang ở mức thấp. Nước sử dụng cho công nghiệp ngày càng tăng và được dự đoán như ở bảng 1-1.

Bảng 1-1

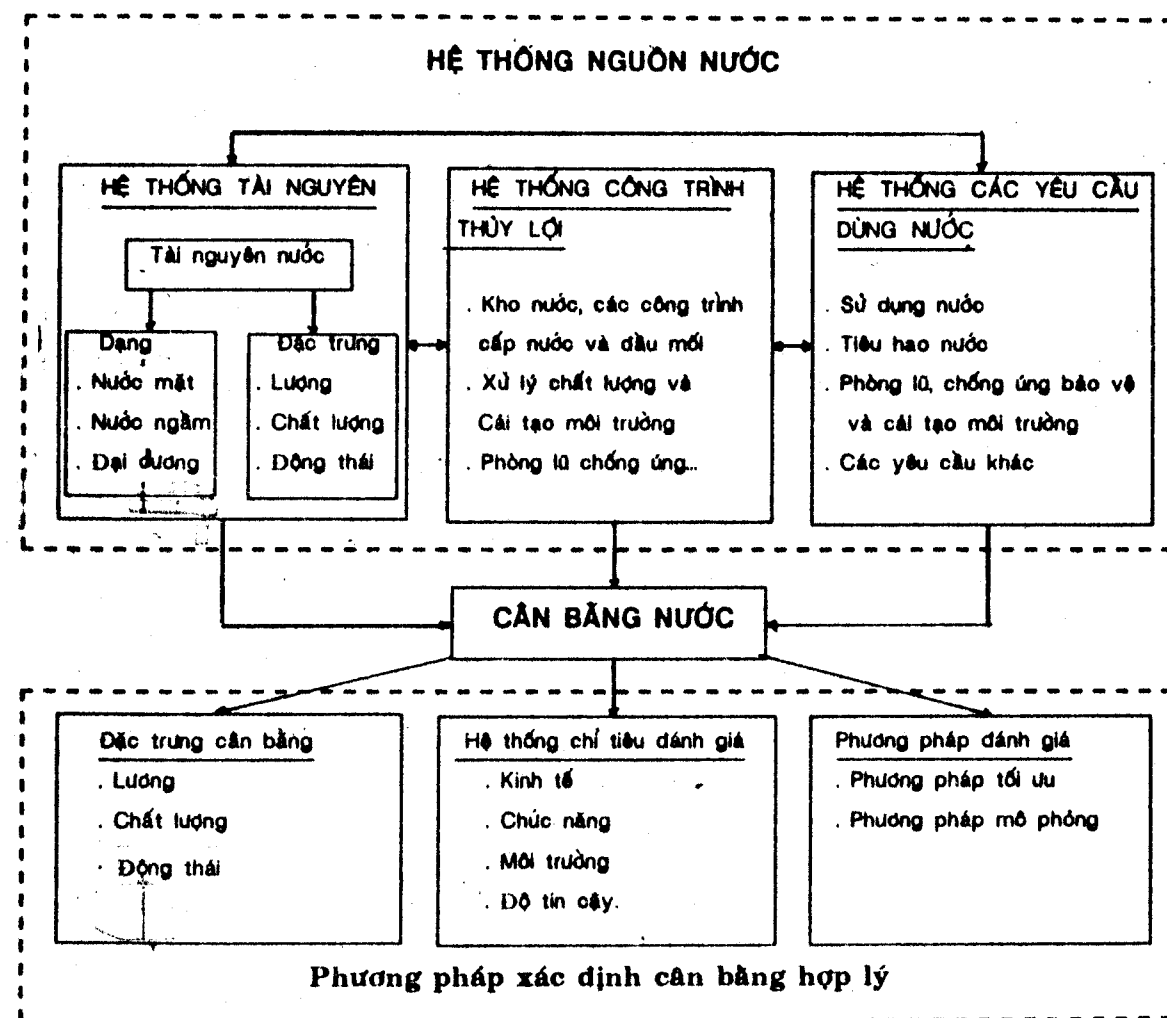
Năm	Nước dùng cho công nghiệp (10 ⁹ m ³)	Tỷ lệ so với tổng lượng nước dùng (%)
1980	1,5	4,0
1985	2,86	6,3
1990	5,33	9,8
2000	16,0	20,2

Cùng với các yêu cầu về nước ngọt cho sản xuất nông nghiệp và công nghiệp, trong tương lai các yêu cầu về nguồn năng lượng cũng rất lớn.

Khai thác thủy năng là nguồn năng lượng chiếm tỷ trọng lớn ở nước ta trong những năm tới. Nhà máy thủy điện Hòa Bình, Thác Bà, Trị An v.v... đã và đang được xây dựng, không xa nữa sẽ có thêm các nhà máy thủy điện mới: Sơn La trên sông Đà; Y-a-ly trên Tây Nguyên v.v...

Ở nước ta, ngoài các khai thác nước ngọt cho phát triển dân sinh kinh tế còn phải thực hiện các biện pháp công trình phòng chống lũ lụt, các công trình chống úng, cải tạo môi trường, chống ô nhiễm mặn v.v... Như vậy, trong tương lai các nguồn nước ở nước ta sẽ được khai thác ở mức độ khá cao. Sự can thiệp càng ngày càng sâu vào trạng thái tự nhiên của nguồn nước sẽ làm thay đổi mạnh chế độ tự nhiên của dòng chảy sông ngòi. Chính vì vậy, hiện nay theo quan điểm hiện đại, có thể coi hệ thống nguồn nước là một hệ thống bao gồm tài nguyên nước, hệ thống các yêu cầu về nước, hệ thống công trình Thủy lợi cùng với sự tác động tương hỗ giữa chúng.

Nhiệm vụ của các quy hoạch sử dụng nước là sự thiết lập một cân bằng hợp lý đối với hệ thống nguồn nước theo các tiêu chuẩn đã được quy định bởi các mục đích khai thác và quản lý nguồn nước (hình 1-1) [4].



Hình 1-1. Sơ đồ Hệ thống nguồn nước trong quy hoạch nguồn nước.

Đánh giá tài nguyên nước, bởi vậy cũng cần được tiến hành trong sự phân tích các tác động qua lại giữa các phần tử cấu thành hệ thống nguồn nước.

1.2. NHIỆM VỤ VÀ NỘI DUNG CỦA MÔN HỌC THỦY VĂN CÔNG TRÌNH.

1.2.1- Nhiệm vụ của môn học:

Khi xác định cân bằng hợp lý theo sơ đồ (1-1) cần giải quyết một loạt các vấn đề liên quan đến hệ thống, bao gồm: Vấn đề tính toán các yêu cầu về nước, lựa chọn cấu trúc của hệ thống công trình và hệ thống phân phối nước trong hệ thống; Vấn đề lựa chọn hệ thống các chỉ tiêu đánh giá trong đó có cả các chỉ tiêu kinh tế, xã hội, môi trường v.v.... Môn học thủy văn công trình có nhiệm vụ xác định cân bằng nước trong hệ thống khi cấu trúc hệ thống và các yêu cầu về nước được xác định. Nhiệm vụ cơ bản mà môn học thủy văn công trình phải giải quyết khi lập sơ đồ hệ thống là:

(1) Tính toán nguồn nước, tức là đánh giá tiềm năng về tài nguyên nước trong hệ thống.

(2) Phương pháp tính toán cân bằng nước trong hệ thống khi cấu trúc của hệ thống đã được xác định.

(3) Sự thay đổi chế độ dòng chảy khi có tác động của con người vào hệ thống. Nói cách khác là xác định quy luật thay đổi của các đặc trưng nguồn nước trong mối quan hệ tương tác giữa nguồn nước, các công trình khai thác và hệ thống các yêu cầu về nước.

Người ta chia thủy văn học ra các lĩnh vực khác nhau, một cách tổng quát, thủy văn có thể chia ra hai mảng lớn đó là thủy văn lục địa và thủy văn văn biển (gọi là Hải Dương học). Thủy văn lục địa nghiên cứu những quy luật cơ bản của các quá trình động học của nước trên mặt đất bao gồm nước mặt, nước ngầm và mối quan hệ giữa chúng. Thủy văn biển nghiên cứu những quy luật và tính chất cơ bản của nguồn nước ngoài đại dương và mối quan hệ của nó với dòng chảy trên lục địa.

Thủy văn công trình không đi sâu nghiên cứu những quy luật của quá trình dòng chảy mà nghiên cứu các phương pháp tính toán các đặc trưng thủy văn, tính toán cân bằng nước khi lập các quy hoạch và thiết kế hệ thống nguồn nước, có thể nói, đây là chuyên ngành thủy văn ứng dụng.

1.2.2. Nội dung của môn học thủy văn công trình.

Những nhiệm vụ của môn học trên đây quy định nội dung của môn học thủy văn công trình. Các nội dung của môn học phải cung cấp những kiến thức cơ bản về sự hình thành dòng chảy sông ngòi, các phương pháp nghiên cứu, phương pháp tính toán các đặc trưng thiết kế cho hệ thống. Các phương pháp xác định cân bằng nước trong hệ thống. Do đó môn học được chia ra hai phần: Phần một - Tính toán Thủy văn; phần hai - Điều tiết dòng chảy bằng hồ chứa.

Trong phần một, sau khi cung cấp những kiến thức cơ bản về tính quy luật của dòng chảy sông ngòi, sẽ trình bày các phương pháp tính toán xác định các đặc trưng thủy văn thiết kế phục vụ cho quy hoạch và thiết kế hệ thống nguồn nước.

Trong phần hai trình bày nguyên lý cơ bản của cân bằng nước và cung cấp những phương pháp tính toán điều tiết dòng chảy bằng kho nước và nguyên tắc lựa chọn các thông số cấu trúc của hệ thống nguồn nước.

1.3. ĐẶC ĐIỂM CỦA HIỆN TƯỢNG THỦY VĂN VÀ PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

1.3.1. Đặc điểm của các hiện tượng thủy văn.

Cung như mọi hiện tượng tự nhiên khác trong thiên nhiên, hiện tượng thủy văn là kết quả của sự tác động của nhiều nhân tố tự nhiên. Dòng chảy sinh ra trên mặt đất phụ thuộc vào mưa, điều kiện địa chất, thổ nhưỡng, thảm phủ thực vật v.v... Đó là một quá trình tự nhiên với đầy đủ tính chất vật lý của nó và biểu hiện của phạm trù nguyên nhân và hậu quả. Nếu biểu diễn một cách hình thức quan hệ của dòng chảy sông ngòi với các nhân tố tự nhiên tác động lên nó dưới dạng:

$$Y = f(X, Z), \quad (1-1)$$

trong đó X là véc tơ hàng của các yếu tố khí tượng, khí hậu tham gia vào quá trình hình thành dòng chảy sông ngòi:

$$X = \{x_1, x_2, \dots, x_p, \dots, x_n\}, \quad (1-2)$$

trong đó $x_1, x_2, \dots, x_n$ là ký hiệu đặc trưng cho các yếu tố khí tượng, khí hậu: mưa, bốc hơi, gió v.v...

Ký hiệu Z biểu hiện thị véc tơ hàng của các đặc trưng mật độ tác động lên sự hình thành dòng chảy:

$$Z = \{z_1, z_2, \dots, z_j, \dots, z_m\}, \quad (1-3)$$

trong đó $z_1, z_2, \dots$ là ký hiệu đặc trưng cho các yếu tố mật độ: Diện tích lưu vực, điều kiện địa hình, địa chất, thổ nhưỡng, lớp phủ thực vật v.v...

Nhóm các nhân tố khí hậu, khí tượng X biến động lớn theo thời gian, thường được gọi là nhóm biến đổi nhanh. Sự biến đổi của loại này vừa có tính chu kỳ vừa có tính ngẫu nhiên. Tính chu kỳ phản ánh quy luật thay đổi của xu thế bình quân, tính ngẫu nhiên thể hiện ở sự xuất hiện một giá trị cụ thể tại thời điểm nào đó của chu kỳ và lệch so với giá trị bình quân.

Nhóm các nhân tố mật độ Z biến đổi chậm theo thời gian, thường gọi là nhóm biến đổi chậm. Tính quy luật của nó thể hiện qua sự biến đổi theo không gian tạo thành các vùng, miền có điều kiện mật độ đồng nhất.

Tổ hợp của hai nhóm nhân tố, tham gia vào các quá trình dòng chảy theo quan hệ (1-1) quyết định tính chất của các hiện tượng thủy văn. Rõ ràng, hiện tượng thủy văn mang hai tính chất: Tính tất định và tính ngẫu nhiên.

Tính chất tất định của hiện tượng và các quá trình thủy văn thể hiện ở các mặt sau đây:

(1) Tính chu kỳ của các xu thế bình quân theo thời gian: chu kỳ một năm (mùa lũ kiệt), chu kỳ nhiều năm (nhóm năm ít nước kế tiếp với các nhóm năm nhiều nước).

(2) Tính quy luật không chỉ thể hiện ở tính chu kỳ mà còn thể hiện sự biến đổi có quy luật theo không gian do bị chi phối bởi tính địa đối của các hoạt động khí hậu và khí tượng; tổ hợp với những hình thế mật độ tương đối ổn định của từng khu vực trên lãnh thổ.

(3) Biểu thức (1-1) phản ánh qui luật vật lý của sự hình thành quá trình dòng chảy

và các đặc trưng biểu thị các hiện tượng thủy văn, là cơ sở cho phương pháp phân tích nguyên nhân hình thành của các hiện tượng đó

Tính ngẫu nhiên của hiện tượng thủy văn phụ thuộc chủ yếu vào sự biến đổi ngẫu nhiên của nhóm các nhân tố khí hậu, khí tượng thông qua quan hệ biểu diễn bởi biểu thức (1-1).

1.3.2. Các phương pháp nghiên cứu.

Sự phát triển của các phương pháp tính toán trong thủy văn có quan hệ chặt chẽ với những tiến bộ khoa học kỹ thuật khác như toán học ứng dụng, phương pháp tính và kỹ thuật tính toán, đặc biệt là sự phát triển của máy tính điện tử. Nếu trước đây, khi phân tích các hiện tượng thủy văn không xuất phát từ quan điểm hệ thống, thì ngày nay quan điểm hệ thống và phương pháp phân tích hệ thống được áp dụng một cách phổ biến. Cần nhấn mạnh rằng, quan điểm hệ thống và phương pháp phân tích hệ thống không phải chỉ là vấn đề nhận thức mà là yêu cầu cấp bách trong phân tích và tính toán các hiện tượng thủy văn. Bởi vì, theo sơ đồ (1-1) sự hình thành và phát triển của hiện tượng thủy văn không tách rời mối quan hệ tương tác giữa nó với tác động của con người ngày càng sâu vào trạng thái tự nhiên của nguồn nước.

Các phương pháp nghiên cứu và tính toán thủy văn có thể chia làm hai loại: Phương pháp phân tích nguyên nhân hình thành và phương pháp thống kê xác suất.

a/ Phương pháp phân tích nguyên nhân hình thành:

Cơ sở của phương pháp phân tích nguyên nhân hình thành là tính tất định của hiện tượng thủy văn. Phương pháp phân tích nguyên nhân hình thành lại có thể chia ra các loại sau đây.

(1) Phương pháp phân tích căn nguyên.

Trên cơ sở phân tích các nhân tố ảnh hưởng đến sự hình thành các đặc trưng thủy văn theo biểu thức 1-1, người ta phân tích quan hệ giữa đặc trưng thủy văn với các thông số đặc trưng cho nhân tố ảnh hưởng. Mối quan hệ đó được biểu diễn bằng các quan hệ toán học: hoặc bằng các biểu thức, hoặc bằng các đồ thị và các biểu thức lô-gích, cao hơn nữa là các mô hình toán và mô hình mô phỏng hệ thống. Các mô hình mô phỏng hệ thống hiện nay được sử dụng rộng rãi trong tính toán thủy văn công trình.

Khi thiết lập các quan hệ toán học cho lưu vực bất kỳ, cần phải có một số tài liệu quan trắc. Điều này không phải lúc nào cũng thực hiện được, do đó cần phải kết hợp với các phương pháp tổng hợp địa lý và phương pháp lưu vực tương tự.

(2) Phương pháp tổng hợp địa lý.

Vì rằng hiện tượng thủy văn mang tính địa đới, tính khu vực và biến đổi nhịp nhàng theo không gian theo các cảnh quan địa lý. Bởi vậy, có thể tiến hành phân vùng, nội suy, ngoại suy bằng cách lập các bản đồ đẳng trị, các bản đồ phân khu các tham số tổng hợp và sử dụng nó trong tính toán các đặc trưng thủy văn.

(3) Phương pháp lưu vực tương tự:

Phương pháp lưu vực tương tự được sử dụng rộng rãi trong tính toán thủy văn.

Nguyên lý của phương pháp này là: các tham số và các đặc trưng thủy văn của lưu vực không có tài liệu quan trắc được suy ra từ lưu vực khác, có tài liệu đo đạc thủy văn và có điều kiện hình thành dòng chảy tương tự như lưu vực cần phải tính toán.

Gọi y_1 và y_2 là các đặc trưng cùng loại của hai lưu vực, giả sử:

$$y_1 = f_1(X_1, Z_1); y_2 = f_2(X_2, Z_2), \quad (1-4)$$

Với X_1, X_2, Z_1, Z_2 là các véc tơ tham số có dạng như biểu thức (1-2) và (1-3).

Các quan hệ $f_1(\cdot)$ và $f_2(\cdot)$ có dạng như nhau. Khi đó hai lưu vực được gọi là tương tự nếu như mỗi phần tử tương ứng của X_1 có giá trị xấp xỉ với X_2 và cũng như vậy với Z_1 và Z_2 . Trong trường hợp như vậy y_1 có thể suy ra từ y_2 bằng biểu thức (1-5)

$$y_1 = y_2 \text{ hoặc } y_1 = K y_2 \quad (1-5)$$

trong đó K là hằng số, được sử dụng như một hệ số hiệu chỉnh.

b) Phương pháp thống kê xác suất:

Vì rằng hiện tượng thủy văn mang tính chất ngẫu nhiên, do đó có thể coi các đại lượng đặc trưng là đại lượng ngẫu nhiên. Với giả định như vậy có thể áp dụng lý thuyết thống kê xác suất (trình bày ở chương III), với các chuỗi đại lượng của đặc trưng thủy văn bất kỳ, và từ đó có thể xác định được đặc trưng thiết kế theo một tần suất đã được quy định.

Trong thực tế cần sử dụng kết hợp các phương pháp trên đây. Mục đích cuối cùng của tính toán thủy văn là xác định các đặc trưng thiết kế tương ứng với tần suất đã định. Các đặc trưng đó có thể trực tiếp xác định bằng phương pháp thống kê xác suất, hoặc xác định gián tiếp theo các phương pháp phân tích nguyên nhân hình thành.

Hạn chế của phương pháp thống kê xác suất là ở chỗ coi rằng các đại lượng dòng chảy không có giới hạn trên. Do đó, đối với một số đặc trưng dòng chảy, hiện nay có xu hướng tìm giá trị cực hạn của nó, tức là giá trị lớn nhất có khả năng xảy ra. Đặc trưng thiết kế không chọn theo tần suất quy định mà được lựa chọn theo giá trị cực hạn của đặc trưng đó theo biểu thức (1-6).

$$y = K_1 y_{\max} \quad (1-6)$$

trong đó y là đặc trưng thiết kế; $y_{\max}$ là giá trị lớn nhất của đặc trưng đó; K_1 là hằng số với $K_1 \leq 1$.

1.4. VAI NÉT VỀ LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN CỦA THỦY VĂN HỌC.

1.4.1. Sơ lược về lịch sử phát triển của thủy văn học trên thế giới.

Thủy văn học có nguồn gốc phát triển từ lâu đời. Vào khoảng 4000 năm về trước, nhân dân Trung Quốc dưới sự lãnh đạo của Đại Vu đã đấu tranh bền bỉ với nước lũ sông Hoàng, cũng thời gian đó người Ai cập đã tiến hành quan trắc mực nước trên sông Nin với mục đích phòng chống lũ.

Việc sử dụng nguồn nước ngày càng tăng, và do đó yêu cầu nghiên cứu các hiện tượng thủy văn ngày càng trở nên cấp bách, Thủy văn học đã luôn luôn phát triển cả về phương

pháp nghiên cứu cũng như kỹ thuật quan trắc, thu thập các đặc trưng thủy văn. Lịch sử phát triển của thủy văn có thể sơ bộ chia thành các giai đoạn sau đây.

(1) Giai đoạn trước thế kỷ 18.

Đây là thời kỳ phát triển cổ điển của thủy văn học. Trong giai đoạn này việc phân tích các hiện tượng thủy văn chủ yếu mang tính chất định tính. Những quan trắc để thu thập tài liệu cũng đã được ứng dụng, nhưng chủ yếu là quan trắc mực nước. Việc tiến hành các quan trắc cũng mang tính chất cục bộ mà không có tính hệ thống. Vào thời kỳ cuối của giai đoạn này (thời kỳ Phục hưng) người Ý đã chế tạo thành công máy đo lưu tốc, và sử dụng nó để đo tốc độ và lượng nước ở các sông suối có yêu cầu khai thác nguồn nước.

(2) Giai đoạn từ thế kỷ 18 đến đầu thế kỷ thứ 20 (đến trước năm 1930).

Đây là thời kỳ phát triển mạnh của Thủy văn học do yêu cầu phát triển của các công trình giao thông và thủy lợi. Tính toán thủy văn được phát triển ở nhiều nước có mức độ phát triển công nghiệp cao. Ở Pháp Bengrand công bố công trình nghiên cứu về quan hệ mưa rào dòng chảy trên sông Xen. Ở Ý, Montarini đưa ra kết quả nghiên cứu về chế độ thủy văn của sông Tibro. Ở Hoa Kỳ Humpray và Abot đã quan trắc và phân tích chế độ thủy lực và lưu lượng nước trên sông Mixixipi. Vào cuối thế kỷ thứ 19 có công trình nghiên cứu của Penk (Áo) về cân bằng nước và chế độ dòng chảy của sông Danuyp. Ở Nga, vào năm 1865 – 1870, người ta đã tổ chức hàng loạt các trạm quan trắc thủy văn để nghiên cứu diễn biến của sông ngòi, phục vụ cho giao thông vận tải. Các công trình nghiên cứu quan trọng có thể kể đến là "vấn đề chuyển động của nước trong sông và sự hình thành dòng chảy sông ngòi" của J.S Leliapski (1893); "Cơ cấu dòng sông" của V.M Lóchín (1897).

Cuối thế kỷ thứ 19, trên cơ sở tài liệu tích lũy được A. J Vaiaykóp phát hiện quan hệ dòng chảy sông ngòi và khí hậu, ông phát biểu một nhận xét nổi tiếng "Sông ngòi là sản phẩm của khí hậu". Vào những năm 1878 – 1908 E.V Opaokóp phân tích dao động của dòng chảy sông Doniep trong nhiều năm, phát hiện tính đồng bộ trong sự thay đổi dòng chảy và mưa, đã khẳng định tính đúng đắn của Vaiaykóp trước đây.

Đầu thế kỷ 20 một số công thức kinh nghiệm đã được công bố và sử dụng rộng rãi như các công thức của Penk, Sraibor, Kenlo ở châu Âu; các công thức của N. Đônggóp, I. Langơ, D.J Kôserin sử dụng ở Nga. Ở Mỹ Niuel đã xây dựng đường đẳng trị dòng chảy nằm trên lãnh thổ Hoa Kỳ.

Nhìn chung, trong giai đoạn này các phương pháp nghiên cứu chủ yếu là tổng hợp địa lý. Các nghiên cứu chưa được thực hiện một cách hệ thống và chưa được đề cập một cách đầy đủ đến toàn bộ các vấn đề của dòng chảy sông ngòi.

Việc áp dụng các kết quả nghiên cứu của thủy văn học cho tính toán thiết kế các công trình thủy lợi còn nhiều hạn chế. Cho đến những năm từ 1925 – 1930, ở Nga D. J Koserin mới bắt đầu tổng hợp một cách hệ thống các tài liệu thủy văn và đưa ra một số phương pháp tính toán thủy văn phục vụ cho thiết kế công trình.

(3) – Giai đoạn từ năm 1930 – 1960:

Đây là thời kỳ phát triển mạnh mẽ và quan trọng nhất của thủy văn học. Với những kết quả nghiên cứu ở giai đoạn trước, thủy văn học đã phát triển thành một môn khoa học

độc lập. Các nhà khoa học ở các nước Liên Xô cũ, Mỹ, các nước châu Âu, Ấn Độ và Trung Quốc, Nhật Bản đã xây dựng thành công hệ thống cơ sở lý luận của tính toán thủy văn. Các nhà khoa học đã đề xuất các phương pháp tính toán hợp lý các đặc trưng thủy văn dùng trong quy hoạch, thiết kế các công trình thủy lợi. Một điều đáng chú ý là phương pháp thống kê toán học đã được ứng dụng trong thủy văn do D. L Xokolopski đề nghị và được phát triển bởi N.S Kritski và M.F Menken, G.N Brocôvic, G. A Alécxâyép, G. G. Svanitze v.v...

Cũng trong giai đoạn này các mô hình toán đã được thiết lập và bắt đầu được sử dụng trong tính toán thủy văn, dự báo tác nghiệp, phân tích và tính toán diễn biến lòng sông v.v...

Các phương pháp tính toán điều tiết dòng chảy được xây dựng. Các nghiên cứu về dòng chảy năm, dòng chảy lũ, động lực học sông ngòi, động lực của sông v.v... đã được nghiên cứu một cách khoa học và chi tiết.

Cùng với sự phát triển hoàn thiện về các phương pháp nghiên cứu và tính toán, hệ thống các trạm quan trắc thủy văn được mở rộng và được tổ chức một cách có hệ thống. Các thiết bị và kỹ thuật đo đạc, phân tích số liệu thủy văn cũng được hiện đại hóa.

Nói tóm lại, đây là giai đoạn phát triển quan trọng và hoàn thiện, làm cơ sở cho sự phát triển hiện đại của Thủy văn học sau này.

(4) Giai đoạn từ năm 1960 đến nay:

Đây là giai đoạn phát triển hiện đại của thủy văn học. Nhờ có sự phát triển mạnh mẽ của máy tính điện tử và phương pháp tính, việc ứng dụng các mô hình toán học trong thủy văn được khai thác một cách triệt để. Sự phức tạp của hiện tượng thủy văn được giải quyết và ứng dụng một cách có hiệu quả trong thực tế sản xuất.

Những quan niệm hiện đại về dòng chảy sông ngòi được hình thành theo quan điểm hệ thống. Theo quan điểm hệ thống, dòng chảy sông ngòi không phải chỉ là sản phẩm của khí hậu mà là kết quả của sự tác động tương tác giữa điều kiện khí hậu, mật độ rừng với sự tác động của con người vào điều kiện mật độ và những biện pháp khai thác nguồn nước. Quan điểm hệ thống còn thể hiện trong phương pháp đánh giá dòng chảy mặt và ngầm trong mối quan hệ tương tác lẫn nhau v.v...

Xuất phát từ quan điểm hệ thống, các phương pháp tính toán thủy văn hiện đại cũng được xây dựng. Các phương pháp đó được xây dựng trong mối quan hệ tương tác giữa dòng chảy và các biện pháp công trình, các yêu cầu về nước của con người. Tiêu biểu cho các phương pháp đó là việc thiết lập các mô hình mô phỏng hệ thống đối với các hệ thống phức tạp. Lý thuyết phân tích hệ thống được áp dụng khi phân tích và tính toán các đặc trưng thủy văn trong quy hoạch, thiết kế. Xu thế hiện đại của việc xây dựng các mô hình hệ thống là sự kết hợp giữa các mô hình thủy văn, thủy lực, các mô hình quản lý chất lượng nước v.v...

Cùng với sự phát triển của phương pháp tính toán, các thiết bị và phương pháp quan trắc cũng được cải tiến, kỹ thuật viễn thám, các máy đo hiện đại đã được sử dụng trong khảo sát đo đạc và thu thập tài liệu.

Nói tóm lại, các phương pháp tính toán và nghiên cứu trong thủy văn học được tiến hành trong mối quan hệ tương tác giữa con người và thiên nhiên.

1.4.2. Lịch sử phát triển của Thủy văn học ở Việt Nam.

Ở nước ta, trước thế kỷ thứ 20 không thấy có những tư liệu nghiên cứu về thủy văn. Tuy nhiên những quan trắc và các phân tích định tính có thể đã có từ lâu. Không thể không có những quan trắc (dù chỉ là rất thô sơ) và những phân tích về tính quy luật của thủy triều khi Ngô Quyền ở thế kỷ thứ 10 sử dụng thủy triều để tiêu diệt quân Nam Hán trên sông Bạch Đằng. Ba ngàn năm về trước, từ đời Lê Vọng, vùng duyên hải đã có bài ca về con nước rất có tác dụng đối với sản xuất nông nghiệp. Các sông đào như sông Đuống, sông Luộc, kênh nhà Lê và các hệ thống đê được xây dựng từ bao đời nay không thể thực hiện được mà không có kiến thức về dòng chảy sông ngòi.

Tuy nhiên, chỉ đến đầu thế kỷ thứ 20, khi người Pháp cai trị ở nước ta, hệ thống quan trắc khí tượng thủy văn mới được thiết lập. Tài liệu đo được sớm nhất vào năm 1902, từ những năm từ 1910 cho đến 1954, hệ thống các trạm quan trắc thủy văn được mở rộng trên các hệ thống sông lớn và chủ yếu là các trạm đo mực nước.

Từ năm 1959 cho đến nay, hệ thống các trạm đo đạc thủy văn đã được mở rộng trên quy mô lớn và việc tổ chức hệ thống quan trắc được coi là có hệ thống.

Cùng với sự phát triển của hệ thống các trạm quan trắc, đội ngũ cán bộ nghiên cứu thủy văn được đào tạo và lớn mạnh, các cơ quan quản lý và nghiên cứu được hình thành. Hiện nay, đội ngũ cán bộ và thủy văn học Việt Nam đang tiếp cận và hòa hợp với những tiến bộ khoa học kỹ thuật của thủy văn, thủy lợi trên thế giới.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Trương Văn Bình: Nguồn nước và vấn đề sử dụng nguồn nước hiện nay trên thế giới, Tập san "Thủy lợi - Thủy điện", số 132, năm 1973.
2. Nguyễn Sinh Huy - Nguyễn Lại - Phạm Phò: Giáo trình Thủy văn công trình N - Nông thôn - Hà Nội 1974.
3. Ngô Đình Tuấn và những người khác: Giáo trình tính toán Thủy văn. Nxb Nông Nghiệp - 1985.
4. Hà Văn Khôi: Lý thuyết phân tích hệ thống và một số ứng dụng trong quy hoạch nguồn nước - Tập bài giảng chuyên đề sau đại học - DHTL - 6/1991.
5. Tsebôtariốp. N. P: Lý thuyết dòng chảy (tiếng Nga) Nxb - Đại học tổng hợp Mascova - 1962.
6. V. Viesman: Nhập môn Thủy Văn - Nxb Harpeer - Rov - Niu-ước - 1977.

PHẦN I: TÍNH TOÁN THỦY VĂN

CHƯƠNG II

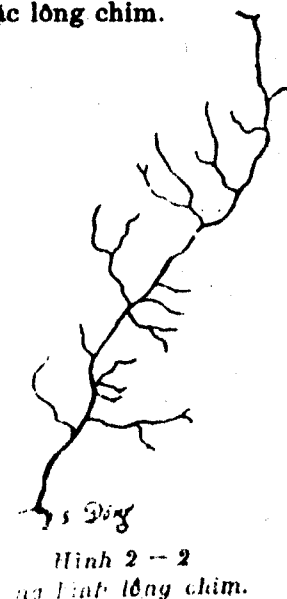
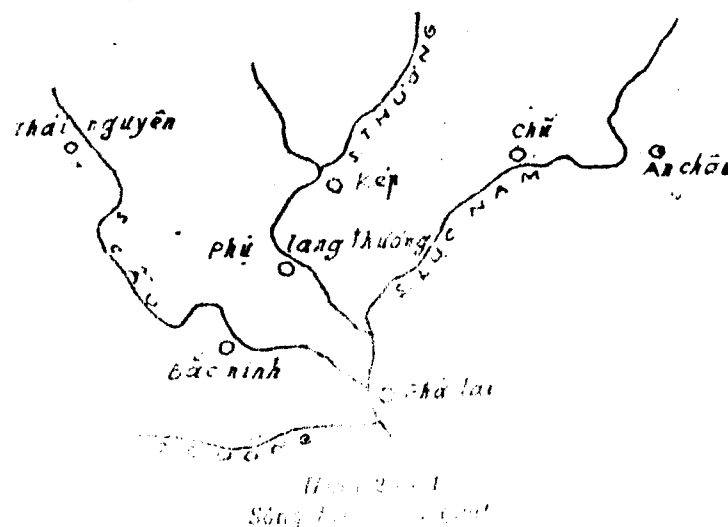
ĐẠI CƯƠNG VỀ SÔNG NGÒI VÀ SỰ HÌNH THÀNH DÒNG CHẢY SÔNG NGÒI

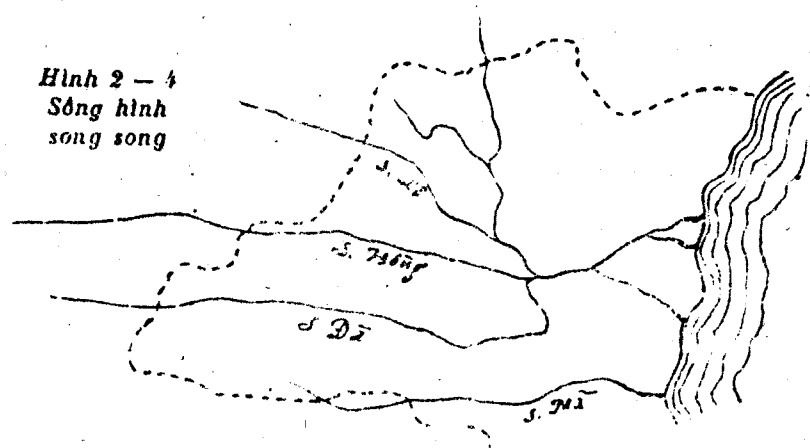
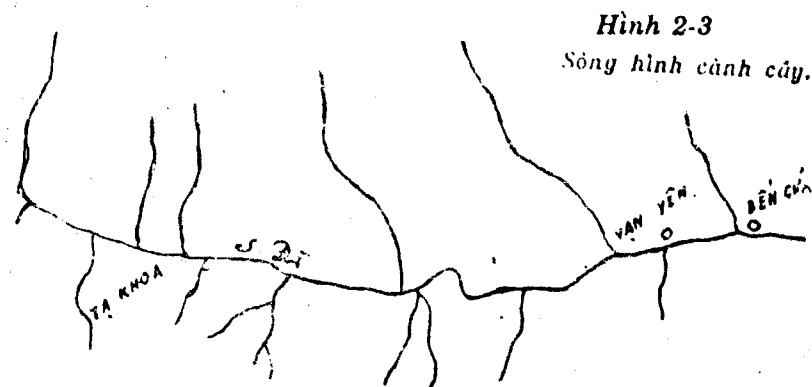
2.1. HỆ THỐNG SÔNG NGÒI

Nước mưa rơi xuống đất, một phần bị tổn thất do bốc hơi, đọng vào các chỗ trũng và ngấm xuống đất, một phần dưới tác dụng của trọng lực, chảy dọc theo sườn dốc tập trung vào các lạch nước, rồi sau đó tạo thành các khe suối và chảy xuống phía dưới tạo thành sông ngòi.

Các sông trực tiếp đổ ra biển hoặc vào các hồ trong nội địa gọi là sông chính. Các sông đổ vào sông chính gọi là sông nhánh cấp I, các sông chảy vào sông nhánh cấp I gọi là sông nhánh cấp II, cứ như thế suy ra các sông nhánh tiếp theo.

Sông chính cùng với các sông nhánh của nó hợp thành hệ thống sông ngòi. Tên của hệ thống sông thường lấy theo tên của sông chính, ví dụ: hệ thống sông Hồng gồm sông Hồng và các sông nhánh là Thao, sông Lô, sông Đà...; hệ thống sông Thái Bình gồm sông Cầu, sông Thương, sông Lục Nam...). Sự phân bố của các sông nhánh dọc theo sông chính quyết định sự hình thành dòng chảy trên hệ thống sông. Có thể phân ra các loại: sông nhánh phân bố theo hình nan quạt trong đó các cửa sông nhánh lớn ở gần nhau (hình 2-1); hình lông chim trong đó các sông nhánh phân bố tương đối đều đặn dọc theo sông chính (hình 2-2); sông nhánh phân bố theo hình cành cây (hình 2-3); sông nhánh phân bố song song (hình 2-4). Nói chung, hệ thống sông lớn thường có sự phân bố hỗn hợp giữa hai hoặc ba hình thức trên, chẳng hạn trên hệ thống sông Hồng có phân bố dạng song song, trên mỗi sông nhánh chính lại có kiểu phân bố dạng cành cây hoặc lông chim.





2.2. LƯU VỰC SÔNG VÀ CÁC ĐẶC TRƯNG SÔNG NGÒI VÀ LƯU VỰC.

2.2.1. Lưu vực sông và mặt cắt không chế.

Lưu vực của một con sông là phần mặt đất mà nước trên đó sẽ chảy ra sông (kể cả nước mặt và nước ngầm), Nói cách khác lưu vực tập trung nước của sông.

Nước trên lưu vực chảy theo hệ thống sông suối tập trung theo lòng chính, mặt cắt sông tại đó nước trên lưu vực chảy qua nó để chảy về hạ lưu gọi là mặt cắt khống chế, còn gọi là mặt cắt cửa ra của lưu vực. Tại mặt cắt cửa ra, nếu đặt các thiết bị quan trắc, sẽ thu được lượng dòng chảy của lưu vực sông.

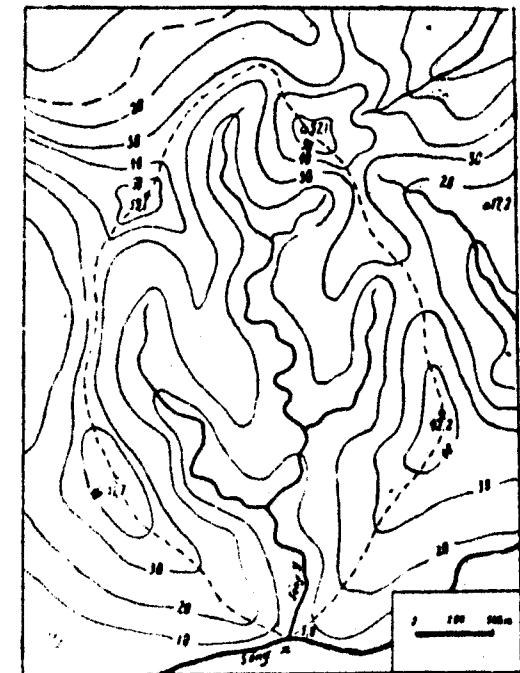
2.2.2. Đường phân nước của lưu vực.

Đường phân nước là đường nối các điểm, từ đó nước chảy về hai lưu vực khác nhau.

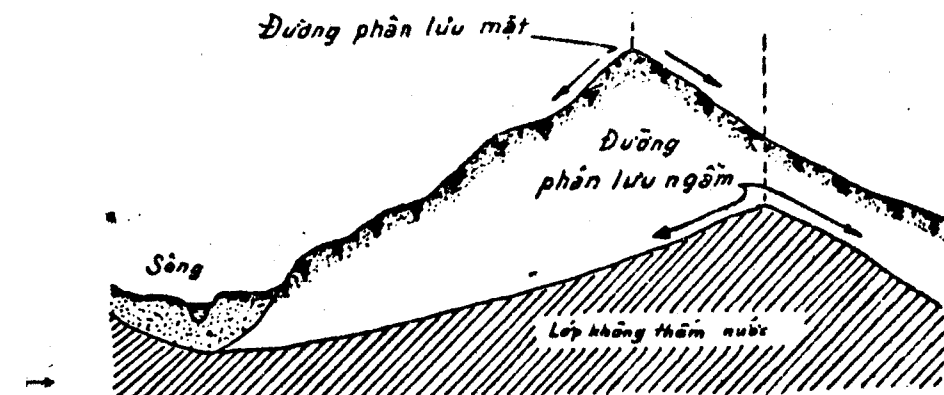
Có hai loại đường phân nước: đường phân nước mặt và đường phân nước ngầm. Đường phân nước mặt là đường nối liền các điểm cao nhất xung quanh lưu vực và ngăn cách nó với các lưu vực khác, nước mưa rơi xuống chảy về hai phía của đường phân lưu và tập trung theo sườn dốc của hai lưu vực. Đường phân nước ngầm phân chia sự tập trung nước ngầm giữa các lưu vực. Thường thì đường phân nước mặt và đường phân nước ngầm của

một lưu vực không trùng nhau (hình 2-6). Trong thực tế, việc xác định đường phân nước ngầm là rất khó khăn, bởi vậy thường lấy đường phân nước mặt làm đường phân nước của lưu vực và gọi là đường phân lưu.

Muốn xác định đường phân lưu phải căn cứ vào bản đồ địa hình có vẽ các đường đồng mức cao độ (xem hình 2-5).



Hình 2-5



Hình 2-6

Đường phân lưu nước mặt và nước ngầm

2.2.3 Các đặc trưng hình học của lưu vực.

2.2.3.1 Diện tích lưu vực (F)

Diện tích khống chế bởi đường phân lưu gọi là diện tích lưu vực, thường được ký hiệu là F và đơn vị thường tính bằng (Km²). Sau khi xác định được đường phân lưu, diện tích

lưu vực được xác định bằng máy đo diện tích hoặc bằng phương pháp đếm ô vuông trên bản đồ đã có tỷ lệ qui định. Để xác định chính xác diện tích lưu vực, cần sử dụng các bản đồ có tỷ lệ thích hợp.

Thường trong thực tế, người ta sử dụng các loại bản đồ tỷ lệ 1/10.000; 1/25.000; 1/50.000 và 1/100.000.

2.2.3.2- Chiều dài sông chính (L) và chiều dài lưu vực (L₁)

Chiều dài sông chính ký hiệu L là chiều dài đường nước chảy (theo lòng chính) từ nguồn đến cửa sông.

Chiều dài lưu vực L₁ là chiều dài đường gấp khúc nối từ cửa sông qua các điểm giữa các đoạn thẳng cắt ngang lưu vực cho đến điểm xa nhất của lưu vực. Các đường cắt ngang qua lưu vực thường lấy vuông góc với trục của lòng chính tại vị trí vẽ đường cắt ngang đó. Thường người ta coi chiều dài sông chính là chiều dài lưu vực, tức là L₁ = L. Đơn vị đo chiều dài sông và chiều dài lưu vực tính bằng Km.

2.2.3.3- Các đặc trưng hình học khác:

(1) Chiều rộng bình quân của lưu vực bằng diện tích của lưu vực chia cho chiều dài lưu vực:

$$B = \frac{F}{L_1} \text{ (Km)} \quad (2-1)$$

(2) Hệ số hình dạng của lưu vực K_d biểu thị hình dạng của lưu vực sông. Hệ số K_d tính bằng công thức:

$$K_d = \frac{F}{L_1^2} = \frac{L_1 B}{L_1^2} = \frac{B}{L_1} \quad (2-2)$$

Trong đó thường thì K_d ≤ 1.

Hình dạng của lưu vực càng gần với hình vuông hệ số K_d càng tiến dần tới 1,0; ngược lại lưu vực càng hẹp, càng dài thì K_d càng nhỏ.

(3) Độ cao bình quân của lưu vực: H_{bq} (m) tính theo công thức:

$$H_{bq} = \frac{\sum_{i=1}^n f_i h_i}{\sum_{i=1}^n f_i = F} \quad (2-3)$$

h_i – Cao trình bình quân giữa hai đường đồng mức;

f_i – diện tích giữa hai đường đồng mức;

n – là số mảnh diện tích.

(4) Độ dốc bình quân của lưu vực J.

$$J = \Delta h \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{\sum_{i=1}^n f_i = F} \quad (2-4)$$

l_i – khoảng cách bình quân giữa 2 đường đồng mức gần nhau

Δh – chênh lệch cao độ giữa hai đường đồng mức (trên bản đồ địa hình thường có giá trị như nhau đối với mọi đường đồng mức).

(5) Mật độ lưới sông D (Km/Km²);

Mật độ lưới sông bằng tổng chiều dài của tất cả các sông suối trên lưu vực chia cho diện tích của nó:

$$D = \frac{\sum L_i}{F} \quad (2-5)$$

Sông suối càng dày mật độ lưới sông càng lớn. Những vùng có nguồn nước phong phú thì D thường có giá trị lớn.

2.3. SỰ HÌNH THÀNH DÒNG CHẢY SÔNG NGÒI.

2.3.1 – Khái niệm về dòng chảy sông ngòi:

Ngôn từ "Dòng chảy" trong thủy văn được dùng để chỉ khả năng cung cấp nước của một lưu vực sông bất kỳ trong một khoảng thời gian nhất định cùng với sự thay đổi của nó theo thời gian trong khoảng thời gian đó. Do đó, có thể định nghĩa như sau:

"Dòng chảy là lượng nước của một lưu vực chảy qua mặt cắt của ra sau một khoảng thời gian nhất định cùng với sự thay đổi của nó trong khoảng thời gian đó".

Nếu thời gian tính toán là một năm ta có dòng chảy năm, bao gồm lượng dòng chảy năm và sự thay đổi lượng dòng chảy theo thời gian trong năm. Sự thay đổi dòng chảy trong thời gian một năm thường gọi là phân phối dòng chảy trong năm.

Theo nguồn gốc của dòng chảy, người ta chia ra dòng chảy mặt và dòng chảy ngầm. Dòng chảy mặt hình thành do nước trên mặt lưu vực sinh ra, do mưa hoặc tuyết tan và tập trung về tuyến cửa ra. Dòng chảy ngầm do nước dưới đất cung cấp. Dòng chảy mặt chỉ hình thành trong thời gian có mưa, còn dòng chảy ngầm hình thành cả trong thời kỳ có mưa và thời kỳ không có mưa.

Khái niệm về dòng chảy cũng gắn liền với khoảng thời gian tính toán lượng dòng chảy. Dòng chảy năm, dòng chảy mùa kiệt, dòng chảy mùa lũ v.v.

2.3.2. Các đặc trưng biểu thị dòng chảy.

Để đánh giá lượng dòng chảy và khả năng cấp nước của một lưu vực sông, người ta

sử dụng các đặc trưng biểu thị dòng chảy.

(1) Lưu lượng nước (Q): là lượng nước chảy qua mặt cắt cửa ra sau một đơn vị thời gian là một giây (m^3/s). Lưu lượng nước tại một thời điểm bất kỳ gọi là lưu lượng tức thời. Quá trình thay đổi của lưu lượng nước theo thời gian tại tuyến cửa ra gọi là quá trình lưu lượng, ký hiệu là $Q(t)$ hoặc $Q \sim t$. Đồ thị của sự thay đổi giữa lưu lượng nước và thời gian gọi là đường quá trình lưu lượng nước.

Lưu lượng bình quân trong một khoảng thời gian T bất kỳ là giá trị trung bình của lưu lượng nước trong khoảng thời gian đó. Lưu lượng bình quân được tính theo công thức tích phân hoặc biểu thức sai phân dưới đây.

$$\bar{Q} = \frac{1}{T} \int_0^T Q(t) dt \quad (2-6)$$

hoặc

$$\bar{Q} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n}$$

Trong đó $\bar{Q}$ là giá trị bình quân của lưu lượng, n là số thời đoạn tính toán, Q_i là lưu lượng bình quân tại mỗi thời đoạn thứ i bất kỳ.

(2) Tổng lượng dòng chảy W (m^3 hoặc Km^3).

Tổng lượng dòng chảy là lượng nước chảy qua mặt cắt cửa ra trong một khoảng thời gian T nào đó từ thời điểm t_1 đến t_2 ($T = t_2 - t_1$)

$$W = \int_{t_1}^{t_2} Q(t) dt \quad \text{hoặc} \quad W = \bar{Q}(t_2 - t_1) \quad (2-7)$$

Trong đó $\bar{Q}$ là lưu lượng bình quân trong khoảng thời gian T.

(3) Độ sâu dòng chảy Y (mm): Giả sử đem tổng lượng nước chảy qua mặt cắt cửa ra trong một khoảng thời gian nào đó trải đều trên toàn bộ diện tích lưu vực, ta được một lớp nước có chiều dày là Y (thường tính bằng mm) - gọi là độ sâu dòng chảy.

$$Y = \frac{10^3 \cdot W}{10^6 F} = \frac{W}{10^3 F} \quad (\text{mm}) \quad (2-8)$$

Trong đó W là tổng lượng nước có đơn vị đo là m^3 ; F là diện tích lưu vực có đơn vị đo là Km^2 .

(4) Mô đun dòng chảy M ($l/s - Km^2$): là trị số lưu lượng trên một đơn vị diện tích lưu vực là $1Km^2$.

$$M = \frac{10^3 \bar{Q}}{F} \quad (l/s - Km^2) \quad (2-9)$$

Từ các công thức trên có các dạng biến đổi sau:

$$W = Y \cdot F \cdot 10^3 \quad (2-10)$$

$$Y = M \cdot T \cdot 10^6 \quad (\text{mm}) \quad (2-11)$$

(5) Hệ số dòng chảy α : là tỷ số giữa độ sâu dòng chảy (hay còn gọi là lớp dòng chảy) và lượng mưa tương ứng sinh ra trong thời gian T.

$$\alpha = \frac{Y}{X} \quad (2-12)$$

α là hệ số không thứ nguyên vì $0 \leq Y \leq X$ nên $0 \leq \alpha \leq 1$.

Hệ số α càng lớn, tổn thất dòng chảy càng bé và ngược lại. Bởi vậy α phản ánh tình hình sản sinh dòng chảy trên lưu vực.

Mô đun dòng chảy phản ánh khả năng phong phú của nguồn nước của một lưu vực. Ý nghĩa tương tự cũng được phản ánh qua đặc trưng độ sâu dòng chảy Y. Bởi vậy hai đặc trưng này dùng để so sánh mức độ phong phú của dòng chảy giữa các lưu vực.

2.3.3- Khái niệm về sự hình thành dòng chảy sông ngòi.

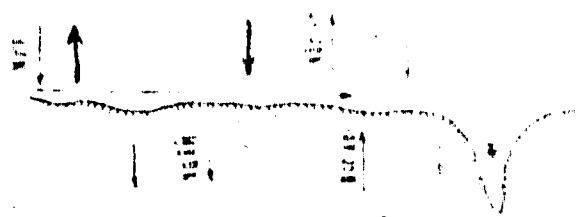
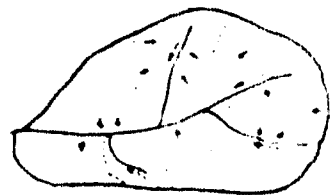
Dòng chảy trong sông ở nước ta đều do mưa xuống lưu vực tạo thành. Khi mưa rơi xuống, một phần tạo thành dòng chảy mặt, phần còn lại ngấm xuống đất và tạo thành dòng chảy ngầm cung cấp cho hệ thống sông.

Sự hình thành dòng chảy mặt sinh ra trong thời gian có mưa. Khi có mưa, lúc đầu do độ ẩm của đất nhỏ, lượng mưa bị ngấm vào đất và không sinh ra dòng chảy. Sau một thời gian kể từ lúc bắt đầu mưa, cường độ thấm giảm đi và trên mặt đất bắt đầu sinh dòng chảy mặt. Lượng nước chảy trên mặt lưu vực một phần bị tổn thất do phải điền vào các ô trũng trên mặt đất, một phần bị ngấm xuống đất trong quá trình chuyển động trên mặt lưu vực, một phần bị bốc hơi, phần còn lại chảy vào các khe nhỏ và tập trung dần vào các khe lớn rồi chảy vào hệ thống sông suối.

Thời gian tập trung nước mưa về hệ thống sông suối rất nhanh, bởi vậy, dòng chảy mặt sẽ không còn nữa sau một khoảng thời gian không dài khi mưa kết thúc.

Lượng nước mưa ngấm vào đất sẽ bổ sung cho lượng nước ngầm có trong đất, làm cho mực nước ngầm tăng lên. Một phần lượng nước ngầm xuống bị bốc hơi qua mặt đất, một phần bị mất đi do rễ cây hút mất. Nước ngầm vận chuyển về hệ thống sông với thời gian tập trung lớn tùy thuộc vào tương quan giữa mực nước sông và mực nước ngầm. Do đó sự tồn tại dòng chảy ngầm trên hệ thống sông ngòi kéo dài sau một khoảng thời gian khá khá dài. Đối với các sông nhỏ hoặc khe suối, thời gian duy trì dòng chảy ngầm có thể chỉ một vài tháng, còn các sông lớn dòng chảy ngầm sẽ kéo dài suốt cả năm.

Lượng nước bị bốc hơi, ngấm xuống đất, điền vào các chỗ trũng trong thời gian có dòng chảy mặt gọi là tổn thất dòng chảy mặt. Nếu xem xét trong một thời gian dài, bao gồm thời gian có mưa và thời kỳ không có mưa tiếp theo đó, thì một phần nước ngầm sẽ quay lại sông, phần khác sẽ cung cấp cho các tầng ngầm ở phía sâu và không quay lại sông nữa. Khi đó, tổn thất dòng chảy trong thời đoạn tính toán đó có thêm lượng tổn thất dòng



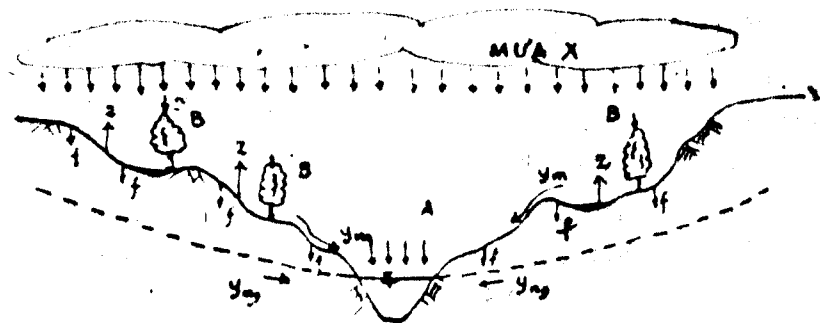
Hình 2-7

Sơ đồ quá trình hình
thành nước mặt

Quá trình hình thành
dòng chảy ngầm

ngầm. Nếu thời đoạn tính toán là một năm bao gồm một mùa lũ và mùa kiệt gọi là tổn thất dòng chảy năm.

Cần nhớ rằng, khái niệm tổn thất dòng chảy chỉ có nghĩa khi thời đoạn tính toán bao



Hình 2-8: Quá trình hình thành dòng chảy mặt và dòng chảy ngầm

gồm toàn bộ lượng mưa sinh ra dòng chảy mặt và ngầm. Sự phân tích tổn thất dòng chảy trong thời gian không có mưa là không có ý nghĩa, bởi vì lượng dòng chảy thu được không phải do mưa trong thời đoạn ấy gây ra. Hệ số dòng chảy tính toán theo công thức (2-12), bởi vậy cũng chỉ có nghĩa khi lựa chọn thời đoạn tính toán hợp lý. Sự hình thành dòng chảy mặt, dòng chảy ngầm được mô tả trên hình (2-7), (2-8) và (2-9).

2.3.4. Sự phân tách nước mặt và nước ngầm.

Dòng chảy trong sông do được tại tuyến cửa ra của một lưu vực bao gồm cả dòng chảy mặt và dòng chảy ngầm. Trong tính toán thủy văn công trình, đôi khi phải phân tách dòng chảy trong sông thành dòng chảy mặt và dòng chảy ngầm. Việc phân tách nước mặt và nước ngầm là rất khó khăn, vì tồn tại mối quan hệ thủy lực phức tạp giữa mực nước trong sông và mực nước ngầm. Trong thời gian có lũ, mực nước trong sông lớn sẽ hạn chế sự tập trung nước ngầm vào lòng sông, trong một số trường hợp, còn tồn tại sự trao đổi nước ngược lại từ lòng sông về phía các tầng chứa nước ngầm. Sự tập trung nước ngầm vào lòng

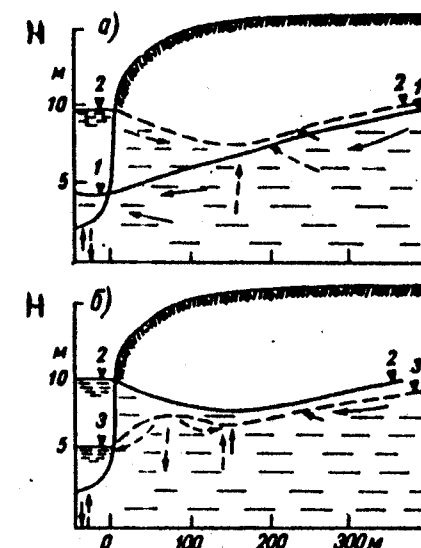
sông vì thế phụ thuộc vào quan hệ tương tác giữa mực nước sông và mực nước ngầm. Trên hình (2-10) mô tả quan hệ giữa nước trong lòng sông và nước ngầm với quan hệ tương tác giữa mực nước sông và nước ngầm của một trận lũ với hai pha nước lên và nước xuống. Trước khi có lũ (2-10a) lòng sông chỉ nhận nước ngầm từ các tầng ngầm, khi lũ bắt đầu lên tồn tại sự trao đổi dòng chảy hai chiều, và cùng với nó là sự nâng cao mực nước ngầm trong đất. Khi lũ xuống, mực nước trong sông giảm xuống, nước ngầm lại chảy một chiều về phía sông (hình 2-10b). Tuy nhiên, dòng chảy ngầm khi mực nước sông rút xuống bao gồm cả lượng nước ngầm có sẵn trong đất và lượng nước được bổ sung khi có lũ lên.

Từ minh họa trên đây thấy rõ việc tách nước ngầm và nước mặt là rất phức tạp. Cho đến nay, tồn tại nhiều phương pháp phân tách nước ngầm, thường gọi là cát nước ngầm. Các phương pháp cát nước ngầm được áp dụng tùy thuộc vào đặc điểm hình thành dòng chảy mặt và ngầm của lưu vực cụ thể. Dưới đây là một số phương pháp cát nước ngầm thường được dùng trong thực tế.

(1) Phương pháp thứ nhất: Đây là phương pháp đơn giản nhất được sử dụng đối với các lưu vực có diện tích không lớn, dòng chảy mặt kết thúc nhanh chóng sau khi hết mưa. Đường phân chia dòng chảy ngầm là đường thẳng nằm ngang đi qua điểm A và cắt đường quá trình $Q \sim t$ tại B. Điểm A thường là điểm bắt đầu có dòng chảy mặt, được xác định tại giao điểm của đường quá trình dòng chảy ngầm trước đó (A_0A) với đường $Q \sim t$ (xem hình 2-11). Quá trình lưu lượng theo đường ABF là dòng ngầm. Quá trình dòng chảy mặt sẽ là hiệu số tung độ từ thời điểm A đến B giữa đường $Q \sim t$ tổng cộng (AMB) với quá trình dòng chảy ngầm (AB).

(2) Phương pháp thứ hai:

Phương pháp này dựa trên giả thiết là khi bắt đầu có dòng chảy mặt, dòng chảy ngầm vẫn giảm theo xu thế trước đó cho đến điểm C là điểm tương ứng với lưu lượng lớn nhất trong sông (điểm M). Sau đó lưu lượng dòng ngầm bắt đầu tăng lên khi lưu lượng trong sông giảm xuống, tại điểm D là điểm kết thúc dòng chảy mặt. Điểm D được xác định theo công thức [6]:



Hình 2-10. Sự trao đổi nước sông và nước ngầm.

a) Khi lũ lên

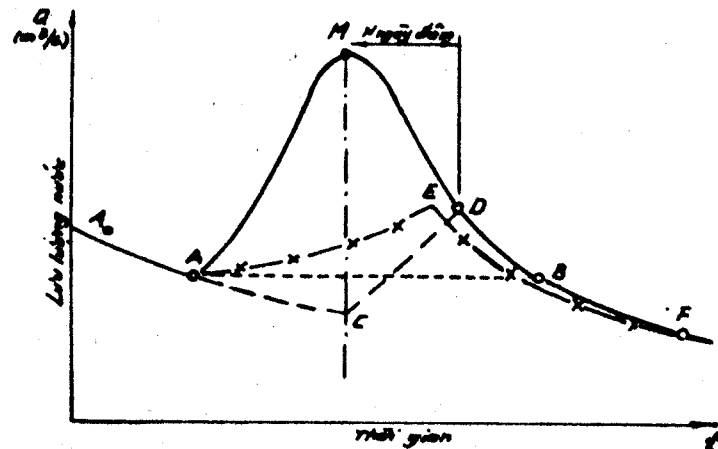
b) Khi lũ xuống

1- Trước khi lũ lên; 2- Thời điểm mực nước trong sông lớn nhất; 3- Trạng thái khi lũ rút; ————— hướng trao đổi nước.

N – thời gian tính bằng ngày đêm; F là diện tích lưu vực (Km^2) (xem hình 2-11).

(3) Phương pháp thứ ba:

Phương pháp thứ ba gồm việc xác định đường gãy khúc AEF, trong đó điểm F là điểm nằm trên đường cong rút nước ngầm, điểm A xác định như hai phương pháp trên, điểm E được xác định theo chủ quan và phụ thuộc vào kinh nghiệm sao cho E nằm trên đường cong rút nước ngầm kéo dài qua F.



Hình 2-11. Các phương pháp cắt nước ngầm

- - Phương pháp thứ nhất
- - Phương pháp thứ hai
- x - x - x - Phương pháp thứ 3

2.4. KHÁI NIỆM VỀ CHẾ ĐỘ DÒNG CHẢY SÔNG NGÒI VÀ SỰ HÌNH THÀNH CÁC PHA DÒNG CHẢY.

2.4.1. Khái niệm về chế độ dòng chảy.

Trái đất quay xung quanh trục của nó và vị trí tương đối của nó đối với các hành tinh khác trong vũ trụ thay đổi có qui luật theo thời gian và không gian. Thêm vào đó là sự hoạt động có qui luật của các hiện tượng thiên văn khác, bao gồm sự xuất hiện của vết đen mặt trời, sự di chuyển của các loại sao chổi v.v. có ảnh hưởng trực tiếp hoặc gián tiếp đến những hiện tượng tự nhiên trên hành tinh chúng ta. Khí hậu trên trái đất, có sự biến đổi theo qui luật và phù hợp với các hoạt động của các hiện tượng vũ trụ. Một trong những đặc điểm quan trọng là sự thay đổi có qui luật của các yếu tố khí hậu theo thời gian, mà đặc thù của nó là tồn tại tính chu kỳ. Những thay đổi có qui luật của yếu tố khí hậu kéo theo sự biến đổi của hiện tượng thủy văn theo thời gian.

Sự biến đổi có qui luật của yếu tố khí hậu theo thời gian gọi là chế độ khí hậu. Chế độ khí hậu được đặc trưng bởi sự thay đổi theo thời gian của các yếu tố cấu thành bao gồm:

chế độ nhiệt, chế độ mưa, chế độ gió, chế độ ẩm v.v. Chẳng hạn chế độ nhiệt là những đặc tính thay đổi theo thời gian: sự thay đổi nhiệt độ theo thời gian, giá trị lớn nhất, nhỏ nhất, bình quân, biên độ nhiệt v.v.

Dòng chảy sông ngòi là sản phẩm của khí hậu, bởi vậy những thay đổi theo thời gian của các đặc trưng dòng chảy sông ngòi cũng mang tính qui luật.

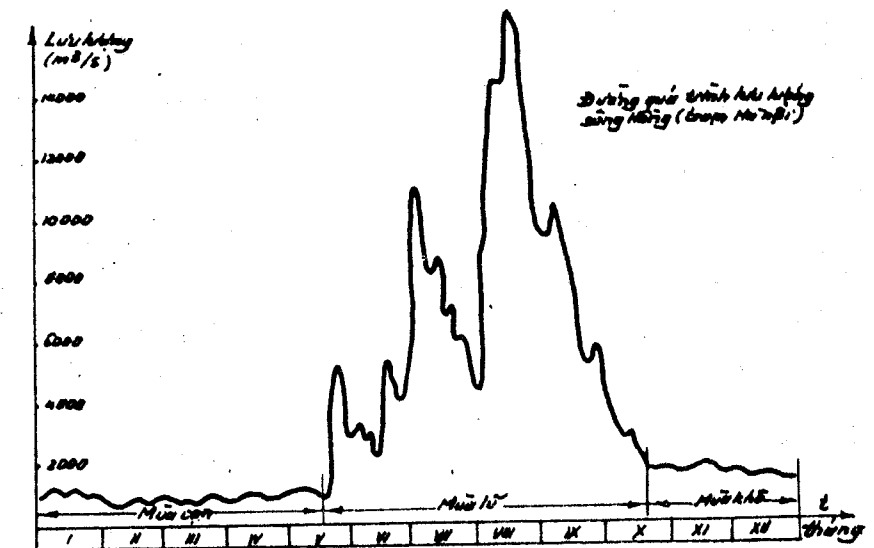
Sự thay đổi có qui luật của dòng chảy sông ngòi theo thời gian gọi là chế độ dòng chảy sông ngòi. Chế độ dòng chảy sông ngòi cũng được đặc trưng bởi sự thay đổi theo thời gian của các yếu tố cấu thành bao gồm: chế độ mực nước, chế độ lưu lượng v.v.

Phân tích chế độ dòng chảy là sự phân tích những đặc tính của sự thay đổi theo thời gian của các đặc trưng dòng chảy, bao gồm qui luật thay đổi theo thời gian của đặc trưng nào đó, các giá trị cực đại, cực tiểu, bình quân, biên độ thay đổi theo thời gian v.v.

Chế độ dòng chảy sông ngòi bị chi phối chủ yếu bởi chế độ khí hậu. Tuy nhiên ảnh hưởng của các yếu tố mặt đệm như địa mạo, địa hình, thổ nhưỡng v.v. sẽ có tác động rất mạnh và ảnh hưởng trực tiếp đến sự thay đổi dòng chảy sông ngòi.

2.4.2. Sự hình thành các pha dòng chảy.

Một trong những đặc thù của chế độ dòng chảy sông ngòi là sự tồn tại tính chu kỳ, và do đó hình thành các pha dòng chảy. Xét trong thời kỳ nhiều năm, sự thay đổi lượng dòng chảy theo thời gian hình thành các pha nước nhiều (những năm liên tục có dòng chảy dồi dào), pha ít nước (tập hợp những năm liên tục ít nước). Trong một năm thường hình thành pha nước lớn vào các tháng mùa lũ gọi là dòng chảy mùa lũ và pha nước kiệt (vào



Hình 2-12 Đường quá trình lưu lượng bình quân ngày trong năm của trạm sông Hồng (trạm Hà Nội)

các tháng mùa kiệt) gọi là dòng chảy mùa kiệt. Mỗi một năm đều tồn tại một pha nước lớn và nước kiệt, bởi vậy thời đoạn năm thường được chọn làm thời đoạn đặc trưng khi tính toán và phân tích chế độ dòng chảy sông ngòi.

Trong thời kỳ mùa lũ, dòng chảy sinh ra chủ yếu do dòng chảy mặt, còn thời kỳ mùa kiệt, nước ngầm là nguồn chính của dòng chảy sông ngòi.

Trong mùa lũ, người ta chú ý phân tích chế độ dòng chảy trong sông ở thời kỳ có nước lớn, dòng chảy trong sông biến động mạnh theo thời gian do có mưa lớn trong thời kỳ đó gây ra gọi là các trận lũ. Dòng chảy sông ngòi sinh ra trong thời gian có lũ gọi là dòng chảy lũ.

Trong thời kỳ mùa kiệt, tồn tại những thời kỳ mà dòng chảy sông ngòi đạt giá trị thấp nhất gọi là dòng chảy kiệt. Thời đoạn tính toán dòng chảy kiệt có thể là một ngày, vài ngày, một tháng hoặc một vài tháng có lượng dòng chảy bé nhất.

Trên hình (2-12) là quá trình lưu lượng $Q \sim t$ trong một năm và các pha dòng chảy tương ứng.

Thời kỳ bắt đầu của mùa lũ và mùa kiệt phụ thuộc vào điều kiện khí hậu của từng vùng. Ở nước ta, thời kỳ mùa lũ và mùa kiệt ở các vùng khác nhau cũng khác nhau. Ở bảng (2-1) là giới hạn mùa lũ và kiệt ở một số vùng.

Bảng (2-1)

TT	Vùng	Thời kỳ mùa lũ (tháng)	Thời kỳ mùa kiệt (tháng)
1	Tây Bắc	VI - IX	X - V
2	Đông Bắc	VI - X	XI - V
3	Thượng nguồn sông Mã	VII - X	XI - VI
4	Tây Nghệ An	VII - XI	XIII - VI
5	Trường Sơn Bắc	IX - XII	I - VIII

2.5. CÁC NHÂN TỐ KHÍ HẬU CHÍNH ẢNH HƯỞNG ĐẾN DÒNG CHẢY SÔNG NGÒI.

2.5.1. Mưa.

Mưa là nhân tố quan trọng nhất của sự hình thành dòng chảy sông ngòi. Ở nước ta, dòng chảy sông ngòi do mưa là chủ yếu, bởi vậy việc quan trắc thu thập tài liệu mưa đặc biệt được chú ý. Trong mục này sẽ trình bày các đặc trưng chính về mưa và chế độ mưa.

2.5.1.1- Khái niệm cơ bản:

(1) Lượng mưa:

Lượng mưa trong một thời đoạn tính toán nào đấy là lớp nước mưa đo được tại một

điểm quan trắc trên một đơn vị diện tích trong khoảng thời gian đó. Lượng mưa có đơn vị đo là mm. Lượng mưa đo được trong thời đoạn một ngày đêm gọi là lượng mưa ngày, nên thời đoạn tính toán bằng một tháng, một năm ta có tương ứng lượng mưa tháng, lượng mưa năm. Thí dụ lượng mưa của một năm nào đó tại một điểm quan trắc là 1600mm, có nghĩa là tại vị trí đó, trong một năm mưa rơi xuống tạo thành một lớp (nếu được tích lại) có bề dày bằng 1600mm.

(2) Cường độ mưa tức thời và đường quá trình mưa.

Cường độ mưa tức thời, thường ký hiệu là a_1 , là lượng mưa đo được trong một đơn vị thời gian tại một thời điểm bất kỳ ở vị trí quan trắc, có đơn vị đo là (mm/phút) hoặc (mm/h).

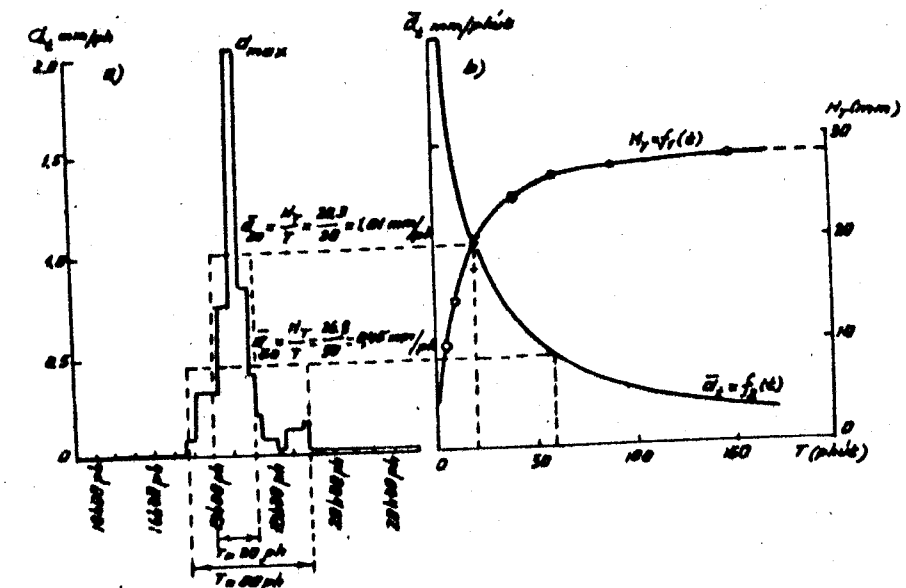
Sự biến đổi của lượng mưa theo thời gian gọi là quá trình mưa ($a_1 \sim t$). Đồ thị của đường cong $a_1 \sim t$ gọi là đường quá trình mưa (hình 2-13). Lượng mưa trong một khoảng thời gian từ t_1 đến t_2 có thể tính theo công thức (2-14)

$$H_{t_1-t_2} = \int_{t_1}^{t_2} a_1 dt, \quad (2-14a)$$

hoặc dưới dạng sai phân:

$$H_{t_1-t_2} = \sum_{i=1}^n \bar{a}_1 \cdot \Delta t \quad (2-14b).$$

Trong đó $\bar{a}_1$ là cường độ mưa bình quân trong mỗi thời đoạn Δt , n là số thời đoạn tính toán Δt .



Hình 2-13 - Quan hệ lượng mưa và cường độ mưa bình quân thời đoạn với thời đoạn tính toán T .

Cường độ mưa bình quân trong khoảng thời gian $T = t_2 - t_1$ là giá trị bình quân của cường độ mưa trong khoảng thời gian đó và được tính toán theo công thức (2-15).

$$a_T = \frac{H_{t_1-t_2}}{T} \quad (2-15)$$

Với giá trị $H_{t_1-t_2}$ tính theo (2-14a), hoặc (2-14b)

(3) Lượng mưa lớn nhất và cường độ mưa bình quân lớn nhất trong thời đoạn tính toán T.

a) Lượng mưa lớn nhất trong thời gian tính toán T; gọi tắt là lượng mưa lớn nhất thời đoạn H_T là lượng mưa trong khoảng thời gian T cho trước, được chọn trên đường quá trình $a_t \sim t$ sao cho lượng mưa trong thời đoạn đó là lớn nhất. Để đảm bảo lượng mưa trong thời đoạn T cho trước là lớn nhất với $T = t_2 - t_1$, ta phải xét dịch hai đầu mút t_1 và t_2 đến nhiều vị trí khác nhau trên đường cong quá trình mưa. Thường thì trong khoảng t_1 đến t_2 có chứa đỉnh mưa ($a_{t_{max}}$) sẽ cho lượng mưa thời đoạn T là lớn nhất. (hình 2-13).

b) Cường độ mưa bình quân lớn nhất trong thời đoạn tính toán T, gọi tắt là cường độ mưa bình quân lớn nhất a_T , là cường độ mưa bình quân trong thời đoạn T cho trước, được chọn trên đường quá trình mưa $a_t \sim t$ sao cho cường độ mưa bình quân trong thời đoạn đó là lớn nhất. Giá trị a_T được tính theo công thức (2-16)

$$a_T = \frac{H_T}{T} \quad (2-16)$$

Đơn vị đo của a_T cũng là (mm/phút) hoặc (mm/h).

Nếu cho T các giá trị thay đổi $T_1, T_2, \dots$ (xem hình 2-13), thì lượng mưa thời đoạn H_T sẽ tăng lên khi T tăng, còn cường độ mưa bình quân lớn nhất a_T sẽ bị giảm đi (xem hình 2-13b). Ta nói cường độ mưa a_T bị triệt giảm theo thời gian T; đường cong $a_T \sim T$ gọi là đường cong triệt giảm cường độ mưa bình quân lớn nhất theo thời đoạn tính toán T.

2.5.1.2. Mưa rào và các chỉ tiêu mưa rào.

Mưa rào là loại mưa có cường độ lớn, tập trung trong thời đoạn ngắn, có diện tích mưa không lớn lắm. Còn mưa rào - mưa dầm có thời gian mưa rất dài, diện mưa rộng và có thể tồn tại những khoảng thời gian trong đó cường độ mưa rất lớn. Đặc điểm của mưa rào là cường độ mưa thay đổi lớn theo thời gian.

Tiêu chuẩn mưa rào có thể được xác định theo các phương pháp khác nhau. Bescơ (thuộc Liên Xô cũ) lấy lượng mưa thời đoạn tính toán mưa làm tiêu chuẩn mưa rào (xem bảng 2-2). Ở Việt Nam, năm 1960 nha khí tượng đưa ra tiêu chuẩn mưa rào, có dạng tương tự như Bescơ, nhưng được sử dụng ở miền Bắc Việt Nam (bảng 2-3).

Bảng 2-2. Tiêu chuẩn mưa rào của Bescơ

Thời đoạn (phút)	Lượng mưa (mm)	Thời đoạn (phút)	Lượng mưa (mm)
5	2,5	50	11,0
10	3,8	60	12,0
15	5,0	120	18,0
20	6,0	180	22,25
25	7,0	240	27,0
30	8,0	360	33,0
35	9,6	720	45,0
45	10,25	1440	60,0

Bảng (2-3) Tiêu chuẩn mưa rào của Nha khí tượng Việt Nam năm 1960.

Thời đoạn (phút)	5	10	30	60	240	1440
Lượng mưa (mm)	4,0	6,5	11,0	14,0	20,0	50,6
Cường độ mưa bình quân (mm/phút)	0,80	0,66	0,35	0,23	0,08	0,035

Khi lượng mưa tương ứng với các thời đoạn đặc trưng vượt các giá trị ghi trong các bảng trên được coi là mưa rào.

Mưa rào là loại mưa thường gây lũ nên được nghiên cứu kỹ.

2.5.1.3. Phân loại mưa:

Căn cứ vào nguyên nhân làm không khí thăng lên gây mưa người ta chia ra các loại mưa sau đây:

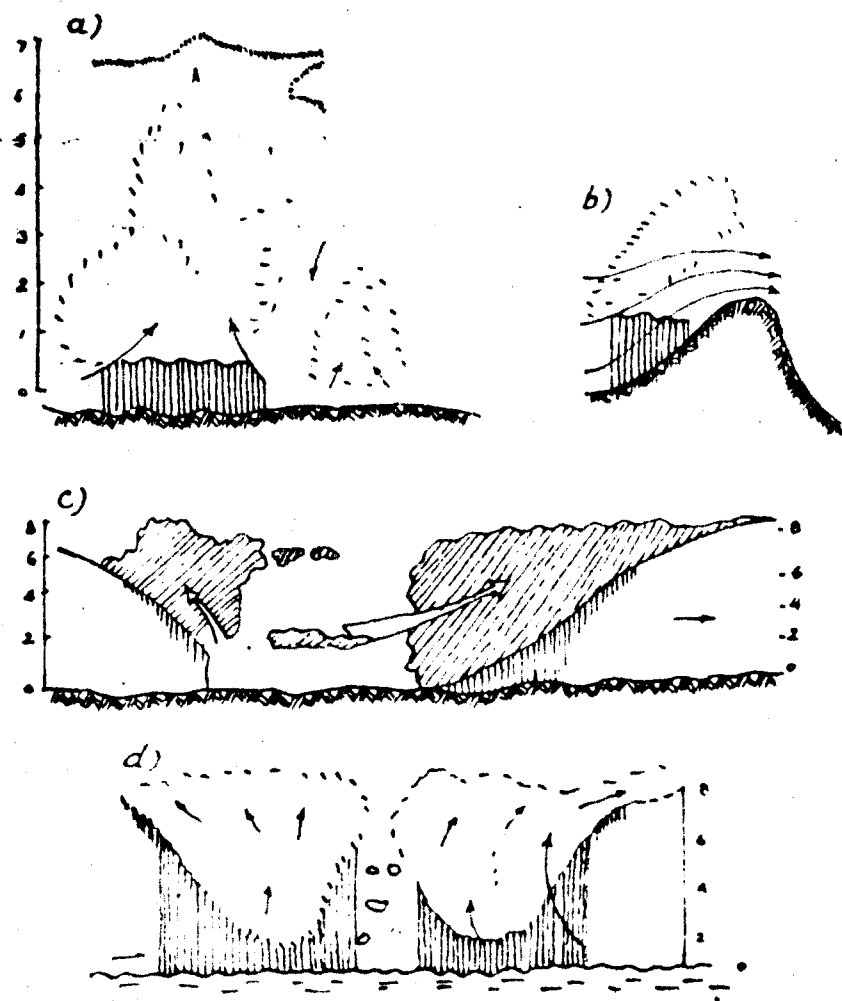
Mưa đối lưu: Về mùa hè, mặt đất bị nung nóng, lớp không khí ẩm sát mặt đất bốc lên cao tạo thành một lớp không khí đối lưu với lớp không khí trên cao, gây ra hiện tượng mất nhiệt, hơi nước bị ngưng tụ gây mưa kèm theo hiện tượng sấm sét (hình 2-15a)

Mưa địa hình: khối không khí ẩm trên đường di chuyển gặp núi cao, nó sẽ bốc lên theo sườn núi gây hiện tượng lạnh đi vì động lực. Hơi nước ngưng tụ gây mưa ở sườn đón gió (hình 2-15b). Loại này thường gây mưa lớn, phía núi khuất gió thường khô vì không còn hơi nước, và có thể bị nóng lên vì ma sát. Gió Lào ở nước ta là một ví dụ về kiểu mưa này.

Mưa gió xoáy:

Mưa gió xoáy là loại mưa do hiện tượng gió xoáy gây ra. Loại này có lượng mưa lớn phạm vi rộng, thời gian kéo dài dễ sinh ra lụt. Có thể phân ra các loại sau:

- Mưa frông lạnh: Khi một khối đoàn lạnh di chuyển gặp khối đoàn nóng ẩm sẽ tạo ra



Hình 2-15 Các loại mưa

- a - mưa đối lưu; b - mưa địa hình;
c - mưa frông lạnh và d - mưa bão
mưa frông nóng

một vùng tiếp xúc gọi là frông. Khí đoàn nóng ở mặt tiếp xúc sẽ bốc lên, hơi nước ngưng tụ vì lạnh gây ra mưa. Ở nước ta, mưa frông lạnh thường xảy ra khi có gió mùa Đông Bắc ở đầu và cuối mùa khô (2-15b)

- Mưa frông nóng: Hiện tượng tương tự như mưa frông lạnh, nhưng xảy ra khi khí đoàn nóng di chuyển gặp khí đoàn lạnh đang đứng yên hoặc di chuyển chậm (hình 2-15d)

- Mưa bão: Khi có bão, hiện tượng gió xoáy rất mạnh hút không khí ẩm lên cao lạnh đi và gây mưa lớn. Ở nước ta bão là nguyên nhân chủ yếu gây mưa lớn trong mùa mưa (hình 2-15d).

2.5.1.4. Chế độ mưa và các nhân tố ảnh hưởng đến chế độ mưa:

a) Chế độ mưa:

Phân tích chế độ mưa là một yêu cầu cần thiết trong tính toán thủy văn, bao gồm phân

tích chế độ nhiều năm, trong năm và mưa gây lũ.

Khi phân tích chế độ nhiều năm thường chọn thời đoạn bằng một năm để nghiên cứu. Khi phân tích chế độ nhiều năm của mưa, phải khảo sát sự thay đổi của lượng mưa theo thời gian nhiều năm ($X_t \sim t$), trong đó X_t là lượng mưa của một năm bất kỳ tại năm thứ t , và phân ra những năm liên tục mưa nhiều, mưa ít cùng với các đặc trưng cực trị: $X_{\max}$ là lượng mưa năm lớn nhất, $X_{\min}$ là lượng mưa năm nhỏ nhất; X_0 là lượng mưa năm bình quân nhiều năm. Lượng mưa năm bình quân nhiều năm tính theo công thức:

$$X_0 = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (2-17)$$

Trong đó X_i là lượng mưa của năm bất kỳ thứ i , n là số năm tính toán.

Những năm liên tục có lượng mưa $X_i \geq X_0$ lập thành nhóm năm mưa nhiều, ngược lại là nhóm năm ít mưa.

Trong một năm, khi nghiên cứu đặc điểm chế độ mưa cần phân tích mùa mưa và mùa khô, sự chênh lệch lượng mưa giữa hai mùa. Ngoài ra cần phân tích sự phân bố mưa theo thời gian trong một năm với thời đoạn tính toán bằng một tháng. Quá trình lượng mưa tháng trong năm gọi là phân bố mưa trong năm (xem bảng 2-4)

Bảng 2-4. Phân bố lượng mưa tháng trong năm tại một vị trí quan trắc

Tháng	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Năm
Lượng mưa (mm)	6,0	15,0	92	130	170	205	670	690	310	100	32	20	2340

Phân tích chế độ mưa thời đoạn ngắn đặc biệt quan trọng trong tính toán lũ và tiêu úng.

Phân tích chế độ mưa thời đoạn ngắn thực chất là phân tích đặc điểm của đường quá trình mưa trong một trận mưa và tìm ra những dạng đặc trưng của đường cong quá trình mưa. Đối với bài toán tiêu úng hoặc khi tính lũ cho lưu vực lớn, thường chọn thời đoạn bằng một ngày và phân tích quá trình thay đổi lượng mưa theo thời gian với thời đoạn ngày. Bảng (2-5) là phân bố lượng mưa theo các ngày mưa của hai trận mưa lớn.

Bảng 2-5. Quá trình lượng mưa ngày của một trận mưa.

Thời gian (ngày)	1	2	3	4	5	Tổng cộng
Lượng mưa trận thứ nhất (mm)	15,0	31,0	151,0	70,0	28,0	295,0
Lượng mưa trận thứ hai (mm)	120,0	70,0	101,0	50,0	20,0	361,0

Theo bảng (2-5) trận mưa thứ nhất có đỉnh mưa xuất hiện vào ngày thứ ba còn trận

thứ hai có hai đỉnh xuất hiện vào ngày thứ nhất và thứ ba.

Đối với các lưu vực nhỏ, thường quá trình mưa được nghiên cứu với thời đoạn ngắn hơn. Thời đoạn tính toán có thể bằng 1 giờ hoặc nhỏ hơn. Quá trình biến đổi lượng mưa $H_t \sim t$ hoặc cường độ mưa $a_t \sim t$ đặc trưng cho tính chất của mưa trận và được gọi là dạng mưa hoặc mô hình mưa của một trận mưa.

b) Các nhân tố ảnh hưởng đến chế độ mưa.

Chế độ mưa bị chi phối bởi chế độ khí hậu và đặc điểm mặt đệm. Trong các yếu tố khí hậu ảnh hưởng đến mưa thì chế độ gió đóng vai trò quan trọng nhất. Ở nước ta, về mùa đông gió mùa đông Bắc mang không khí lạnh và khô từ lục địa phía Bắc xuống, lượng mưa do đó rất ít và mưa bé. Mùa hạ, các khối đoàn nóng ẩm ngự trị, thêm vào đó, các hình thức thời tiết gây mưa lớn như bão, фронт, giải hội tụ nhiệt đới thường gây ra mưa lớn, đặc biệt là các tỉnh phía Bắc và miền Trung.

Trong các yếu tố về mặt đệm thì điều kiện địa hình là yếu tố có ảnh hưởng trội nhất đối với mưa. Ở những vùng núi, sườn đón gió thường có lượng mưa lớn, các vùng khuất gió và thung lũng có lượng mưa nhỏ hơn. Độ cao của núi cũng ảnh hưởng đến chế độ mưa và lượng mưa. Nhiều kết quả nghiên cứu cho thấy khi độ cao bình quân tăng lên thì lượng mưa cũng tăng đến một mức nào đó có thể lượng mưa bị giảm xuống hoặc ít giảm. Do ảnh hưởng của địa hình, trong một vùng có điều kiện khí hậu tương đối đồng nhất có thể tồn tại những trung tâm mưa lớn và các trung tâm mưa nhỏ (ở các vùng khuất gió và thung lũng).

2.5.1.5. Phương pháp tính mưa bình quân lưu vực.

Trong một trận mưa hoặc trong một thời đoạn tính toán, lượng mưa trên lưu vực thường không đồng đều, bởi vậy lượng mưa quan trắc được ở các trạm đo mưa bố trí trên lưu vực cũng khác nhau. Trong trường hợp như vậy, cần phải tính lượng mưa bình quân cho lưu vực. Hiện nay tồn tại nhiều phương pháp tính mưa bình quân lưu vực. Dưới đây là một số phương pháp thường được dùng trong thực tế.

a) Phương pháp bình quân số học.

Theo phương pháp này, lượng mưa bình quân được tính theo công thức (2-18)

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (2-18)$$

Trong đó n là số trạm đo mưa trên lưu vực, X_i là lượng mưa ở trạm thứ i . Phương pháp này chỉ sử dụng tốt khi trên lưu vực có nhiều trạm mưa và được bố trí ở những vị trí đặc trưng.

b) Phương pháp đa giác Thai Sơn: Cơ sở của phương pháp này là coi lượng mưa đo được ở một vị trí nào đó trên lưu vực chỉ đại diện cho lượng mưa của một vùng nhất định quanh nó. Diện tích của vùng đó không chế bởi các đường trung trực của các đoạn thẳng nối liền các trạm với nhau.

Cách làm cụ thể như sau:

Nối các trạm đo mưa trên bản đồ thành những tam giác rồi vẽ các đường trung trực của các tam giác đó thành các đa giác (hình 2-16). Lượng mưa tại trạm đo nằm trong mỗi đa giác đại diện cho lượng mưa trên phần diện tích của đa giác đó. Lượng mưa bình quân của lưu vực tính theo công thức (2-19)

$$X = \frac{\sum_{i=1}^n f_i X_i}{\sum_{i=1}^n f_i = F} \quad (2-19)$$

X_i là lượng mưa tại trạm thứ i đại diện cho mảnh diện tích thứ i ; n là số đa giác (hoặc số trạm mưa) f_i là diện tích của khu vực thứ i ; F là diện tích lưu vực tính bằng Km^2 .

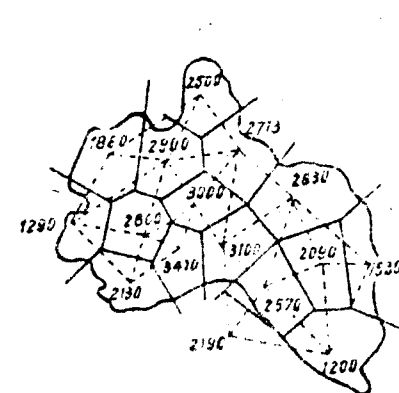
Phương pháp này ứng dụng được khi trên lưu vực và lân cận nó có nhiều điểm đo mưa với $n \geq 3$.

c) Phương pháp đường đẳng trị.

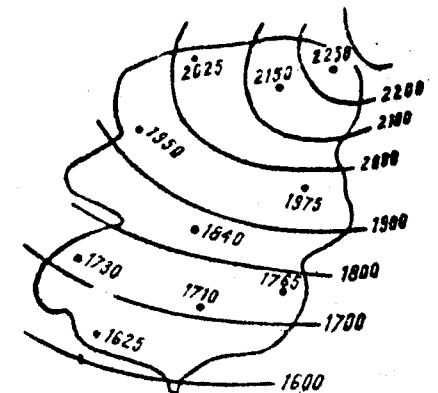
Đường thẳng trị mưa là các đường cong nối liền các điểm trên bản đồ có lượng mưa bằng nhau. Các đường đẳng trị được vẽ bằng cách nội suy khi trên một vùng có chứa lưu vực nghiên cứu được bố trí nhiều trạm đo mưa (hình 2-17). Lượng mưa bình quân trên lưu vực được tính theo công thức (2-20).

$$X = \frac{\sum_{i=1}^n f_i \frac{(X_i + X_{i+1})}{2}}{F} \quad (2-20)$$

f_i là diện tích nằm giữa hai đường đẳng trị có lượng mưa tương ứng là X_i và X_{i+1} .



Hình 2-16. Sơ đồ tính mưa bằng phương pháp đa giác Thai Sơn



Hình 2-17. Sơ đồ đường đẳng trị mưa

Phương pháp này có độ chính xác cao và khắc phục được những phức tạp về phân bố mưa theo không gian do ảnh hưởng địa hình. Tuy nhiên, phải xây dựng các đường đẳng trị nên khối lượng công việc khá lớn

2.5.2. Bốc hơi.

a) *Định nghĩa:* Bốc hơi (thường ký hiệu là Z) là lượng nước được tính bằng bề dày lớp nước bị bốc thoát khỏi mặt nước, hoặc mặt đất trong thời đoạn tính toán, có đơn vị đo là (mm). Bốc hơi bao gồm bốc hơi mặt nước, bốc hơi mặt đất và bốc hơi qua lá của lớp thảm thực vật.

Thời đoạn tính toán là một ngày ta có lượng bốc hơi ngày, tương tự vậy sẽ có lượng bốc hơi tháng, bốc hơi năm v.v. Tổng lượng nước do bốc hơi (tính theo thể tích) trên một diện tích bề mặt F được tính theo công thức (2-21)

$$W_z = Z.F.10^3 \text{ (m}^3\text{)} \quad (2-21)$$

Trong đó F tính bằng Km^2 ; Z tính bằng (mm).

b) *Chế độ bốc hơi và các nhân tố ảnh hưởng đến bốc hơi.*

Chế độ bốc hơi là qui luật về sự thay đổi của lượng bốc hơi theo thời gian trong năm, trong một ngày hoặc trong nhiều năm, được phân tích tương tự như chế độ mưa.

Các nhân tố chính ảnh hưởng đến bốc hơi bao gồm nhiệt độ và độ ẩm không khí, gió, nhiệt độ của nước hoặc mặt đất, lớp phủ thực vật.

Nhiệt độ của nước tăng làm tăng khả năng bốc hơi mặt nước, gió làm tăng lượng bốc hơi, còn độ ẩm không khí sẽ ảnh hưởng đến khả năng bốc thoát của hơi nước vào không khí. Khi độ ẩm không khí lớn sẽ giảm khả năng bốc thoát hơi nước.

Bốc hơi mặt đất, ngoài ảnh hưởng của gió, nhiệt độ, và độ ẩm không khí còn phụ thuộc vào loại đất, lớp phủ thực vật v.v.

Bảng (2-6) minh họa sự thay đổi bốc hơi trong một năm tại một điểm quan trắc.

Bảng (2-6) – Bốc hơi mặt nước đo được tại trạm Láng (Hà Nội).

Tháng	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Năm
Bốc hơi (mm)	65	54	52	72	111	105	113	102	88	98	82	66	1008

Theo bảng (2-6) vào các tháng từ II đến IV, độ ẩm không khí thường cao, nhiệt độ không khí chưa cao lắm nên lượng bốc hơi tháng nhỏ. Từ tháng V đến VII nhiệt độ không khí cao, độ ẩm giảm xuống nên bốc hơi có giá trị lớn. Từ tháng VIII trở đi nhiệt độ không khí giảm, nhưng độ ẩm tiếp tục giảm nên bốc hơi giảm xuống, tuy nhiên vẫn lớn hơn thời kỳ đầu năm.

2.5.3– Gió.

Gió là nhân tố ảnh hưởng nhiều nhất đến bốc hơi và mưa vì gió vận chuyển hơi nước từ nơi này đến nơi khác, nó làm tăng khả năng bốc hơi và làm thay đổi độ ẩm không khí, gây các nhiễu động và là nguyên nhân của mưa.

a) Các đặc trưng về gió.

Hai đặc trưng quan trọng của gió là tốc độ gió và hướng gió. Tốc độ gió được đo bằng các thiết bị khí tượng và có đơn vị tính là (m/s)

Bảng (2-7) Hướng gió thịnh hành và tốc độ gió trung bình trong các tháng tại Hà Nội.

Tháng	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Năm
Hướng gió	ĐB	ĐB	ĐN	ĐN	ĐN	ĐN	ĐN	TB	TB	BĐB	B	...	
Tốc độ trung bình (m/giây)	2,8	2,9	2,8	3	3	2,6	2,3	2,3	2,4	2,2	2,4	2,4	2,6

Bảng (2-8) Bảng cấp gió Bô-pho (Beaufort – Scale – BS 1805)

Cấp gió	Tốc độ gió m/s	Hiện tượng trên mặt biển	Hiện tượng trên mặt đất
0	Dưới 0,3	– Yên lặng	– Khói lên thẳng đứng.
1	0,3 – 1,5	– thuyền đánh cá hơi chòng chành.	– Khói hơi bị lệch nhưng khi cụ chỉ hướng gió chưa bị quay.
2	1,6 – 3,3	– Thuyền buồm mỗi giờ có thể đi được 2,3 hải lý/giờ.	– Mặt người cảm thấy có gió. lá cây rơi xào xạc. Khi cụ chỉ hướng gió chuyển động.
3	3,4 – 5,4	– Thuyền buồm hơi bị lắc, tốc độ 3 – 4 hải lý/giờ.	– Lá và cành cây nhỏ bị lay động không ngừng. Lá cờ mở ra.
4	5,5 – 7,9	– Thuyền buồm nếu căng toàn buồm, sẽ nghiêng về một bên	– Gió bụi và vụn giấy bay lên. Cành cây nhỏ bị lắc.
5	8,0 – 10,7	– Thuyền cá phải thu hẹp buồm.	– Cây nhiều lá bị lay động. Sóng nhỏ trên hồ nội địa.
6	10,8 – 13,8	– Thuyền cá phải thu hẹp buồm nữa. Lúc đánh cá cần chú ý nguy hiểm.	– Cành cây lớn lay động, dây điện kêu vi vu, khó mở dù.
7	13,9 – 17,1	– Thuyền cá về nghỉ ở cảng. thuyền ngoài khơi thả neo	– Toàn cây lay động, người đi cảm thấy có lực cản.
8	17,2 – 20,7	– Thuyền cá ở trong cảng không ra biển nữa.	– Cành cây nhỏ bị gãy, người cảm thấy lực cản mạnh.
9	20,8 – 24,4	– Thuyền cá ở trong cảng không ra biển nữa.	– Ống khói có thể bị gãy.
10	24,5 – 28,4	– Thuyền cá ở trong cảng không ra biển nữa.	– Trên mặt đất ít khi có, cành cây bị gãy.
11	28,5 – 33,5	– Thuyền cá ở trong cảng không ra biển nữa.	– Trên mặt đất rất ít, tồn thất nhiều.
12	trên 33,5	– Thuyền cá ở trong cảng không ra biển nữa.	– Trên mặt đất rất ít, tồn thất nhiều.

Hướng gió được chia theo 16 múi hướng đó là: Đông (Đ), Bắc (B), Tây (T), Nam (N), Bắc đông Bắc (BDB); Đông Bắc (ĐB), Đông đông Bắc (ĐDB), Đông đông Nam (DDN), Đông Nam (ĐN), Nam đông Nam (NDN), Nam tây Nam (NTN), Tây tây Bắc (TTB), Tây Bắc (TB), Bắc tây Bắc (BTB).

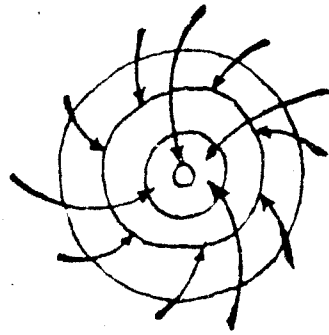
Đối với một vị trí quan trắc nào đó, khi thiết kế các công trình thủy lợi, người ta quan tâm đến tốc độ gió lớn nhất, hướng thịnh hành của gió và tốc độ gió của hướng thịnh hành.

Hướng thịnh hành của gió tại thời đoạn nào đó là hướng mà tổng số ngày gió của hướng đó lớn hơn so với những hướng còn lại trong thời đoạn đó.

Trong bảng (2-7) minh họa về hướng gió thịnh hành của các tháng trong năm tại Hà Nội. Bảng (2-8) liệt kê bảng phân cấp gió Bô-pho năm 1805.

b) Bão.

Gió bão là một hình thể thời tiết nguy hiểm, gây mưa lớn và sức tàn phá của nó rất ghê gớm. Bão là vùng gió xoáy rất mạnh bao trùm một vùng rộng lớn, ở vùng trung tâm áp suất không khí thấp, vành ngoài áp suất cao, Gradient áp suất ở vùng trung tâm đặc biệt lớn làm cho không khí từ vành ngoài chuyển vào trung tâm rất mạnh tạo thành hình xoáy chôn ốc (hình 2-18). (Áp suất không khí thường có đơn vị đo là mi-li-ba viết tắt là mb, $1\text{mb} = 0,75\text{mmHg}$). Tốc độ gió có thể đạt đến cấp 12 hoặc trên cấp 12 (xem bảng 2-7), ở vùng trung tâm bão (gọi là mắt bão) tốc độ rất nhỏ có thể đạt cấp 0. Hình (2-19) là hình ảnh của một trận bão xảy ra ở nước ta năm 1935.



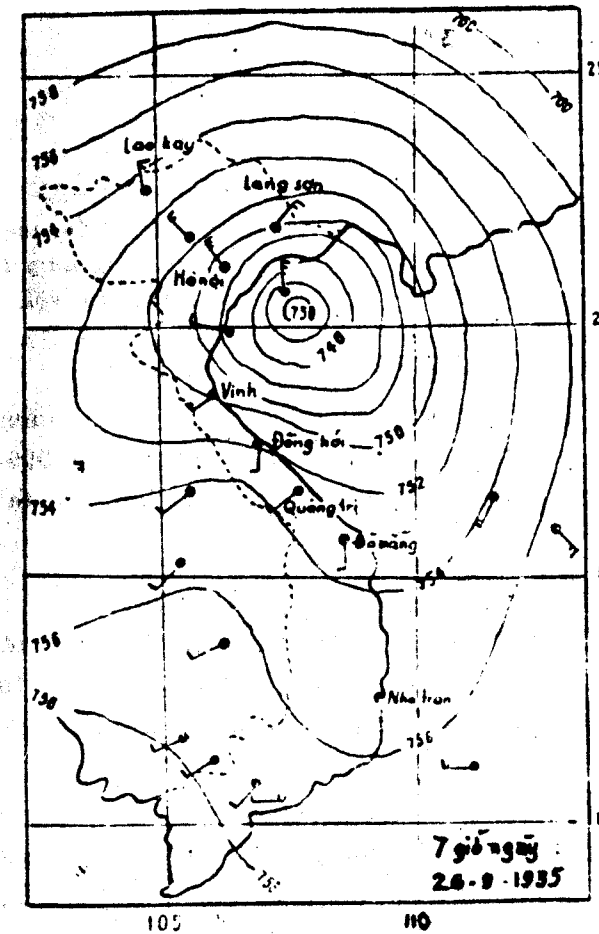
Hình 2-18. Hình ảnh chuyển động xoáy tròn ốc của không khí vào vùng tâm bão

Bão thường xảy ra ở vùng biển nhiệt đới hơi nước phong phú gây ra những trận mưa với lượng mưa rất lớn, đạt từ vài trăm (mm) đến hàng nghìn (mm) trong một trận mưa.

Bão có tốc độ gió lớn, phá hủy các công trình dân sinh kinh tế trong đó có công trình thủy lợi. Do đó tốc độ gió bão cũng là tiêu chuẩn được lựa chọn khi tính toán trong hồ chứa và các vùng có đê.

2.5.4. Độ ẩm không khí.

Độ ẩm không khí là mật độ hơi nước có trong không khí. Có nhiều phương pháp biểu thị độ ẩm không khí, dưới đây là một số phương pháp thường dùng.



Hình 2-19
Đường dâng áp
trong cơn bão ngày
26-9-1935

a) Độ ẩm tuyệt đối (a).

Độ ẩm tuyệt đối (hay mật độ hơi nước) là lượng hơi nước có trong một đơn vị thể tích không khí, đơn vị thường dùng là (g/m^3) hay (g/cm^3) . Trong thực tế ít dùng độ ẩm tuyệt đối vì rất khó xác định lượng hơi nước trong không khí.

b) Áp suất hơi nước (e).

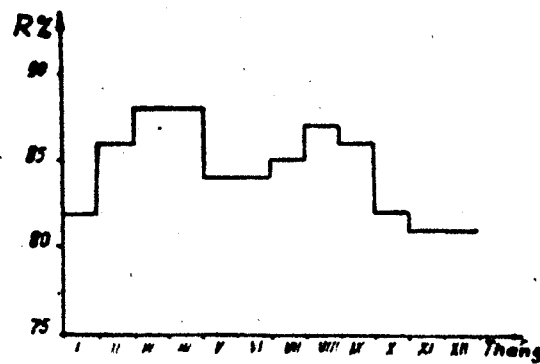
Áp suất hơi nước là áp lực do hơi nước gây ra trong không khí lên một đơn vị diện tích. Áp suất hơi nước là một phần trong áp suất không khí, cũng có đơn vị đo là (mmHg) hoặc (mb). Tương ứng với nhiệt độ không khí t° nào đó, độ ẩm không khí có giới hạn tối đa là E, quá độ ẩm này hơi nước sẽ chuyển sang thể lỏng. Người ta gọi E là áp suất bão hòa của hơi nước trong không khí ở nhiệt độ t° .

c) Độ ẩm tương đối.

Độ ẩm tương đối là tỷ số giữa áp suất của hơi nước ở trạng thái thực tế (e) với áp suất hơi nước ở trạng thái bão hòa E, trong cùng một nhiệt độ. R thường tính bằng (%):

$$R = \frac{e}{E} \cdot 100\% \quad (2-22)$$

Vì $e \leq E$ nên $R \leq 100\%$.



Hình 2-20
Sự thay đổi độ ẩm tương đối
các tháng trong năm tại Đài
Láng Hà Nội.

Ở nước ta, các tỉnh phía Bắc thường có độ ẩm tương đối rất lớn. Độ ẩm tương đối tại Hà Nội lấy trung bình nhiều năm là 85%. Giá trị lớn nhất thường lớn hơn 90% vào các tháng mưa phùn: Hình (2-20) mô tả diễn biến độ ẩm tương đối trong một năm tại Hà Nội.

2.6. PHƯƠNG TRÌNH CÂN BẰNG NƯỚC.

Phương trình cân bằng nước là sự thể hiện một định luật chung nhất của vật lý "định luật bảo toàn vật chất" trong thủy văn. Phương trình cân bằng nước là một công cụ rất có hiệu lực để đánh giá động lực của quá trình hình thành dòng chảy sông ngòi và tính toán dòng chảy sông ngòi.

Nguyên lý cân bằng nước xuất phát từ định luật bảo toàn vật chất, đối với một lưu vực có thể phát biểu như sau: "Hiệu số của lượng nước đến và lượng nước đi khỏi một lưu vực bằng sự thay đổi trữ lượng nước chứa trong lưu vực đó trong thời đoạn tính toán bất kỳ". Phương trình cân bằng nước là sự biểu diễn toán học của nguyên lý cân bằng này.

2.6.1. Phương trình cân bằng nước thông dụng.

Ta lấy một khu vực đất bất kỳ trên mặt đất, thí dụ một lưu vực chẳng hạn, giả thiết rằng có một mặt trụ thẳng đứng bao bọc quanh chu vi của khu vực đó tới tầng nước không thấm nước (hình 2-21). Chọn một thời đoạn Δt bất kỳ. Dựa trên nguyên lý cân bằng nước trên đây, thiết lập phương trình cân bằng nước giữa lượng nước đến, đi, và trữ lại ta có phương trình cân bằng nước.

Phần nước đến gồm có:

- X - lượng mưa bình quân trên lưu vực
- Z_1 - Lượng nước ngưng tụ trên mặt lưu vực;
- Y_1 - lượng dòng chảy mặt chảy đến;
- W_1 lượng dòng chảy ngầm chảy đến;
- U_1 - lượng nước trữ trong lưu vực lúc đầu thời đoạn Δt ;

Phần nước đi gồm có:

- Z_2 - lượng nước bốc hơi;
- Y_2 - lượng dòng chảy mặt chảy đi;

W_2 - lượng dòng chảy ngầm chảy đi;

U_2 - lượng nước trữ ở cuối thời đoạn Δt

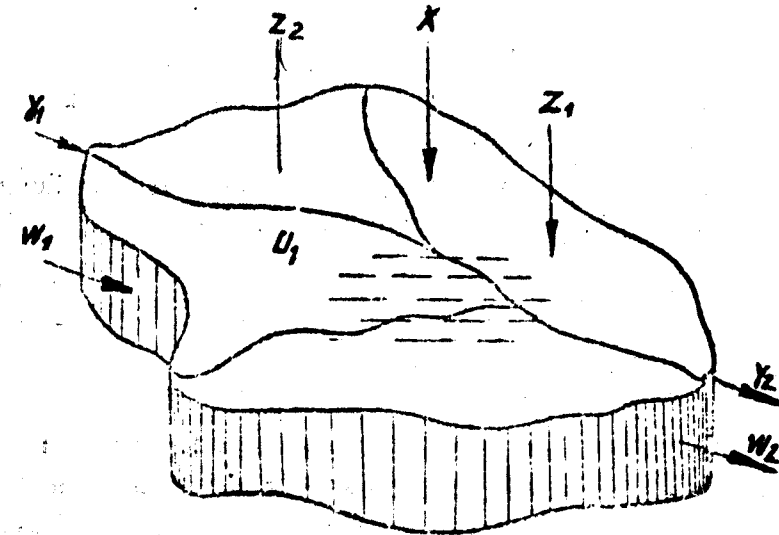
Phương trình cân bằng nước thông dụng trong thời đoạn bất kỳ có dạng:

$$X + Z_1 + Y_1 + W_1 - (Z_2 + Y_2 + W_2) = U_2 - U_1 \quad (2-23)$$

Hoặc là:

$$X + (Z_1 - Z_2) + (Y_1 - Y_2) + (W_1 - W_2) = \pm \Delta U \quad (2-34)$$

trong đó $\pm \Delta U = U_2 - U_1$.



Hình 2-21.
Lưu vực sông và
các thành phần
của cân bằng nước

2.6.2- Phương trình cân bằng nước của lưu vực kín và hở trong thời đoạn bất kỳ.

a) *Lưu vực kín*: là lưu vực có đường phân chia nước mặt trùng với đường phân chia nước ngầm, khi đó không có nước mặt và nước ngầm từ lưu vực khác chảy đến, tức là $Y_1 = 0$ và $W_1 = 0$. Nước chảy qua mặt cắt cửa ra của lưu vực là Y_2 và W_2 , với $Y = Y_2 + W_2$. Đặt $Z = Z_2 - Z_1$ là lượng nước bốc hơi đã trừ đi lượng ngưng tụ ta có:

$$X = Y + Z \pm \Delta U \quad (2-25)$$

b) *Đối với lưu vực hở*:

Đối với lưu vực hở sẽ có lượng nước ngầm từ lưu vực khác chảy vào hoặc ngược lại, khi đó phương trình cân bằng nước có dạng (2-26)

$$X = Y + Z \pm \Delta W \pm \Delta U, \quad (2-26)$$

trong đó $\pm \Delta W = W_2 - W_1$

2.6.3- Phương trình cân bằng nước của lưu vực trong thời kỳ nhiều năm.

Phương trình cân bằng nước dạng (2-25) và (2-26) được viết cho thời đoạn bất kỳ, tức là $\Delta t = 1$ năm, 1 tháng, 1 ngày hoặc nhỏ hơn nữa. Để viết phương trình cân bằng nước

cho nhiều năm, người ta có thể lấy bình quân trong nhiều năm các phương trình trên với thời đoạn năm.

Với (2-25) xét trong n năm ta có:

$$\frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n (Y_i + Z_i \pm \Delta U_i)}{n} \quad (2-27)$$

hoặc

$$\frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i}{n} + \frac{\sum_{i=1}^n Z_i}{n} + \frac{\sum_{i=1}^n \pm \Delta U_i}{n} \quad (2-28)$$

Bởi vì tổng $\sum \pm \Delta U_i$ đạt giá trị xấp xỉ bằng không do có sự xen kẽ của những năm nhiều nước và ít nước, phương trình (2-28) trở thành dạng (2-29)

$$X_o = Y_o + Z_o \quad (2-29)$$

trong đó $X_o = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$; $Y_o = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Y_i$; $Z_o = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Z_i$.

Là các giá trị bình quân nhiều năm của mưa, dòng chảy và bốc hơi. Nếu n đủ lớn thì X_o , Y_o , Z_o gọi là chuẩn mưa năm, chuẩn dòng chảy năm và chuẩn bốc hơi năm.

Đối với lưu vực hồ, từ (2-26) với cách làm tương tự nhận được phương trình cân bằng nước dạng (2-30).

$$X_o = Y_o + Z_o \pm \Delta W_o \quad (2-30)$$

Trong trường hợp lưu vực hồ, giá trị bình quân nhiều năm của $\pm \Delta W_i$ không tiến tới 0 được, bởi vì sự trao đổi nước ngầm giữa các lưu vực thường không cân bằng, phần lớn chỉ xảy ra theo một chiều.

2.6.4. Phân tích các nhân tố ảnh hưởng đến dòng chảy sông ngòi thông qua phương trình cân bằng nước.

Từ các phương trình cân bằng nước dạng (2-25), (2-26), (2-29), (2-30) có thể rút ra sự phụ thuộc giữa dòng chảy sông ngòi với các thành phần hình thành của nó theo dạng tổng quát (2-31).

$$Y = f(X, Z, \Delta W, \Delta U) \quad (2-31)$$

Rõ ràng dòng chảy sông ngòi phụ thuộc vào nhiều nhân tố, mà sự phân ảnh của nó thông qua các biến nằm ở vế phải của phương trình (2-31). Các nhân tố đó cũng bao gồm hai nhóm: khí hậu và mặt đệm.

Nhân tố khí hậu phản ảnh bằng hai đặc trưng mưa (X) và bốc hơi (Z), mà lượng mưa

và chế độ mưa cũng như bốc hơi và chế độ bốc hơi lại phụ thuộc vào các nhân tố khí hậu như chế độ nhiệt, chế độ ẩm, chế độ gió v.v. Ngoài ra mưa và bốc hơi còn phụ thuộc vào các nhân tố mặt đệm (như đã phân tích ở trên) như địa hình, lớp thảm thực vật (đối với mưa) và thêm các nhân tố thổ nhưỡng, địa chất, tình trạng canh tác và khai thác của con người (đối với đặc trưng bốc hơi). Mặt khác mặt đệm cũng ảnh hưởng trực tiếp đến chế độ nhiệt, gió, ẩm v.v. Bởi vậy, có thể nói mưa và bốc hơi là sự phản ảnh tổng hợp sự ảnh hưởng của nhân tố khí hậu và mặt đệm đến dòng chảy sông ngòi.

Thành phần ΔW chủ yếu phản ảnh điều kiện địa chất của lưu vực đến dòng chảy sông ngòi. Đối với các lưu vực kín, thường là các lưu vực không có hiện tượng Kast, hoặc là các lưu vực lớn, có độ sâu cát nước ngầm lớn thì $\Delta W = 0$. Đối với các lưu vực nhỏ hoặc có hiện tượng Kast thuộc loại lưu vực hở sẽ có $\Delta W \neq 0$.

Thành phần ΔU phản ảnh mức độ điều tiết của lưu vực đến dòng chảy, tức là khả năng trữ nước của lưu vực trong một thời đoạn nhất định và sự cung cấp lượng nước được trữ lại cho những thời đoạn tiếp theo. Khả năng điều tiết của lưu vực phụ thuộc vào điều kiện địa chất, thổ nhưỡng, lớp phủ thực vật, diện tích lưu vực, hồ ao đầm lầy và những tác động của con người. Diện tích lưu vực càng lớn thì khả năng điều tiết càng lớn, là vì: thứ nhất là do thời gian tập trung nước ở vị trí khác nhau ra tuyến của ra có sự chênh lệch lớn, hai là do nước mặt và các tầng nước ngầm có thời gian tập trung nước không đồng đều, ba là do diện tích lưu vực lớn, độ sâu của lòng sông lớn nên lượng trữ nước ngầm của lưu vực cũng lớn.

Rừng và ao hồ có khả năng trữ nước và làm chậm sự vận chuyển của nước mặt ra tuyến của ra còn điều kiện địa chất, thổ nhưỡng sẽ ảnh hưởng đến tương tác giữa nước mặt và nước ngầm. Các hoạt động kinh tế của con người như làm hồ nhân tạo, phá rừng, tập quán và phương thức canh tác có thể làm tăng hoặc giảm khả năng điều tiết dòng chảy của lưu vực.

Vì rằng mưa thường xảy ra trong một thời gian ngắn, mà dòng chảy thì tập trung về tuyến của ra sau một thời gian dài, bởi vậy sự thay đổi lượng trữ ΔU so với lượng dòng chảy Y với thời đoạn ngắn và dài cũng khác nhau. Đối với thời đoạn ngắn thì lượng trữ ΔU chiếm tỷ trọng lớn so với Y vì khi đó lượng mưa sinh dòng chảy chưa tập trung hết ra tuyến của ra, còn khi thời đoạn dài thì sẽ có bức tranh ngược lại. Nếu thời đoạn là một số năm thì ảnh hưởng của ΔU sẽ không còn nữa.

Phân tích ảnh hưởng của các nhân tố mặt đệm khí hậu đến dòng chảy sông ngòi đặc biệt có ý nghĩa khi lựa chọn phương pháp tính toán thủy văn cho những lưu vực có ít và không có tài liệu được trình bày trong các chương sau.

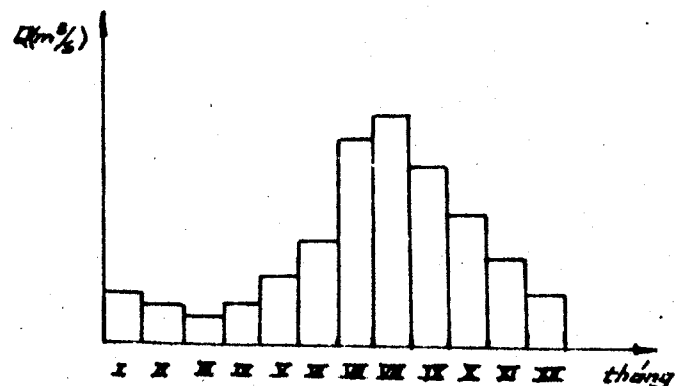
2.7. DÒNG CHẢY NĂM.

2.7.1. Khái niệm chung:

Như đã trình bày ở trên, dòng chảy trong một năm là một đại lượng đặc trưng trong tính toán thủy văn phục vụ qui hoạch và thiết kế các công trình thủy lợi.

Dòng chảy năm là lượng dòng chảy sinh ra trong thời đoạn bằng một năm cùng với sự thay đổi của nó trong năm.

Sự thay đổi dòng chảy theo thời gian trong một năm gọi là phân phối dòng chảy trong năm. Phân phối dòng chảy trong năm có thể biểu diễn bằng quá trình liên tục của lưu lượng theo thời gian ($Q \sim t$), hoặc bằng sự thay đổi rời rạc với thời đoạn tháng của quá trình $Q_i \sim t$ hoặc $W_i \sim t$, trong đó Q_i là lưu lượng bình quân tháng, W_i là tổng lượng dòng chảy của một tháng bất kỳ. (xem hình 2-22)



Hình 2-12

Quá trình lưu lượng bình quân tháng trong năm

Phân phối dòng chảy trong năm được gọi là điều hòa, nếu như sự chênh lệch dòng chảy giữa các tháng trong năm, hoặc giữa mùa lũ và mùa kiệt là không lớn. Thiết lập các tỷ số:

$$K_1 = \frac{W_k}{W_L}; \quad K_2 = \frac{W_k}{W_N} \quad (2-32)$$

Nếu K_1 và K_2 càng lớn dòng chảy càng điều hòa, ngược lại dòng chảy càng không điều hòa. Trong (2-32), W_k , W_L và W_N tương ứng là tổng lượng dòng chảy mùa kiệt, mùa lũ và tổng lượng dòng chảy năm.

Tương tự vậy, nếu xét trong thời gian nhiều năm, thì dòng chảy được gọi là điều hòa nếu chênh lệch dòng chảy giữa các năm là không lớn.

2.7.2. Các đặc trưng biểu thị lượng dòng chảy năm.

Lượng dòng chảy năm được biểu thị bằng các đặc trưng dưới đây:

– Tổng lượng dòng chảy năm là tổng lượng dòng chảy sinh ra trong thời gian một năm W_n (m^3).

– Lưu lượng bình quân năm: là lưu lượng bình quân trong thời gian một năm Q_n (m^3/s).

$$Q_n = \frac{\sum_{i=1}^{12} Q_i}{12}, \quad (2-33)$$

trong đó Q_i là lưu lượng của tháng thứ i . Giữa tổng lượng và lưu lượng bình quân năm có quan hệ theo công thức (2-34)

$$W_n = 31,5 \cdot Q_n \cdot 10^6 (m^3) \quad (2-34)$$

trong đó $31,5 \cdot 10^6$ là số giây trong một năm.

– Lớp dòng chảy năm là lớp dòng chảy tính trong thời đoạn bằng một năm.

$$Y_n = \frac{W_n}{F} \cdot 10^{-3} (mm) \dots \quad (2-35)$$

Từ (2-35) rút ra:

$$W_n = Y_n \cdot F \cdot 10^3 (m^3) \quad (2-36)$$

Trong đó F tính bằng (Km^2); W_n có đơn vị (m^3).

– Môđun dòng chảy năm là môđun dòng chảy tính trong thời đoạn một năm.

$$M_n = \frac{Q_n \cdot 10^3}{F} (l/s - Km^2) \quad (2-37)$$

– Hệ số dòng chảy năm là tỷ số giữa lớp dòng chảy trong năm và lượng mưa năm:

$$\alpha = \frac{Y_n}{X_n} \quad (2-38)$$

Giữa các đặc trưng dòng chảy năm W_n , Q_n , Y_n , M_n có thể tính toán chuyển đổi lẫn nhau, chẳng hạn:

$$W_n = 31,5 \cdot 10^6 \cdot Q_n = 31,5 \cdot 10^6 \cdot M_n \cdot F \cdot 10^{-3} = 31,5 \cdot 10^3 \cdot M_n \cdot F$$

Các chuyển đổi khác bạn đọc có thể biến đổi lấy.

2.7.3. Khái niệm về chuẩn dòng chảy năm:

Chuẩn dòng chảy năm là trị số dòng chảy năm trung bình trong thời kỳ nhiều năm đã tiến tới ổn định, với điều kiện cảnh quan địa lý không thay đổi, cùng thuộc thời địa chất ngày nay và cùng mức khai thác kinh tế sông ngòi.

Sự ổn định của đại lượng trung bình nhiều năm có nghĩa là nếu thêm vào chuỗi tài liệu nhiều năm một số năm đo đạc nữa thì giá trị bình quân sẽ ít hoặc không đổi. Những điều kiện về cảnh quan địa lý không đổi và các điều kiện địa chất, hoạt động kinh tế về nước là đảm bảo tính đồng nhất về sự hình thành dòng chảy sông ngòi.

Nếu Q_i là trị số lưu lượng bình quân năm của một năm nào đó ($i = \overline{1, n}$), chuẩn dòng chảy năm theo đặc trưng lưu lượng tính bằng công thức (2-39):

$$Q_0 = \frac{Q_1 + Q_2 + \dots + Q_i + \dots + Q_n}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n} \quad (2-39)$$

Sự ổn định của chuẩn dòng chảy năm biểu thị theo công thức (2-40):

$$Q_0 = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n} \approx Q'_0 = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} Q_i}{n+m} \quad (2-40)$$

Trong đó m là số năm được bổ sung vào chuỗi tài liệu n năm trước đó.

Chuẩn dòng chảy năm cũng được biểu thị bằng các đặc trưng lưu lượng (Q_0); tổng lượng (W_0); lớp dòng chảy (Y_0), môđun dòng chảy (M_0) và hệ số dòng chảy (α_0):

$$\alpha_0 = \frac{Y_0}{X_0} \quad (2-41)$$

Trong đó X_0 là chuẩn mưa năm.

2.7.4. Các nhân tố ảnh hưởng đến dòng chảy năm

Phân tích ảnh hưởng của các nhân tố khí hậu và mặt đệm đến dòng chảy năm cũng dựa vào phương trình cân bằng nước đã được trình bày ở các mục trên.

Trong thời đoạn một năm, lượng dòng chảy năm phụ thuộc vào hai đặc trưng quan trọng là mưa (X) và bốc hơi năm (Z). Lượng mưa năm quyết định mức phong phú của lượng dòng chảy năm, và phụ thuộc vào các điều kiện hình thành chế độ và lượng của nó. Bốc hơi năm phụ thuộc vào điều kiện khí hậu và các nhân tố mặt đệm. Thành phần ΔU với thời đoạn năm phản ánh khả năng điều tiết dòng chảy của lưu vực từ năm này đến năm khác.

Xét trong thời đoạn một năm, mức độ điều hòa của nó phụ thuộc chủ yếu vào hai nhân tố là chế độ mưa trong một năm và khả năng điều tiết dòng chảy của lưu vực trong năm. Nếu các tháng trong năm có lượng mưa đều phong phú thì dòng chảy sẽ rất điều hòa. Tuy nhiên, thường tồn tại thời kỳ mưa nhiều và mưa ít, do đó mức độ điều hòa dòng chảy phụ thuộc chặt chẽ vào khả năng điều tiết dòng chảy của lưu vực (thông qua sự thay đổi lượng trữ ΔU của các tháng trong năm). Đối với các lưu vực lớn, dòng chảy về mùa lũ được giữ lại ở các bể ngầm (dưới dạng nước ngầm) và cung cấp cho thời kỳ ít mưa tại tuyến của ra. Lớp phủ thực vật làm tăng khả năng điều tiết do nước bị giữ lại và làm tăng khả năng thấm nước xuống các tầng ngầm. Các nhân tố địa chất, thổ nhưỡng cũng tăng hoặc giảm sự điều hòa của dòng chảy năm.

Xét trong thời kỳ nhiều năm, mức độ điều hòa của dòng chảy giữa các năm phụ thuộc vào sự thay đổi lượng mưa trong thời kỳ nhiều năm. Các nhân tố mặt đệm có ảnh hưởng tương tự như đối với dòng chảy trong năm nhưng mờ hơn.

2.8. DÒNG CHẢY LŨ VÀ SỰ HÌNH THÀNH DÒNG CHẢY LŨ

2.8.1. Những khái niệm cơ bản:

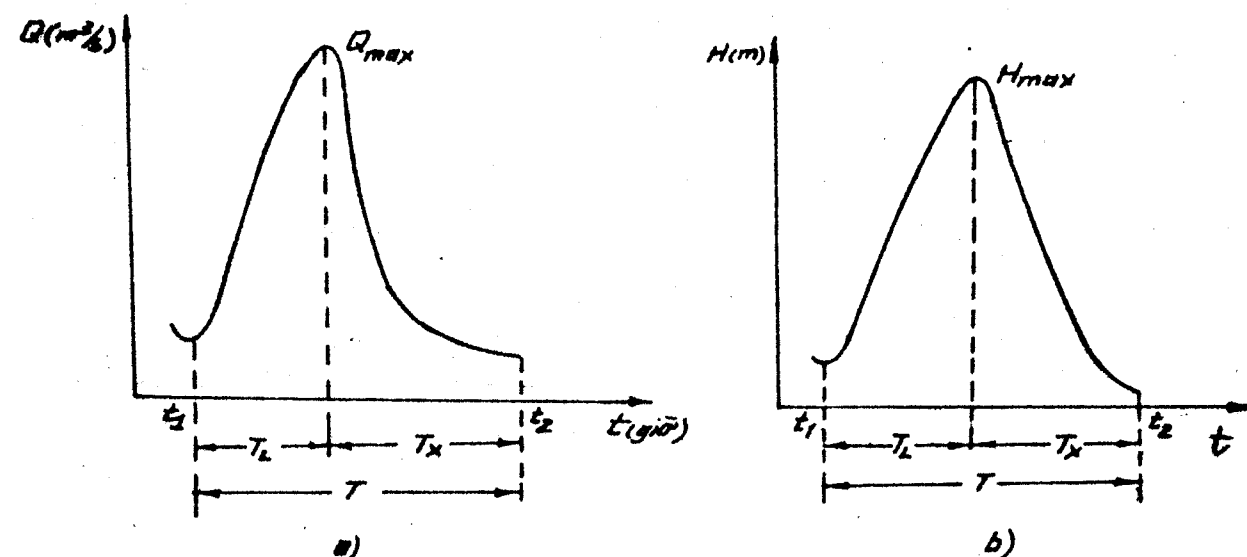
Dòng chảy lũ là một đặc trưng quan trọng trong tính toán thiết kế các công trình thủy lợi. Bởi vậy tính toán lũ là một vấn đề đặc biệt được quan tâm nghiên cứu.

Trong mục này sẽ trình bày những khái niệm cơ bản về lũ và sự hình thành dòng chảy lũ, các phương pháp tính toán lũ sẽ được trình bày trong chương V của giáo trình.

2.8.1.1. Lũ và các đặc trưng về lũ

Như đã trình bày ở phần đầu chương II, trong thời kỳ mùa lũ, tồn tại các pha nước lớn, khi có mưa lớn, mực nước và lưu lượng tăng nhanh và giảm nhanh hình thành các trận lũ (hình 2-23).

Các đặc trưng chủ yếu của một trận lũ bao gồm đường quá trình lũ ($Q \sim t$), đỉnh lũ Q_{max} , tổng lượng trận lũ W_{max} , thời gian lũ T; thời gian lũ lên và lũ xuống T_L , T_X , được mô tả trên hình (2-23)



Hình 2-23

a - Đường quá trình lưu lượng $Q \sim t$
b - Đường quá trình mực nước $H \sim t$

* Đường quá trình lũ là sự thay đổi lưu lượng theo thời gian của một trận lũ ($Q \sim t$), bao gồm hai nhánh nước lên và nước xuống. Tương ứng với sự thay đổi lưu lượng là quá trình thay đổi mực nước trong sông gọi là quá trình mực nước lũ ($H \sim t$).

* Cường suất lũ: là sự biến thiên của lưu lượng hoặc mực nước lũ theo thời gian. Gradient về mực nước (dH/dt) gọi là cường suất mực nước lũ. Tương tự, ta có cường suất lưu lượng lũ (dQ/dt). Dạng sai phân của cường suất lũ ($\Delta H/\Delta t$) hoặc $\Delta Q/\Delta t$ gọi là cường suất bình quân trong thời đoạn Δt .

Đối với nhánh lũ lên cường suất lũ có giá trị dương, nhánh xuống có giá trị âm, tại đỉnh lũ có giá trị bằng không.

* Đỉnh lũ là giá trị lớn nhất của một trận lũ ký hiệu là $Q_{\max}$, tổng lượng lũ ký hiệu là $W_{\max}$:

$$W_{\max} = \int_{t_0}^{t_0+T} Q dt \quad (2-42)$$

Trong đó t_0 là thời điểm bắt đầu có lũ, T là thời gian lũ, Q là giá trị lưu lượng tại các thời điểm khác nhau trên đường quá trình $Q \sim t$.

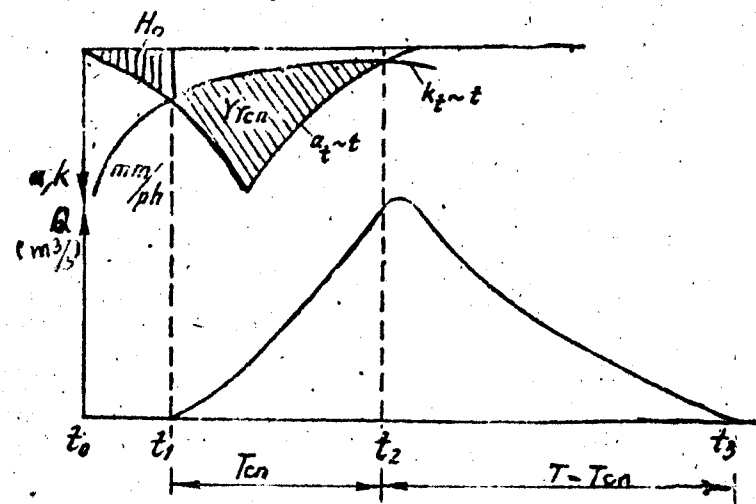
* Thời gian lũ lên T_L là thời gian kể từ thời điểm t_0 đến thời điểm xuất hiện $Q_{\max}$; thời gian lũ xuống T_X là khoảng thời gian từ điểm xuất hiện $Q_{\max}$ đến khi kết thúc lũ $T = T_L + T_X$.

Do ảnh hưởng điều tiết của lưu vực và lòng sông, nên thời gian lũ xuống lớn hơn thời gian lũ lên, bởi vậy đường quá trình lũ có dạng không đối xứng. Hệ số không đối xứng có thể phản ánh qua tỷ lệ giữa thời gian lũ lên và lũ xuống:

$$\gamma = \frac{T_X}{T_L} \quad (2-43)$$

2.8.1.2. Sự hình thành dòng chảy lũ:

Khi mưa rơi xuống lưu vực, nước mưa ban đầu đọng trên các lá cây, diên vào các khe rỗng và chỗ trũng, thấm xuống đất và không sinh dòng chảy trên mặt đất, giai đoạn này là giai đoạn tổn thất hoàn toàn. Nếu mưa vẫn tiếp tục và khi cường độ mưa vượt cường độ tổn thất, trên mặt đất phát sinh dòng chảy mặt, do tác động của trọng lực, nước sẽ chảy theo sườn dốc vào lòng sông và tập trung về tuyến cửa ra. Trong quá trình tập trung nước, dòng chảy vẫn tiếp tục bị tổn thất. Một lượng dòng chảy ngấm xuống tầng đất sát mặt sẽ tập trung vào lòng sông ngay sau khi lũ xuống và bổ sung vào phần sau của quá trình lũ.



Hình 2-24- Sơ đồ về sự hình thành quá trình lũ.

lượng nước còn lại sẽ vận chuyển xuống các tầng sâu và cung cấp cho các tầng ngầm. Như vậy quá trình hình thành một trận lũ phụ thuộc vào quá trình mưa, quá trình tổn thất và sự tập trung nước về tuyến cửa ra. Đối với những trận mưa mà trước đó, tổn thất diên trùng đã kết thúc thì tổn thất do thấm được coi là chủ yếu. Quá trình hình thành lũ trong trường hợp đó được minh họa trên hình (2-24). Trên hình (2-24), phần gạch đứng là lớp nước tổn thất ban đầu không sinh dòng chảy (H_0), phần gạch chéo là lớp cấp nước Y_{Tcn} có giá trị xấp xỉ với lớp dòng chảy lũ Y .

Vì chưa kể đến tổn thất trong quá trình tập trung nước nên $Y_{Tcn} > Y$.

Đường quá trình $K_t \sim t$ gọi là đường cong thấm; $a_t \sim t$ là quá trình mưa, trong đó K_t , a_t tương ứng là cường độ thấm và cường độ mưa tại thời điểm t bất kỳ.

Thời điểm t_1 là thời điểm bắt đầu sinh dòng chảy mặt; t_2 là thời điểm kết thúc dòng chảy mặt tại một điểm trên lưu vực. Thời gian từ t_1 đến t_2 ($T_{cn} = t_2 - t_1$) gọi là thời gian cấp nước, trong khoảng thời gian đó cường độ mưa lớn hơn cường độ thấm $a_t \geq K_t$.

Cường độ mưa vượt thấm h_t , còn gọi là cường độ cấp nước tính bằng công thức (2-44):

$$h_t = a_t - K_t, \text{ với } t_1 \leq t \leq t_2 \quad (2-44)$$

Khi đó lớp cấp nước Y_{Tcn} tính theo công thức (2-45):

$$Y_{Tcn} = \int_{t_1}^{t_2} h_t dt = \int_{t_1}^{t_2} (a_t - K_t) dt \quad (2-45)$$

Thời gian từ t_1 đến t_3 là thời gian lũ $T = t_3 - t_1$.

Trên đây là sự khái quát về quá trình hình thành dòng chảy lũ từ mưa. Trong thực tế, quá trình hình thành lũ là rất phức tạp, đặc biệt là khó phân tích các giai đoạn hình thành lũ và các quá trình tập trung nước trên sườn dốc và lòng sông.

2.8.1.3. Tổn thất dòng chảy lũ và các đặc trưng biểu thị.

Tổn thất dòng chảy lũ bao gồm quá trình thấm, diên trùng, bốc hơi và giữ lại ở lớp thảm thực vật, trong đó tổn thất thấm là đáng kể và xảy ra trong toàn bộ thời gian lũ. Có nhiều phương thức biểu thị và tính toán tổn thất. Dưới đây là hai loại đặc trưng thường được dùng trong tính toán tổn thất dòng chảy lũ.

a) Tính tổn thất theo cường độ thấm:

Nhiều quan điểm cho rằng, tổn thất thấm là đáng kể trong quá trình hình thành lũ, bởi vậy tổn thất dòng chảy lũ được tính toán thông qua hệ số thấm (cường độ thấm). Hiện nay tồn tại nhiều dạng công thức tính cường độ thấm, điển hình là các công thức sau đây:

(1) Công thức của Alékhxâyép:

$$K_t = K_0 + \frac{A}{\sqrt{t}} \quad (2-46)$$

(2) Công thức của Phe-đô-rốp:

$$K_t = K_0 + (a_t - K_0) \exp\left(-\frac{a_t \cdot t}{d}\right) \quad (2-47)$$

Trong đó K_t là hệ số thấm, tại thời điểm t kể từ khi bắt đầu mưa (mm/phút); A là thông số đặc trưng cho loại đất và đặc điểm bề mặt lưu vực; t là thời gian kể từ khi bắt đầu mưa tính bằng phút; a_t là cường độ mưa tại thời điểm t . Đường quá trình thấm K_t lúc đầu rất dốc, sau đó độ dốc giảm dần và ít thay đổi, tại đó cường độ thấm đạt giá trị ổn định gọi là cường độ thấm ổn định K_0 . Hệ số d là độ thiếu hụt bão hòa của độ ẩm đất.

b) Hệ số dòng chảy lũ.

Các công thức trên đây có nhược điểm là chỉ kể đến tổn thất do thấm. Do đó, trong thực tế có xu hướng sử dụng hệ số dòng chảy lũ. Việc sử dụng hệ số dòng chảy lũ khác phục được những nhược điểm của các công thức trên, nó kể đến tất cả các loại tổn thất trong quá trình hình thành lũ. Có hai loại hệ số dòng chảy lũ: hệ số dòng chảy đỉnh lũ và hệ số dòng chảy trận lũ.

* Hệ số dòng chảy đỉnh lũ bằng tỷ số giữa lượng dòng chảy và lượng mưa sinh ra trong thời gian tập trung dòng chảy τ .

$$\alpha_\tau = \frac{Y_\tau}{H_\tau} \quad (2-48)$$

Trong đó Y_τ là lớp dòng chảy lớn nhất sinh ra trong thời gian τ được lựa chọn trên đường quá trình cấp nước h_t tương tự như lượng mưa lớn nhất thời đoạn; H_τ là lượng mưa tương ứng. Vì $H_\tau = a_\tau \cdot \tau$ và $Y_\tau = H_\tau - K_\tau \cdot \tau$, nên:

$$\alpha_\tau = \frac{a_\tau \cdot \tau - K_\tau \cdot \tau}{a_\tau \cdot \tau} = 1 - \frac{K_\tau}{a_\tau} = \frac{h_\tau}{a_\tau} \quad (2-49)$$

Trong đó a_τ là cường độ mưa bình quân lớn nhất trong thời đoạn tính toán τ . Thường thì hệ số dòng chảy đỉnh lũ có giá trị bằng hệ số dòng chảy trong thời gian cấp nước T_{cn} , tức là:

$$\alpha_\tau = \alpha_{T_{cn}} = 1 - \frac{K_{T_{cn}}}{a_{T_{cn}}} \quad (2-50)$$

Trong đó $K_{T_{cn}}$ và $a_{T_{cn}}$ là cường độ thấm và cường độ mưa bình quân trong thời gian cấp nước T_{cn} .

* Hệ số dòng chảy trận lũ: là tỷ số giữa lớp dòng chảy lũ Y với lượng mưa sinh lũ tương ứng X .

$$\alpha = \frac{Y}{X} \quad (2-51)$$

Vì rằng, hệ số dòng chảy trận lũ có kể đến tổn thất ban đầu, cho nên giá trị của nó nhỏ hơn hệ số dòng chảy đỉnh lũ ($\alpha \leq \alpha_\tau$). Tuy nhiên, đối với các vùng ẩm ướt mưa nhiều,

lượng trận mưa lớn xảy ra khi đất đã bão hòa về độ ẩm, khi đó hệ số dòng chảy đỉnh lũ xấp xỉ với hệ số dòng chảy trận lũ ($\alpha_\tau \approx \alpha$).

2.8.1.4. Thời gian tập trung nước trên lưu vực.

a) Thời gian tập trung nước.

Thời gian tập trung nước là thời gian để cho một chất lượng nước ở một điểm nào đó trên lưu vực di chuyển về tuyến cửa ra. Thực ra đây chỉ là khái niệm, trong thực tế khi tính toán lũ người ta coi thời gian tập trung nước là thời gian di chuyển của đầu sóng lũ về tuyến cửa ra.

Quá trình tập trung nước trên lưu vực bao gồm hai giai đoạn: giai đoạn tập trung nước trên sườn dốc và giai đoạn tập trung nước trong lòng sông về tuyến cửa ra. Hai quá trình này, thực ra không thể phân tách ra được, vì rằng trong quá trình tập trung nước trong sông, luôn nhận được lượng nước bổ sung từ sườn dốc. Chính vì vậy tốc độ di chuyển của sóng lũ là rất phức tạp. Sườn dốc lưu vực cũng có những đặc điểm bề mặt không đồng nhất, bởi vậy tính toán chính xác thời gian tập trung nước tại một điểm nào đó về tuyến cửa ra không thực hiện được.

Trong thực tế, thời gian tập trung nước trên sườn dốc và lòng sông được tính bằng trị số bình quân, đặc trưng cho chuyển động của hai quá trình này.

Thời gian tập trung nước lớn nhất trên sườn dốc là khoảng thời gian để cho một chất điểm nước từ điểm xa nhất trên sườn dốc kịp chảy về lòng sông, còn thời gian tập trung nước lớn nhất trong sông là thời gian để cho một chất điểm nước ở điểm xa nhất trong lòng sông kịp chảy về tuyến cửa ra. Theo định nghĩa, thời gian tập trung nước lớn nhất trên lưu vực được tính theo công thức sau:

$$\tau = \tau_d + \tau_s \quad (2-52)$$

Trong đó τ_d , τ_s tương ứng là thời gian tập trung dòng chảy lớn nhất trên lưu vực, trên sườn dốc và trong sông, với:

$$\tau_d = \frac{L_d}{V_{\tau d}}; \quad \tau_s = \frac{L_s}{V_{\tau s}} \quad (2-53)$$

Trong đó L_d là chiều dài bình quân sườn dốc; L_s là chiều dài lòng sông; $V_{\tau d}$, $V_{\tau s}$ là tốc độ tập trung dòng chảy trên sườn dốc và lòng sông. Tốc độ tập trung nước có ý nghĩa như là tốc độ di chuyển của sóng lũ trên sườn dốc và lòng sông.

Những công thức (2-52), (2-53) chỉ là những công thức định nghĩa, trong thực tế việc tính toán được tiến hành theo những công thức khác sẽ trình bày trong chương V.

Tốc độ tập trung dòng chảy phụ thuộc vào độ sâu của lớp nước trên sườn dốc, độ sâu nước trong sông, độ dốc sườn dốc và độ dốc lòng sông, sức cản thủy lực trên sườn dốc và lòng sông. Theo thủy lực học, tốc độ tập trung nước trên sườn dốc có thể viết theo dạng của công thức Sedi - Manning:

$$V_{\tau d} = m_d J_d^{n_1} h^{n_2} \quad (2-54)$$

Trong đó m_d là hệ số đặc trưng cho sức cản thủy lực của sườn dốc; J_d là độ dốc sườn dốc; h là độ sâu lớp nước trên sườn dốc; n_1, n_2 là các hệ số mũ.

Tương tự vậy, tốc độ tập trung nước trong sông được viết theo dạng (2-55):

$$V_{ts} = m_s J_s n_3 h_s n_4 \quad (2-55)$$

Các thông số m_s, J_s, h_s, n_3, n_4 có ý nghĩa tương tự như trên đối với lòng sông.

b) Đường đẳng thời:

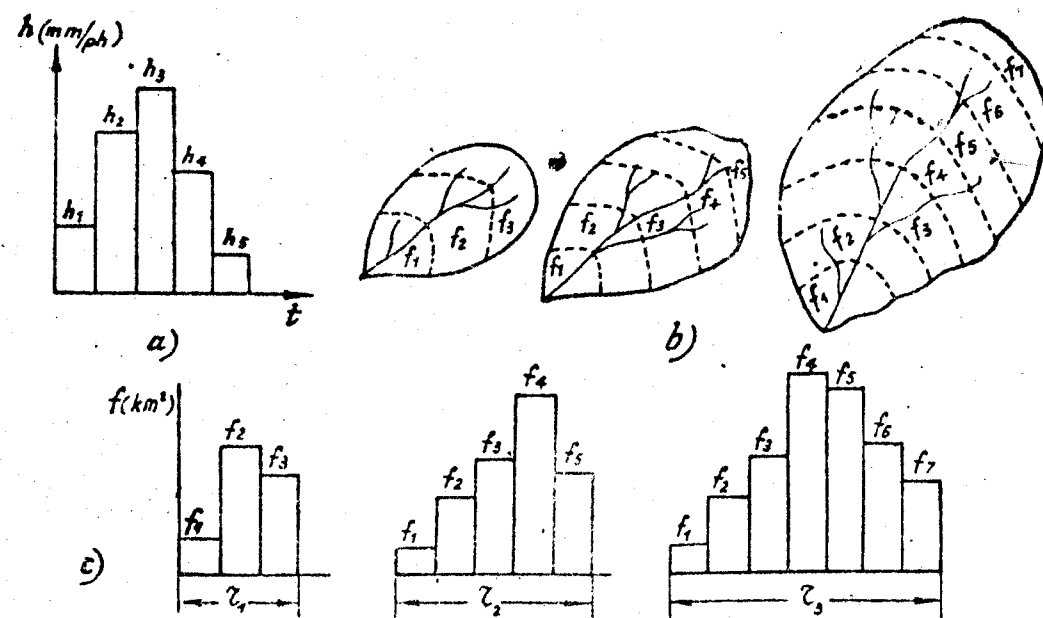
Tập trung tất cả các điểm trên lưu vực có cùng thời gian tập trung dòng chảy về tuyến cửa ra tạo thành một đường cong gọi là đường đẳng thời. Với thời gian tập trung nước khác nhau τ_1, τ_2, τ_3 , v.v sẽ có tương ứng các đường đẳng thời khác nhau tạo thành hệ thống các đường đẳng thời trên lưu vực (xem hình 2-25). Trên hình (2-25), f_1, f_2, f_3 , v.v. là diện tích tập trung nước giữa các đường đẳng thời.

2.8.2. Công thức cân nguyên dòng chảy – sự hình thành lưu lượng lớn nhất.

2.8.2.1. Công thức cân nguyên dòng chảy.

Công thức cân nguyên dòng chảy do các nhà Bác học Nga tìm ra (Đônggốp, Velikanốp, Protodiakônốp). Công thức cân nguyên dòng chảy là công thức được thiết lập nhằm khái quát hóa và tính toán quá trình lưu lượng ở tuyến cửa ra của lưu vực, trên cơ sở lý thuyết về đường đẳng thời đã trình bày trên đây.

Giả sử ta có các lưu vực, được chia ra thành những phần nhỏ bởi các đường đẳng thời (hình 2-25b).



Hình 2-25.

a) Quá trình mưa hiệu quả; b) Sơ đồ đường thẳng thời

c) Phân bố diện tích giữa các đường đẳng thời theo thời gian tập trung dòng chảy.

Giả sử thời gian mưa sinh dòng chảy (thời gian cấp nước) kéo dài 5 thời đoạn, với lượng mưa quá thấm tương ứng là h_1, h_2, h_3, h_4, h_5 , như vậy trong trường hợp này $T_{cn} = 5$ đơn vị thời gian. Sự hình thành lưu lượng lũ ở tuyến cửa ra phụ thuộc vào tương tác giữa thời gian cấp nước T_{cn} và thời gian tập trung nước trên lưu vực τ ($\tau \geq T_{cn}$). Trong ví dụ này ta xét 3 trường hợp đặc trưng là $\tau = 7, \tau = 5$ và $\tau = 3$ đơn vị thời gian. Dưới đây là sự thay đổi của lưu lượng theo thứ tự thời gian tại tuyến cửa ra.

a) Trường hợp thứ nhất $\tau = 3; \tau < T_{cn}$

Cuối thời đoạn thứ nhất, lượng mưa quá thấm trên phần diện tích f_1 đã tập trung về tuyến cửa ra. Lưu lượng ở tuyến cửa ra Q_1 là:

$$Q_1 = h_1 f_1 \quad (2-56)$$

Cuối thời đoạn thứ hai lượng mưa h_1 trên phần diện tích f_2 đã kịp chảy về tuyến cửa ra hợp với lượng mưa trong thời đoạn thứ hai trên phần diện tích f_1 . Lưu lượng Q_2 sẽ bằng:

$$Q_2 = h_1 f_2 + h_2 f_1 \quad (2-57)$$

Lập luận tương tự ta có

$$\begin{aligned} Q_3 &= h_1 f_3 + h_2 f_2 + h_3 f_1 \\ Q_4 &= h_2 f_3 + h_3 f_2 + h_4 f_1 \\ Q_5 &= h_3 f_3 + h_4 f_2 + h_5 f_1 \\ Q_6 &= h_4 f_3 + h_5 f_2 \\ Q_7 &= h_5 f_3 \\ Q_8 &= 0 \end{aligned} \quad (2-58)$$

b) Trường hợp thứ hai: ($\tau = T_{cn}; \tau = 5; T_{cn} = 5$)

Đây là trường hợp thời gian tập trung dòng chảy bằng thời gian cấp nước T_{cn} . Lập luận tương tự như trên ta có quá trình lưu lượng tại tuyến cửa ra như sau:

$$\begin{aligned} Q_1 &= h_1 f_1 \\ Q_2 &= h_1 f_2 + h_2 f_1 \\ Q_3 &= h_1 f_3 + h_2 f_2 + h_3 f_1 \\ Q_4 &= h_1 f_4 + h_2 f_3 + h_3 f_2 + h_4 f_1 \\ Q_5 &= h_1 f_5 + h_2 f_4 + h_3 f_3 + h_4 f_2 + h_5 f_1 \\ Q_6 &= h_2 f_5 + h_3 f_4 + h_4 f_3 + h_5 f_2 \\ Q_7 &= h_3 f_5 + h_4 f_4 + h_5 f_3 \\ Q_8 &= h_4 f_5 \\ Q_9 &= h_5 f_5 \\ Q_{10} &= 0 \end{aligned} \quad (2-59)$$

Nếu trong trường hợp thứ nhất có ba thời đoạn do toàn bộ diện tích lưu vực tham gia

vào sự hình thành dòng chảy ở tuyến cửa ra (Q_3, Q_4, Q_5), thì trong trường hợp thứ hai ($\tau = T_{cn}$) chỉ có một thời đoạn có diện tích toàn bộ lưu vực tham gia vào hình thành lưu lượng ở tuyến ra (Q_5).

c) Trường hợp thứ ba ($\tau > T_{cn}$; $\tau = 7$; $T_{cn} = 5$).

Cũng như hai trường hợp trên, quá trình lưu lượng ở tuyến cửa ra của lưu vực như sau:

$$\begin{aligned} Q_1 &= h_1 f_1 \\ Q_2 &= h_1 f_2 + h_2 f_1 \\ Q_3 &= h_1 f_3 + h_2 f_2 + h_3 f_1 \\ Q_4 &= h_1 f_4 + h_2 f_3 + h_3 f_2 + h_4 f_1 \\ Q_5 &= h_1 f_5 + h_2 f_4 + h_3 f_3 + h_4 f_2 + h_5 f_1 \\ Q_6 &= h_1 f_6 + h_2 f_5 + h_3 f_4 + h_4 f_3 + h_5 f_2 \\ Q_7 &= h_1 f_7 + h_2 f_6 + h_3 f_5 + h_4 f_4 + h_5 f_3 \\ Q_8 &= h_2 f_7 + h_3 f_6 + h_4 f_5 + h_5 f_4 \\ Q_9 &= h_3 f_7 + h_4 f_6 + h_5 f_5 \\ Q_{12} &= 0 \end{aligned} \quad (2-60)$$

Thời gian lũ trong các công (2-58), (2-59), (2-60) là $T = T_{cn} + \tau - 1$ không kể giá trị $Q = 0$ ở cuối trận lũ.

Khác với hai trường hợp trên, trường hợp thứ ba với thời gian tập trung dòng chảy lớn hơn thời gian cấp nước, không có một lưu lượng nào được hình thành bởi dòng chảy của toàn bộ diện tích lưu vực. Tuy nhiên có ba thời đoạn có lưu lượng do lượng mưa của toàn bộ thời gian cấp nước hình thành (Q_5, Q_6, Q_7); trong khi đó, đối với trường hợp đầu tiên không xảy ra hiện tượng này, còn trường hợp thứ hai có một lưu lượng do lượng mưa toàn trận trên toàn bộ diện tích hợp thành. Hai trường hợp đầu gọi là dòng chảy hoàn toàn (có $\tau \geq T_{cn}$), trường hợp thứ ba gọi là dòng chảy không hoàn toàn.

— Với các ví dụ trên đây, lưu lượng nước tại thời điểm i bất kỳ có thể viết dưới dạng tổng quát:

$$Q_i = \sum_{k=1}^{k=i} h_k f_{i-k+1} \quad (2-61)$$

Với $K \leq m$ và $i - K \leq n$

Trong đó m là số thời đoạn mưa hiệu quả; n là số mảnh diện tích được phân chia bởi các đường đẳng thời.

Nếu thời đoạn chọn thật nhỏ và tiến tới không, phương trình (2-61) có dạng tích phân

$$Q_i = \int_0^{\tau} h_{i-\tau} F(\tau) d\tau \quad (2-62)$$

Q_i là lưu lượng nước tại thời điểm bất kỳ, $F(\tau)$ là hàm tập trung nước phụ thuộc vào thời gian tập trung nước τ , với τ là biến số.

Công thức (2-61) và (2-62) gọi là công thức cân nguyên dòng chảy. Dạng tích phân (2-62) là dạng tích phân Dunmen trong phương trình vật lý toán. Hàm tập trung nước $F(\tau)$ được lựa chọn theo các mô hình khác nhau sẽ trình bày trong chương IV.

2.8.2.2. Sự hình thành lưu lượng đỉnh lũ.

Lưu lượng đỉnh lũ là giá trị lớn nhất trong số các giá trị lưu lượng có trong công thức (2-61) tức là:

$$Q_{\max} = \max_{k=1}^{k=i} \left| \sum_{k=1}^{k=i} h_k f_{i-k+1} \right| \quad (2-63)$$

Ta lần lượt lựa chọn giá trị $Q_{\max}$ với ba trường hợp hình thành dòng chảy lũ trong các ví dụ trên.

Trường hợp thứ nhất, giá trị $Q_{\max}$ chỉ có thể là một trong 3 trị số Q_3, Q_4, Q_5 , vì khi đó toàn bộ diện tích tham gia vào sự hình thành lưu lượng Q_i và số thời đoạn mưa tạo dòng chảy là lớn nhất. Nếu lấy bình quân các giá trị h_k trong i thời đoạn ($i = 3, 5$) ta có

$$Q_i = \bar{h}_i \times F \text{ với } i = 3, 5 \quad (2-64)$$

Rõ ràng, h_2, h_3, h_4 có giá trị lớn hơn cả, do đó $Q_{\max} = Q_4$. Như vậy đối với trường hợp dòng chảy hoàn toàn thì toàn bộ diện tích lưu vực tham gia vào sự hình thành $Q_{\max}$ nhưng chỉ do lượng mưa trong khoảng thời gian bằng thời gian tập trung dòng chảy lớn nhất τ ($\tau < T_{cn}$). Thời đoạn đó phải chọn trên đường quá trình mưa sao cho lượng mưa hoặc cường độ mưa bình quân trong thời đoạn đó là lớn nhất.

Trường hợp thứ hai cũng thuộc loại dòng chảy hoàn toàn, lưu lượng lớn nhất chỉ là một trị số $Q_{\max} = Q_5$, do lượng mưa hiệu quả của toàn bộ trận mưa trong khoảng thời gian $\tau = T_{cn}$ tạo ra trên toàn bộ diện tích lưu vực.

Đối với trường hợp này, lưu lượng lớn nhất có thể viết dưới dạng tương tự như (2-64):

$$Q_{\max} = h_T F \quad (2-65)$$

Trong đó h_T là cường độ mưa vượt thấm bình quân lớn nhất trong thời gian bằng thời gian tập trung dòng chảy τ . Vì rằng $Q_{\max}, h_T, F$ thường không cùng hệ thống đơn vị tính toán chuẩn, nên trong công thức (2-65) cần thêm vào hệ số chuyển đổi đơn vị K . Nếu tính cường độ cấp nước h_T theo cường độ mưa bình quân lớn nhất a_T qua hệ số tổn thất dòng chảy là $h_T = \alpha_T a_T$, công thức (2-65) trở thành công thức dạng (2-66):

$$Q_{\max} = K \alpha_T a_T F \quad (2-66)$$

Nếu F có đơn vị tính là km^2 ; $Q_{\max}$ có đơn vị (m^3/s) thì $K = 16,67$ khi đơn vị của a_r là ($\text{mm}/\text{phút}$) và $K = 2,78$ khi đơn vị của a_r là ($\text{mm}/\text{giờ}$).

Từ (2-66) ta có:

$$q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{F} = K\alpha_r a_r \quad (2-67)$$

Trong đó $q_{\max}$ là môđun đỉnh lũ ($\text{m}^3/\text{s} - \text{km}^2$). Từ (2-67) nhận thấy khi diện tích lưu vực tăng lên thì τ cũng tăng và do đó cường độ mưa bình quân lớn nhất a_r bị giảm xuống theo qui luật triết giảm của cường độ mưa theo thời đoạn tính toán (xem quan hệ $a_r \sim T$ ở phần chế độ mưa). Như vậy giá trị $q_{\max}$ cũng bị triết giảm theo diện tích lưu vực.

$$q_{\max} = f_1(F) \quad (2-68)$$

Dạng công thức (2-66) gọi là công thức cường độ giới hạn. (Viết tắt của cụm từ "công thức tính đỉnh lũ theo cường độ mưa lớn nhất giới hạn trong khoảng thời gian tập trung dòng chảy τ ").

Ta xét trường hợp thứ ba. Đây là trường hợp dòng chảy không hoàn toàn, tức là chỉ có một phần chứ không phải toàn bộ diện tích lưu vực tham gia vào sự hình thành lưu lượng đỉnh lũ, trong khi toàn bộ lượng mưa hiệu quả lại tham gia vào sự hình thành đỉnh lũ. Theo công thức (2-60) có ba giá trị lưu lượng có khả năng đạt giá trị lớn nhất đó là Q_5 , Q_6 , Q_7 , vì rằng những lưu lượng này đều do lượng mưa toàn trận tham gia vào sự hình thành lưu lượng lớn nhất và đều có 5 mảnh diện tích có dòng chảy hợp thành lưu lượng ở tuyến cửa ra. Trên hình (2-25) thấy ngay tổng $f_3 + \dots + f_7$ có giá trị lớn nhất, do đó $Q_{\max} = Q_7$. Nếu lấy bình quân cường độ mưa trong thời gian cấp nước T_{cn} ta có

$$Q_{\max} = h_{T_{cn}} \cdot F_T \quad (2-69)$$

Và tương tự như các trường hợp trên ta có:

$$Q_{\max} = K\alpha_{T_{cn}} a_{T_{cn}} \cdot F_T \quad (2-70)$$

Trong đó F_T là phần diện tích tham gia vào sự hình thành $Q_{\max}$. Từ (2-60) có nhận xét là, số mảnh diện tích tham gia vào sự hình thành $Q_{\max}$ bằng số thời đoạn của thời gian cấp nước T_{cn} . Bởi vậy, khi diện tích tăng lên, với T_{cn} đã định ($T_{cn} = \text{const}$), thì số mảnh diện tích tạo thành F_T vẫn không thay đổi. Nếu chia hai vế của (2-70) cho diện tích lưu vực F , ta có:

$$q_{\max} = K\alpha_{T_{cn}} a_{T_{cn}} \frac{F_T}{F} \quad (2-71)$$

Vì rằng số mảnh diện tích tạo nên F_T không tăng khi diện tích lưu vực tăng lên ($\alpha_{T_{cn}} = \text{const}$), cho nên môđun đỉnh lũ bị giảm xuống khi diện tích tăng lên theo qui luật triết giảm của F_T/F , tức là:

$$q_{\max} = f(F_T/F) \quad (2-72)$$

hoặc là:

$$q_{\max} = f_2(F) \quad (2-73)$$

Rõ ràng là (2-68) và (2-73) đều biểu thị sự triết giảm của môđun đỉnh lũ theo diện tích lưu vực, nhưng sự triết giảm theo (2-68) là do sự thay đổi của thời gian có lượng mưa lớn nhất tham gia vào sự hình thành $Q_{\max}$, $\tau = f(F)$, còn sự triết giảm theo (2-73) là do sự thay đổi của tỷ lệ diện tích tham gia vào hình thành đỉnh lũ (F_T/F) khi diện tích lưu vực thay đổi.

Với trường hợp thứ hai, khi $\tau = T_{cn}$, toàn bộ diện tích và toàn bộ lượng mưa hiệu quả đều tham gia vào sự hình thành đỉnh lũ:

$$q_{\max} = K\alpha_{T_{cn}} a_{T_{cn}} \cdot F \quad (2-74)$$

Đây là điểm giới hạn giữa hai qui luật triết giảm. Cần chú ý rằng, sự triết giảm theo (2-68) tuân theo qui luật triết giảm của mưa, còn (2-73) tuân theo qui luật triết giảm của (2-72). Hai qui luật triết giảm này có đặc tính khác nhau.

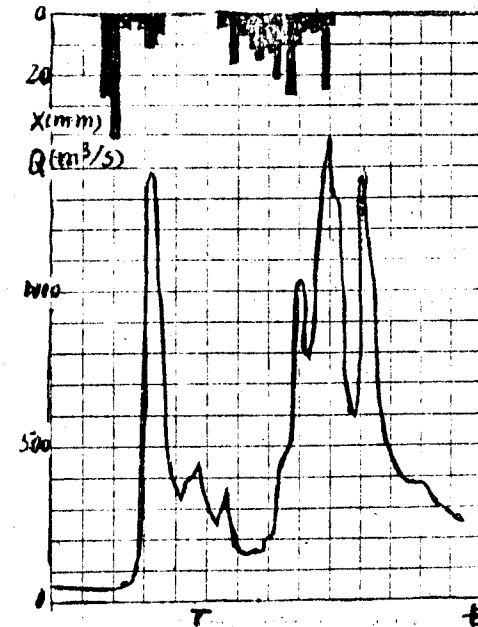
Nếu gọi F_g là diện tích giới hạn giữa hai vùng triết giảm, thì F_g sẽ thay đổi tùy thuộc vào đặc tính mưa và đặc điểm của mặt đệm như địa hình lưu vực và diện tích lưu vực.

Trong thực tế, rất khó xác định giá trị này, bởi vậy tương ứng với một vùng nhất định, người ta thường chọn F_g một giá trị cố định. Ở nước ta, trong qui phạm QP - TL - C₆ - 77 đã chọn $F_g = 100\text{km}^2$. Với các lưu vực có $F > F_{gh}$, $Q_{\max}$ được tính theo công thức dạng (2-73), gọi là công thức triết giảm môđun theo diện tích trường hợp ngược lại $Q_{\max}$ được tính theo công thức dạng (2-66) gọi là công thức cường độ giới hạn (xem chương V).

2.8.3. Các nhân tố ảnh hưởng đến sự hình thành lũ.

a) Nhân tố khí hậu:

Mưa là nhân tố khí hậu trực tiếp ảnh hưởng đến sự hình thành lũ trên lưu vực. Các nhân tố khác như bốc hơi được coi là không đáng kể. Lượng mưa trong một trận mưa càng lớn, lượng dòng chảy lũ càng lớn và lũ càng ác liệt. Phân phối lượng mưa theo thời gian ảnh hưởng trực tiếp đến cường suất lũ và lưu lượng đỉnh lũ. Cường độ mưa càng lớn, thì lớp nước trên bề mặt sườn dốc càng lớn và do đó tốc độ tập trung nước vào hệ thống sông cũng tăng lên, kết cục là cường suất lũ càng lớn. Đặc điểm của diễn biến mưa theo thời gian đối với một lưu vực cụ thể còn tạo điều kiện hình thành lũ kép, đó là trường hợp mà trận mưa sau sinh lũ nằm trên nhánh xuống của trận lũ trước (xem hình 2-26).



Hình 2-26
Sự hình thành lũ kép

Điều kiện mật độ chi phối mạnh mẽ các qui luật về sự hình thành lũ. Đối với một vùng rộng lớn, qui luật mưa có thể không khác nhau nhiều, nhưng điều kiện mật độ sẽ chi phối quá trình lũ ở tuyến cửa ra làm cho đặc điểm của quá trình lũ khác nhau.

Điều kiện mật độ trước tiên ảnh hưởng đến lượng tổn thất dòng chảy lũ và do đó ảnh hưởng đến lượng lũ và lưu lượng lũ ở cửa ra. Các nhân tố ảnh hưởng đến tổn thất bao gồm loại đất đai, độ ẩm có sẵn trong đất, địa chất và lớp phủ thực vật.

Điều kiện mật độ ảnh hưởng lớn đến quá trình tập trung nước trên sườn dốc và hệ thống sông. Sườn dốc có độ dốc lớn, thời gian tập trung nước sẽ nhanh hơn. Lớp phủ thực vật càng dày thì tập trung nước cũng chậm và khả năng điều tiết của sườn dốc cũng lớn.

Địa hình lòng sông ảnh hưởng đến quá trình chuyển động của lũ ra tuyến cửa ra. Độ dốc sông càng lớn, tốc độ tập trung nước càng nhanh, và lưu lượng Q_{max} cũng lớn, trong khi đó cường suất lũ tăng và thời gian của một cơn lũ cũng giảm xuống. Ảnh hưởng điều tiết của lòng sông đặc biệt có ý nghĩa, làm thay đổi đáng kể đường quá trình lũ ở tuyến cửa ra. Nếu lòng sông có nhiều bãi bồi và các khu chứa lũ tạm thời thì khả năng điều tiết sẽ tăng lên, kết cục là đường quá trình lũ ở tuyến cửa ra biến đổi chậm, đỉnh lũ không cao và thời gian lũ bị kéo dài. Độ nhám lòng sông ảnh hưởng đến sức cản thủy lực và do đó sẽ ảnh hưởng đến sự biến dạng của lũ khi di chuyển trong hệ thống sông.

Các hoạt động kinh tế của con người có thể làm thay đổi từ từ hoặc đột biến lớp phủ thực vật, điều kiện lòng sông và ảnh hưởng đáng kể đến sự hình thành dòng chảy lũ ở tuyến ra, đặc biệt là sự xây dựng các hồ chứa lớn trên hệ thống sông.

TÀI LIỆU THAM KHẢO.

1. Nguyễn Sinh Huy, Nguyễn Lại, Phạm Phò: giáo trình Thủy văn công trình. NXB Nông thôn, Hà Nội - 1974
2. Ngô Đình Tuấn: Giáo trình tính toán Thủy văn - NXB Nông nghiệp - Hà Nội - 1985
3. Davudóp. L.K,...: Thủy văn Đại cương (bản tiếng Nga) NXB khí tượng Thủy văn - Leningrát - 1973.
4. Xokólopski D.L: - Dòng chảy sông ngòi (bản tiếng Nga) - NXB KTTV Leningrát - 1968.
5. Trebôtarióp. N. P: - Thủy văn Đại cương (bản tiếng Nga). - NXB - KTTV Leningrát, 1975.
6. V. Viesman: Nhập môn thủy văn. NXB Harper Rov - Niu Ước - 1977

CHƯƠNG III

PHƯƠNG PHÁP THỐNG KÊ XÁC SUẤT TRONG THỦY VĂN.

Phương pháp thống kê xác suất được ứng dụng rộng rãi trong thủy văn trên cơ sở coi hiện tượng thủy văn là hiện tượng ngẫu nhiên; trước khi trình bày phương pháp tính toán ta hãy tìm hiểu về hiện tượng ngẫu nhiên và phương pháp nghiên cứu hiện tượng ngẫu nhiên.

3.1. KHÁI NIỆM CHUNG.

3.1.1. Khái niệm về hiện tượng ngẫu nhiên

Các hiện tượng xảy ra trong thế giới tự nhiên có thể chia thành hai loại: hiện tượng tất nhiên và hiện tượng ngẫu nhiên.

Các hiện tượng tất nhiên là những hiện tượng mà trong điều kiện nhất định nó phát sinh và diễn biến theo một quy luật nhất định thí dụ dưới áp suất bình thường nước sôi ở nhiệt độ 100°C , nước đóng băng ở nhiệt độ 0°C .

Các hiện tượng ngẫu nhiên là những hiện tượng mà trong những điều kiện nhất định, nó có thể phát sinh lúc thế này, lúc thế khác không lường trước được, thí dụ tung đồng tiền ta có thể nhận được mặt sấp hay mặt ngửa, tung con xúc sắc có thể xuất hiện mặt 1, 2,... 6, một xạ thủ, bắn súng có thể bắn trúng bia ở các điểm khác nhau. Liên hệ với hiện tượng thủy văn ta thấy sự xuất hiện lũ trên các sông rất là ngẫu nhiên, cùng một lượng mưa rơi trên lưu vực nhưng ở những lần khác nhau sẽ cho lưu lượng đỉnh lũ khác nhau.

Khi quan sát hiện tượng ngẫu nhiên một số ít lần thì không thấy chúng tuân theo một quy luật nào cả, nhưng quan sát nhiều lần ta sẽ thấy một quy luật nhất định, người ta gọi đó là quy luật đám đông.

Công cụ toán học để nghiên cứu hiện tượng ngẫu nhiên là lý thuyết xác suất. Nhưng lý thuyết xác suất nghiên cứu những hiện tượng ngẫu nhiên lý tưởng như tung đồng tiền, tung con xúc sắc những vật thể đó có cấu tạo đồng đều và cân đối. Trong thiên nhiên các hiện tượng ngẫu nhiên lại muôn màu muôn vẻ, vì vậy muốn ứng dụng lý thuyết xác suất vào thực tế người ta phải sử dụng lý thuyết thống kê, ta gọi chung là thống kê xác suất.

3.1.2. Cơ sở ứng dụng lý thuyết xác suất vào thủy văn.

Ứng dụng lý thuyết thống kê xác suất vào giải những bài toán thủy văn đã và đang được phát triển. Việc ứng dụng đó đặt trên cơ sở coi hiện tượng thủy văn là những sự kiện ngẫu nhiên. Người ta chưa thể chứng minh hiện tượng thủy văn là hiện tượng ngẫu nhiên, xong ta thấy:

1) Hiện tượng thủy văn chịu sự chi phối của rất nhiều các nhân tố luôn luôn biến đổi trong đó lại không có những nhân tố trội đột xuất. Tác dụng tổng hợp của các nhân tố thật muôn hình muôn vẻ, mang tính ngẫu nhiên.

2) Hiện tượng thủy văn tồn tại một quy luật thống kê theo thời gian và theo không gian kinh nghiệm cho thấy quy luật thủy văn của nhiều con sông, trong những vùng không gian rộng lớn tồn tại một quy luật thống kê tương đối ổn định, như mô hình phân phối xác suất của dòng chảy năm của nhiều sông trên thế giới phù hợp với mô hình xác suất Pearson III.

3.2. BIẾN CỐ NGẪU NHIÊN VÀ XÁC SUẤT.

Trong tiết này chúng ta trình bày những khái niệm cơ bản của lý thuyết xác suất, biến cố ngẫu nhiên và xác suất.

3.2.1. Biến cố và không gian các biến cố.

Trong toán học có một số khái niệm được thừa nhận nhưng không được định nghĩa, đó là những khái niệm cơ bản ban đầu và được dùng để định nghĩa các khái niệm khác. Trong xác suất khái niệm cơ bản ban đầu là không gian các biến cố sơ cấp.

Không gian các biến cố sơ cấp là tập hợp tất cả các kết quả sơ cấp nhất của thí nghiệm hoặc quan sát đo đạc hoặc của tư duy về hiện tượng ngẫu nhiên. Những kết quả đó là sơ cấp nhất vì không thể phân chia nhỏ hơn. Không gian biến cố sơ cấp được ký hiệu bằng chữ E.

Thí dụ 1: Tung một đồng tiền thì kết quả xảy ra là có mặt sấp và mặt ngửa, vậy không gian biến cố sơ cấp là $E = \{e_s, e_n\}$ (3-1)

Tung hai đồng tiền $E = \{e_{ss}, e_{sn}, e_{ns}, e_{nn}\}$ (3-2)

Reo một con xúc sắc ta có $E = \{e_1, e_2, \dots, e_6\}$ (3-3)

Biến cố ngẫu nhiên: Biến cố ngẫu nhiên là tập hợp con của không gian các biến cố sơ cấp E. Biến cố ngẫu nhiên được ký hiệu bằng các chữ viết hoa A, B, C...

Thí dụ 2: - Việc tung con xúc sắc xuất hiện các mặt chẵn là một biến cố ngẫu nhiên, thật vậy vì $A = \{e_2, e_4, e_6\}$ là một tập hợp con của (3-3).

- Tung hai đồng tiền xuất hiện ít nhất một mặt sấp là biến cố ngẫu nhiên

$B = \{e_{sn}, e_{ss}, e_{ns}\}$.

Biến cố ngẫu nhiên là một sự kiện bất kỳ có thể xảy ra hoặc không xảy ra trong thí nghiệm, hoặc quan sát đo đạc (gọi chung là phép thử).

Thí dụ 3: Tung xúc sắc xuất hiện mặt 7 là biến cố ngẫu nhiên không thể xảy ra trong phép thử tung xúc sắc; nó là một tập hợp con rỗng của không gian biến cố sơ cấp (3-3). Tập hợp con rỗng là một tập hợp không bao gồm một phần tử nào của không gian các biến cố sơ cấp.

Phân loại các biến cố.

1) - Biến cố chắc chắn (E) đó là biến cố nhất định xuất hiện trong phép thử; thí dụ tung con xúc sắc: biến cố xuất hiện các mặt có số nhỏ hơn và bằng 6, lúc đó biến cố chắc chắn $E = \{e_1, e_2, e_3, e_4, e_5, e_6\}$, thí dụ tung đồng tiền: biến cố xuất hiện mặt sấp và mặt ngửa. $E = \{e_s, e_n\}$

2) Biến cố không ($\emptyset$) là biến cố không bao giờ xảy ra trong phép thử. Thí dụ tung con xúc sắc xuất hiện mặt lớn hơn 7 là biến cố không, vì con xúc sắc không có mặt 7. $\emptyset = \{e_7\}$

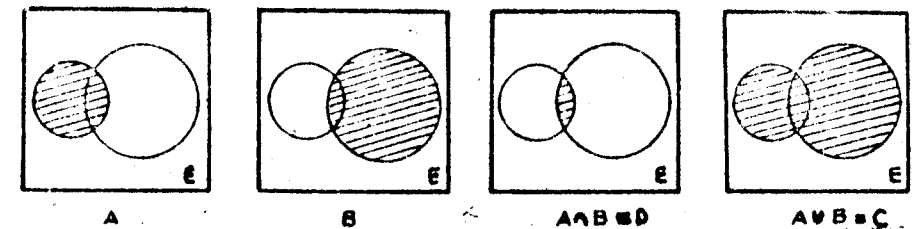
3. Biến cố xung khắc: biến cố A và B là biến cố xung khắc nhau nếu chúng không bao giờ đồng thời xảy ra trong phép thử. Thí dụ: tung một con xúc sắc, biến cố xuất hiện mặt chẵn $A = \{e_2, e_4, e_6\}$ và biến cố xuất hiện mặt lẻ $B = \{e_1, e_3, e_5\}$ là hai biến cố xung khắc nhau vì trong khi tung con xúc sắc đã xuất hiện mặt chẵn thì không thể xuất hiện mặt lẻ. Trong thí dụ tung một con xúc sắc nếu $A = \{e_1, e_2\}$, $B = \{e_3, e_5\}$ thì A và B cũng là biến cố xung khắc nhau.

Thí dụ tung một đồng tiền $A = \{e_s\}$ và $B = \{e_n\}$ là hai biến cố xung khắc nhau.

4. Biến cố tổng: Tổng của hai biến cố A và B là một biến cố C nào đó chỉ xuất hiện khi ít nhất có một trong hai biến cố A và B xuất hiện. Ký hiệu $C = A \cup B$ hoặc $C = A + B$.

Thí dụ 1. Tung một con xúc sắc biến cố $A = \{e_1, e_2, e_3\}$, $B = \{e_1, e_3, e_4\}$ thì biến cố tổng $C = \{e_1, e_2, e_3, e_4\}$

Thí dụ 2. Giả sử ta tiến hành thực nghiệm trên một hình vuông E, thực nghiệm ở đây có thể là reo xúc sắc, tung đồng tiền hoặc mưa rơi vào diện tích đó. Ta gọi A là biến cố khi kết quả thực nghiệm rơi vào vòng tròn nhỏ. B là biến cố khi kết quả thực nghiệm rơi vào vòng tròn lớn. Khi đó biến cố tổng là miền gạch chéo trong hình C.



Hình 3-1

5. Biến cố tích. Tích của hai biến cố A và B là biến cố D nào đó chỉ xuất hiện khi cả hai biến cố A và B đồng thời xuất hiện. Ký hiệu $A \cap B = D$ hoặc $A.B = D$.

Thí dụ 1. Tung một con xúc sắc biến cố $A = \{e_1, e_2, e_3\}$, $B = \{e_2, e_3, e_4\}$ thì biến cố tích $D = \{e_2, e_3\}$

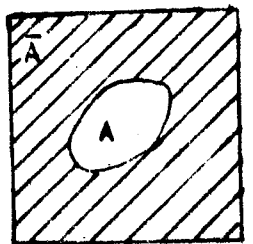
Thí dụ 2. Bằng hình vẽ, biến cố tích D là miền gạch chéo trong hình D.

6. Biến cố đối: $\bar{A}$ là biến cố đối của biến cố A, nếu $A \cup \bar{A} = E$ và $A \cap \bar{A} = \emptyset$. Biến cố đối đồng thời cũng là biến cố xung khắc, nhưng hai biến cố xung khắc nhau không nhất thiết là hai biến cố đối nhau, bởi vì biến cố đối yêu cầu $A \cup \bar{A} = E$, còn biến cố xung khắc không yêu cầu điều kiện đó.

Thí dụ: Tung một con xúc sắc nếu

$A = \{e_2, e_4, e_6\}$

thì $\bar{A} = \{e_1, e_3, e_5\}$



Hình 3-2

Tung một đồng tiền nếu $A = \{e_s\}$ thì $\bar{A} = \{e_n\}$.

7) Biến cố độc lập: biến cố A và B độc lập nhau nếu $A \cap B = \emptyset$. Nói cách khác biến cố A và B là độc lập nhau thì A và B không thể có chung một phần tử nào của không gian biến cố sơ cấp, sự xuất hiện của biến cố này không ảnh hưởng đến sự xuất hiện của biến cố khác.

3.2.2. Xác suất

1. Định nghĩa: Xác suất là số đo khả năng xuất hiện của biến cố. Xác suất lớn thì biến cố đó có khả năng xuất hiện nhiều. Xác suất thường ký hiệu là P nhận giá trị trong khoảng $0 \leq P(A) \leq 1$.

2. Cách tính: dưới đây giới thiệu hai công thức tính xác suất:

– Công thức xác suất cổ điển, xác suất của biến cố A nào đó là tỷ số giữa số biến cố sơ cấp (trường hợp) thuận lợi cho biến cố A xuất hiện với tổng số biến cố sơ cấp (hay tổng số trường hợp đồng khả năng).

$$P(A) = \frac{m}{n} = \frac{\text{Số biến cố sơ cấp thuận lợi cho A}}{\text{Tổng số biến cố sơ cấp}}$$

Thí dụ 1: Gieo một đồng tiền (cân đối và đồng chất) ta thấy xác suất xuất hiện mặt sấp hay mặt ngửa bằng $1/2$ (vì ở đây tổng số biến cố sơ cấp bằng $2\{e_s, e_n\}$ và số trường hợp thuận lợi cho xuất hiện mặt sấp (e_s) hay mặt ngửa (e_n) là bằng 1)

Thí dụ 2: Gieo con xúc sắc (cân đối và đồng chất) thì xác suất xuất hiện mặt số nhỏ hơn hoặc bằng 2 là

$$P(A) = \frac{2}{6} = \frac{1}{3} \quad \text{vì } A = \{e_1, e_2\} \text{ ta có } m = 2$$

$$E = \{e_1, e_2, e_3, e_4, e_5, e_6\} \text{ ta có } n = 6$$

Thí dụ 3: Trong một hộp đựng 3 bi màu và 5 bi trắng (các bi đều nhau). Hỏi xác suất lấy ngẫu nhiên đúng một bi màu là bao nhiêu?

Số biến cố sơ cấp ở đây là 8 ($= 3 + 5$), trong đó số biến cố sơ cấp thuận lợi cho sự xuất hiện biến cố A là 3. Vì vậy

$$P(A) = \frac{3}{8}$$

– Công thức thống kê: Công thức xác suất cổ điển chỉ phù hợp khi các biến cố xuất hiện là đồng khả năng (con xúc sắc đồng chất cân đối, các hòn bi đều nhau...) từ tính đồng khả năng có thể suy ra được sự xuất hiện của chúng (biết trước). Nhưng trong tự nhiên, trong kỹ thuật, trong các quan sát thí nghiệm ta không thể dự đoán được sự xuất hiện của một biến cố nào đó, bằng các hình thức suy luận đơn giản như các thí dụ trên, do đó cần phải có cách tính khác mới phù hợp đó là cách thống kê. Thống kê các kết quả quan sát thí nghiệm ta thường dùng khái niệm tần suất:

$$\text{Tần suất} = \frac{\text{Số lần xuất hiện biến cố A}}{\text{Tổng số lần thí nghiệm}} = \frac{m}{n}$$

Khi số lần thí nghiệm tăng lên vô hạn ($n \rightarrow \infty$) thì tần suất tiến dần tới xác suất

$$P(A) = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{m}{n} \quad (3-4)$$

Thật vậy, để chứng minh điều đó nhiều nhà toán học đã làm thử nghiệm bằng cách tung đồng tiền. Buyphông đã tung đồng tiền 4040 lần được tần suất xuất hiện mặt sấp là 0,5080, Piécxơn tung 12.000 lần được tần suất 0,5016, và tung 24.000 được tần suất 0,5005.

Nhưng trên thực tế người ta không thể thu được số lần thí nghiệm vô hạn ($n \rightarrow \infty$), mà chỉ cần đủ lớn. Trên cơ sở phân tích sai số thống kê người ta xác định được mẫu thống kê thế nào là đủ lớn (xem chương V)

3. Các định lý cơ bản về xác suất.

– Định lý cộng xác suất: xác suất của tổng hai biến cố xung khác nhau bằng tổng xác suất của hai biến cố ấy

$$P(A + B) = P(A) + P(B)$$

Thí dụ xét 15 biến cố sơ cấp là 15 trị số mực nước lớn nhất trong năm tại một trạm thủy văn và các tần suất tương ứng của chúng như sau:

Mực nước H(m)	14,5	14,3	14,0	13,8	13,5	13,2	11,9	11,5	11,2	10,5	10,2	10	9,8	9,5	9
P (tần suất)	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$

Vì trong một năm nào đấy không thể đồng thời xuất hiện hai trị số mực nước lớn nhất nên các trị số trên là các biến cố xung khác với nhau từng đôi một. Do đó tần suất xuất hiện của biến cố tổng của chúng là

$$P(C) = \sum_{i=1}^{15} \frac{1}{15} = 1 \text{ hay } 100\%$$

và tần suất xuất hiện trị số lớn hơn hoặc bằng một trị số nào đó trong chúng chẳng hạn $H = 14m$ là:

$$P(H \geq 14m) = P(14,5) + P(14,3) + P(14) = \frac{3}{15} = 0,2$$

– Định lý nhân xác suất: xác suất của tích hai biến cố bằng xác suất của biến cố thứ nhất nhân với xác suất điều kiện của biến cố thứ 2.

$$P(A.B) = P(A) \cdot P(B/A)$$

(3-5)

Trong đó $P(B/A)$ là xác suất điều kiện, xác suất của biến cố B tính trong trường hợp biến cố A đã xảy ra.

Thí dụ. Bước đầu nghiên cứu quan hệ mưa rào và dòng chảy lũ của lưu vực x người ta chia dòng chảy lũ thành ba cấp: lũ lớn A_1 , lũ trung bình A_2 và lũ nhỏ A_3 , mưa lớn B_1 , mưa vừa B_2 và mưa nhỏ B_3 . Thống kê 100 con lũ ta thấy số lần xuất hiện các con lũ lớn nhỏ ứng với lượng mưa như bảng sau:

Biến cố	A_1	A_2	A_3	Tổng cộng
B_1	15	8	0	23
B_2	4	49	4	57
B_3	0	6	14	20
Tổng cộng	19	63	18	100

Từ bảng trên ta thấy;

- Xác suất xuất hiện mưa lớn dưới điều kiện lũ lớn

$$P(B_1/A_1) = \frac{15}{19} = 0,7895$$

- Xác suất xuất hiện lũ lớn cùng với mưa lớn (trong tổng số 100 con lũ) là

$$P(A_1 \cap B_1) = \frac{15}{100} = 0,15$$

- Xác suất xuất hiện lũ lớn

$$P(A_1) = \frac{19}{100} = 0,19$$

Rõ ràng thấy rằng

$$P(A_1 \cap B_1) = P(A_1) \cdot P(B_1/A_1) = \frac{19}{100} \cdot \frac{15}{19} = 0,15$$

Nếu biến cố A và biến cố B độc lập nhau thì $P(B/A) = P(B)$ do đó

$$P(A.B) = P(A) \cdot P(B) \quad (3-6)$$

Thí dụ: Một trạm bơm tưới có 2 máy làm việc độc lập nhau. Tỷ lệ sự cố ngừng hoạt động (vì hỏng hóc, hỏng điện...) của mỗi máy là 0,10. Tìm xác suất cả hai máy cùng ngừng hoạt động?

Đặt A_1 là biến cố máy thứ nhất ngừng hoạt động, A_2 là máy thứ 2. Xác suất để hai máy

cùng ngừng hoạt động là

$$P(A_1 \cdot A_2) = P(A_1) \cdot P(A_2) = 0,1 \times 0,1 = 0,01.$$

3.3. ĐẠI LƯỢNG NGẪU NHIÊN VÀ LUẬT PHÂN PHỐI XÁC SUẤT CỦA ĐẠI LƯỢNG NGẪU NHIÊN.

3.3.1. Đại lượng ngẫu nhiên.

Một xạ thủ bắn bia, ở một điều kiện thí nghiệm không đổi thì điểm chạm của viên đạn sẽ trúng vòng nào trên bia ta không thể biết trước được, xong ta thấy có một sự gắn bó giữa con số với biến cố (số vòng 9, vòng 10... với biến cố bắn trúng vòng 9 vòng 10).

Tung con xúc sắc ta thấy có sự gắn bó giữa các mặt số và các biến cố. Lượng mưa trên lưu vực, lượng nước của một con sông đều là các biến cố ngẫu nhiên nhưng lại cũng gắn với con số trong toán học ta đã làm quen với danh từ đại lượng X, Y, ... (hoặc biến số). Trong lý thuyết xác suất cũng vậy có khái niệm đại lượng ngẫu nhiên (biến số ngẫu nhiên). Đại lượng ngẫu nhiên là một đại lượng gắn với biến cố, phụ thuộc vào biến cố của phép thử.

Đại lượng ngẫu nhiên là một đại lượng mà trong kết quả thí nghiệm (phép thử) nó có thể xuất hiện giá trị này hay giá trị khác không thể biết trước được nhưng sau khi thí nghiệm bao giờ nó cũng nhận một giá trị cụ thể. Đại lượng ngẫu nhiên được ký hiệu bằng các chữ in to, X, Y, ... các giá trị cụ thể của đại lượng ngẫu nhiên ký hiệu bằng các chữ in nhỏ $x_1, x_2, \dots, y_1, y_2, \dots$

Thí dụ: ta đặt X là đại lượng ngẫu nhiên biểu thị biến cố tung đồng tiền, $X = 0$ biểu thị biến cố tung đồng tiền xuất hiện mặt sấp, $X = 1$ biểu thị biến cố tung đồng tiền xuất hiện mặt ngửa. Thí dụ, ta đặt Y là đại lượng ngẫu nhiên biểu thị biến cố tung con xúc sắc $Y = 1, 2, \dots$ biểu thị biến cố tung con xúc sắc xuất hiện mặt 1, 2, ...

Như vậy đưa vào khái niệm đại lượng ngẫu nhiên ta đã thiết lập mối quan hệ giữa biến cố và con số. Mỗi một biến cố gắn với một con số của đại lượng ngẫu nhiên, đưa vào khái niệm đại lượng ngẫu nhiên việc mô tả toán học sẽ dễ dàng. Thí dụ thay cho việc trình bày câu nói "xác suất xuất hiện biến cố tung đồng tiền xuất hiện mặt sấp bằng 1/2" ta có thể viết

$$P(X = 0) = \frac{1}{2}$$

hoặc $P(X = 1) = \frac{1}{2}$

hay $P(Y = 1) = \frac{1}{6}$

$$P(Y = 2) = \frac{1}{6} \dots$$

Đại lượng ngẫu nhiên liên tục: Đại lượng ngẫu nhiên được gọi là đại lượng ngẫu nhiên liên tục nếu trong khoảng $[a, b]$ đại lượng đó nhận vô cùng nhiều trị số, trong đó a, b là hai giá trị bất kỳ trong miền giới hạn của đại lượng ngẫu nhiên đó.

Dại lượng ngẫu nhiên rời rạc: Dại lượng ngẫu nhiên được gọi là đại lượng ngẫu nhiên rời rạc nếu trong khoảng a, b đại lượng đó nhận một số đếm được các trị số.

Dại lượng ngẫu nhiên biểu thị mực nước, lưu lượng, có thể coi là đại lượng ngẫu nhiên liên tục, đại lượng ngẫu nhiên biểu thị việc tung xúc sắc, tung đồng tiền... là đại lượng ngẫu nhiên rời rạc. Tuy vậy do trong thủy văn các trị số đặc trưng lưu lượng thường được biểu thị bằng các trị số bình quân, như lưu lượng bình quân ngày, lưu lượng bình quân năm... nên cũng có thể coi là đại lượng ngẫu nhiên rời rạc.

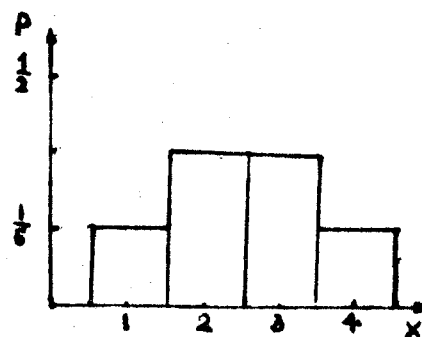
3.3.2. Hàm phân phối xác suất của đại lượng ngẫu nhiên.

1. Luật phân phối xác suất của đại lượng ngẫu nhiên.

Mỗi một giá trị của đại lượng ngẫu nhiên có khả năng xuất hiện của chúng. Quan hệ giữa các giá trị của đại lượng ngẫu nhiên và xác suất của chúng chính là luật phân bố xác suất của đại lượng ngẫu nhiên. Luật phân phối xác suất của đại lượng ngẫu nhiên thường được biểu thị dưới dạng bảng. Thí dụ

X_i	1	2	3	4
P_i	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{6}$

Luật phân phối xác suất của đại lượng ngẫu nhiên cũng thường được vẽ dưới dạng đồ thị. Hình 3-3 là đồ thị biểu diễn luật phân phối xác suất của thí dụ trên. Đồ thị biểu thị luật phân phối xác suất có dạng hình bậc thang khi đại lượng ngẫu nhiên là rời rạc. Đối với đại lượng ngẫu nhiên liên tục (đại lượng ngẫu nhiên rời rạc khi $n \rightarrow \infty$) thì đồ thị biểu thị luật phân phối xác suất có dạng đường cong trơn.



Hình 3-3

2. Hàm phân phối xác suất.

Trong thủy văn, hàm phân phối xác suất của đại lượng ngẫu nhiên được biểu thị khác so với trong lý thuyết xác suất thuần túy toán, song chúng có quan hệ với nhau theo xác suất của biến cố đối, để đơn giản chúng ta chỉ trình bày hàm phân phối xác suất của thủy văn

1. Định nghĩa. Ta gọi hàm $F(x) = P(X \geq x)$ (3-7)

là hàm phân phối xác suất của đại lượng ngẫu nhiên X .

Từ định nghĩa ta có thể hiểu rằng ứng với mỗi một giá trị x của đại lượng ngẫu nhiên có một xác suất tương ứng (trong thủy văn còn gọi là xác suất vượt, vì nó biểu thị xác suất

của các giá trị đại lượng ngẫu nhiên lớn hơn hoặc bằng một giá trị nào đó, nó có thể mô tả một cách rất trực quan (xác suất vỡ đê = xác suất lớn hơn hoặc bằng cao trình đê, xác suất vỡ đập...)

Hàm phân phối xác suất là hàm không thứ nguyên. Đối với biến ngẫu nhiên rời rạc hàm phân phối xác suất có thể viết dưới dạng

$$F(x=a) = \sum_{i=a}^n P_i \quad (3-8)$$

Thí dụ: Cho đại lượng ngẫu nhiên rời rạc X theo luật phân phối xác suất sau:

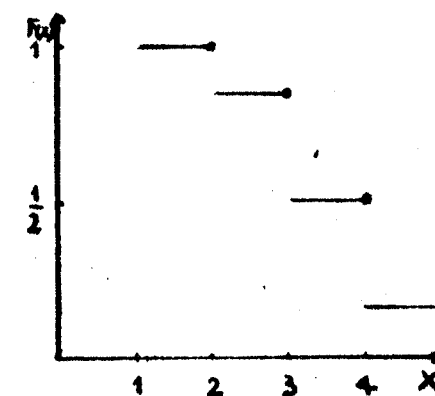
x_i	1	2	3	4
P_i	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{6}$

Hãy xác định hàm phân phối xác suất của X .

Theo công thức (3-8) ta lần lượt xác định được các giá trị của hàm $F(x)$ khi X lần lượt nhận các giá trị 1, 2, 3, 4 và ta có

x_i	1	2	3	4
$F(x)$	1	$\frac{5}{6}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{6}$

Đồ thị biểu diễn hàm $F(x)$ theo X . Có dạng bậc thang, không tăng, đơn điệu.



Hình 3-4

Đồ thị biểu diễn hàm $F(x)$ của đại lượng ngẫu nhiên liên tục có dạng đường cong không tăng, đơn điệu.

Hàm phân phối xác suất $F(x)$ có các tính chất sau:

- $F(-\infty) = 0, F(+\infty) = 1$ (có thể thay $+\infty, -\infty$ bằng cận dưới hoặc cận trên của X)
- Hàm $F(x)$ là một hàm không tăng, đơn điệu nghĩa là nếu $x_1 < x_2$ thì $F(x_1) \leq F(x_2)$
- Hàm $F(x)$ là một hàm liên tục bên phải. Có nghĩa là $F(x) = F(x+0)$

Quan hệ giữa xác suất và hàm phân phối xác suất như sau

Cho $\beta > X \geq \alpha$ thì

$$P(\alpha \leq X < \beta) = F(\beta) - F(\alpha) \quad (3-9)$$

$$= P(X \geq \alpha) - P(X \geq \beta)$$

Như vậy ta thấy xác suất rơi trong miền α, β bằng hiệu của hàm phân phối xác suất của α và β . Thí dụ. Xác định xác suất rơi trong miền $(2 \leq X < 4)$ theo hàm phân phối xác suất đã cho ở thí dụ trên

$$P(2 \leq X < 4) = \frac{5}{6} - \frac{1}{6} = \frac{4}{6} = \frac{2}{3}$$

3. Hàm mật độ xác suất.

Nếu đại lượng ngẫu nhiên X liên tục, hàm phân phối xác suất $F(x)$ liên tục và khả vi thì hàm

$$f(x) = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{F(x) - F(x+\Delta x)}{\Delta x} \quad (3-10)$$

được gọi là hàm mật độ xác suất. Quan hệ giữa hàm phân phối xác suất và hàm mật độ xác suất như sau:

$$F(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx \quad (3-11)$$

Như vậy nếu ta biết hàm mật độ xác suất thì ta cũng xác định được hàm phân phối xác suất

Hàm mật độ xác suất có các tính chất sau:

- $f(x) \geq 0$ nghĩa là hàm mật độ xác suất là một hàm không âm

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1$$

Tích phân từ $-\infty$ đến $+\infty$ của hàm mật độ xác suất luôn luôn bằng 1

3.4. Những số đặc trưng thống kê của đại lượng ngẫu nhiên

Như đã trình bày, khi ta biết được hàm phân phối xác suất của một đại lượng ngẫu nhiên thì ta có thể xác định được xác suất hiện của nó (3-9). Như vậy nếu biết hàm phân phối xác suất sẽ tính được xác suất xuất hiện của biến ngẫu nhiên X khi nhận giá trị cụ

thể. Để xác định hàm phân phối xác suất ta có thể sử dụng các số đặc trưng thống kê

Những số đặc trưng thống kê có ý nghĩa quan trọng trong lý thuyết xác suất, nhờ các số đặc trưng đó mà có khi giảm nhẹ nhiều khâu tính toán, đồng thời thông qua những số đặc trưng thống kê ta dễ dàng nhận biết được những đặc điểm chính của hàm phân phối xác suất (như tính chất, hình dạng hàm phân phối xác suất)

Các số đặc trưng thống kê thường sử dụng trong thủy văn có thể chia thành số đặc trưng thống kê biểu thị mức độ tập trung của đại lượng ngẫu nhiên và số đặc trưng thống kê biểu thị mức độ phân tán của đại lượng ngẫu nhiên, ta lần lượt trình bày như sau:

1. Kỳ vọng toán của đại lượng ngẫu nhiên X , ký hiệu là $M(x)$ được xác định như sau:

- Nếu X là đại lượng ngẫu nhiên liên tục và tồn tại kỳ vọng thì:

$$M(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} xf(x) dx \quad (3-12)$$

- Nếu x là đại lượng ngẫu nhiên rời rạc và tồn tại kỳ vọng thì

$$M(x) = \sum_{i=1}^n x_i p_i \quad (3-13)$$

trong đó $p_i = P(x = x_i)$

Thí dụ: Tính kỳ vọng của đại lượng ngẫu nhiên x có luật phân phối xác suất sau

X_i	1	2	3
P_i	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$

Theo công thức đại lượng ngẫu nhiên rời rạc ta có

$$M(x) = 1 \cdot \frac{1}{4} + 2 \cdot \frac{1}{2} + 3 \cdot \frac{1}{4} = 2$$

Nếu trong công thức kỳ vọng của đại lượng ngẫu nhiên rời rạc các giá trị x_i xuất hiện đều nhau (đồng khả năng) $p_i = 1/n$ ta có

$$M(X) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i = \bar{x}$$

$\bar{x}$ chính là số bình quân của chuỗi số x_i . Từ đó ta thấy kỳ vọng toán chính là số bình quân gia quyền mà lấy quyền số là xác suất xuất hiện của x_i , nó tương tự công thức tính trọng tâm của một vật trong vật lý; vì vậy kỳ vọng toán biểu thị vị trí trung tâm của đại lượng ngẫu nhiên, vị trí trung tâm của hình mật độ xác suất.

2. Số đồng X_d là trị số có khả năng xuất hiện nhiều nhất của đại lượng ngẫu nhiên,

tại đó hàm $f(x)$ đạt giá trị lớn nhất. Số đông cũng biểu thị vị trí trung tâm của hình mặt độ xác suất.

Để đánh giá mức độ phân tán của đại lượng ngẫu nhiên ta dùng các đặc trưng sau

3. Phương sai và khoảng lệch quân phương

Phương sai của biến ngẫu nhiên X , ký hiệu là $D(X)$ được tính như sau:

– Nếu X là đại lượng ngẫu nhiên liên tục

$$D(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - M(X))^2 f(x) dx$$

– Nếu X là đại lượng ngẫu nhiên rời rạc

$$D(X) = \sum_{i=1}^n (x_i - M_x)^2 p_i$$

M_x là chữ viết tắt của $M(X)$

Nếu $p_i = \frac{1}{n}$ thì

$$D(X) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

Phương sai là một đặc trưng có thứ nguyên bằng thứ nguyên của đại lượng ngẫu nhiên bình phương. Khoảng cách quân phương là căn bậc 2 của phương sai, ký hiệu là $\sigma_x = \sqrt{D_x}$, đối với đại lượng ngẫu nhiên rời rạc ta có:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

D_x là chữ viết tắt của $D(X)$.

Phương sai và khoảng lệch quân phương đều biểu thị mức độ phân tán của đại lượng ngẫu nhiên so với trị số bình quân nhưng người ta hay dùng khoảng lệch quân phương vì khoảng lệch quân phương có cùng thứ nguyên với đại lượng ngẫu nhiên. Trị số của phương sai lớn biểu thị đại lượng ngẫu nhiên càng phân tán.

Thí dụ: Tìm phương sai của 2 đại lượng ngẫu nhiên có luật phân phối sau

x_i	1	2	3	y_i	0	2	4
p_i	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	p_i	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$

Chúng có kỳ vọng bằng nhau $M_x = 2 M_y = 2$

$$D_x = \frac{1}{4} + 0 + \frac{1}{4} = \frac{1}{2}$$

$$D_y = 2^2 \cdot \frac{1}{4} + 0 \cdot \frac{1}{2} + 2^2 \cdot \frac{1}{4} = 2$$

Ta thấy $D_y > D_x$ phương sai của Y lớn hơn của X , chuỗi số y phân tán hơn so với chuỗi số x

4. Hệ số phân tán C_v : Vì phương sai và khoảng lệch quân phương là số có thứ nguyên không thể dùng so sánh mức độ phân tán giữa các đại lượng ngẫu nhiên có độ lớn khác nhau. Ta không thể so sánh mức độ phân tán của lưu lượng một sông lớn và một sông nhỏ bằng phương sai hoặc khoảng lệch quân phương mà phải dùng hệ số phân tán C_v

$$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{x}} \quad (3-14)$$

Đối với đại lượng ngẫu nhiên rời rạc đồng khả năng

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n \bar{x}^2}} \quad (3-15)$$

$$= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n}}$$

Trong đó $K_i = \frac{x_i}{\bar{x}}$

Thí dụ: Đại lượng ngẫu nhiên $X(995, 1000, 1005)$ và $Y(5, 10, 15)$ đều có khoảng lệch quân phương $\sigma_x = \sigma_y = 5$ nhưng $M_x = 1000$; $M_y = 10$ có độ lớn chênh nhau quá xa, vì vậy không thể dùng khoảng lệch quân phương để so sánh mức độ phân tán của chúng, lúc đó nếu ta tính C_v

$$C_{vx} = \frac{5}{1000} \text{ và } C_{vy} = \frac{5}{10}$$

ta thấy chuỗi số y , có mức độ phân tán lớn hơn chuỗi số x .

5. Hệ số thiên lệch C_s

Hệ số thiên lệch của đại lượng ngẫu nhiên ký hiệu là C_s được tính như sau

$$C_s = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} (x - M_x)^3 dx}{\sigma_x^3} \quad (3-16) \text{ đối với đại lượng ngẫu nhiên liên tục và}$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - M_x)^3 p_i}{\sigma_x^3} \quad (3-17) \text{ đối với đại lượng ngẫu nhiên rời rạc.}$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{n\sigma_x^3} \quad \text{khí } p_i = 1/n \quad (3-18)$$

Hệ số thiên lệch C_s biểu thị độ lệch của hình mật độ tần suất

Trong các số đặc trưng thống kê trên đây, ba thông số $\bar{x}$, C_v , C_s là đặc biệt thông dụng trong tính toán thủy văn

3.5 Khái niệm về thống kê toán, mẫu và tổng thể

Trong thủy văn thường gặp bài toán có dạng điển hình như sau: có chuỗi số liệu thực đo $x_1, x_2, \dots, x_n$ (các giá trị đo được của đại lượng ngẫu nhiên X). Hãy xác định hàm phân phối xác suất $F(x)$ của đại lượng ngẫu nhiên X (hay quan hệ giữa $X \sim P(X \geq x)$). Từ quan hệ đó xác định được giá trị X_p - giá trị của đại lượng ngẫu nhiên ứng với tần suất thiết kế p phục vụ cho thiết kế các công trình thủy lợi.

3.5.1. Tổng thể và mẫu

Như ta đã trình bày, nội dung chính của thống kê thủy văn là xây dựng hàm phân phối xác suất $F(x)$ (quan hệ $X \sim P(X \geq x)$) trên cơ sở các số liệu quan sát đo đạc.

- Các số liệu quan sát đo đạc được chẳng qua chỉ là một phần của các giá trị của đại lượng ngẫu nhiên mà chúng ta nhận được thông qua quan sát đo đạc, khái niệm một phần và toàn bộ giá trị của đại lượng ngẫu nhiên trong toán học gọi là mẫu và tổng thể.

1. **Tổng thể.** Tổng thể là tập hợp tất cả các giá trị mà đại lượng ngẫu nhiên X có thể nhận được

Số lượng tất cả các giá trị đó ta gọi là dung lượng của tổng thể, ký hiệu là N .

2. Mẫu

Mẫu là một bộ phận của tổng thể, một phần rất nhỏ của tổng thể mà ta chọn ra hay thông qua quan sát đo đạc mà có được.

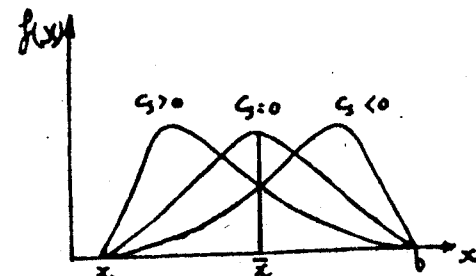
Thí dụ: Toàn bộ sản phẩm của một nhà máy.

Toàn bộ giá trị lưu lượng của một con sông là tổng thể. Một phần sản lượng của nhà máy mà ta chọn ra để kiểm tra chất lượng sản phẩm, một chuỗi số liệu lưu lượng của một con sông mà ta quan sát được ($x_1, x_2, \dots, x_n$) là một mẫu mà ta nghiên cứu.

Số lượng các giá trị của mẫu gọi là dung lượng của mẫu. Ký hiệu n

3. Các yêu cầu của một mẫu thống kê thủy văn.

Mục đích của chúng ta là tìm hàm phân phối xác suất $F(x)$ của tổng thể, nhưng trong tay chúng ta chỉ có một mẫu nhỏ $x_1, \dots, x_n$ chúng ta chỉ có thể xác định hàm phân phối xác suất của mẫu $F_n(x)$, song chúng ta mong rằng hàm phân phối xác suất của mẫu $F_n(x)$ gần với hàm phân phối xác suất của tổng thể $F(x)$, do đó phải có một yêu cầu nhất định đối



Hình 3-5

đối mẫu, qua thống kê toán ta đã thấy mẫu cần đạt các yêu cầu sau đây:

a) **Tính đồng nhất.** Mẫu phải bảo đảm tính đồng nhất các số liệu trong một mẫu phải được lấy từ cùng một tổng thể. Trên thực tế tính đồng nhất của chuỗi số liệu thủy văn bị phá hoại khi:

- Điều kiện hình thành dòng chảy thay đổi do ảnh hưởng của tự nhiên, của con người thí dụ do xây dựng công trình thủy lợi, do chặt phá rừng bừa bãi...

- Cách lấy tài liệu không đồng nhất.

b) **Tính ngẫu nhiên độc lập.** Mẫu phải bảo đảm tính ngẫu nhiên độc lập, các số liệu trong mẫu phải được chọn một cách ngẫu nhiên và độc lập nhau. Thí dụ nếu ta thống kê nhiều đỉnh lũ trong một năm thì có thể đỉnh lũ sau bị ảnh hưởng của đỉnh lũ trước vì hai con lũ xuất hiện liên tiếp nhau, con lũ trước chưa rút hết đã tiếp con lũ sau.

c) **Tính đại biểu.** Mẫu phải bảo đảm tính đại biểu phải bảo đảm một số tính chất đủ đại biểu cho tổng thể, cụ thể là dung lượng phải đủ lớn, đồng thời phải bao gồm những giá trị của năm nước lớn, nước trung bình và năm ít nước.

3.5.2. Các đặc trưng thống kê của mẫu.

Vì mẫu chỉ là một phần rất nhỏ của tổng thể nên các đặc trưng thống kê của mẫu không bằng các đặc trưng thống kê của tổng thể, nó có một sai số nhất định người ta gọi là sai số lấy mẫu.

Muốn các đặc trưng thống kê của mẫu gần với các đặc trưng thống kê của tổng thể ta phải hiệu chỉnh các đặc trưng thống kê đó. Trong thống kê toán đã chứng minh theo mức bình quân của nhiều mẫu thì các đặc trưng thống kê của mẫu phải tính như sau:

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \quad (3-19)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (3-20)$$

$$C_s = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^3}{(n-3)\sigma_x^3} = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^3}{(n-3)C_v^3} \quad (3-21)$$

3.5.3. Bài toán cơ bản của thống kê thủy văn.

Bài toán thống kê thủy văn thường gồm các bước sau đây:

1. Thu thập các số liệu đo đạc và thí nghiệm thủy văn phù hợp với yêu cầu của một bài toán thống kê (yêu cầu của một mẫu)
2. Sắp xếp số liệu, tính toán các đặc trưng thống kê.
3. Chọn một mô hình xác suất phù hợp (chọn hàm $F(x)$) và kiểm tra sự phù hợp giữa mô hình xác suất vừa chọn với số liệu quan sát thí nghiệm (sẽ giảng sau)
4. Sử dụng mô hình đó để tính toán các đặc trưng thiết kế X_p , Q_p ...

Các tiết sau chúng ta lần lượt đề cập đến các vấn đề trên.

3.6. Phương pháp vẽ đường tần suất thường dùng trong thủy văn.

Quan hệ giữa $X \sim F(x) = P(X \geq x)$ trong thủy văn hay gọi đơn giản là đường tần suất. Đường tần suất của thủy văn phù hợp với mô hình xác suất lý luận nào? xác định chúng như thế nào? (vẽ như thế nào) ta sẽ lần lượt trình bày.

3.6.1. Đường tần suất lý luận

Chưa thể xuất phát từ lý thuyết xác suất để chứng minh hiện tượng thủy văn phù hợp với mô hình phân phối xác suất nào. Danh từ "Đường tần suất lý luận" ở đây chỉ là để phân biệt với đường tần suất kinh nghiệm mà thôi, thực chất là một số mô hình phân phối xác suất được sử dụng nhiều trong thủy văn, nó có một số đặc điểm phù hợp với tính chất vật lý của hiện tượng thủy văn.

1. Mô hình phân phối xác suất Pearson III (hoặc đường tần suất Pearson III)

– Phương trình hàm mật độ xác suất

$$y = y_0 \left(1 + \frac{x}{a}\right)^{-\frac{a}{d}} e^{-\frac{x}{d}} \quad (3-22)$$

Trong đó a, d là các hằng số, y_0 là tung độ đường mật độ xác suất ở vị trí số đông. Xem hình vẽ.

- Đặc điểm
- + Đầu dưới hữu hạn (bị chặn), đầu trên vô hạn
- $-a_0 \leq x < +\infty$
- + Có một số đông (x_d)
- + Hàm mật độ xác suất không đối xứng với bán kính lệch bằng d
- Tính chất

Quan hệ giữa C_v, C_s và $\bar{x}$ như sau

$$a_0 = \bar{x} \left(1 - \frac{2C_v}{C_s}\right) \quad (3-23)$$

hay

$$K_0 = 1 - \frac{2C_v}{C_s} \quad (3-24)$$

Trong đó a_0 : giới hạn dưới của X (tổng thể X)

$$K_0 = \frac{a_0}{\bar{x}}$$

Đi công thức cơ bản trên suy ra.

– Khi $C_s = 2C_v$ $a_0 = 0$ tức giới hạn dưới của đường tần suất ở vị trí số không

$C_s < 2C_v$ $a_0 < 0$ giới hạn dưới của đường tần suất là số âm.

$C_s > 2C_v$ $a_0 > 0$

Do đó muốn X phù hợp với ý nghĩa vật lý của hiện tượng thủy văn thì phải có $C_s \geq 2C_v$

– Bởi mẫu thủy văn thu được chỉ là một phần nhỏ của tổng thể, nên trị số nhỏ nhất của mẫu $a_{\min}$ phải lớn hơn trị số nhỏ nhất của tổng thể do đó

$$a_{\min} \geq a_0 \quad K_{\min} \geq K_0$$

vì vậy

$$K_{\min} \geq 1 - \frac{2C_v}{C_s}$$

hay

$$C_s \leq \frac{2C_v}{1 - K_{\min}}$$

– Tính X_p : X_p là giá trị của đại lượng ngẫu nhiên ứng với xác suất p cho trước. P thường là tần suất thiết kế của công trình, X_p là trị số quan trọng khi thiết kế các công trình.

Muốn tính X_p phải tích phân hàm mật độ xác suất, đó là một công việc phức tạp, để đơn giản người ta đã lập sẵn quan hệ

$$\phi = \frac{X_p - \bar{x}}{\sigma} = \frac{K_p - 1}{C_v} = f(C_v, P) \quad (3-25)$$

ϕ là hàm số chỉ phụ thuộc vào C_s và P , đó là bảng Fôxtơ-Rúpkin; có ϕ ta sẽ tính được X_p

$$\begin{aligned} X_p &= \sigma\phi + \bar{x} \\ &= (\phi C_v + 1)\bar{x} \end{aligned} \quad (3-26)$$

Thí dụ: Từ một chuỗi số thủy văn tính ra được $C_v = 0,5$, $C_s = 1$, từ bảng Fôxtơ-Rúpkin tra ra $\phi_1\% = 3,02$. $\phi_{75\%} = -0,75$, vậy k_p ứng với hai tần suất đó là:

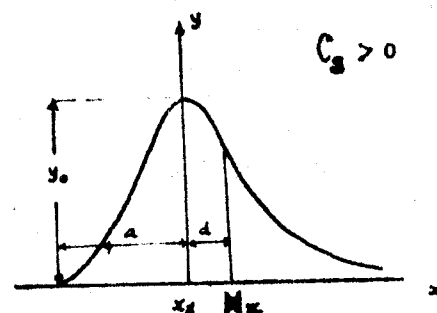
$$k_{1\%} = 3,02 \times 0,5 + 1 = 2,51$$

$$k_{75\%} = -0,75 \times 0,5 + 1 = 0,635$$

có trị số k_p ứng với các P khác nhau ta sẽ tính được các trị số x_p :

$$x_p = k_p \bar{x} = \bar{x} (\phi C_v + 1) = \bar{x} + \phi \sigma \quad (2-27)$$

dem các cặp trị số k_p và p (hoặc x_p và p) vẽ lên giấy tần suất ta được đường tần suất lý



Hình 3-6

luận P_{III} của chuỗi số liệu đã cho.

3) Máy điểm cần chú ý khi ứng dụng đường P_{III}

1) Khi $C_s < 0$ vẫn dùng bảng Fôxtơ – Rupkin nhưng phải biến đổi như sau:

$$\phi_p(C_s < 0) = -\phi_{100-p}(C_s > 0) \quad (3-28)$$

Thí dụ: tìm ϕ ứng với $P = 1\%$ khi $C_v = 0,5$ và $C_s = -1$. Theo công thức trên ta có:

$$\phi_{1\%}(C_s = -1) = -\phi_{100-1}(C_s = 1) = -\phi_{99\%}(C_s = 1)$$

tra bảng $P = 99\%$ và $C_s = 1$ ta được $\phi_{99\%} = -1,59$

Do đó $\phi_{1\%}(C_s = -1) = +1,59$

2) Khi dùng đường P_{III} cần chú ý đến giới hạn thay đổi của C_s như sau:

$$2C_v \leq C_s \leq \frac{2C_v}{1 - k_{min}} \quad (3-29)$$

vì khi $C_s < 2C_v$, đường P_{III} xuất hiện trị số âm, không phù hợp với hiện tượng thủy văn.

2. Mô hình phân phối xác suất Kritski – Menken.

Xuất phát từ nhược điểm của mô hình xác suất Pearson III khi $C_s < 2C_v$ thì đại lượng X xuất hiện trị số âm, không phù hợp với ý nghĩa vật lý của hiện tượng thủy văn. Hai ông Kritski và Menken đã xây dựng mô hình phân phối xác suất mới với 3 yêu cầu:

– Mô hình phân phối xác suất chỉ có 3 thông số, trong đó chủ yếu là X , và C_v , còn C_s vì trong tính toán có nhiều sai số nên lấy $C_s = mC_v$ theo quy luật của nhiều sông.

– Hình dạng hàm mật độ xác suất là dạng quả chuông, chỉ có một số đóng.

– Đại lượng X bị chặn một đầu ($X_0 = 0$), một đầu không có giới hạn ($0 \leq x < \infty$)

Hai ông Kritski–Menken đã sử dụng hàm mật độ xác suất Pearson III khi $C_s = 2C_v$ làm gốc, dùng phép thay đổi biến số để được mô hình phân phối xác suất mới mà ta hay gọi là mô hình xác suất Kritski–Menken hay Gamma ba thông số.

Mô hình xác suất Kritski–Menken có đặc điểm là giá trị nhỏ nhất của X luôn ở số không với tỷ số C_s/C_v bất kỳ.

Để tính X_p , Kritski–Menken đã lập bảng tra sẵn trị số K_p , K_p phụ thuộc vào $C_s = mC_v$, p và C_v . Giá trị X ứng với tần suất p được tính theo công thức

$$X_p = \bar{X}K_p$$

3.6.2. Các phương pháp vẽ đường tần suất.

Đây là bước quan trọng nhất khi xây dựng bài toán thống kê thủy văn. Như đã trình bày ở mục III tiết 3–5. Bước 1 của bài toán thống kê thủy văn là thu thập số liệu, ở đây ta xem như cho trước chuỗi số liệu và vì vậy bài toán của chúng ta có thể khái quát như sau.

Cho chuỗi số liệu thực đo thủy văn $x_1, x_2, \dots, x_n$

Hãy xác định trị số thiết kế X_p .

Để giải bài toán này có nhiều phương pháp khác nhau:

I. Phương pháp mô men

Cơ sở của phương pháp này cho rằng các đặc trưng thống kê:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (3-30)$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (3-31)$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-3)C_v^3} \quad (3-32)$$

tính được từ chuỗi số liệu thực đo $x_1, x_2, \dots, x_n$ bằng các đặc trưng thống kê tương ứng của tổng thể. Sau đó ta giả thiết một mô hình xác suất thường dùng nào đây. Kiểm tra sự phù hợp giữa mô hình xác suất giả thiết với chuỗi số liệu thực đo, theo phương pháp thống kê nếu đạt yêu cầu ta có thể sử dụng mô hình đó để tính x_p (sinh viên có thể tham khảo các giáo trình cho chuyên ngành thủy văn). Cách tính x_p đã trình bày trong mục I của tiết này.

Phương pháp mô men cho kết quả tính toán khách quan xon gần trường hợp có điểm đột xuất không xử lý được và thường cho kết quả thiên nhỏ khi tính các số đặc trưng thống kê (do sai số của phép $\sum$ thay cho tích phân...). Phương pháp kiểm tra sự phù hợp của mô hình xác suất giả thiết với chuỗi số liệu thực đo bằng phương pháp thống kê thường không đủ nhạy để phản ánh đầy đủ sự khác nhau giữa mô hình giả thiết và mô hình thực tế. Tính toán cụ thể tham khảo thí dụ của phương pháp thích hợp.

II. Phương pháp thích hợp.

Khác với phương pháp mô men, phương pháp thích hợp cho rằng có thể thay đổi các số đặc trưng thống kê trong chừng mực nhất định sao cho mô hình xác suất giả thiết (đường tần suất lý luận) thích hợp nhất với chuỗi số liệu thực đo

Ví dụ: Tính toán lưu lượng bình quân năm ứng với tần suất 75% và 90% của một trạm thủy văn. Số liệu thực đo đã cho ở cột 2, 3 (bảng 3–1)

Cách giải như sau:

– Sắp xếp số liệu: Sắp xếp chuỗi số liệu $q_1, q_2, \dots, q_n$ theo thứ tự từ lớn đến nhỏ (cột 4), thống kê số lần xuất hiện ($q \geq q_i$) của các giá trị q_i . Trong trường hợp các giá trị q_i xuất hiện đồng khả năng thì số lần xuất hiện trùng với số thứ tự, vì vậy cột này thực tế có thể bỏ.

– Tính tần suất kinh nghiệm. Tính tần suất theo chuỗi số liệu thực đo gọi là tần suất kinh nghiệm.

Trong thủy văn để tính toán tần suất kinh nghiệm người ta không sử dụng công thức $P = m/n$ như đã giảng ở mục II tiết 32, bởi vì nếu tính theo công thức này thì giá trị nhỏ

Bảng 3-1 Tính tần suất lưu lượng bình quân năm.

Số thứ tự	Năm	Q_i (m ³ /s)	Q_i (m ³ /s)	$k_i = \frac{Q_i}{\bar{Q}}$	$k_i - 1$	$(k_i - 1)^2$	$(k_i - 1)^3$	$p = \frac{m}{n+1}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1950	570	592	1,49	0,49	0,240	0,118	4,8
2	1951	503	570	1,44	0,44	0,194	0,085	9,5
3	1952	513	503	1,27	0,27	0,073	0,020	14,3
4	1953	485	496	1,25	0,25	0,062	0,016	19,0
5	1954	460	485	1,22	0,22	0,048	0,011	23,8
6	1955	592	463	1,17	0,17	0,029	0,005	28,6
7	1956	215	460	1,16	0,16	0,026	0,004	33,3
8	1957	346	446	1,13	0,13	0,017	0,002	38,1
9	1958	333	445	1,12	0,12	0,014	0,002	42,9
10	1959	411	411	1,04	0,04	0,002	0,000	47,6
11	1960	263	399	1,01	0,01	0,000	0,000	52,4
12	1961	446	346	0,88	-0,12	0,016	-0,002	57,1
13	1962	445	342	0,86	-0,14	0,018	-0,003	61,9
14	1963	342	333	0,84	-0,16	0,025	-0,004	66,7
15	1964	274	313	0,79	-0,21	0,044	-0,009	71,4
16	1965	496	306	0,77	-0,23	0,051	0,012	76,2
17	1966	399	274	0,69	-0,31	0,095	-0,029	80,0
18	1967	463	273	0,69	-0,31	0,095	-0,030	85,7
19	1968	273	263	0,66	-0,34	0,112	-0,038	90,5
20	1969	306	215	0,54	-0,46	0,209	-0,095	95,2
Tổng			7935	20,02	0,02	1,371	0,041	

nhất của chuỗi số sẽ có xác suất $P = 100\%$ (khi $m = n$) tức là biến cố chắc chắn, sao có thể là biến cố chắc chắn khi tương lai có thể có trị số nhỏ hơn xuất hiện.

Trong thủy văn thường tính toán tần suất kinh nghiệm theo công thức

$$P = \frac{m}{n+1} \quad \text{công thức kỳ vọng}$$

và $P = \frac{m-0,3}{n+0,4}$ công thức số giữa (công thức Chégodaeap)

Công thức kỳ vọng thường cho kết quả an toàn hơn, được sử dụng tính cho dòng chảy lũ, mưa lũ, Công thức số giữa thường tính cho dòng chảy năm, mưa năm.

- Chấm quan hệ q_i (cột 4) với P_i (cột 9) lên giấy tần suất (giấy chuyên dùng để vẽ tần suất). Các điểm đó gọi là điểm tần suất kinh nghiệm.

- Giả thiết $\bar{Q}$, C_v , C_s (trên cơ sở phương pháp nào đó), thí dụ trên cơ sở phương pháp mô men (các cột 5,, 6, 7, 8) ta tính được

$$\bar{Q} = \frac{\sum q_i}{n} = \frac{7935}{20} = 396,8$$

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (K_i - 1)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{1,371}{19}} = 0,27$$

$$C_s = \frac{\sum (K_i - 1)^3}{(n-3)C_v^3} = \frac{0,041}{17 \times 0,27^3} = 0,12$$

- Giả thiết mô hình xác suất $F(x)$ thí dụ dạng Pearson III

- Tính X_p theo công thức Pearson III (công thức 3-26) với các xác suất p khác nhau, ta được các giá trị X_p tương ứng theo bảng (3-2)

- Kiểm tra sự phù hợp giữa đường tần suất lý luận với các điểm tần suất kinh nghiệm bằng cách chấm quan hệ $q_p \sim p$ hoặc $k_p \sim p$ tính được lên giấy tần suất, nối các điểm đó lại thành đường tần suất lý luận. Nếu đường tần suất lý luận phù hợp với các điểm tần suất kinh nghiệm là được.

Nếu không phù hợp thì thay đổi các thông số $\bar{Q}$, C_v , C_s thích hợp để đạt được kết quả tốt nhất, tức đường tần suất lý luận nằm giữa băng điểm tần suất kinh nghiệm.

Ví dụ trên đã lấy $C_v = 0,30$, $C_s = 2C_v$ tra bảng được các tọa độ của đường tần suất lý luận (bảng 3-2)

- Tính toán đặc trưng thiết kế $Q_{75\%}$, $Q_{90\%}$

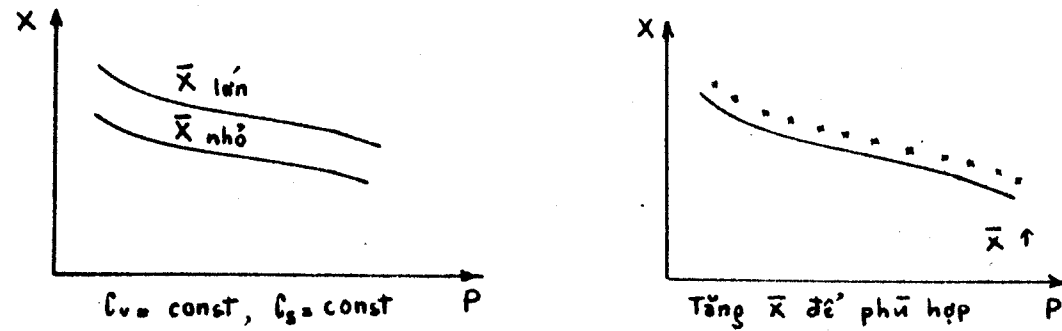
Bảng 3-2. Tọa độ đường tần suất lý luận $C_v = 0,30$, $C_s = 2C_v$

p%	0,1	1	2	5	10	26	50	75	90	95	99
k_p	2,19	1,83	1,64	1,54	1,40	1,28	0,97	0,79	0,64	0,56	0,41
Q_1 m ³ /s								313	254		

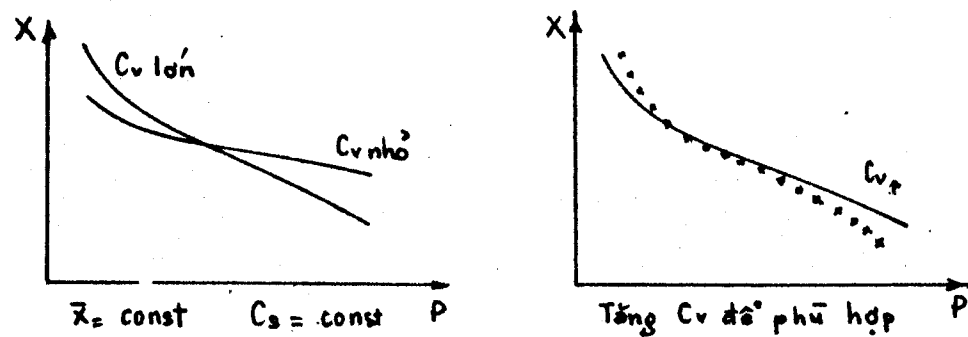
Để dễ dàng khi chỉnh các thông số $\bar{x}$, C_v , C_s cho đường tần suất lý luận phù hợp với các điểm tần suất kinh nghiệm ta nghiên cứu sự ảnh hưởng của các thông số đó tới đường tần suất lý luận.

- Ảnh hưởng của các thông số thống kê tới đường tần suất lý luận:

(1) Ảnh hưởng của $\bar{x}$: khi $\bar{x}$ thay đổi thì đường tần suất dịch chuyển theo trục tung

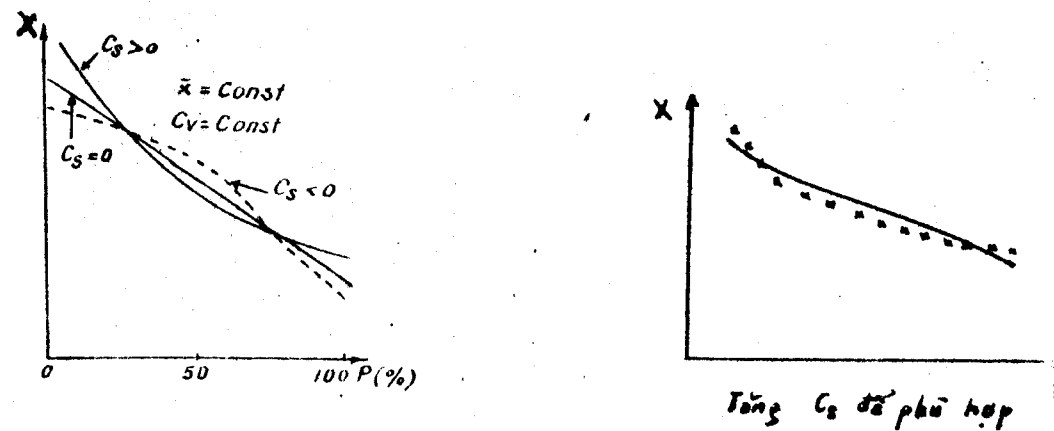


(2) Ảnh hưởng của C_v : C_v càng lớn đường tần suất càng dốc



(3) Ảnh hưởng của C_s

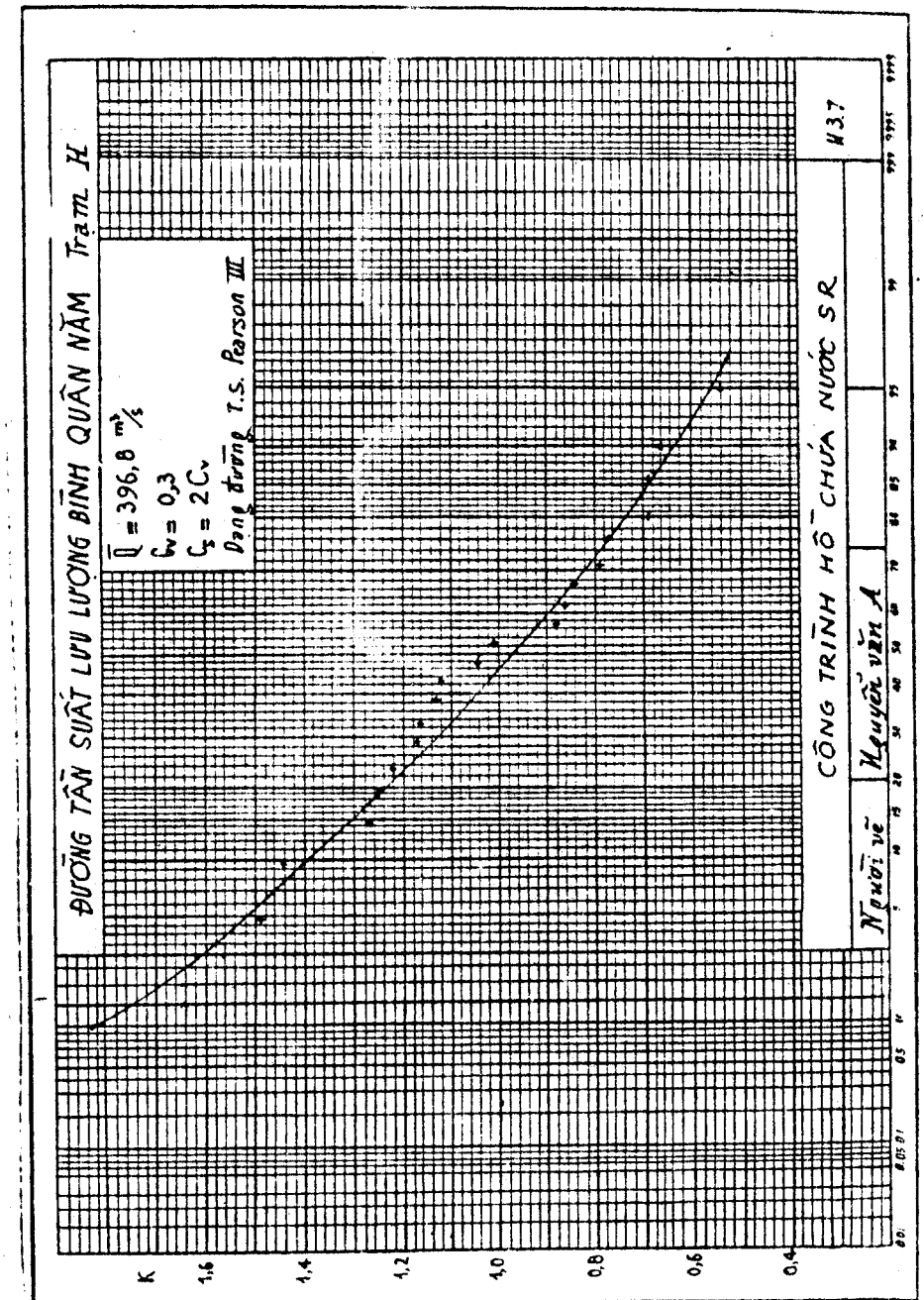
Khi $C_s > 0$, đường tần suất lõm xuống, C_s càng lớn, 2 đầu đường tần suất càng cong, khi $C_s < 0$ đường tần suất lồi lên.



Hình 3-8

Phương pháp thích hợp cho ta khái niệm trực quan, dễ dàng nhận xét và xử lý điểm

đốt xuất. Xong việc đánh giá tính phù hợp giữa đường tần suất "lý luận" và kinh nghiệm còn phụ thuộc vào chủ quan người vẽ



II. Phương pháp 3 điểm.

Giống như phương pháp thích hợp, phương pháp 3 điểm cũng lấy sự phù hợp giữa đường tần suất lý luận với điểm tần suất kinh nghiệm làm chuẩn mực. Song khác ở chỗ các thông số $\bar{x}$, C_v , C_s tính được theo 3 điểm chọn trước. Cách giải như sau:

1) Sắp xếp số liệu

2) Vẽ đường tần suất kinh nghiệm: Sau khi tính toán tần suất kinh nghiệm chấm các điểm tần suất kinh nghiệm lên giấy tần suất. Dùng thước cong vẽ một đường trung bình (vẽ mờ bằng bút chì) qua các điểm tần suất kinh nghiệm – được gọi là đường tần suất kinh nghiệm.

3) Chọn 3 điểm (x_1, p_1) , (x_2, p_2) , (x_3, p_3) trên đường đó. Trong đó $p_2 = 50\%$ còn p_1 , p_3 đối xứng qua p_2 . Tuy vậy nên chọn bộ ba điểm có bảng tính lập sẵn.

Ba điểm tọa độ trên, thay vào 3 phương trình để tính X_p (trường hợp mô hình xác suất Pearson III) ta có

$$X_1 = \sigma\phi_1 + \bar{X} \quad (3-33)$$

$$X_2 = \sigma\phi_2 + \bar{X} \quad (3-34)$$

$$X_3 = \sigma\phi_3 + \bar{X} \quad (3-35)$$

4) Tính S và C_s

$$S = \frac{x_1 + x_3 - 2x_2}{x_1 - x_3} = \frac{\phi_1 + \phi_3 - 2\phi_2}{\phi_1 - \phi_3} \quad (3-36)$$

Vì ϕ là hàm số của P và C_s (xem 3-25) nên S cũng là hàm số của P và C_s nhưng vì P_1, P_2, P_3 đã biết trước nên $S = f(C_s)$. Vì vậy có S ta dễ dàng xác định được C_s (phụ lục)

5) Tra $\phi_{50}, \phi_1 - \phi_3$ theo C_s (phụ lục)

6) Tính σ .

từ (3-33) và (3-35) ta rút ra được.

$$\sigma = \frac{x_1 - x_3}{\phi_1 - \phi_3} \quad (3-37)$$

7) Tính $\bar{X}$ và C_v

Từ (3-34) ta rút ra

$$\bar{X} = X_{50} - \sigma\phi_{50} \quad (3-38)$$

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}} \quad (3-39)$$

8) Kiểm tra sự phù hợp giữa mô hình xác suất lý luận (giả thiết) với tài liệu thực đo.

Tính các trị số X_p theo (3-26) vẽ đường tần suất lý luận (X_p, P) lên giấy tần suất đã vẽ ở phần (2), nếu đường tần suất lý luận phù hợp với các điểm tần suất kinh nghiệm là được. Đường tần suất lý luận nhất thiết phải qua ba điểm đã chọn.

Phương pháp 3 điểm có ưu điểm là tính toán nhanh, đơn giản nhưng cũng phụ thuộc vào chủ quan người vẽ.

Thí dụ: Vẽ ví dụ trang 72 bảng (3-1). Trên hình (3-9) ta vẽ quan hệ giữa Q_i (cột 4) với P_i (cột 9). Vẽ đường tần suất kinh nghiệm và lấy trên đó 3 điểm:

$$x_{5\%} = 611$$

$$x_{50\%} = 385$$

$$x_{95\%} = 222$$

Thay ba điểm đã chọn vào (3-36) được:

$$S = \frac{611 + 222 - 2 \times 385}{611 - 222} = 0,162$$

Từ S tra quan hệ $S \sim C_s$ (Phụ lục) ta được

$$C_s = 0,60.$$

Sau khi có C_s tra phụ lục được:

$$\phi_{5\%} = -0,1$$

$$\phi_{5\%} - \phi_{95\%} = 3,259$$

Tính σ từ (3-34)

$$\sigma = \frac{611 - 222}{3,259} = 119,4$$

Từ (3-35) ta có

$$\bar{x} = 385 + 119,4 \times 0,1 = 396,9 \text{ m}^3/\text{ss}$$

$$C_v = \frac{119,4}{396,9} = 0,3$$

Tính X_p theo (3-26) ta được:

Bảng (3-3) Tọa độ đường tần suất lý luận.

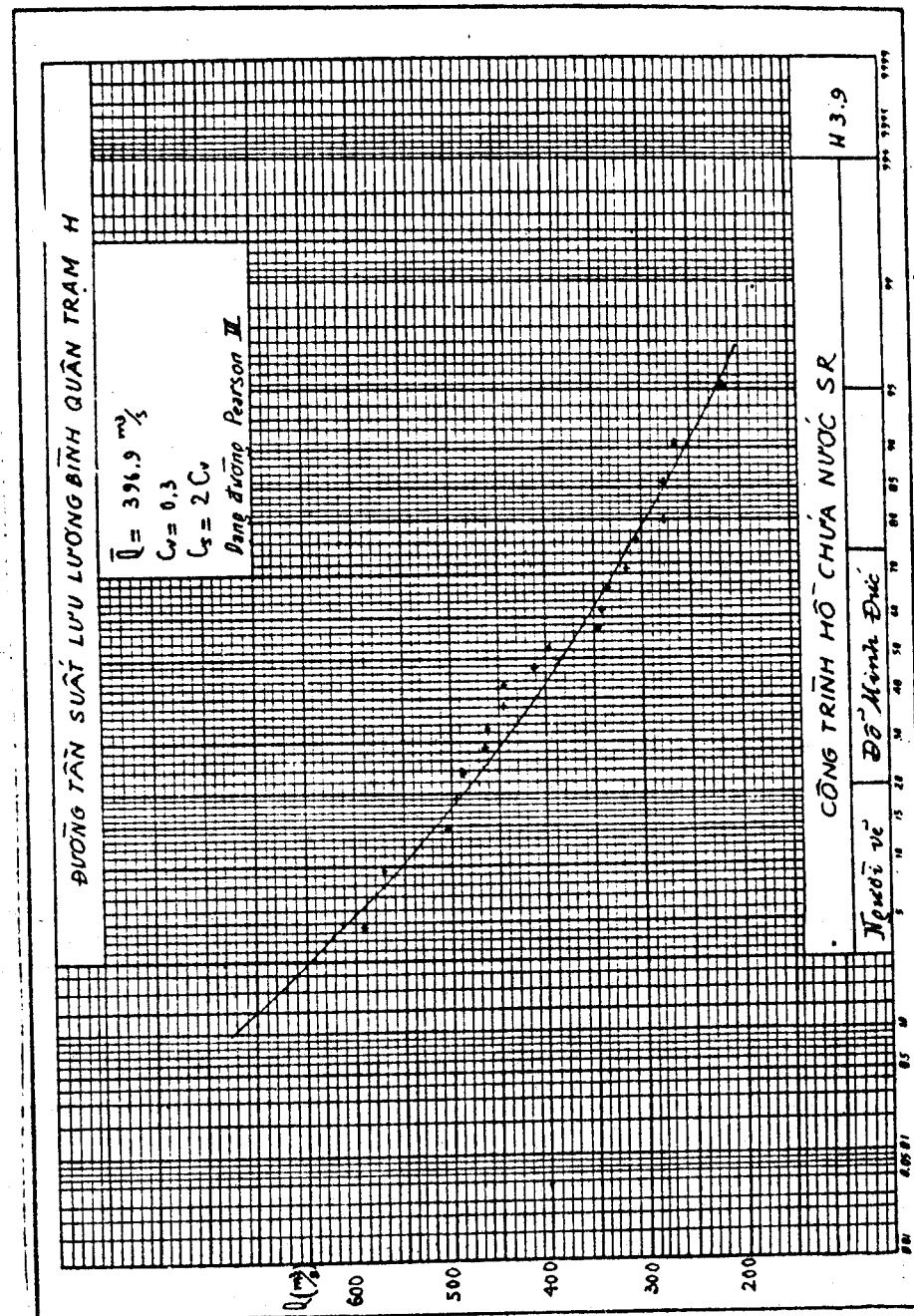
p%	0,1	1	2	5	10	25	50	75	90	95	99
k_p	2,19	1,83	1,64	1,54	1,40	1,18	0,97	0,79	0,64	0,56	0,44
$Q_p(\text{m}^3/\text{s})$	896	726	651	611	556	468	385	314	254	222	175

3.7. PHÂN TÍCH TƯƠNG QUAN.

Chúng ta đã nghiên cứu hiện tượng thủy văn như một đại lượng ngẫu nhiên riêng rẽ, nhưng ta thấy giữa các đại lượng chúng ta nghiên cứu lại có mối quan hệ với nhau.

– Trên cùng một con sông, trạm trên có chuỗi đo đặc dài, trạm dưới ngắn nếu giữa trạm trên và trạm dưới có mối quan hệ với nhau ta có thể kéo dài và bổ xung tài liệu cho trạm dưới.

– Ngoài ra giữa lượng mưa và lượng dòng chảy, của một lưu vực, giữa lượng dòng chảy



của hai lưu vực trong cùng một khu vực đồng nhất, giữa lượng mưa của 2 trạm trong cùng khu vực khí hậu... cũng có những mối quan hệ với nhau.

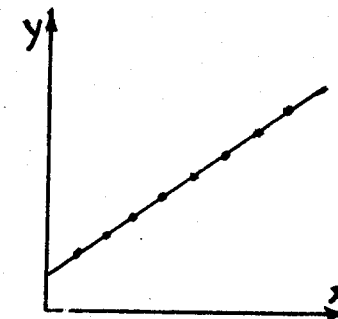
Bài toán chung của chúng ta có thể khái quát như sau:

Cho chuỗi $x_1, x_2, \dots, x_p, \dots, x_n, \dots, x_m$
 $y_1, y_2, \dots, y_p, \dots, y_n, \dots, y_m$

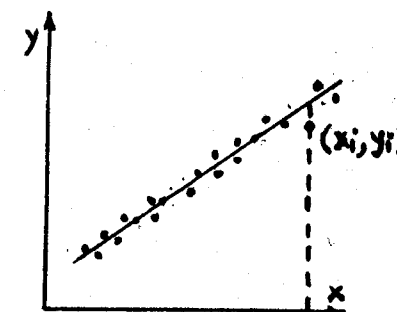
$m > n$

Hãy xây dựng quan hệ $y = f(x)$ từ số liệu đã cho và bổ xung chuỗi số liệu y theo x ($y_{n+1}, \dots, y_m$). Quan hệ giữa $y \sim x$ có các dạng sau:

– Quan hệ giữa $y \sim x$ là quan hệ hàm số tức là mỗi giá trị của x sẽ có một hoặc nhiều giá trị y tương ứng xác định.



quan hệ hàm số



quan hệ tương quan

Hình 3-9

– Quan hệ giữa $y - x$ là quan hệ tương quan: Một giá trị x sẽ có một hoặc nhiều giá trị y tương ứng không xác định, nhưng thành xu thế, thành một dải nhất định.

Trong tiết này chúng ta nghiên cứu quan hệ tương quan. Trong quan hệ tương quan, có dạng tương quan thẳng, có dạng tương quan cong; chúng ta nghiên cứu quan hệ tương quan thẳng (hay gọi tương quan tuyến tính)

3.7.1. Tương quan giải tích

1. Phương trình tương quan thẳng.

Quan hệ giữa y và x là quan hệ đường thẳng vì vậy có thể viết dưới dạng:

$$y = ax + b \quad (3-37)$$

Ta sẽ xác định hệ số a, b sao cho phương trình trên phối hợp tốt nhất với bảng điểm thực đo. Tiêu chuẩn phối hợp tốt nhất ở đây là tổng bình phương sai số là nhỏ nhất (sở dĩ phải bình phương để sai số mang dấu $\pm$ không bị triệt tiêu)

- Ta xét điểm (x_i, y_i) bất kỳ nào đó, điểm đó có hoành độ là x_i , tung độ là y_i .
- Thay x_i vào phương trình (3-37) ta có tung độ tính toán là $y_{xi} = ax_i + b$
- Chênh lệch giữa điểm thực đo và điểm tính toán là.

$$S_i = y_i - y_{xi} = y - (ax_i + b)$$

và tổng bình phương

$$\sum S_i^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - ax_i - b)^2$$

hệ số a, b được xác định sao cho $\sum S_i^2$ – tổng bình phương sai số là nhỏ nhất, vì vậy

$$\frac{\partial \sum (y_i - ax_i - b)^2}{\partial a} = \frac{\partial \sum (y_i - ax_i - b)^2}{\partial b} = 0$$

lấy đạo hàm $\sum S_i^2$ ta có

$$-2 \sum_{i=1}^n (y_i - b - ax_i)x_i = 0$$

$$\sum_{i=1}^n x_i y_i - b \sum_{i=1}^n x_i - a \sum_{i=1}^n x_i^2 = 0$$

$$2 \sum_{i=1}^n (y_i - b - ax_i) = 0$$

$$b = \frac{\sum y_i}{n} - a \frac{\sum x_i}{n} = \bar{y} - a\bar{x}$$

lo đó

$$a = \frac{\sum (x_i y_i) - n\bar{x}\bar{y}}{\sum x_i^2 - n\bar{x}^2}$$

$$b = \frac{\bar{y} \sum x_i^2 - \bar{x} \sum x_i y_i}{\sum x_i^2 - n\bar{x}^2}$$

Nếu dời trục tọa độ về vị trí $\bar{x}, \bar{y}$ thì $b=0$

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

Thay vào phương trình ta có

$$y - \bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} (x_i - \bar{x})$$

Nhân phương trình trên với $\frac{\sum (y_i - \bar{y})^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2}$ và rút gọn

ta có

$$y - \bar{y} = \gamma \frac{\sigma_y}{\sigma_x} (x - \bar{x})$$

Đây là dạng cuối cùng của phương trình tương quan. Trong đó

$$\gamma = \frac{\sum (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum (x_i - \bar{x})^2 \sum (y_i - \bar{y})^2}} \text{ gọi là hệ số tương quan}$$

σ_x, σ_y : khoảng lệch quân phương của x và y.

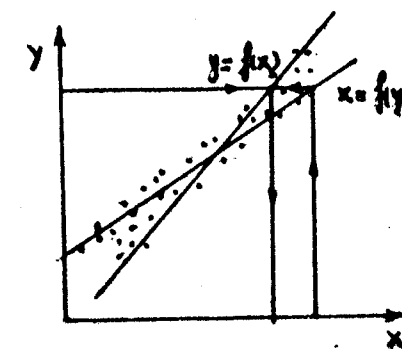
2. Hệ số tương quan

Hệ số tương quan γ có $|\gamma| = 0 \sim 1$. Khi $\gamma = 1$ thì quan hệ $y \sim x$ trở thành quan hệ hàm số. Khi $\gamma = 0$ thì không tương quan. Khi đại lượng ngẫu nhiên X và Y độc lập nhau thì $\gamma = 0$, nhưng ngược lại $\gamma = 0$ không có nghĩa là X và Y độc lập nhau

Khi $\gamma > 0$ quan hệ X và Y là đồng biến hay gọi là tương quan thuận.

khi $\gamma < 0$ X và Y là nghịch biến hay tương quan nghịch

$\gamma \approx 1$ quan hệ tương quan chặt chẽ, $\gamma > 0,8$ thì là quan hệ tương quan tốt có thể sử dụng để bổ xung và kéo dài tài liệu.



Hình 3-10

3. Nếu lấy y là biến số độc lập, x là biến số phụ thuộc ta cũng có

$$x - \bar{x} = \gamma \frac{\sigma_x}{\sigma_y} (y - \bar{y})$$

4. Sai số tương quan

$$S = \sqrt{\frac{\sum (y_i - y_{xi})^2}{n}} = \sigma_y \sqrt{1 - \gamma^2}$$

5. Nhận xét.

Xây dựng phương trình tương quan theo phương pháp trên gọi là phương trình tương quan giải tích (để phân biệt với phương pháp đồ giải) đó là phương pháp tính toán mang tính khách quan, có tiêu chuẩn đánh giá mức độ tương quan (γ) tránh được việc áp dụng tùy tiện.

Nhưng do có hai đường tương quan $y = f(x)$ và $x = f(y)$ nên gây những điểm bất hợp lý (xem hình)

- Phương pháp này không loại trừ được điểm quá đột xuất, tàn mạn.

II. Tương quan đồ giải - chấm quan hệ (x_i, y_i) lên hình vẽ

- Xử lý điểm đột xuất (nếu có lý do chính đáng)

- Vẽ đường trung bình

- Tính hệ số a, b bằng cách lấy 2 điểm trên đường trung bình (2 điểm cách xa nhau (x_1, y_1) và (x_2, y_2))

$$a = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}$$

$$b = y_2 - ax_2$$

hay $= y_1 - ax_1$

Nhận xét: - Loại được điểm đột xuất xong khi vẽ đường trung bình thường phụ thuộc vào chủ quan.

Thí dụ: Xây dựng quan hệ tương quan giữa lưu lượng trung bình tháng 8 giữa trạm TB và HB và bổ xung những năm thiếu đo của TB

Bảng 3-4 Lưu lượng trung bình tháng 8 của hai trạm TB và HB.

Thứ tự	Năm	Q_8 (m ³ /s)	
		Trạm HB (x)	Trạm TB(y)
1	1958	5580	
2	1959	5680	
3	1960	4610	
4	1961	6520	5600
5	62	4490	3770
6	63	3820	1290
7	64	4130	3650
8	65	3380	3150
9	66	4950	4470
10	67	5040	4340
11	68	4460	2830
12	69	7570	7090
13	70	4240	3570
14	71	8430	7960
15	72	3850	3120
16	73	4880	3970
17	74	4040	3540
18	75	2770	2210
19	76	5120	4790
20	77	4020	3770
21	78	3670	3190
22	79	4320	4050
23	80	4000	2750

- Sử dụng tài liệu quan trắc đồng bộ 12 năm, chấm các điểm quan hệ (x_i, y_i) lên giấy kẻ ly như hình 3-10, dải điểm phân bố theo xu thế đường thẳng nên ta sử dụng phương pháp tương quan đường thẳng.

- Lập bảng tính tương quan

Bảng 3-5. Bảng tính tương quan lưu lượng trung bình tháng 8 giữa TB và HB

TT	Năm	x_i	y_i	$x_i - \bar{x}$	$y_i - \bar{y}$	$(x_i - \bar{x})^2$ $\times 10^3$	$(y_i - \bar{y})^2$ $\times 10^3$	$(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})$
1	1961	6520	5600	1835	1644	3367	2703	3017
2	62	4490	3770	-195	-186	38	35	36
3	63	3820	1290	-865	-2666	748	7108	2306
4	64	4130	3650	-555	-306	308	94	170
5	65	3380	3150	-1350	-806	1703	650	1052
6	66	4950	4470	265	514	70	264	136
7	67	5040	4340	355	384	126	147	136
8	68	4460	2830	-225	-1126	51	1268	253
9	69	7570	7090	2885	3134	8323	9822	9042
10	70	4240	3570	-445	-386	198	149	172
11	71	8430	7960	3745	4004	14025	16032	14995
12	72	3850	3120	-835	-836	697	699	698
13	73	4880	3970	195	14	38	0	3
14	74	4040	3540	-645	-416	416	173	268
15	75	2770	2210	-1915	-1746	367	3049	3344
16	76	5120	4790	435	834	189	696	363
17	77	4020	3770	-665	-186	442	35	124
18	78	3670	3190	-115	-766	1030	587	777
19	79	4320	4050	-365	94	133	9	-34
20	80	4000	2750	-685	-1206	469	1454	826
bq		$\bar{x} =$ 4685	$\bar{y} =$ 3956		$\Sigma =$	32738	44974	37689

$$r = \frac{\Sigma(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\Sigma(x_i - \bar{x})^2 \cdot \Sigma(y_i - \bar{y})^2}} = \frac{37689}{\sqrt{32738 \times 44974}} = 0,982$$

$$\bar{x} = \sqrt{\frac{32738.10^3}{19}} = 1313 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\bar{y} = \sqrt{\frac{44974.10^3}{19}} = 1538 \text{ m}^3/\text{s}$$

Phương trình tương quan có dạng

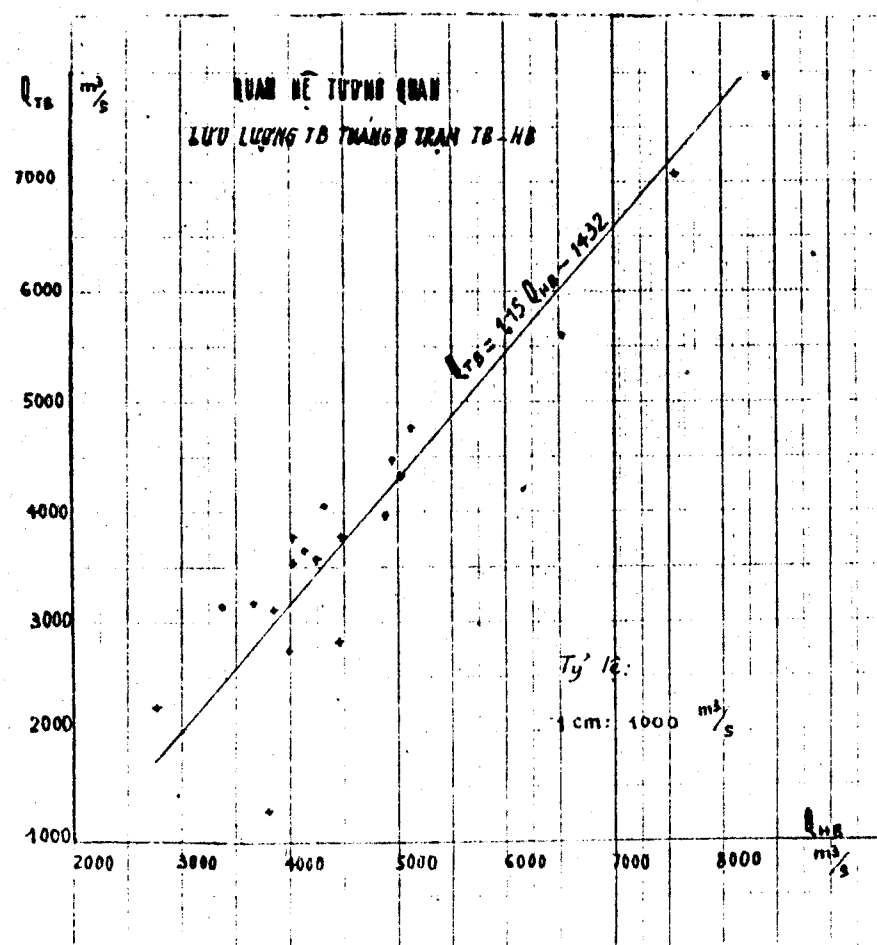
$$y - 3956 = 0,982 \times \frac{1538}{1313} (x - 4685)$$

rút gọn có dạng

$$y = 1,15x - 1432$$

Bổ xung cho lưu lượng tháng 8 các năm thiếu đo của TB

Năm	1958	1959	1960
$Q_{8HB}(\text{m}^3/\text{s})$	5580	5680	4610
$Q_{8TB9m}(\text{m}^3/\text{s})$	4985	5100	3870



SÁCH THAM KHẢO

1. Hoàng Hữu Như Lý thuyết xác suất
2. Đỗ Cao Đàm, Ngô Đình Tuấn Toán ứng dụng giáo trình in roneo.
3. Kim Quang Viêm Nguyên lý và phương pháp thống kê trong thủy văn (Bản trung văn)
4. Bộ môn thủy văn công trình. Giáo trình thủy văn công trình NXBNT
Zdzislaw. Kaczmarek Metody statystyczne w Hydrologii i Meteorologii Wawszawa 1970
6. Agnieszka Plucinska và Edmund Plucinski Wstep do Rachunku Prawdopodobienstwa i Statystyki Matematycznej.
7. Ventsel Teoria Veroiatnostey
8. A. I Karasev Teoria Veroiatnostey i matema titreskaia Statistika
9. Y. V Prokhorov. Y. A Rozanob Teoria Veroiatnostey

MÔ HÌNH HÓA DÒNG CHẢY

Mô hình hóa – đó là một phương pháp khoa học đầy hiệu lực giúp con người xâm nhập sâu vào bản chất của những hiện tượng tự nhiên hoặc xã hội phức tạp. Mục đích Mô hình hóa – Tạo dựng hiện tượng, sao cho thông qua việc nghiên cứu nó, con người thu nhận được những thông tin mới cần thiết. Nếu việc tạo dựng hiện tượng được thực hiện bởi tập hợp các hệ thức toán học (phương trình, bất đẳng thức, điều kiện logic, toán tử v.v...) chúng ta có mô hình toán hiện tượng đó.

Trong 30 năm gần đây, đã diễn ra sự phát triển sâu rộng việc Mô hình hóa những hiện tượng và hệ thống tự nhiên khác nhau. Mô hình hóa Dòng chảy cũng nằm trong trào lưu đó. Ở nhiều nước đã hoàn thành những công việc đồ sộ về xây dựng các Mô hình toán Dòng chảy. Vấn đề Mô hình hóa Dòng chảy được thảo luận trên nhiều hội nghị Quốc tế. Số xuất bản về Mô hình hóa Dòng chảy đã lên đến con số vài trăm.

Một trong những vấn đề then chốt của thủy văn công trình luôn luôn là đánh giá lượng dòng chảy vì một lý do nào đó không trực tiếp đo đạc được. Khi thiết kế hồ chứa hoặc một hệ thống thủy lợi, nhà thủy văn luôn luôn phải đánh giá: "chuỗi dòng chảy tương lai ra sao, bao gồm những tổ hợp nhóm năm nhiều nước, ít nước thế nào, khả năng dòng chảy cực đoan là bao nhiêu v.v.". Chỉ khi có lời giải cho những câu hỏi này, chúng ta mới có thể đề xuất được những quy mô, kích thước công trình cần xây dựng. Không phải ngẫu nhiên mà hai nhà Thủy lợi Xô Viết nổi tiếng X.N. Kritsky và M.F. Menken đã phát biểu "Bản chất kinh tế nước nằm ngay trong quá trình Dòng chảy". Nhà quản lý hồ chứa và hệ thống thủy lợi luôn luôn phải băn khoăn: "Có thể chờ đón dòng chảy bằng bao nhiêu trong một vài ngày tới". Dự đoán chính xác điều này nâng cao đáng kể hiệu quả hoạt động của công trình. Điểm chung của các hai vấn đề nêu trên: Nhà thủy văn luôn luôn phải đánh giá "có thể chờ đợi những gì ở tự nhiên?". Tóm lại, anh ta cần phải Mô hình hóa những hiện tượng thủy văn.

Mô hình hóa Dòng chảy – đó là chế tạo Dòng chảy, còn Mô hình toán – Quy trình công nghệ của việc chế tạo đó. Cần khẳng định một điều: "Mô hình toán không thể nào trùng hợp hoàn toàn với Mô hình thực (hiện tượng)". Do vậy, Mô hình toán hoàn toàn không phụ thuộc đơn trị vào hiện tượng nghiên cứu. Điều này rất nghĩa vì sao trong vài chục năm gần đây đã ra đời hàng chục Mô hình Dòng chảy cùng mô phỏng một hiện tượng.

4.1 PHÂN LOẠI MÔ HÌNH DÒNG CHẢY

Trên hàng trăm Mô hình Dòng chảy hiện hành, có thể thống nhất tách ra hai loại Mô hình phân biệt: Mô hình tất định và Mô hình ngẫu nhiên. Sự phân biệt này cũng nằm ngay trong mục đích Mô hình hóa: chế tạo chuỗi dòng chảy tương lai phục vụ bài toán thiết kế hay dự báo ngắn hạn dòng chảy phục vụ bài toán quản lý – điều khiển hệ thống thủy lợi.

4.1.1 Mô hình ngẫu nhiên

Quan niệm Xác suất lần đầu tiên được H. A. đưa vào trong Thủy văn từ năm 1914 [3]. Ngày nay, dòng chảy được coi là một quá trình ngẫu nhiên. Với quan điểm này, trong cấu trúc các mô hình ngẫu nhiên không hề có các nhân tố hình thành dòng chảy, và nguyên liệu để xây dựng Mô hình là chính bản thân chuỗi dòng chảy quá khứ, phải đủ dài để có thể bộc lộ hết bản tính của mình. Sự thật, dòng chảy là hiện tượng nhiều nhân tố. Từng nhân tố dòng chảy đến lượt mình lại là hàm của vô vàn các nhân tố khác mà quy luật biến đổi của chúng con người chưa mô tả được. Do vậy, trong kết cục cuối cùng, tổng hợp của vô vàn các mối quan hệ tương hỗ phức tạp, dòng chảy biểu hiện là một hiện tượng ngẫu nhiên. Do tính ngẫu nhiên được thể hiện rõ nhất trong dòng chảy năm, các Mô hình ngẫu nhiên được sử dụng chủ yếu để mô tả dao động dòng chảy nhiều năm và điều tiết nhiều năm dòng chảy. Lớp mô hình này hoàn toàn không đánh giá được khả năng phát sinh cùng những diễn biến động lực của quá trình, mà chủ yếu là sản sinh ra những thể hiện mới đầy đủ hơn của một quá trình ngẫu nhiên. Ngày nay, lĩnh vực này của Mô hình hóa Dòng chảy được tách ra thành một chuyên ngành riêng của thủy văn dưới tên gọi – Thủy văn Ngẫu nhiên [14, 16].

4.1.2 Mô hình Tất định

Mặc dù bản chất dòng chảy là ngẫu nhiên, cũng thừa nhận tồn tại những giai đoạn hình thành dòng chảy, trong đó những thành phần tất định đóng vai trò chủ yếu. Quá trình hình thành một trận lũ do mưa rào là một thí dụ minh họa. Như vậy, nếu những mô hình ngẫu nhiên là những mô hình tạo chuỗi dòng chảy thì Mô hình tất định là Mô hình hình thành Dòng chảy.

Trong việc mô hình hóa sự hình thành dòng chảy có hai cách tiếp cận:

1. Cách tiếp cận Vật lý – Toán: Bài toán biến đổi Mưa thành Dòng chảy có thể được giải cho các lưu vực nghiên cứu theo cách sau. Trên cơ sở phân tích tài liệu quan trắc mưa và dòng chảy cho nhiều lưu vực thuộc các vùng địa lý – khí hậu khác nhau, tiến hành nghiên cứu chi tiết các hiện tượng vật lý tạo nên quá trình hình thành dòng chảy và xây dựng những quy luật tương ứng, được biểu diễn dưới dạng các phương trình, các công thức toán v.v... Nói chung, các phương trình, các công thức đều chỉ là các cách để biểu diễn 3 quy luật chung nhất của vật lý trong trường hợp riêng cụ thể:

- a) Bảo toàn vật chất (phương trình liên tục hoặc cân bằng nước),
- b) Bảo toàn Năng lượng (phương trình cân bằng Động lực hay phương trình chuyển động thể hiện nguyên lý D'alambert),
- c) Bảo toàn Động lượng (phương trình động lượng).

Sau đó, có các đặc trưng địa hình – thủy địa mạo lưu vực, độ ẩm ban đầu, quá trình mưa cùng các đặc trưng khí tượng, có thể trực tiếp biến đổi ngay quá trình mưa thành quá trình dòng chảy ở mặt cắt cửa ra lưu vực theo các phương trình và các công thức đã được thiết lập. Trong trường hợp tổng quát, những công thức được biểu diễn dưới dạng các phương trình vi phân đạo hàm riêng thì: Đặc trưng địa hình – thủy địa mạo lưu vực đóng

vai trò các thông số phương trình (các hằng số, hoặc trong trường hợp chung sẽ biến đổi theo thời gian), quá trình mưa cho chúng ta điều kiện biên, còn trạng thái lưu vực ban đầu – những điều kiện ban đầu. Hệ Sain – Venant cùng với phương pháp số cụ thể giải nó cho chúng ta một minh họa về cách tiếp cận này trong việc mô hình hóa giai đoạn cuối cùng trong sự hình thành dòng chảy – giai đoạn chảy trên bề mặt lưu vực và trong mạng lưới sông.

Lĩnh vực này của Mô hình hóa Dòng chảy có những đặc thù và phương pháp nghiên cứu riêng biệt, không thể thiếu được những tài liệu thí nghiệm cơ bản cùng với những tài liệu đo đạc rất chi tiết và tốn kém về địa hình, về các đặc trưng thủy địa mạo lưu vực, về các đặc trưng diễn biến của mưa theo không gian v.v..

Khước từ sử dụng bộ tài liệu chi tiết về địa hình – địa mạo cùng các đặc trưng khác về lưu vực, chúng ta chỉ còn một cách coi lưu vực như một hệ động lực, và trong việc mô hình hóa sự hình thành Dòng chảy sử dụng cách tiếp cận thông số hóa.

2. Cách tiếp cận Thông số hóa: đó là cách xây dựng Mô hình dựa trên việc sử dụng tài liệu quan trắc đồng bộ giữa Mưa và Dòng chảy. Điều này cho phép lựa chọn các thông số của các biểu thức toán học theo tài liệu đo đạc. Trong đó, từ những ý niệm Vật lý (căn nguyên) sẽ xây dựng cấu trúc chung của Mô hình, chứa hàng loạt các thông số. Giới hạn biến đổi của các thông số cùng với các giá trị ban đầu của chúng cố gắng xuất phát từ những ý nghĩa Vật lý. Sau đó theo tài liệu quan trắc Mưa – Dòng chảy của nhiều trận lũ trên một lưu vực cụ thể, tiến hành xác định bộ thông số.

Khi Mô hình hóa, lưu vực sông hoạt động như một toán tử biến đổi hàm vào $q(t)$ – mô tả lượng nước đến bề mặt lưu vực thành hàm ra $Q(t)$ – mô tả quá trình dòng chảy hình thành. Hai cách tiếp cận trên dẫn đến 2 dạng toán tử lưu vực L_1 và L_2

$$Q = L_1(Q, q, t, x, y, z) \{q(x, y, z)\} \quad (4.1)$$

$$z = f(x, y)$$

$$Q = L_2(Q, q, t) \{q(t)\} \quad (4.2)$$

Toán tử L_2 – cách tiếp cận thông số hóa mô tả sự chuyển đổi hàm vào thành hàm ra không phụ thuộc vào từng điểm cụ thể của lưu vực, có nghĩa là loại bỏ sự thay đổi theo không gian của các đặc trưng lưu vực. Trong trường hợp này, có thể coi các thông số tập trung tại 1 điểm. Do đó, những mô hình được xây dựng theo cách thông số hóa được gọi là những Mô hình có thông số tập trung.

Toán tử L_1 mô tả sự chuyển đổi có xét sự phân bố không đều theo không gian không những của các đặc trưng lưu vực mà còn cả hàm vào và hàm ra. Đó là những mô hình có thông số rải hay còn được gọi là những mô hình vật lý – toán.

Các toán tử lưu vực L_1, L_2 có thể có dạng bất kỳ và độ phức tạp tùy ý. Đối với những Mô hình tuyến tính, toán tử lưu vực không phụ thuộc vào hàm vào và hàm ra:

$$L(Q, q, t) \Rightarrow L(t),$$

từ đây có thể rút ra nguyên lý xếp chồng:

$$L\{q_1(t) + q_2(t)\} = L\{q_1(t)\} + L\{q_2(t)\},$$

$$L\{cq(t)\} = cL\{q(t)\}.$$

Với những Mô hình dừng, toán tử lưu vực không phụ thuộc vào thời gian

$$L(Q, q, t) \Rightarrow L(Q, q).$$

Nếu Mô hình tuyến tính – dừng

$$L(Q, q, t) \Rightarrow L.$$

Đây là lớp Mô hình đơn giản nhất, được sử dụng trong trường hợp không có thông tin gì về các đặc trưng lưu vực.

Những Mô hình có thông số tập trung (toán tử lưu vực dạng L_2) đến lượt mình lại được chia làm 2 loại: Mô hình "hộp đen" và Mô hình "Quan niệm".

1. Mô hình "Hộp đen": "Hộp đen" – thuật ngữ dùng trong Điều khiển học để chỉ những hệ thống mà cấu tạo và các thông số của nó hoàn toàn không rõ ràng, chỉ có thể được xác định trên cơ sở những thông tin vào – ra. Trong thực tế sản xuất, đôi khi xuất hiện tình huống, khi cần xây dựng những quan hệ Mưa – Dòng chảy cũng chỉ có những quan trắc ở đầu vào (Mưa) và đầu ra (dòng chảy) hệ thống. Những trường hợp này buộc phải coi lưu vực là một "Hộp đen". Tình trạng thiếu thông tin về lưu vực chỉ cho phép xây dựng những mô hình thô sơ nhất, và khi xây dựng chúng, người ta cũng hoàn toàn không có thông tin gì về lưu vực ngoài việc coi nó là 1 hệ thống tuyến tính và dừng. Do vậy, trong Thủy văn: Mô hình "Hộp đen" đồng nghĩa với Mô hình tuyến tính – dừng.

Lớp Mô hình "Hộp đen" xuất hiện khá sớm vào thời kỳ đầu của sự phát triển Mô hình Thủy văn tất định. Ngày nay, lớp mô hình này chỉ còn tồn tại với tư cách mô tả một giai đoạn cuối trong sự hình thành dòng chảy – giai đoạn chảy, giai đoạn biến đổi lớp cấp nước trên lưu vực thành dòng chảy ở cửa ra.

2. Mô hình Quan niệm. Quá trình biến đổi Mưa thành Dòng chảy – một quá trình phi tuyến phức tạp gồm nhiều giai đoạn. Cùng với sự phát triển của lý thuyết hình thành dòng chảy, mô hình Quan niệm ra đời. Có thể định nghĩa Mô hình Quan niệm là loại mô hình được mô tả bởi một tập hợp các quan hệ toán học, từng quan hệ biểu diễn từng mặt riêng của quá trình, nhưng kết hợp lại, chúng Mô hình hóa cả quá trình trọn vẹn. Với sự xuất hiện của máy tính điện tử vào giữa những năm 50, lớp mô hình "Hộp đen" hoàn toàn lùi bước trước những mô hình "Quan niệm" cho phép mô tả đầy đủ hơn, chính xác hơn quá trình "Mưa – Dòng chảy" được hình thành từ hàng loạt các Quá trình thành phần: Mưa, bốc hơi, điều trung, thấm thực vật giữ nước, thấm, chảy mặt, sát mặt, ngầm v.v.. Ngày nay, có thể thấy hàng loạt các mô hình quan niệm rất phát triển như Mô hình SSARR (Mỹ), TANK (Nhật), STANFORD – 4 (Mỹ), CLS (Ý), GMC (Liên Xô), SMART (Bắc Ailen), GIRARD – 1 (Pháp) v.v.. [1, 4, 5, 9, 12, 15 v.v..].

4.1.3 Mô hình Động lực – Ngẫu nhiên

Trong những năm gần đây đã xuất hiện những xu hướng liên kết các cách tiếp cận tất định và ngẫu nhiên vào việc Mô hình hóa các hiện tượng thủy văn. Việc xét tính ngẫu nhiên của các quá trình trong các Mô hình tất định diễn ra theo 3 phương hướng:

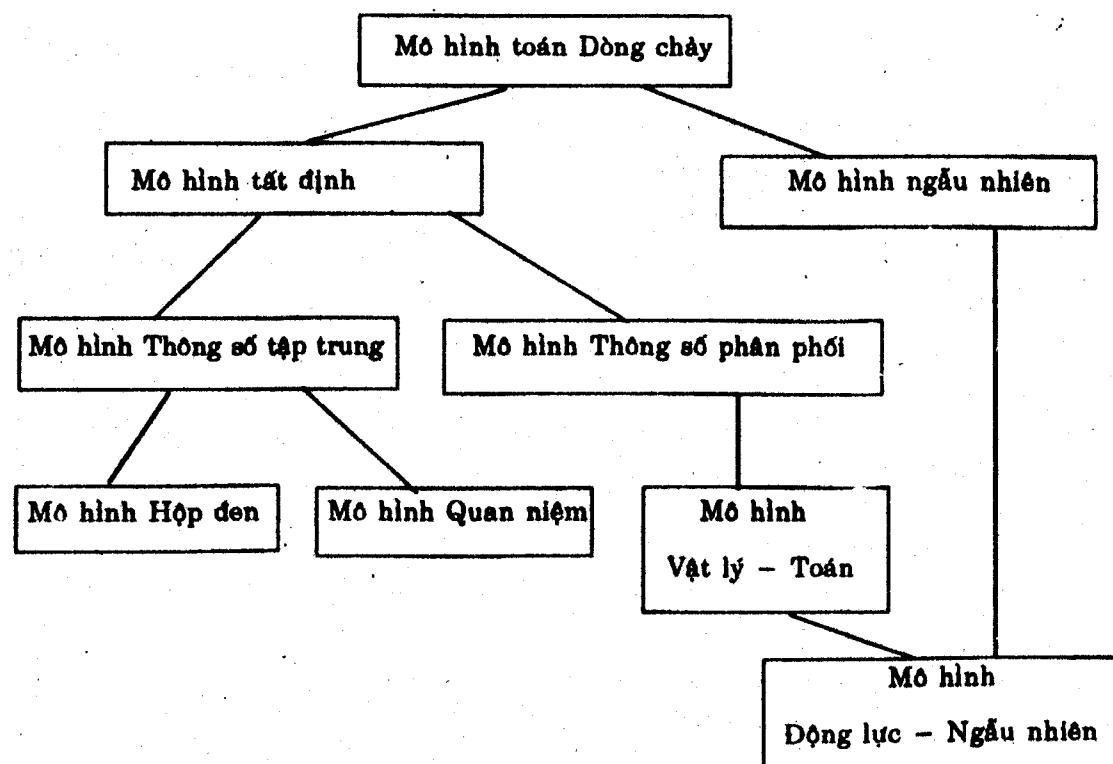
1. Xét sai số tính toán như 1 quá trình ngẫu nhiên và trở thành 1 thành phần trong các mô hình tất định.

(2) Sử dụng các mô tả xác suất – Thống kê (luật phân bố) của các tác động khí tượng – Thủy văn với tư cách là hàm vào của mô hình tất định [15].

(3) Xét các quy luật phân bố xác suất theo không gian của các tác động khí tượng – Thủy văn vào lưu vực.

Với những tư tưởng này đã hình thành lớp mô hình Động lực – Ngẫu nhiên. Do sự phức tạp của vấn đề, lớp mô hình này mới chỉ ở trong giai đoạn đầu của sự khai sinh.

Sự phân loại mô hình nêu trên được trình bày trên hình (4.1)



Hình 4.1 Sơ đồ phân loại Mô hình Toán Dòng chảy

4.2 NHỮNG NGUYÊN LÝ CHUNG TRONG VIỆC XÂY DỰNG MÔ HÌNH "HỘP ĐEN" – LỚP MÔ HÌNH TUYẾN TÍNH DỪNG

Khi xây dựng Mô hình "Hộp đen", chúng ta hoàn toàn không có thông tin gì về các đặc trưng lưu vực cùng với những quá trình xảy ra trên nó ngoài giả thiết: Lưu vực là một hệ thống tuyến tính – dừng. Cần làm sáng tỏ, trong những điều kiện nào có thể coi lưu vực hoặc đoạn sông là hệ tuyến tính – dừng?

1. Như phân trên đã nêu, để đảm bảo nguyên lý "xếp chồng", cấu tạo hệ thống cùng những đặc trưng của nó không được phụ thuộc vào hàm vào (tác động) và hàm ra (phản

ứng). Điều này có nghĩa rằng: các đặc trưng thủy địa mạo lưu vực và đoạn sông (độ dốc mặt nước, hệ số nhám, tốc độ truyền lũ và thời gian chảy truyền) không được phụ thuộc vào lưu lượng nước. Như vậy, hệ thủy văn không phải là tuyến tính, nhưng giả thiết về tính tuyến tính của nó trong nhiều trường hợp tỏ ra rất hữu ích với tư cách là sự xấp xỉ ban đầu.

2. Nếu như thời gian của những quá trình hình thành dòng chảy nhỏ hơn nhiều so với khoảng thời gian trong đó những đặc trưng của lưu vực hay đoạn sông có những thay đổi đáng kể thì có thể coi lưu vực (đoạn sông) là một hệ dừng (với nghĩa là không thay đổi theo thời gian).

Trong trường hợp tổng quát, hoạt động của một hệ động lực tuyến tính – dừng được mô tả bởi những phương trình vi phân thường, liên hệ phản ứng hệ thống $Q(t)$ với tác động $q(t)$

$$\alpha_n \frac{d^n Q}{dt^n} + \dots + \alpha_1 \frac{dQ}{dt} + \alpha_0 Q(t) = \beta_n \frac{d^n q}{dt^n} + \dots + \beta_1 \frac{dq}{dt} + \beta_0 q(t). \quad (4.3)$$

Các hệ số α_i, β_i – các hằng số mô tả đặc trưng của lưu vực (đoạn sông). Như vậy, công cụ toán học để mô tả và phân tích những Mô hình hộp đen là lý thuyết phương trình vi phân thường tuyến tính. Trong khi xây dựng các Mô hình "Hộp đen" về Dòng chảy, các tác giả thường kết hợp sử dụng mô tả toán học với sự tương tự Vật lý thông qua các nguyên tố Vật lý. Hai nguyên tố vật lý cơ bản nhất, có mặt hầu hết trong các Mô hình "Hộp đen" khác nhau là: Bể chứa tuyến tính A_i và kênh tuyến tính.

1. Bể chứa tuyến tính A_i , đó là một bể chứa tượng trưng có lưu lượng chảy ra tỷ lệ thuận với thể tích nước trong đó:

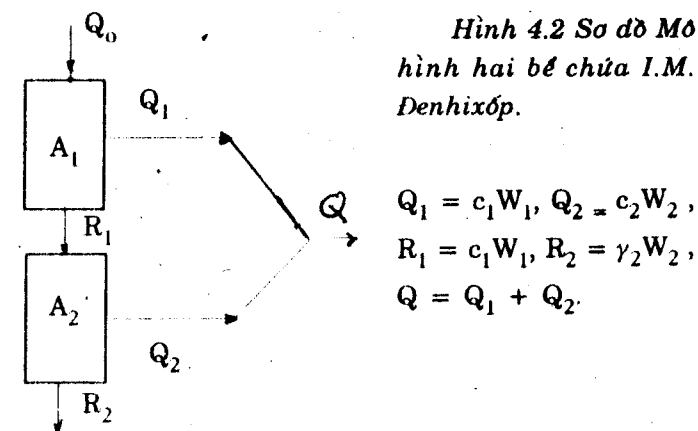
$$Q_i = C_i W_i.$$

Như sẽ thấy rõ sau này, hoạt động của bể chứa tuyến tính luôn luôn có thể được mô tả bởi toán tử cơ bản có dạng:

$$A_i = a_i \frac{d}{dt} + b_i \quad (4.4)$$

trong đó, a_i và b_i là các đặc trưng của bể chứa. Một bể chứa tuyến tính có thể có một hoặc vài cửa vào, một hoặc vài cửa ra. Các Mô hình Dòng chảy khác nhau cũng một phần do sự kết hợp khác nhau của các bể chứa tuyến tính.

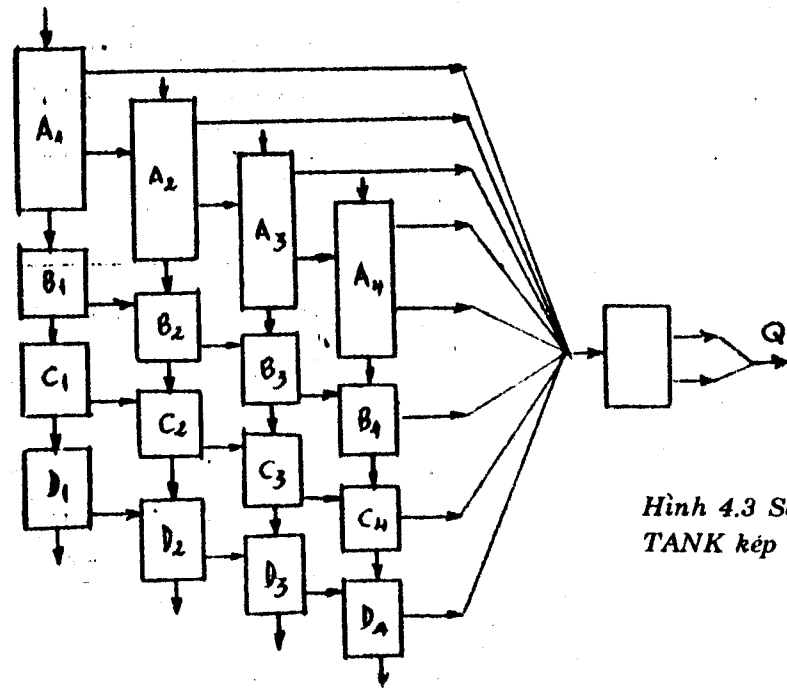
Mô hình Dòng chảy vùng núi do nhóm nghiên cứu I.M. Denhixốp đề xuất gồm 2 bể chứa thẳng đứng (hình 4.2) [12] Trong



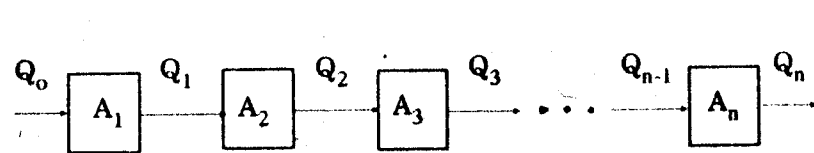
Hình 4.2 Sơ đồ Mô hình hai bể chứa I.M. Denhixốp.

$$\begin{aligned} Q_1 &= c_1 W_1, \quad Q_2 = c_2 W_2, \\ R_1 &= c_1 W_1, \quad R_2 = \gamma_2 W_2, \\ Q &= Q_1 + Q_2. \end{aligned}$$

mô hình TANK, M. Sugawara sử dụng nhiều bể mắc nối tiếp – song song (hình 4.3) [9].
Mô hình Kalinin – Miliukóp – Nash gồm nhiều bể chứa tuyến tính mắc nối tiếp (hình 4.4) [6,7,13].



Hình 4.3 Sơ đồ Mô hình TANK kép M. Sugawara

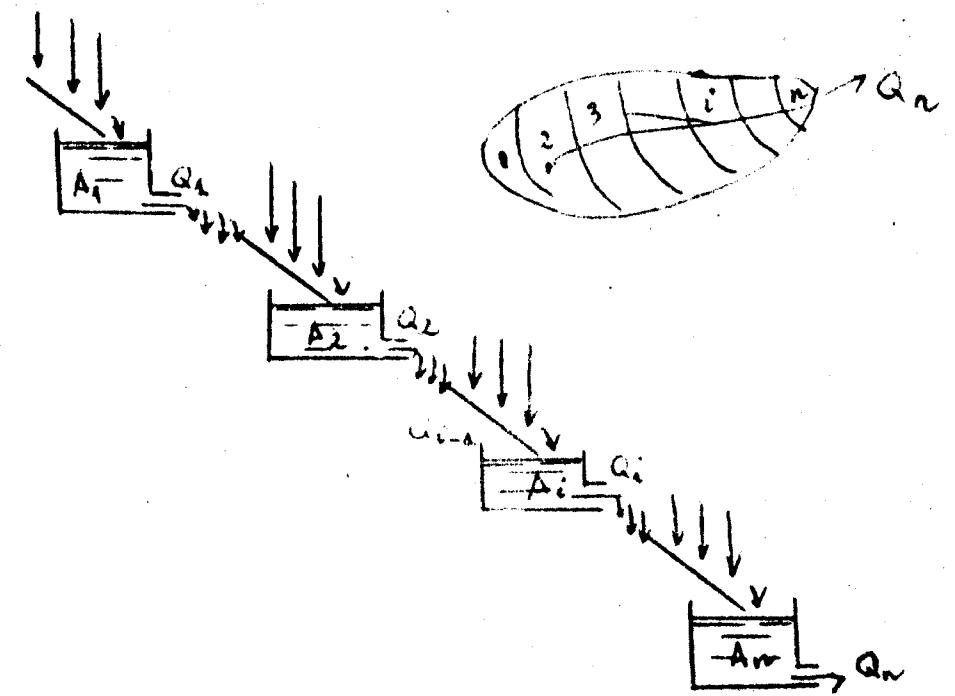


Hình 4.4 Sơ đồ Mô hình Kalinin – Miliukóp – Nash

2. Kênh tuyến tính, đó là kênh tương trưng có chiều dài x với thời gian chảy truyền τ không đổi với mọi cấp lưu lượng Q . Như vậy, khi lan truyền trên kênh tuyến tính, hình dáng đường quá trình lưu lượng không bị biến dạng. Có nghĩa, nếu hàm vào $q = f(t)$, thì hàm ra

$$Q = f(t - \tau).$$

Bể tuyến tính có tác dụng làm biến dạng (bẹt) sóng lũ, kênh tuyến tính có tác dụng dịch chuyển sóng lũ. Đó là hai nguyên tố cơ bản nhất cấu tạo nên các Mô hình khác nhau. Trong Mô hình của Dooge J.C.I.[2] các bể tuyến tính và kênh tuyến tính được mắc nối tiếp xen kẽ từng đôi một (hình 4.5). Diện tích lưu vực được chia ra n phần bởi các đường đẳng thời. Từng diện tích bộ phận được coi là một cặp kênh tuyến tính và bể tuyến tính. Như vậy, lượng nước đến bể thứ i gồm 2 bộ phận: dòng chảy từ bể $(i - 1)$ qua kênh tuyến tính vào bể i và lượng mưa rơi trực tiếp xuống bể i . Mô hình của Dooge trực tiếp hoàn thiện Mô hình của Nash [6,7].

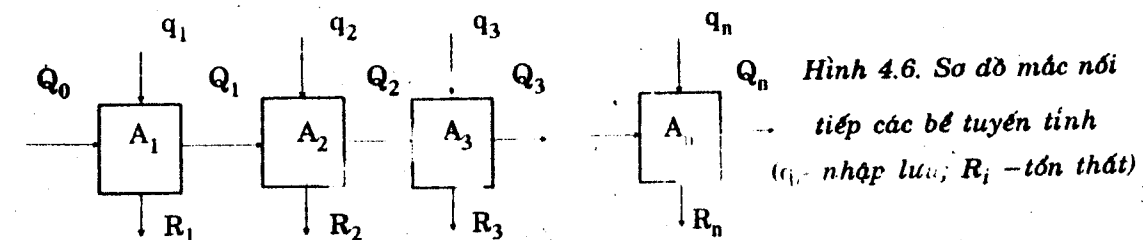


Hình 4.5 Sơ đồ Mô hình Dooge J.C.I.

Khi xây dựng mô hình, tùy thuộc vào khả năng điều tiết của lưu vực cùng sự cảm nhận tinh tế của người xây dựng, để quyết định số bể chứa, kiểu kết hợp giữa chúng và với các kênh tuyến tính. Nên lưu ý lựa chọn cấu trúc đơn giản nhất mà vẫn đảm bảo độ chính xác. Sự phức tạp hóa Mô hình đôi khi tỏ ra thừa và dẫn đến lũy tích sai số tính toán. Trong việc xác định bộ thông số, Mô hình phức tạp – nhiều thông số, sẽ thường gặp phải hiệu ứng "rà quá kỹ". Khi xây dựng Mô hình, hoàn toàn có thể sử dụng các loại bể chứa phi tuyến và kênh phi tuyến. Trong mục này chỉ trình bày những kỹ thuật cơ bản nhất của việc xây dựng lớp Mô hình tuyến tính – dừng.

4.2.1. Một số cấu trúc Mô hình tuyến tính cơ bản

1. Để mô phỏng tác dụng điều tiết của lòng sông trên đoạn sông có lượng nhập khu giữa, người ta sử dụng kỹ thuật mắc nối tiếp các bể tuyến tính (hình 4.6).



Hoạt động của bể tuyến tính loại này được mô tả bởi phương trình vi phân dạng

$$\frac{dW_i}{dt} = Q_{i-1} + q_i - Q_i - R_i \quad (4.5)$$

Các lưu lượng ra khỏi bể tỷ lệ thuận với lượng nước trong bể

$$Q_i = C_i W_i, \quad (4.6)$$

$$R_i = \gamma_i W_i. \quad (4.7)$$

Từ (4.6) và (4.7) có

$$\frac{dW_i}{dt} = -\frac{1}{c_i} \frac{dQ_i}{dt}, \quad (4.8)$$

$$R_i = -\frac{\gamma_i}{c_i} Q_i \quad (4.9)$$

Thay (4.8), (4.9) vào (4.5)

$$a_i \frac{dQ_i}{dt} + b_i Q_i = Q_{i-1} + q_i, \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (4.10)$$

với $a_i = \frac{1}{c_i}, \quad b_i = 1 + \frac{\gamma_i}{c_i}$

Quá trình truyền lũ trên đoạn sông được mô tả bởi hệ n phương trình vi phân:

$$a_1 \frac{dQ_1}{dt} + b_1 Q_1 = Q_0 + q_1$$

$$a_2 \frac{dQ_2}{dt} + b_2 Q_2 = Q_1 + q_2$$

(4.11)

$$a_n \frac{dQ_n}{dt} + b_n Q_n = Q_{n-1} + q_n$$

Hệ (4.11) tương đương với một phương trình vi phân bậc n. Để đạt điều đó, tiến hành như sau: giải phương trình thứ 2 trong hệ (4.11) đối với Q_1 , lấy đạo hàm của nó, thay Q_1 ,

$\frac{dQ_1}{dt}$ tìm được vào phương trình 1 sẽ có

$$a_1 a_2 \frac{d^2 Q_2}{dt^2} + (a_1 b_2 + a_2 b_1) \frac{dQ_2}{dt} + b_1 b_2 Q_2 = Q_0 + q_1 + a_1 \frac{dq_2}{dt} + a_1 q_2 \quad (4.12)$$

hoặc

$$(a_1 \frac{d}{dt} + b_1)(a_2 \frac{d}{dt} + b_2)Q_2 = Q_0 + q_1 + (a_1 \frac{d}{dt} + b_1)q_2$$

Tương tự, giải phương trình thứ 3 trong (4.11) đối với Q_2 , lấy đạo hàm bậc 1, bậc 2 đối với Q_2 và thay $Q_2, dQ_2/dt, d^2Q_2/dt^2$ vào (4.12) sẽ có

$$(a_1 \frac{d}{dt} + b_1)(a_2 \frac{d}{dt} + b_2)(a_3 \frac{d}{dt} + b_3)Q_3 = Q_0 + q_1 + (a_1 \frac{d}{dt} + b_1)q_2 + (a_1 \frac{d}{dt} + b_1)(a_2 \frac{d}{dt} + b_2)q_3$$

Tiếp tục thuật toán nêu trên, sẽ tìm được đối với $Q = Q_n$

$$[\prod_{i=1}^n (a_i \frac{d}{dt} + b_i)]Q = Q_0 + q_1 + \sum_{k=1}^{n-1} [\prod_{i=1}^k (a_i \frac{d}{dt} + b_i)]q_{k+1} \quad (4.13)$$

Như vậy, vế trái của phương trình (4.3) luôn luôn có thể đưa về dạng tích của các toán tử A_i dạng (4.4) như trong (4.13).

Trong trường hợp các bể tuyến tính A_i đều như nhau $a_i = a, b_i = b$ với mọi i

$$(a \frac{d}{dt} + b)^n Q = Q_0 + \sum_{k=0}^{n-1} (a \frac{d}{dt} + b)q_{k+1}, \quad (4.14)$$

Kết hợp với điều kiện lượng nhập khu giữa phân bố đều trên đoạn sông $q_k = q$ với mọi k

$$A^n Q = Q_0 + q(1 + A + A^2 + \dots + A^{n-1}), \quad (4.15)$$

với A là toán tử (4.4).

Trong trường hợp không có lượng nhập khu giữa $q_i = 0$

$$[\prod_{i=1}^n (a_i \frac{d}{dt} + b_i)]Q = Q_0, \quad (4.16)$$

nếu kết hợp thêm điều kiện các bể tuyến tính như nhau

$$(a \frac{d}{dt} + b)^n Q = Q_0. \quad (4.17)$$

2. Để mô tả tác dụng điều tiết của lưu vực, thường sử dụng kỹ thuật mắc nối tiếp - song song n bể tuyến tính, tượng trưng cho các tầng đất dẫn nước khác nhau (hình 4.7)

$Q_0 = R_0$ - lượng cấp nước trên bề mặt lưu vực.

$Q = \sum_{i=1}^n Q_i$ - lưu lượng nước tại mặt cắt cửa ra lưu vực

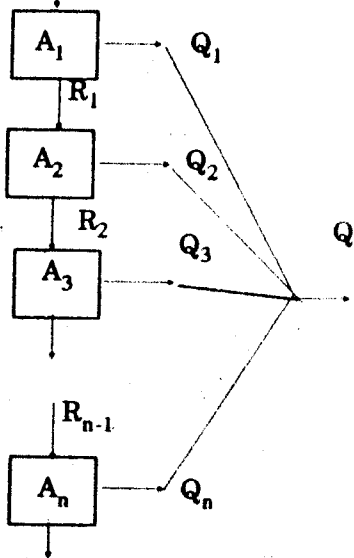
R_i - lưu lượng ra khỏi bể A_i nhưng lại vào bể A_{i+1} , tượng trưng cho dòng thấm qua các tầng đất khác nhau.

Q_i - lưu lượng ra khỏi bể A_i , tượng trưng có các dòng mặt, dòng sát mặt, dòng ngầm và tham gia vào hình thành dòng chảy tại mặt cắt cửa ra.

Hoạt động của từng bể A_i được mô tả bởi phương trình:

$$Q_0 = R_0$$

$$\frac{dW_i}{dt} = R_{i-1} - Q_i - R_i, \quad (4.18)$$



$$Q_i = C_i W_i,$$

$$R_i = \gamma_i W_i. \quad (4.19)$$

Quá trình điều tiết trên toàn lưu vực được mô tả bởi hệ n phương trình tuyến tính

$$a_i \frac{dQ_i}{dt} + b_i Q_i = Q_{i-1}, \quad (4.20)$$

$$i = 1, 2, 3, \dots, n,$$

$$\text{Với } a_1 = \frac{1}{c_1}, \quad b_1 = \frac{c_1 + \gamma_1}{c_1},$$

$$a_i = \frac{C_i - 1}{C_i \cdot \gamma_{i-1}}, \quad b_i = \frac{C_{i-1}(C_i + \gamma_i)}{C_i \cdot \gamma_{i-1}}. \quad (4.21)$$

Như vậy, tương tự với thuật toán trình bày ở

Hình 4.7. Sơ đồ mắc nối tiếp - song song các bể

phần trên có thể viết

$$(a_1 \frac{d}{dt} + b_1) Q_1 = Q_0$$

$$[(a_1 \frac{d}{dt} + b_1)(a_2 \frac{d}{dt} + b_2)] Q_2 = Q_0$$

$$\prod_{k=1}^i (a_k \frac{d}{dt} + b_k) Q_i = Q_0$$

$$\prod_{k=1}^n (a_k \frac{d}{dt} + b_k) Q_n = Q_0$$

(4.22)

Nhân 2 vế của (n-1) phương trình đầu của hệ (4.22) với toán tử dạng

$$\prod_{k=i+1}^n (a_k \frac{d}{dt} + b_k)$$

rồi tiến hành cộng tất cả các phương trình (4.22) sẽ có dạng

$$\prod_{k=1}^n (a_k \frac{d}{dt} + b_k) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) =$$

$$[\prod_{k=2}^n (a_k \frac{d}{dt} + b_k) + \prod_{k=3}^n (a_k \frac{d}{dt} + b_k) + \dots + (a_n \frac{d}{dt} + b_n) + 1] Q_0 \quad (4.23)$$

Nhưng vì

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i,$$

có

$$[\prod_{k=1}^n (a_k \frac{d}{dt} + b_k) Q = [\sum_{j=1}^{n-1} \prod_{k=j+1}^n (a_k \frac{d}{dt} + b_k + 1)] Q_0,$$

Trong việc mô phỏng sự điều tiết của lưu vực, do mối quan hệ (4.21), các bể chỉ có thể tương tự với nhau từ bể thứ hai trở đi:

$$a_i = a, \quad b_i = b \quad (i = 2, 3, \dots, n).$$

Trong trường hợp này

$$[(a_1 \frac{d}{dt} + b_1)(a \frac{d}{dt} + b)^{n-1}] Q = [\sum_{j=1}^n (a \frac{d}{dt} + b)^{n-j}] Q. \quad (4.25)$$

4.2.2. Hàm ảnh hưởng. Dạng của hàm ảnh hưởng và biểu thức toán học tổng quát của lớp Mô hình tuyến tính

Từ lý thuyết phương trình vi phân tuyến tính đạo hàm thường thấy rằng nghiệm của phương trình (4.3) thỏa mãn những điều kiện ban đầu

$$Q(t_0) = Q_0, \quad Q'(t_0) = Q'_0, \dots, \quad Q^{(n-1)}(t_0) = Q_0^{(n-1)}, \quad \text{có thể được biểu diễn dưới dạng:}$$

$$Q(t) = \tilde{Q}(t) + Q^*(t), \quad (4.26)$$

trong đó:

$\tilde{Q}(t)$ - nghiệm của phương trình thuần nhất

$Q^*(t)$ - nghiệm riêng của phương trình không thuần nhất thỏa mãn điều kiện ban đầu bằng 0.

$$Q(t_0) \equiv Q'(t_0) \equiv \dots \equiv Q^{(n-1)}(t_0) \equiv 0.$$

Do tính chất tuyến tính, $\tilde{Q}(t)$ có thể biểu diễn dưới dạng một tổ hợp tuyến tính của n nghiệm riêng của phương trình thuần nhất

$$\tilde{Q}(t) = \sum_{k=1}^n C_k Q_k(t), \quad (4.27)$$

trong đó c_k – các hằng số được xác định bởi các điều kiện ban đầu qua việc giải hệ phương trình đại số tuyến tính sau:

$$\left. \begin{aligned} C_1 Q_1(t_0) + C_2 Q_2(t_0) + \dots + C_n Q_n(t_0) &= Q_0 \\ C_1 Q'_1(t_0) + C_2 Q'_2(t_0) + \dots + C_n Q'_n(t_0) &= Q'_0 \\ &\dots \\ C_1 Q^{(n-1)}_1(t_0) + C_2 Q^{(n-1)}_2(t_0) + \dots + C_n Q^{(n-1)}_n(t_0) &= Q^{(n-1)}_0 \end{aligned} \right\} \quad (4.28)$$

Định thức ma trận hệ số vế trái là định thức mang tên nhà toán học Ba Lan Vronsky tính tại điểm t_0

$$\Delta = \begin{vmatrix} Q_1(t_0) & Q_2(t_0) & \dots & Q_n(t_0) \\ Q'_1(t_0) & Q'_2(t_0) & \dots & Q'_n(t_0) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ Q^{(n-1)}_1(t_0) & Q^{(n-1)}_2(t_0) & \dots & Q^{(n-1)}_n(t_0) \end{vmatrix} \quad (4.29)$$

Do các nghiệm $Q_i(t)$, ($i = 1, 2, \dots, n$) độc lập tuyến tính nên định thức Vronsky $\Delta \neq 0$ và hệ (4.28) luôn luôn tồn tại 1 nghiệm duy nhất, có thể xác định theo công thức Crame:

$$C_k = \frac{\Delta_k}{\Delta},$$

trong đó Δ_k là định thức nhận được từ định thức Vronsky sau khi thay cột thứ k trong (4.29) bằng cột các điều kiện ban đầu

$$\begin{pmatrix} Q_0 \\ Q'_0 \\ \dots \\ Q^{(n-1)}_0 \end{pmatrix}$$

Trong toán học đã chứng minh, với điều kiện ban đầu bằng 0, phương trình phụ trợ của (4.3) có dạng

$$Q(P) = \frac{L_\beta(P)}{L_\alpha(P)} \cdot q(P), \quad (4.30)$$

trong đó: $P = a + ib$ ($a > 0$) – một số phức;

$$L_\alpha(P) = \alpha_n P^n + \alpha_{n-1} P^{n-1} + \dots + \alpha_1 P + \alpha_0,$$

$$L_\beta(P) = \beta_n P^n + \beta_{n-1} P^{n-1} + \dots + \beta_1 P + \beta_0,$$

$$Q(P) \leftrightarrow Q(t) \text{ và } q(P) \leftrightarrow q(t),$$

có nghĩa là $Q(P)$, $q(P)$ là các tạo hình của $Q(t)$, $q(t)$ nhận được bằng biến đổi Laplace

$$Q(P) = \int_0^\infty e^{-P.t} Q(t) dt,$$

$$q(P) = \int_0^\infty e^{-P.t} q(t) dt$$

Hàm $P(P) = \frac{L_\beta(P)}{L_\alpha(P)}$ được gọi là hàm truyền, và (4.30) được viết dưới dạng

$$Q(P) = P(P) \cdot q(P). \quad (4.31)$$

Từ (4.31) suy ra:

$$Q(P) \leftrightarrow \int_0^t P(t-\tau) q(\tau) d\tau \text{ và theo định lý về nguyên bản duy nhất ta có:}$$

$$Q(t) = \int_0^t P(t-\tau) q(\tau) d\tau \quad (4.32)$$

Biểu thức (4.32) được gọi là tích phân Duhamel và đó cũng chính là nghiệm riêng của phương trình vi phân tuyến tính không thuần nhất với các điều kiện ban đầu bằng 0:

$$Q'(t) = \int_{t_0}^t P(t-\tau) q(\tau) d\tau. \quad (4.33)$$

Hàm $P(t-\tau)$ trong (4.32) được gọi là hàm ảnh hưởng và là nguyên bản của hàm truyền $P(P)$

$$P(t) \leftarrow \frac{L_\beta(P)}{L_\alpha(P)} = P(P).$$

Trong quá trình xây dựng Mô hình, hàm truyền $P(P)$ luôn luôn có thể xác định được dễ dàng và sau đó sử dụng các bảng tra Tạo hình – Nguyên bản của phép biến đổi Laplace để xác định hàm ảnh hưởng $P(t)$.

Ngoài cách xác định hàm ảnh hưởng qua hàm truyền, còn có thể tính $P(t, \tau)$ như

$$P(t, \tau) = \frac{\begin{vmatrix} Q_1(\tau) & Q_2(\tau) & \dots & Q_n(\tau) \\ Q'_1(\tau) & Q'_2(\tau) & \dots & Q'_n(\tau) \\ Q^{(n-2)}_1(\tau) & Q^{(n-2)}_2(\tau) & \dots & Q^{(n-2)}_n(\tau) \\ Q_1(t) & Q_2(t) & \dots & Q_n(t) \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} Q_1(\tau) & Q_2(\tau) & \dots & Q_n(\tau) \\ Q'_1(\tau) & Q'_2(\tau) & \dots & Q'_n(\tau) \\ Q^{(n-1)}_1(\tau) & Q^{(n-1)}_2(\tau) & \dots & Q^{(n-1)}_n(\tau) \end{vmatrix}}, \quad (4.3)$$

trong đó $Q_1(t), Q_2(t), \dots, Q_n(t)$ – các nghiệm riêng độc lập tuyến tính của phương trình thuần nhất, α_n – hệ số đứng trước $d^n Q/dt^n$ trong (4.3).

Nếu các hệ số trong phương trình (4.3) là các hằng số, từ (4.34) thấy rằng

$$P(t, \tau) = P(t - \tau).$$

Trong trường hợp các hệ chứa tuyến tính khác nhau, phương trình đặc trưng của (4.13), (4.24) sẽ có các nghiệm thực phân biệt dạng:

$$Q_i(t) = e^{-\frac{b_i}{a_i} t}$$

trong đó a_i, b_i – các hệ số của toán tử A_i

Khi đó, theo công thức (4.34) hàm ảnh hưởng được viết dưới dạng

$$P_n(t - \tau) = \frac{\sum_{i=1}^n \{ (-1)^{\varphi(i)} \exp \left[-\frac{b_i}{a_i} (t - \tau) \right] \cdot \prod_{\substack{i \leq j < k \leq n \\ j, k \neq i}} \left(\frac{b_j}{a_j} - \frac{b_k}{a_k} \right) \}}{\prod_{i=1}^n a_i \prod_{1 \leq i < j \leq n} \left(\frac{b_i}{a_i} - \frac{b_j}{a_j} \right)} \quad (4.35)$$

Ở đây

$$\varphi(i) = \begin{cases} i, & \text{với } n \text{ chẵn} \\ i + 1, & \text{với } n \text{ lẻ} \end{cases}$$

Nếu tất cả các hệ tuyến tính như nhau, có nghĩa là $a_i = a, b_i = b$ thì phương trình đặc trưng của (4.13), (4.24) có n nghiệm kép và các nghiệm riêng của phương trình thuần nhất có dạng

$$Q_i(t) = t^{i-1} e^{-\frac{b}{a} t} \quad (4.36)$$

Khi đó hàm ảnh hưởng được viết dưới dạng sau:

$$P(t - \tau) = \frac{(t - \tau)^{n-1} \exp \left[-\frac{b}{a} (t - \tau) \right]}{a^n (n - 1)!} \quad (4.37)$$

Cần lưu ý rằng về trái của phương trình (4.13), (4.24) cho các trường hợp mắc nối tiếp và nối tiếp – song song các bể đều như nhau, do đó các hàm ảnh hưởng của chúng cũng như nhau.

Trong trường hợp mắc nối tiếp các bể để mô phỏng quá trình truyền lũ trên đoạn sông hoặc quá trình biến đổi mưa hiệu quả thành dòng chảy mặt cắt cửa ra, Mô hình "Hộp đen" có dạng tổng quát như sau:

$$Q(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta i}{\Delta} Q_i(t) + \int_{t_0}^t \frac{\sum_{i=1}^n (-1)^{\varphi(i)} \exp \left[-\frac{b_i}{a_i} (t - \tau) \right]}{\prod_{i=1}^n a_i} \times$$

$$\times \frac{\prod_{\substack{i \leq j < k \leq n \\ j, k \neq i}} \left(\frac{b_j}{a_j} - \frac{b_k}{a_k} \right)}{\prod_{1 \leq i < j \leq n} \left(\frac{b_i}{a_i} - \frac{b_j}{a_j} \right)} \left\{ Q_0(\tau) + q_1(\tau) + \sum_{k=1}^{n-1} \left[\frac{k}{\prod_{i=1}^k a_i} \frac{d}{d\tau} + b_i \right] \cdot q_{k+1}(\tau) \right\} d\tau \quad (4.38)$$

Trong trường hợp mắc nối tiếp các bể tuyến tính như nhau:

$$Q(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta i}{\Delta} Q_i(t) + \int_{t_0}^t \frac{(t - \tau)^{n-1} \exp \left[-\frac{b}{a} (t - \tau) \right]}{a^n (n - 1)!} \times$$

$$\times \left[Q_0(\tau) + \sum_{k=0}^{n-1} \frac{d}{d\tau} (a + b)^k q_{k+1}(\tau) \right] d\tau \quad (4.39)$$

Khi không có dòng chảy gia nhập khu giữa (4.38) trở thành (4.40)

$$Q(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta i}{\Delta} Q_i(t) + \int_{t_0}^t \frac{\sum_{i=1}^n (-1)^{\varphi(i)} \exp \left[-\frac{b_i}{a_i} (t - \tau) \right]}{\prod_{i=1}^n a_i} \times$$

$$\times \frac{\prod_{\substack{i \leq j < k \leq n \\ j, k \neq i}} \left(\frac{b_j}{a_j} - \frac{b_k}{a_k} \right)}{\prod_{1 \leq i < j \leq n} \left(\frac{b_i}{a_i} - \frac{b_j}{a_j} \right)} Q_0(\tau) d\tau \quad (4.40)$$

và (4.39) trở thành (4.41)

$$Q(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta_i}{\Delta} Q_i(t) + \int_{t_0}^t \frac{(t-\tau)^{n-1} \exp\left[-\frac{b}{a}(t-\tau)\right]}{a^n(n-1)!} Q_0(\tau) d\tau \quad (4.41)$$

Nghiệm của phương trình (4.24) mô tả tác dụng điều tiết của lưu vực với nhiều tầng dẫn nước khác nhau (trường hợp mắc nối tiếp – song song) có dạng:

$$Q(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta_i}{\Delta} Q_i(t) + \int_{t_0}^t \frac{\sum_{i=1}^n \left\{ (-1)^{p(i)} \exp\left[-\frac{b_i}{a_i}(t-\tau)\right] \right\}}{\prod_{i=1}^n a_i} \times$$

$$\times \frac{\prod_{\substack{i \leq j < k \leq n \\ j, k \neq i}} \left(\frac{b_j}{a_j} - \frac{b_k}{a_k} \right)}{\prod_{1 \leq i < j \leq n} \left(\frac{b_i}{a_i} - \frac{b_j}{a_j} \right)} \cdot \left[\sum_{j=1}^{n-1} \sum_{k=1+j}^n \left(a_k \frac{d}{d\tau} + b_k \right) + 1 \right] \times Q_0(\tau) d(\tau). \quad (4.42)$$

Các biểu thức (4.38), (4.39), (4.40), (4.41), (4.42) đều có dạng chung là:

$$Q(t) = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta_i}{\Delta} Q_i(t) + \int_{t_0}^t P(t-\tau) q(\tau) d\tau. \quad (4.43)$$

Biểu thức (4.43) là dạng tổng quát của tất cả các mô hình "Hộp đen". Các mô hình "Hộp đen" cụ thể chỉ được phân biệt với nhau bởi:

- dạng giải tích biểu diễn hàm ảnh hưởng $P(t-\tau)$,
- cách xác định hàm ảnh hưởng,
- cách xét $Q_i(t)$.

Như trên đã trình bày, chức năng của mô hình "Hộp đen" là mô tả quá trình chảy – điều tiết của lòng dẫn hoặc lưu vực với những tầng đất khác nhau. Do vậy, ngày nay mô hình "Hộp đen" là một bộ phận không thể thiếu được trong các mô hình "Quan niệm" về sự hình thành dòng chảy.

4.2.3. Một số mô hình "Hộp đen" thông dụng

1. Mô hình Kalinhin – Miliucốp – Nash [6, 7, 13].

Năm 1958, khi nghiên cứu sự lan truyền sóng xả ở hạ lưu các trạm thủy điện, G.P. Kalinhin và P.I. Miliukov đã chia đoạn sông ra n đoạn nhỏ dưới tên gọi "các đoạn sông đặc trưng". Các đoạn sông đặc trưng được chọn có độ dài sao cho tồn tại mối quan hệ đơn trị

tuyến tính giữa lượng nước trong nó với lưu lượng chảy ra. Như vậy, thực chất "đoạn sông đặc trưng" là một bể tuyến tính, mà cơ chế hoạt động được mô tả bởi:

$$\begin{cases} \frac{dW_i}{dt} = Q_{i-1} - Q_i, \\ W_i = \tau_i \cdot Q_i, \end{cases}$$

trong đó τ_i – thông số mang ý nghĩa thời gian chảy truyền trên "đoạn sông đặc trưng thứ i".

Hai phương trình trên tương đương với 1 phương trình

$$\tau_i \frac{dQ_i}{dt} + Q_i = Q_{i-1}.$$

Như vậy toán tử A_i trong trường hợp này có dạng

$$A_i = \tau_i \frac{d}{dt} + 1, \text{ với } a_i = \tau_i, b_i = 1.$$

Mắc nối tiếp n "đoạn sông đặc trưng" tương tự nhau, phương trình (4.17) trở thành

$$\left(\tau_1 \frac{d}{dt} + 1 \right)^n Q = Q_0, \text{ với } \tau_i = \tau_1, b_i = 1.$$

Các nghiệm riêng của phương trình thuần nhất có dạng:

$$Q_i(t) = t^{i-1} \cdot e^{-\frac{t}{\tau_1}},$$

và hàm ảnh hưởng (4.37) trở thành:

$$P(t-\tau) = \left(\frac{1}{\tau_1(n-1)!} \right) \left(\frac{t-\tau}{\tau_1} \right)^{n-1} e^{-\frac{t-\tau}{\tau_1}}. \quad (4.44)$$

Công thức tương tự cũng được Nash tìm ra khi giả thiết rằng lưu vực được cấu tạo từ n bể chứa tuyến tính với quan hệ đơn trị – tuyến tính giữa thể tích nước và lưu lượng.

Như đã phân tích, hàm ảnh hưởng Kalinhin – Miliucốp – Nash có 2 thông số n và τ_1 là trường hợp riêng của hàm ảnh hưởng 3 thông số (a, b, n) (4.37). Việc đưa thêm thông số b vào làm ảnh hưởng "đéo" hơn, ngoài việc dễ thích nghi với việc xét tác dụng điều tiết của lòng sông còn tạo khả năng xét được cân cân nước (các tổn thất bốc hơi, mất nước v.v...).

2. Đường lưu lượng đơn vị.

Phương pháp lần đầu tiên do Sherman đề nghị vào năm 1932 [8], sau này được nhiều

tác giả khác phát triển và hoàn thiện. Nội dung của phương pháp dựa trên 3 luận điểm:

a) Đường quá trình lưu lượng, được hình thành từ lượng mưa hiệu quả 1 đin (25,4mm) rơi đều trên khắp lưu vực trong 1 đơn vị thời gian, là đặc trưng không đổi của lưu vực (Đường quá trình đó được gọi là đường lưu lượng đơn vị).

b) Đường quá trình lưu lượng, được hình thành từ n đin rơi đều trên khắp lưu vực trong 1 đơn vị thời gian, có thể nhận được bằng cách nhân tung độ đường lưu lượng đơn vị với n.

c) Đường quá trình lưu lượng, được hình thành từ lượng mưa hiệu quả rơi đều trên khắp lưu vực trong 1 số đơn vị thời gian, có thể nhận được bằng cách cộng các đường quá trình được hình thành do lượng mưa từng đơn vị thời gian.

Phân tích 3 luận điểm trên thấy rằng chúng hoàn toàn tương đương với nguyên lý xếp chồng và việc tính dòng chảy tại mặt cắt cửa ra từ quá trình mưa hiệu quả với điều kiện đơn vị thời gian $\Delta t \rightarrow 0$ hoàn toàn theo biểu thức:

$$Q(t) = \int_{t_0}^t P(t - \tau)q(\tau)d\tau,$$

trong đó $P(t - \tau)$ — đường lưu lượng đơn vị; $q(\tau)$ — quá trình mưa hiệu quả.

Như vậy, thực chất đường quá trình lưu lượng đơn vị là hình ảnh của hàm ảnh hưởng trong mô hình "Hộp đen" và chúng được phân biệt với các mô hình "Hộp đen" khác bởi tính độc đáo riêng biệt trong việc xác định hàm ảnh hưởng thông qua đường lưu lượng đơn vị.

Cách đơn giản nhất xác định đường lưu lượng đơn vị được rút ra từ chính định nghĩa của nó: Chọn những trận lũ do lượng mưa rơi đều trong 1 đơn vị thời gian, rồi chia từng tung độ cho tổng lượng lũ.

4.3. NGUYÊN LÝ CHUNG TRONG VIỆC XÂY DỰNG MÔ HÌNH "QUAN NIỆM" DÒNG CHẢY.

Như trên đã trình bày, cách tiếp cận trong việc xây dựng Mô hình "Quan niệm" hình thành dòng chảy là cách tiếp cận Thông số hóa:

1) cho đây các số liệu quan trắc về mưa $X(t)$ và dòng chảy ở mặt cắt cửa ra lưu vực $Q(t)$

2) cần tìm toán tử chuyển đổi tốt nhất từ mưa ra dòng chảy.

Cấu trúc của Toán tử cùng các thông số của nó, nói chung là không có sẵn. Tuy nhiên, trong học thuyết Dòng chảy đã có những cơ sở lý thuyết và thực nghiệm về sự hình thành dòng chảy nói chung và trên 1 số lưu vực cụ thể. Điều đó dẫn đến hình thành 1 số thông tin về các lớp Toán tử cần thiết cung phạm vi biến đổi các thông số của chúng (lý thuyết thấm, tích đọng, ảnh hưởng của rừng, dòng chảy sườn dốc, chảy ngầm v.v...)

Xây dựng mô hình gồm 2 giai đoạn:

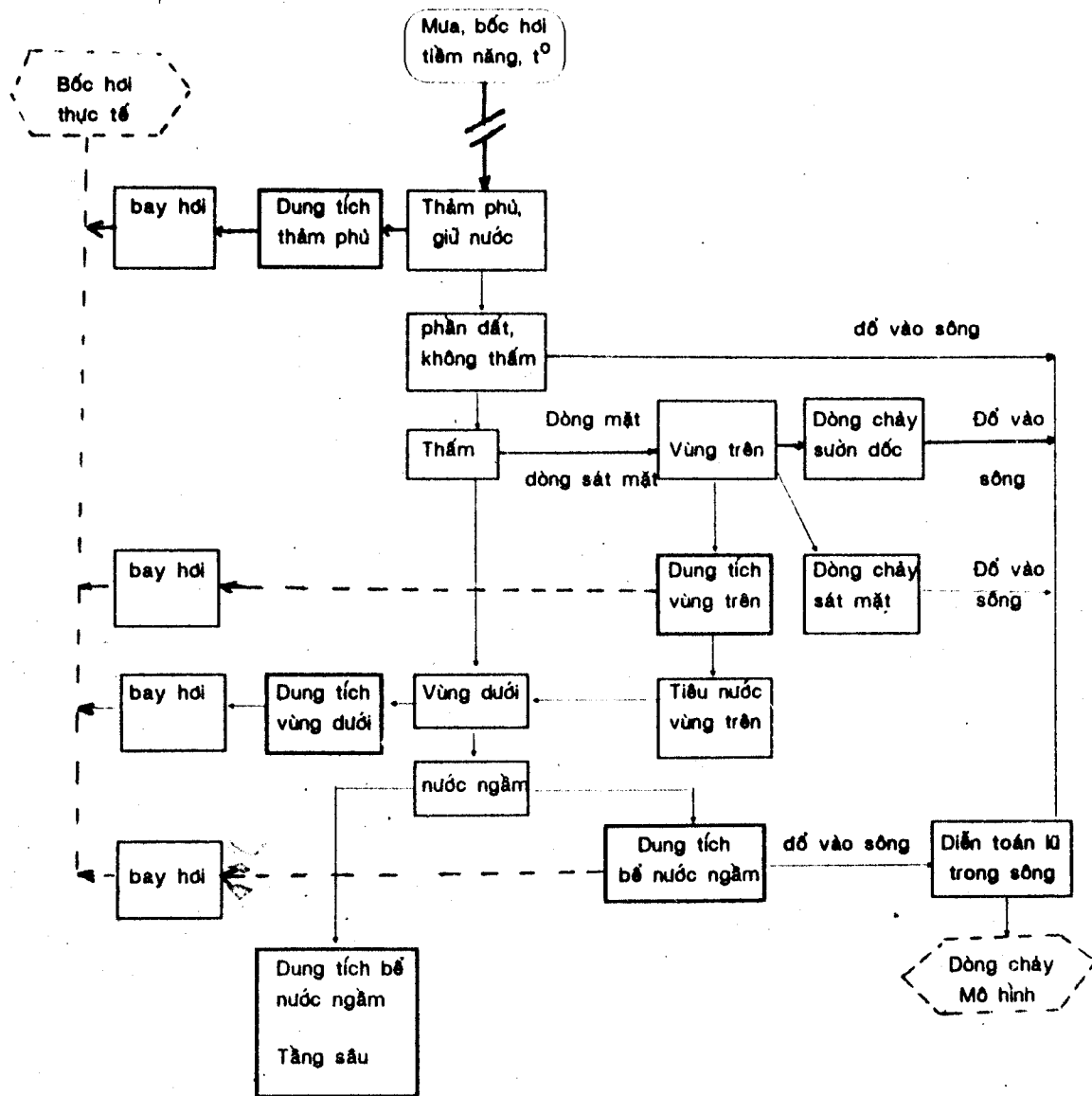
- Thiết lập cấu trúc mô hình.
- Xác định thông số mô hình.

4.3.1. Xây dựng cấu trúc mô hình.

Đây là khâu xác định những quan hệ toán học mô tả diễn biến hiện tượng. Trong công việc này, nhà mô hình phải rất am hiểu hiện tượng, hiểu rõ những tác động chính đến diễn biến hiện tượng và có trí tưởng tượng phong phú để khái quát hóa hiện tượng. Khi thiết lập cấu trúc mô hình hình thành dòng chảy, cần phác thảo sơ đồ khối về từng quá trình thành phần cùng sự tác dụng tương hỗ giữa chúng. Trên hình 4.8 là sơ đồ khối về cơ chế chuyển đổi từ Mưa ra dòng chảy trong mô hình Stanford-4, trên đó có thể thấy toàn cảnh bức tranh như sau: "Mưa rơi xuống bề mặt lưu vực, 1 phần bị thấm thực vật giữ lại. Khả năng giữ nước của thảm phủ được đặc trưng bởi 1 dung tích nào đó, và từ đây nước có thể trở lại khí quyển thông qua con đường bốc hơi. Quá trình thấm phủ giữ nước, điều tiết, bốc hơi là quá trình thành phần đầu tiên cần xét đến. Các biểu thức toán học mô tả nó được chứa đựng trong các khối tính toán. Một phần nước mưa rơi xuống phần lưu vực không thấm và nước từ phần này trực tiếp đổ vào sông. Phần còn lại của nước mưa thông qua con đường chảy mặt và chảy sát mặt đi vào vùng trên của tầng thổ nhưỡng và thông qua con đường thấm đi vào vùng dưới. Vùng trên mô tả 1 tầng đất kể từ bề mặt lưu vực đến 1 độ sâu nào đó trong đó xảy ra sự chảy tràn trên sườn dốc và chảy sát mặt đổ vào sông. Khả năng giữ nước của vùng trên được đặc trưng bởi 1 dung tích. Lượng nước trong bể chứa này được tiêu đi bởi bốc hơi và chảy xuống vùng dưới. Khác với vùng trên, nước ở đây không trực tiếp đổ vào sông được mà phải thông qua bể nước ngầm, từ đó nước có thể đổ vào sông và bay hơi. Như vậy, vùng dưới có tác dụng hứng nước từ vùng trên và làm nhiệm vụ phân phối nước cho 3 bể chứa. Nước đi vào bể nước ngầm tầng sâu được coi như 1 dạng tổn thất không hoàn lại, và không còn được tham gia vào chu trình tuần hoàn. Nước từ hai bể kia còn tham gia vào quá trình cân bằng nước thông qua con đường bốc hơi. Lượng nước mưa bằng nhiều con đường khác nhau đổ vào sông rồi thông qua sự truyền lũ trong sông để hình thành nên dòng chảy ở cửa ra lưu vực".

Như vậy, trong mô hình Stanford-4, nước có thể được trao đổi theo hai chiều: đi xuống và đi lên. Với một số mô hình khác, nước chỉ có 1 chiều đi xuống (mô hình SSARR). Nét chung của các mô hình Quan niệm là đều sử dụng các bể chứa để mô tả các dạng tổn thất và điều tiết khác nhau, do vậy, phương trình tính toán chủ đạo trong mô hình là phương trình cân bằng nước. Việc đưa các bể nước ngầm vào mô hình cho phép mô hình mô tả được cả phần dòng chảy mùa kiệt.

Nói chung, sự hình thành dòng chảy trên các lưu vực cụ thể rất khác nhau, do vậy không có một mô hình vạn năng nào dùng cho tất cả mọi trường hợp. Nhà mô hình phải nắm vững hiện tượng cụ thể để có sự cải biến cần thiết.



Hình 4.8. Sơ đồ về quá trình hình thành dòng chảy trong Mô hình Stanford-4.

Ký hiệu Quy ước

Khối tính toán	
Dung tích bể chứa	
đầu vào	
đầu ra	

Nói chung, khi thiết lập mô hình hình thành dòng chảy cần đề cập và giải quyết những vấn đề sau:

1. Vấn đề mưa trên lưu vực (hàm vào): có cần hiệu chỉnh số liệu mưa tại các điểm đo (bảng thùng hoặc máy tự ghi)? Nếu cần, cách hiệu chỉnh. Có cần hiệu chỉnh sự phân phối không đều của mưa theo không gian? Nếu cần, cách hiệu chỉnh?
2. Vấn đề tổn thất do thấm thực vật, do tích đọng trên mặt lưu vực, do thấm, Cách xét tác động của độ ẩm ban đầu. Những giả thiết nào về diễn biến quá trình thấm, có xét đến đặc tính của tầng thổ nhưỡng? Nếu có, như thế nào?
3. Có xét đến tổn thất do bốc hơi? nếu có, cách xét (với độ chi tiết nào xét đến các yếu tố khí tượng: tốc độ gió, nhiệt độ không khí, độ thiếu hụt bão hòa v.v.).
4. Cách tách quá trình dòng chảy ngầm ra khỏi dòng chảy tổng cộng tại mặt cắt của ra lưu vực?
5. Có xét dòng chảy sát mặt? Nếu có, cách xét. Có xét lượng nước hồi quy từ tầng thổ nhưỡng vào sông?
6. Có xét tính hướng rằng dòng chảy không phải được hình thành trên toàn bộ diện tích lưu vực (có những chỗ trùng khép kín). Nếu có, bằng cách nào xét diện tích hiệu quả?
7. Cách xét chuyển động sóng lũ trong mạng sông – sự giao thoa của sóng lũ trên dòng chính với các sông nhánh, sự bệt sóng lũ v.v..
8. Bằng cách nào xét được một bộ phận trên đường quá trình lưu lượng, được gây ra bởi lượng nước tồn lại của trận lũ trước v.v..

Giải quyết những vấn đề nêu trên, thiết lập những công thức mô tả quá trình, đồng thời luôn luôn phải suy xét: những đại lượng nào trong các công thức cho dưới dạng những giá trị số xác định, những đại lượng nào có thể được tính theo những công thức vật lý và những đại lượng nào đóng vai trò thông số cần phải xác định nhờ những tài liệu quan trắc vào – ra. Chỉ sau khi giải quyết toàn bộ những vấn đề nêu trên mới có thể thiết lập một cấu trúc nào đó của mô hình. Cần chú ý rằng mô hình toán dòng chảy là một chỉnh thể thống nhất, các quá trình thành phần liên quan với nhau 1 cách mật thiết và hữu cơ, do vậy xét sự ảnh hưởng của 1 quá trình nào đó đến dòng chảy chỉ có thể làm được sau khi đã xây dựng trọn vẹn mô hình. Ngoài ra, các nhân tố hình thành dòng chảy rất biến động theo không gian, có cơ chế hoạt động và số liệu quan trắc của 1 quá trình nào đó tại 1 điểm, không khi nào có thể chuyển rập khuôn cho toàn khu vực. Vai trò của từng quá trình thành phần biến đổi từ điểm này sang điểm khác, từ lưu vực này sang lưu vực khác. Điều này dẫn đến việc lựa chọn cấu trúc mô hình quan niệm mang tính mò mẫm – cảm nhận. Điều này cũng rất đáng tiếc vì sao việc lắp ghép những kết quả nghiên cứu hiện đại về từng quá trình thành phần (mưa, thấm, bốc hơi, điểm trùng, dòng mặt, sát mặt, ngầm v.v...) của nhiều tác giả khác nhau để hình thành 1 mô hình tốt đã thất bại. Điều này cũng cho thấy vì sao các mô hình quan niệm khác xa nhau cả về cấu trúc lẫn số liệu ban đầu sử dụng.

Việc xây dựng mô hình mang đầy tính sáng tạo cùng với việc am hiểu tường tận hiện tượng trên từng lưu vực cụ thể.

4.3.2 Xác định thông số mô hình.

Các mô hình có thông số tập trung đều chứa đựng nhiều thông số. Cần xác định các thông số này trên cơ sở những tài liệu quan trắc vào – ra của hệ thống. Về mặt toán học, có hai phương pháp thiết lập thông số mô hình: phương pháp tối ưu hóa và phương pháp giải bài toán ngược. Phương pháp thường dùng trong thực tế hiện nay là thử – sai được coi là phương án thô sơ nhất của phương pháp tối ưu hóa.

1. Phương pháp tối ưu hóa. Đây là bài toán thuận, cho biết thông tin vào và bộ thông số mô hình, cần xác định hàm ra của hệ thống. Thực chất, tối ưu hóa là bài toán điều khiển hệ thống. Mục tiêu điều khiển là hàm ra phải đúng với tín hiệu đo đạc, còn biến điều khiển là chính véc tơ thông số mô hình. Cần phải xác định biểu thức toán học của mục tiêu:

$$K = \sum_{i=1}^n \int_0^T [Q(t) - \tilde{Q}(t, a)]^2 f(Q(t)) dt \rightarrow \min \quad (4.45)$$

trong đó: n – Tổng số trận lũ, T – thời gian 1 trận lũ,
 $Q(t), \tilde{Q}(t, a)$ – các quá trình đo đạc và tính toán
 $a = (a_1, a_2, \dots, a_m)$ – véc tơ thông số mô hình.

Hàm $f(Q(t))$ được đưa vào nhằm tăng tỷ trọng những trung độ lớn (đỉnh lũ). Cần xác định vectơ a để hàm mục tiêu K đạt cực tiểu. Ngày nay đã có nhiều thuật toán tối ưu đủ mạnh để tìm cực trị của những phiếm hàm mục tiêu phức tạp. Một trong những thuật toán thường dùng là thuật toán Rosenbroc [15]. Nhưng ở đây, bản thân những phương pháp toán học không quyết định sự chính xác của những thông số cũng như sự thành công của quá trình tối ưu hóa. Một lần nữa, chúng ta thấy nổi lên vai trò cùng những kinh nghiệm và sự hiểu biết hiện tượng vật lý của người thiết lập mô hình.

Sau đây trình bày những kinh nghiệm có tính nguyên tắc trong việc điều hành quá trình tối ưu.

a) Nguyên tắc lựa chọn số liệu. Trong quá trình tối ưu, một số thông số tỏ ra không ảnh hưởng gì tới hàm mục tiêu. Nguyên nhân chính của hiện tượng này là trong những số liệu dùng để tối ưu, chưa có những số liệu mà vai trò của thông số này hay thông số khác tỏ ra rõ rệt. Để khắc phục tình hình này, những số liệu dùng trong quá trình tối ưu phải bao gồm những trận lũ có điều kiện hình thành hết sức khác nhau: đủ lớn, đủ nhỏ, đủ dạng.

Độ chính xác việc xác định thông số phụ thuộc nhiều vào độ chính xác, mức đại biểu và khối lượng của những tài liệu ban đầu. Những trận lũ không đủ tin cậy sẽ gây ra những sai lệch đáng kể cho từng thông số riêng biệt. Do vậy, để tối ưu phải chọn những trận lũ có độ tin cậy cao nhất.

b) Nguyên tắc tiến hành: có hai cách tiến hành quá trình tối ưu:

Cách 1: Tối ưu riêng rẽ cho từng trận lũ, được các bộ thông số khác nhau, sau đó lấy bộ thông số trung bình cho tất cả các trận.

Cách 2: Tiến hành tối ưu đồng thời cho nhiều trận lũ, được 1 bộ thông số chung cho

tất cả các trận lũ. Kinh nghiệm cho thấy cho thấy hai cách tối ưu này cho kết quả rất khác nhau [15]. Với từng trận lũ, luôn luôn tìm được một thông số thích hợp. Do đặc thù riêng của từng trận lũ, một số thông số có thể bị sai lệch. Điều này dẫn đến các bộ thông số của các trận lũ rất khác nhau. Để đảm bảo ý nghĩa vật lý của các thông số, đảm bảo độ bền vững, ổn định của chúng, để tối ưu phải sử dụng đồng thời nhiều trận lũ. Kinh nghiệm cho thấy số liệu dùng để tối ưu không ít hơn 5 quá trình dòng chảy khác nhau.

c) Nguyên tắc phức tạp hóa dần mô hình, do giáo sư Kuchmen đề ra. [15]. Thực chất của nó là việc tối ưu hóa được tiến hành theo từng giai đoạn. Trong bộ thông số mô hình, trọng lượng của từng thông số không đồng đều nhau, tính chất của các thông số cũng không giống nhau, có thông số ảnh hưởng tới đỉnh, có thông số chỉ ảnh hưởng đến tổng lượng, có thông số ảnh hưởng tới nhánh lên, có thông số ảnh hưởng tới nhánh xuống. Thật sai lầm nếu đưa tất cả những thông số đó vào tối ưu cùng một lúc.

Việc phức tạp hóa dần cấu trúc mô hình được bắt đầu bằng việc thử nghiệm mô hình đơn giản nhất, bao gồm các thông số tối thiểu. Trên cơ sở đã tối ưu được các thông số đó, mô hình sẽ được chỉnh xác hóa nhờ việc đưa dần thêm các thông số mới, mô tả chính xác thêm hiện tượng. Ở từng giai đoạn, các thông số được tối ưu 1 cách độc lập trên cơ sở các thông số của giai đoạn trước nhận những trị số ban đầu bằng các trị số đã được tối ưu.

2. Phương pháp giải bài toán ngược. Đây là bài toán biết các thông tin vào – ra của hệ thống, cần xác định bộ thông số mô hình. Tính chất của bài toán này là phi chính, có nghĩa là những sai số không lớn lắm của số liệu ban đầu (dùng để giải bài toán ngược) sẽ dẫn đến những sai số rất lớn của những đại lượng cần xác định. Thí dụ, khi giải bài toán thuận, những đặc trưng của lưu vực (độ dốc sườn dốc, khả năng thấm của đất, thảm thực vật, địa hình bề mặt lưu vực v.v...) rất biến động theo không gian và chúng cần phải được trung bình hóa theo 1 cách nào đó và cách trung bình hóa này dù sao cũng ít ảnh hưởng tới kết quả tính toán – dòng chảy ở mặt cắt cửa ra lưu vực. Khi giải bài toán ngược, những thay đổi nhỏ trong số liệu ban đầu (quá trình dòng chảy) có thể tương ứng với những thay đổi rất lớn của các đặc trưng lưu vực, do vậy cũng ảnh hưởng rất lớn đến các thông số mô hình.

Trong những năm 70, những nhà toán học xô viết Tikhonốp, Lavrenchep, Ivanop đã xây dựng lý thuyết bài toán phi chính. Những công trình toán học này mới chỉ dừng ở việc giải phương trình Volte bậc một (4.33). Giáo sư Kuchmen đã vận dụng lý thuyết này trong việc xác định các thông số (n, m) của hàm ảnh hưởng Kalinin – Miliukop – Nash (4-44) [15].

Như vậy, lý thuyết bài toán phi chính mới chỉ ứng dụng được trong lớp mô hình tuyến tính đơn giản nhất. Vận dụng với các mô hình Quán niệm, những thành tựu trên mới nhất của lý thuyết này chưa đáp ứng được.

4.4. GIỚI THIỆU MỘT MÔ HÌNH QUẢN NIỆM THƯỜNG DÙNG – MÔ HÌNH TANK.

Mô hình TANK ra đời năm 1956 tại Trung tâm Quốc gia phòng chống lũ lụt Nhật, tác giả M. Sugawara. Từ đó đến nay mô hình được hoàn thiện dần và ứng dụng rộng rãi nhiều nơi trên thế giới. [9, 10].

4.4.1. Cấu trúc hình TANK.

Lưu vực được diễn tả như 1 chuỗi các bể chứa sắp xếp theo 2 phương thẳng đứng và nằm ngang. Giả thiết cơ bản của mô hình là dòng chảy cũng như dòng thấm là các hàm số của lượng nước trữ trong các tầng đất. Mô hình hình có 2 dạng cấu trúc đơn và kép.

1. Mô hình TANK đơn.

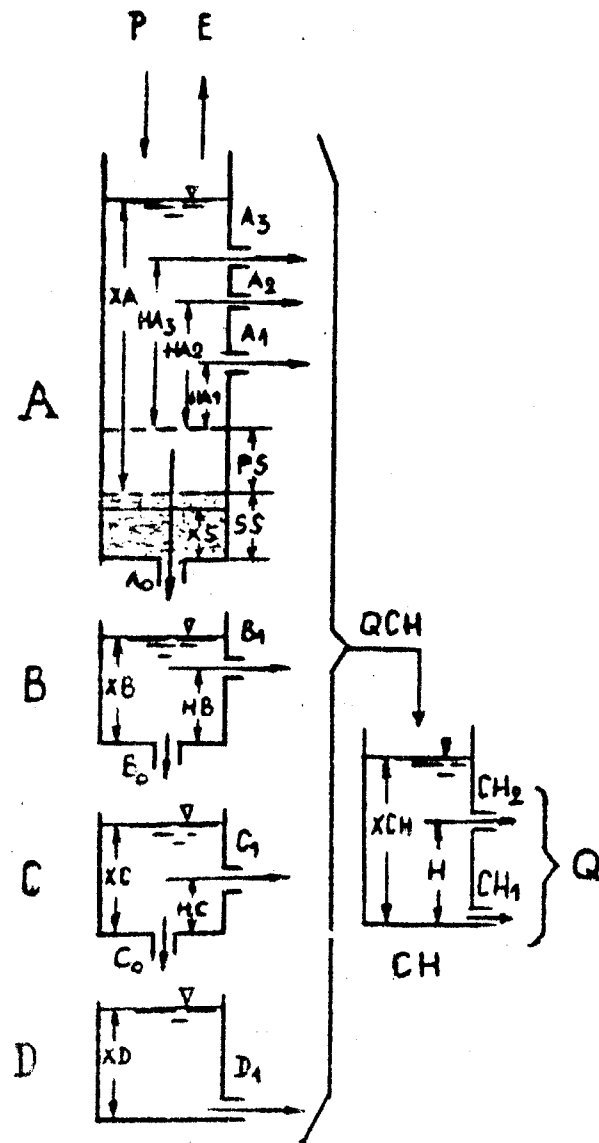
Dạng này không xét sự biến đổi của độ ẩm đất theo không gian, phù hợp với những lưu vực nhỏ trong vùng ẩm ướt quanh năm.

Lưu vực được diễn tả bởi 4 bể chứa xếp theo chiều thẳng đứng (A, B, C, D - hình 4-9). Mỗi bể chứa có 1 hoặc vài cửa ra ở thành bên và 1 cửa ra ở đáy. Lượng mưa rơi xuống mặt đất đi vào bể trên cùng (bể A). Sau khi khấu trừ tổn thất bốc hơi, 1 phần sẽ thấm xuống bể dưới theo cửa ra ở đáy, 1 phần cung cấp cho dòng chảy trong sông theo các cửa ra ở thành bên. Quan hệ giữa lượng dòng chảy qua các cửa với lượng ẩm trong các bể là tuyến tính:

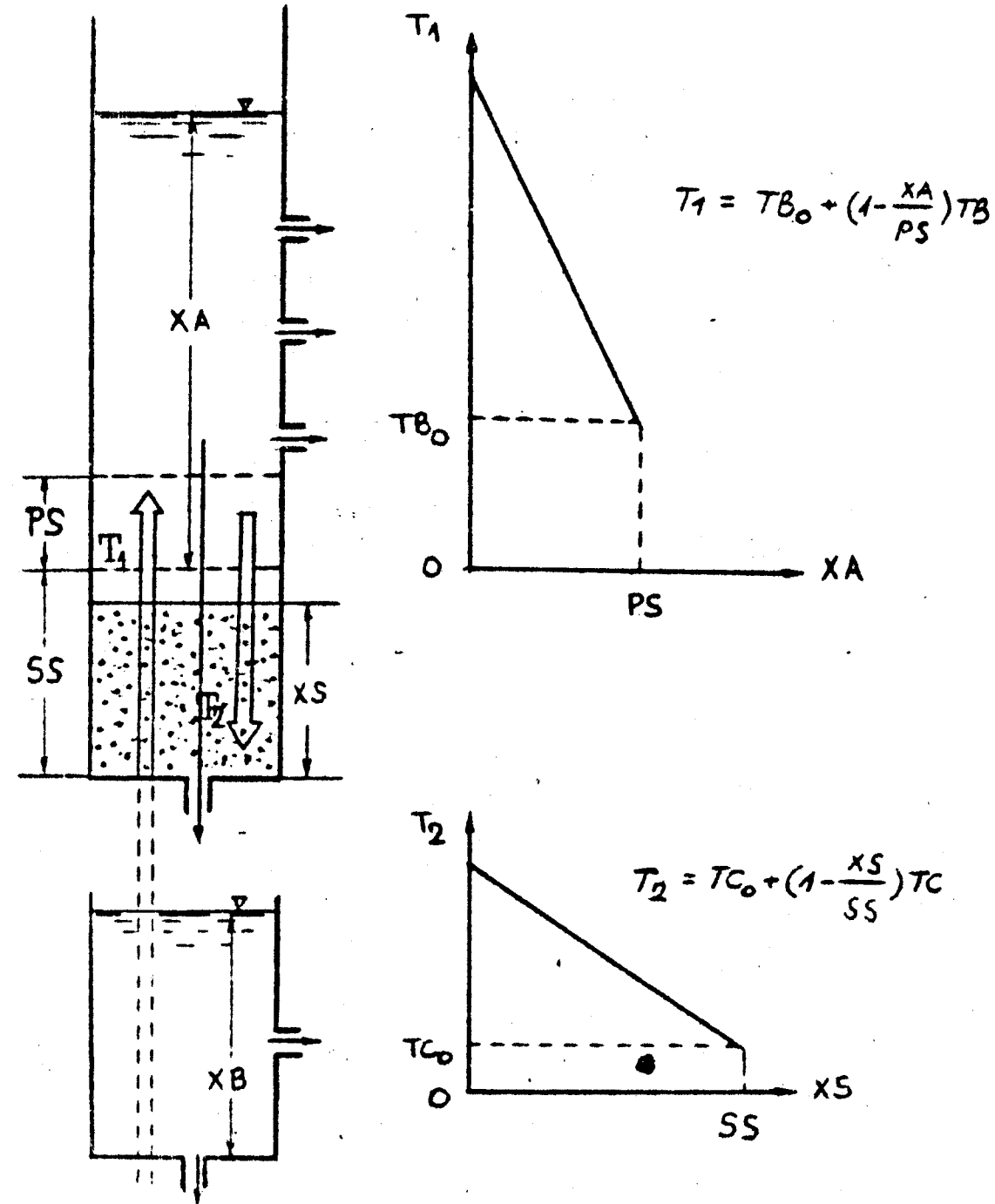
$$Y = \beta(X - H); \quad (4-46)$$

$$Y_o = \alpha \cdot X; \quad (4-47)$$

Trong đó: β, α - hệ số cửa ra thành bên và đáy, H - độ cao của ra thành bên. Theo cấu trúc trên, mô hình TANK mô phỏng cấu trúc ẩm trong các tầng đất của lưu vực. Lượng dòng chảy hình thành từ các bể A, B, C, D thể hiện đặc tính các thành phần dòng chảy mặt (A), sát mặt (B) và dòng chảy ngầm (C, D). Dòng chảy hình thành từ tất cả các bể sau cùng sẽ được truyền qua 1 bể chứa (CH) mô tả sự biến dạng dòng chảy do tác dụng điều tiết của lòng sông. XCH là lớp nước có sẵn ban đầu trong sông. H là độ cao của cửa phía trên, CH_1 và CH_2 là 2 hệ số cửa ra phản ánh khả năng điều tiết của bể CH.



Hình 4-9. Mô hình TANK đơn



Hình 4-10. Cơ chế truyền ẩm

2. Các hệ thức cơ bản của mô hình.

a) Mưa bình quân lưu vực (P)

$$P = \sum_{i=1}^n W_i \cdot x_i / \sum_{i=1}^n W_i ; \quad (4.48)$$

Trong đó: n – số điểm đo mưa; x_i – lượng mưa tại điểm thứ i , w_i – trọng số của điểm mưa thứ i . Theo M. Sugawara W_i sẽ được chọn là 1 trong 4 số sau: 0,25; 0,5; 0,75; 1,0.

b) Bốc hơi lưu vực (E).

$$E = \begin{cases} 0,8 \text{ EVT} & \text{khi } XA - PS - E \geq 0, \\ 0,75 \cdot (0,8 \text{ EVT} - h_f) + h_f & \text{khi } XA - PS - E < 0, \\ & \text{và } XA - PS = h_f > 0, \\ 0,6 \text{ EVT} & \text{khi } XA < PS. \end{cases} \quad (4.49)$$

Trong đó XA – lượng ẩm trong phần trên bể A, PS – lượng ẩm bão hòa phần trên bể A. h_f – lớp nước tự do trong bể A, EVT – lớp bốc hơi mặt nước.

c) Cơ cấu truyền ẩm (hình 4.10) bể chứa trên cùng được chia làm 2 phần: trên và dưới, giữa chúng xảy ra sự trao đổi ẩm. Tốc độ truyền ẩm từ dưới lên T_1 và trên xuống T_2 được tính theo công thức:

$$T_1 = TB_0 + (1 - \frac{XA}{PS}) TB ; \quad (4.50)$$

$$T_2 = TC_0 + (1 - \frac{XS}{SS}) TC \quad (4.51)$$

Trong đó: XS , SS – lượng ẩm thực và lượng ẩm bão hòa phần dưới bể A, TB_0 , TB , TC_0 , TC – các thông số truyền ẩm, theo M. Sugawara chúng nhận những giá trị:

$$TB = TB_0 = 3 \text{ mm/ngày đêm}$$

$$TC = 1 \text{ mm/ngày đêm}$$

$$TC_0 = 0,5 \text{ mm/ngày đêm.}$$

d) Dòng chảy từ bể A. Lượng nước đi vào bể A là mưa (P). Dòng chảy qua các cửa bên (YA_1 , YA_2) và cửa đáy (YA_0) được xác định theo các công thức sau:

$$H_f = XA + P - PS ; \quad (4.52)$$

$$YA_0 = H_f \cdot A_0 \quad (4.53)$$

$$YA_1 = \begin{cases} (H_f - HA_1) \cdot A_1 ; & \text{khi } H_f > HA_1 ; \\ 0 & \text{khi } H_f \leq HA_1 \end{cases} \quad (4.54)$$

$$YA_2 = \begin{cases} (H_f - HA_2) \cdot A_2 + (H_f - HA_3) \cdot A_3 & \text{khi } H_f > HA_3 \\ (H_f - HA_2) \cdot A_2 & \text{khi } H_f > HA_2 \\ 0 & \text{khi } H_f \leq HA_2 \end{cases} \quad (10)$$

e) Dòng chảy từ các bể B, C, D

$$YB_0 = (XB + YA_0) B_0 ; \quad (4.55)$$

$$YB_1 = \begin{cases} (XB + YA_0 - HB) B_1 & \text{khi } XB + YA_0 > HB ; \\ 0 & \text{khi } XB + YA_0 \leq HB \end{cases} \quad (4.56)$$

$$YC_0 = (XC + YB_0) C_0 ; \quad (4.47)$$

$$YC_1 = \begin{cases} (XC + YB_0 - HC) C_1 & \text{khi } XC + YB_0 > HC ; \\ 0 & \text{khi } XC + YB_0 \leq HC ; \end{cases} \quad (4.58)$$

$$YD_0 = (XD + YC_0) D_0 ; \quad (4.59)$$

$$YD_1 = (XD + YC_0) D_1 ; \quad (4.60)$$

f) Dòng chảy từ bể CH

$$QCH = YA_2 + YA_1 + YB_1 + YC_1 + YD_1 ; \quad (4.61)$$

$$Y = \begin{cases} (XCH + QCH) CH_1 + (XCH + QCH - H) CH_2 & \text{khi } (XCH + QCH) > H ; \\ (XCH + QCH) CH_1 & \text{khi } (XCH + QCH) \leq H \end{cases} \quad (4.62)$$

$$Q = [(Y \cdot F) / \Delta t] \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{s} \quad (4.63)$$

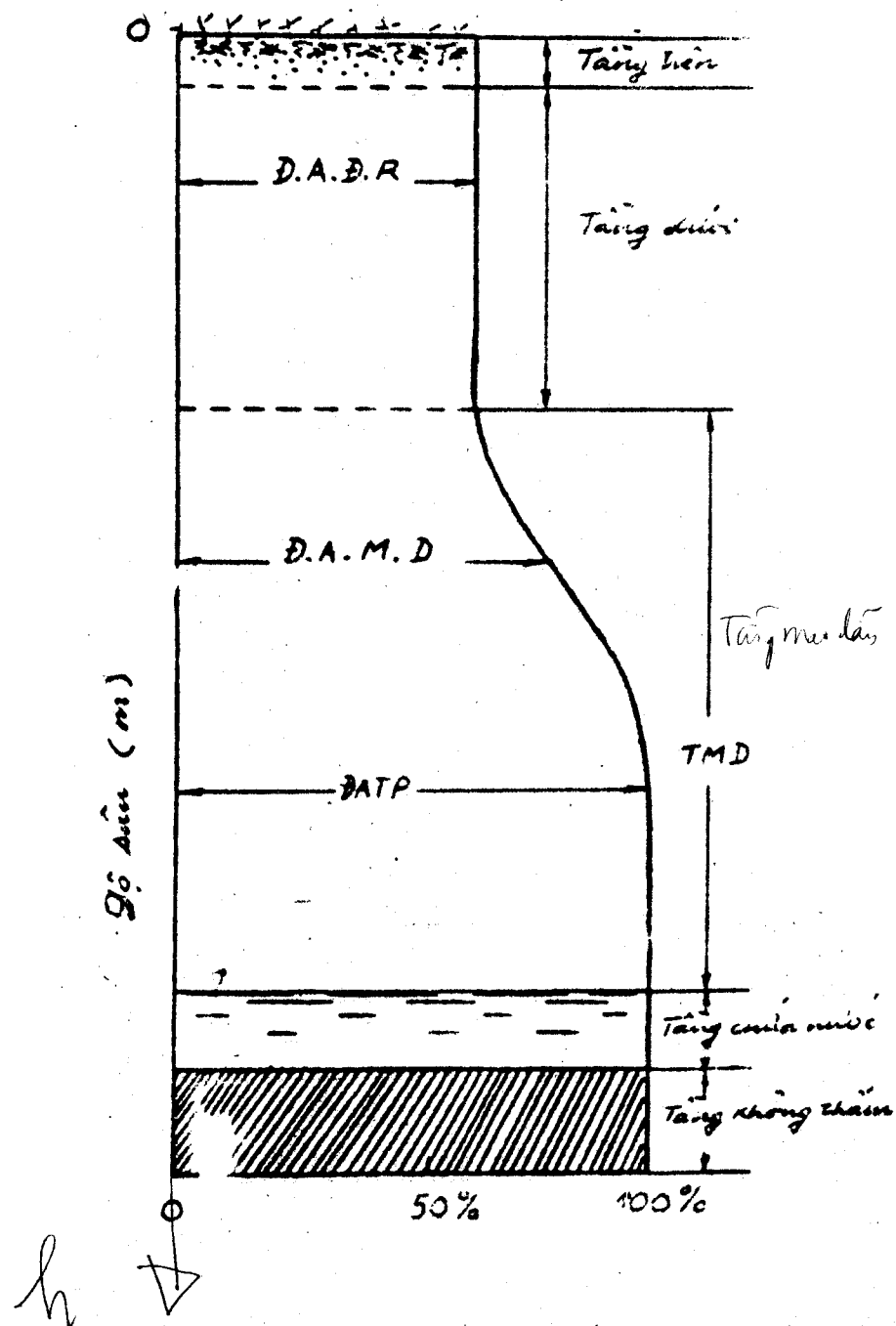
Ở đây Q – lưu lượng nước tại mặt cắt cửa ra lưu vực, F – diện tích lưu vực (km^2), Δt – thời gian tính toán (giây).

3. Phát triển mô hình TANK trên nền tảng học thuyết độ ẩm đất và học thuyết dòng chảy sườn dốc.

Như các mô hình nhận thức khác, mô hình TANK chứa 1 lượng thông số khá lớn. Trong các tác phẩm của M. Sugawara những thông số này chưa được mô tả về mặt vật lý. Do vậy, như K. Linsley nhận định mô hình chỉ có thể được thiết lập cho 1 lưu vực sau nhiều lần thử sai. Điều này đòi hỏi người sử dụng phải có đủ kinh nghiệm và có mức am hiểu mô hình nhất định. Phần này giới thiệu những hoàn thiện mô hình về mặt vật lý, nhằm giúp người sử dụng lựa chọn thông số có cơ sở và dễ dàng hơn.

Bể A mô phỏng bề mặt lưu vực và các tầng đất trong vùng thoát, trong bể A có đặt ra những mức ẩm khác nhau của lưu vực (HS , HA_3 , HA_2 , HA_1 , PS , SS).

Trong quá trình chuyển động trên mặt lưu vực hướng về lòng sông, một phần nước được giữ lại tạm thời trên sườn dốc



Hình 4-11. Phân phối độ ẩm đất theo chiều sâu.

Hiển nhiên có thể giả định rằng những phần khác nhau trong bể A mô phỏng những dạng trữ nước khác nhau trên mặt sườn dốc.

Theo các kết quả thí nghiệm của I.X. Vaxiliep và A.P. Ivanop, sau khi tưới bão hòa cho đất, phân phối độ ẩm theo chiều thẳng đứng có dạng như sau (hình 4.11): phần dưới của tầng thổ nhưỡng có độ ẩm khá cao, gần đạt độ ẩm toàn phần (DATP), vì rằng nó thuộc tầng mao dẫn. Lên trên, độ ẩm giảm dần và cách mặt thoáng của nước ngầm 1 khoảng nào đó (càng lớn khi thành phần hạt càng nặng, độ ẩm đạt một trị số nhỏ nhất và không đổi (độ ẩm đồng ruộng DADR). Nước chưa trong tầng thổ nhưỡng khi độ ẩm chưa đạt đến độ ẩm đồng ruộng luôn ở trong trạng thái treo và mất khả năng chảy xuống dưới.

Dường như, lượng ẩm chứa trong tầng thổ nhưỡng bão hòa đến độ ẩm đồng ruộng không có khả năng di chuyển. Nhưng thực tế không như vậy. Các kết quả nghiên cứu của A.F. Bonsakop, M. M. Abramova khẳng định trong quá trình bốc hơi, lượng ẩm treo chuyển động lên trên thành dòng, có nghĩa là có tính liên tục. Tính liên tục tồn tại không chỉ với độ ẩm đồng ruộng mà còn có thể nhỏ hơn nhiều. Nhưng chỉ đến 1 giới hạn nhất định. M.M. Abramova gọi độ ẩm mà lượng ẩm treo mất khả năng di chuyển lên trên dưới tác dụng của bốc hơi là độ ẩm gián đoạn mao dẫn hay còn gọi là độ ẩm cây héo (DACH).

Giả định "phần dưới" của bể A (hình 4.10) mô phỏng tầng đất từ sát mặt sườn dốc đến giới hạn trên của tầng mao dẫn (TMD) (hình 4-11). Đó là vùng độ ẩm treo. Bản chất vật lý của thông số SS – độ ẩm đồng ruộng (DADR). Bản chất của lượng ẩm XS – nước mao dẫn. Cơ chế duy nhất tiêu hao được lượng ẩm XS là bốc hơi:

$$(DACH) \leq XS \leq SS = (DADR) \quad (4.64)$$

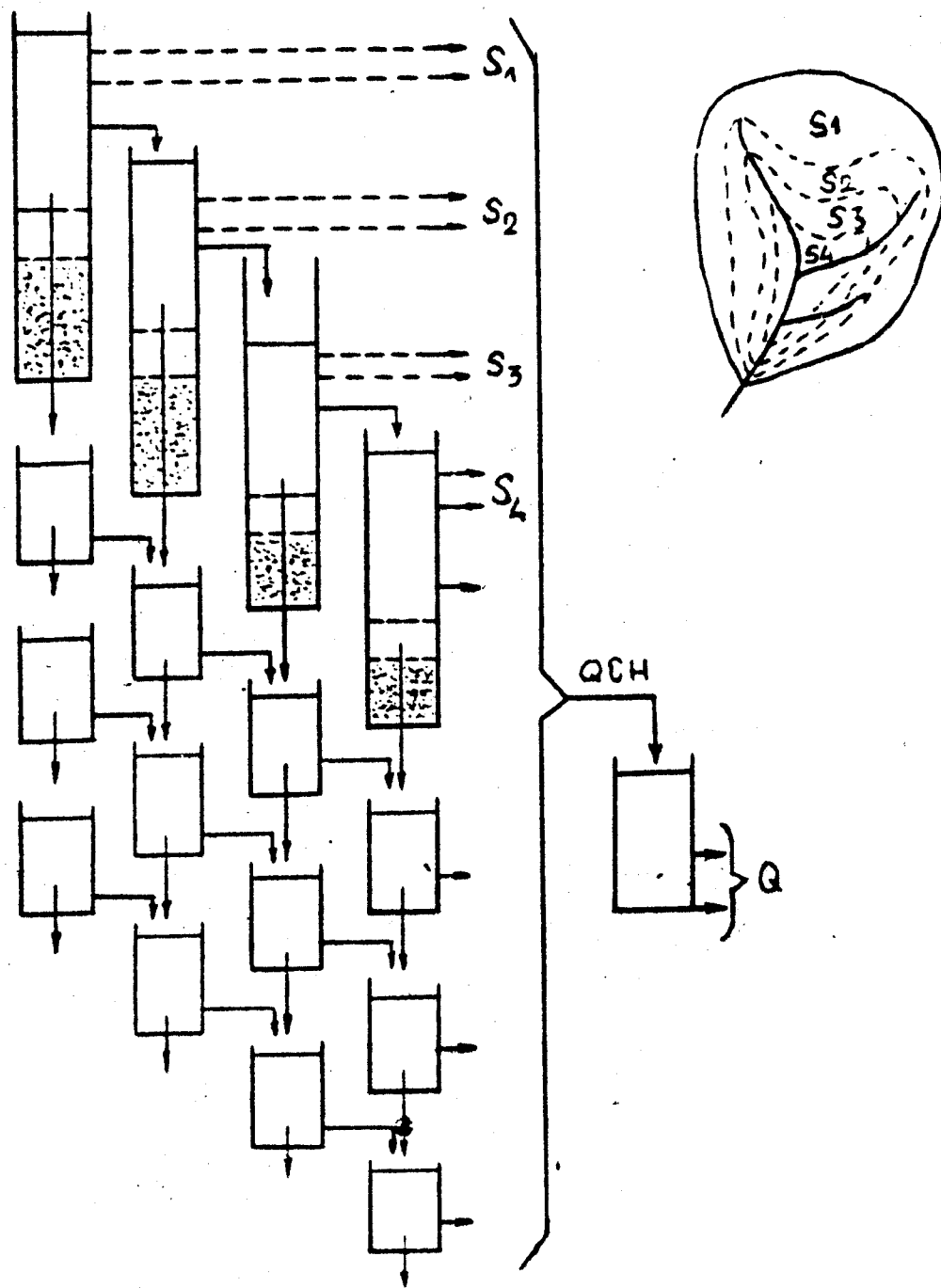
Hiệu số SS – XS xác định lượng tổn thất không hoàn lại do đất giữ, và được thực hiện bởi quá trình truyền ẩm từ trên xuống T_2 . Bản chất quá trình T_2 là giai đoạn đầu của quá trình thấm – giai đoạn thấm không ổn định. Giai đoạn này diễn ra khá nhanh. Như vậy quá trình T_2 chỉ là quá trình truyền ẩm từ tầng trên xuống tầng dưới của bể A và kết thúc khi tầng dưới đạt đến độ ẩm đồng ruộng, sau đó là quá trình thấm ổn định được thực hiện qua các cửa đáy ở các bể. Bản chất các lượng ẩm XB, XC, XD – nước trọng lực.

Trực tiếp ngay trên bề mặt sườn dốc tồn tại 1 lớp mỏng, từ đó lượng ẩm thoát đi do bốc hơi và bốc hơi qua lá. Lớp mỏng này được mô phỏng bởi phần trên của bể A và đặc tính của nó được đánh giá bởi thông số PS. Thông số PS còn bao hàm cả lượng nước diên trung trên mặt lưu vực. Nếu không có lớp nước diên trung, giá trị của PS chỉ xấp xỉ lớp bốc hơi trong thời đoạn tính toán Δt . Bản chất quá trình truyền ẩm từ dưới lên T_1 là quá trình bốc thoát hơi nước từ các tầng đất khác nhau thông qua con đường mao dẫn. Đây là điểm tương tự của mô hình TANK với mô hình Stanford-4, khi cho rằng lượng nước trong các tầng đất cơ sự trao đổi 2 chiều.

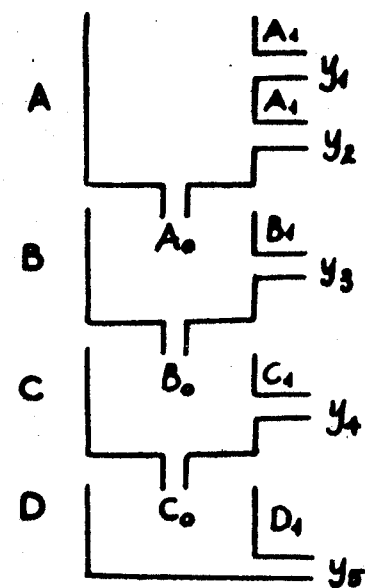
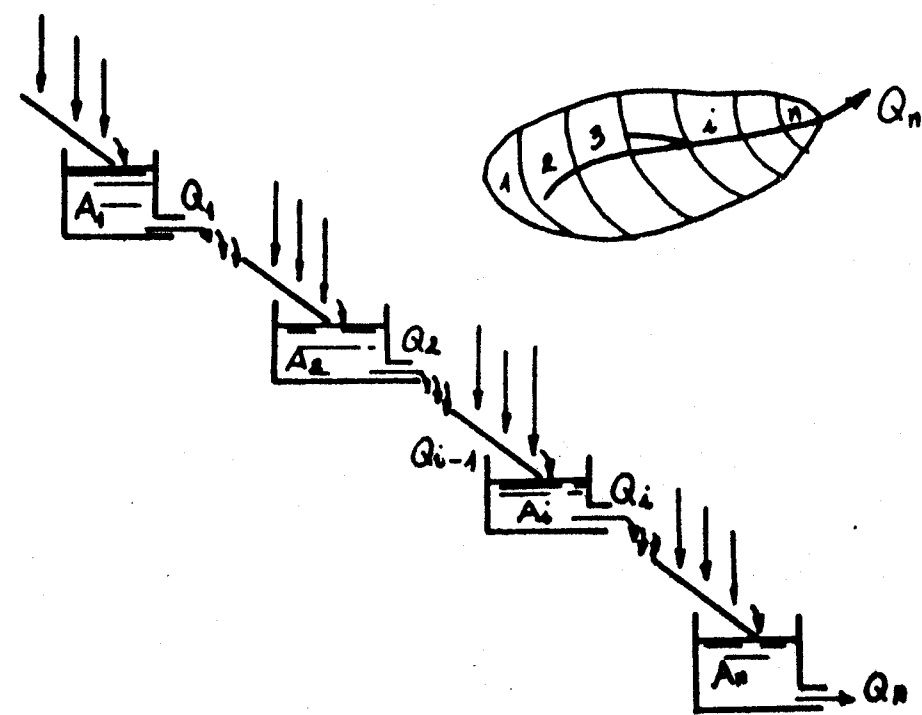
Quá trình T_1 không xảy ra khi và chỉ khi:

$$XA \geq PS + E \quad (4.65)$$

có nghĩa là khi lượng ẩm làm bão hòa phần trên bể A, diên trung và bốc hơi. Nguồn ẩm cung cấp cho quá trình T_2 là XA, nguồn ẩm cung cấp cho quá trình T_1 lấy từ các bể B, C, D (XB, XC, XD).



Hình 4-12. Mô hình TANK kép.



Hình 4-13.

Như vậy 5 quá trình trao đổi ẩm theo phương thẳng đứng đều có thể xảy ra song song, mỗi quá trình đều có những điều kiện tồn tại riêng, quy luật diễn biến riêng, chúng bổ sung ẩm cho nhau hoặc tiêu hao ẩm của nhau:

- Mưa
- Bốc hơi
- Thẩm qua các cửa đáy
- Truyền ẩm lên T_1
- Truyền ẩm xuống T_2

Trong các dạng tổn thất còn chưa đề cập đến vai trò của thảm phủ thực vật. Hoàn toàn hợp lý có thể coi rằng thông số HA_1 đảm nhận chức năng đó. Dòng chảy mặt chỉ xuất hiện khi $XA > PS + HA_1$. Thông số HA_2, HA_3 xác định đặc điểm cấu tạo riêng biệt của sườn dốc và không có ý nghĩa vật lý cố định, Biểu thức $(PS + HA_1 - XA + SS - XS)$ xác định lớp tổn thất ban đầu. Giá trị số của HA_1 xấp xỉ với lớp nước mưa không đủ gây ra lũ và điều này hoàn toàn có thể xác định được khi đối chiếu giữa quá trình mưa và quá trình dòng chảy.

Các thông số HB, HC, HD đánh giá các tổn thất ban đầu trên các tầng không thấm tương đối. Theo sự nghiên cứu của giáo sư A.N. Bepfany cùng các cộng sự của ông, quá trình thẩm qua tầng không thấm tương đối triệt giảm rất nhanh theo thời gian. Sự thẩm ổn định đạt được chỉ sau 15 - 30 phút ngay cả trong trường hợp các tầng đất hoàn toàn khô. Trong thực tế, thời đoạn tính toán Δt thường lớn hơn nhiều thời gian này và điều đó cho phép coi HB, HD là các hằng số. Giá trị của HB, HC, HD chỉ vào khoảng vài mm.

Trong mô hình, tác dụng điều tiết của sườn dốc đã tự động được xét thông qua các bể chứa xếp theo chiều thẳng đứng. Nhưng hiệu quả của tác động này không đủ mạnh và có thể coi tổng dòng chảy qua các cửa bên các bể $YA_2 + YA_1 + YB_2 + YC_1 + YD_1$ chỉ là lớp cấp nước tại 1 điểm. Đây là một yếu điểm của mô hình TANK so với các mô hình khác như SSARR. Bản thân tác giả M. Sugawara nhận thức rõ điều này và khắc phục nó bằng cách cho phép dịch chuyển nhân tạo đỉnh lũ đi 1 thời gian T_{lag} . Có thể sử dụng thêm 1 bể chứa tuyến tính XK để mô phỏng tác động điều tiết sườn dốc. Như vậy, tổng dòng chảy $(YA_2 + YA_1 + YB_1 + YC_1 + YD_1)$ trước khi vào bể điều tiết lòng sông CH phải qua bể điều tiết sườn dốc XK. Cơ chế hoạt động của bể XK như sau:

- Tính lớp cấp nước tại 1 điểm tại thời điểm i CK(I):

$$CK(I) = YA_2 + YA_1 + YB_1 + YC_1 + YD_1 \quad (4.66)$$

$$QCH = XK_1 \cdot CK(I - 1) + XK_2 \cdot CK(I) + XK_3 \cdot QCH. \quad (4.67)$$

Trong đó: XK_1, XK_2, XK_3 là các thông số và đảm bảo điều kiện $XK_1 + XK_2 + XK_3 = 1$. Hiển nhiên, nếu trong (4.67) cho $XK_2 = 1, XK_1 = XK_3 = 0$ thì bể XK mất tác dụng và trở lại nguyên bản mô hình TANK ban đầu.

4. Mô hình TANK dạng kép.

Trong cấu trúc kép có xét sự biến đổi độ ẩm của đất theo không gian như hình (4-12) lưu vực được chia thành các vành đai có độ ẩm khác nhau. Mỗi vành đai được diễn tả bằng

một mô hình TANK đơn. Về nguyên tắc, số lượng vành đai có thể bất kỳ, trong thực tế tính toán thường lấy 4 vành đai, mỗi vành đai có 4 bể, tổng cộng toàn mô hình chứa 16 bể.

Với sự mô phỏng này, trên toàn lưu vực có những phần ẩm, phần khô biến đổi theo quy luật nhất định. Khi mùa mưa bắt đầu, phần lưu vực ẩm ướt sẽ phát triển từ khu hẹp ven sông, lan dần đến những vùng cao hơn theo thứ tự S_4, S_3, S_2, S_1 (S_i biểu thị diện tích vành đai thứ i so với toàn lưu vực). Ngược lại, khi mùa khô bắt đầu, do lượng ẩm cung cấp ít dần hoặc không có, lưu vực sẽ khô dần từ những vành đai cao nhất đến vành đai thấp hơn theo thứ tự S_1, S_2, S_3, S_4 . Trong cấu trúc kép, lớp nước tự do trong mỗi bể được chuyển động theo hai hướng: thẳng đứng và nằm ngang. Mỗi bể chứa nhận được nước từ bể phía trên cùng vành đai và từ phía trái cùng tầng. Trong dạng này, mô hình có thêm các thông số S_i ($i = 1, 2, 3, 4$).

4.4.2. Chiến lược dò tìm thông số

Trong hội nghị quốc tế về lũ và tính toán lũ (15-22 tháng 8-1967 Leningrat) M. Sugawara nhận định "Do cấu trúc phi tuyến với các bể chứa sắp xếp theo chiều thẳng đứng, chưa có một phương pháp toán học hữu hiệu nào để xác định các thông số của mô hình TANK, cách duy nhất là thử sai". Quan điểm này được một số nhà ứng dụng tán đồng.

Phương pháp thử sai không gây khó khăn gì lớn đối với những người đã có kinh nghiệm sử dụng mô hình. Nhưng đối với những ai chưa quen mô hình, khi sử dụng cách thử sai sẽ rất lúng túng và gặp phải nhiều khó khăn. Giáo sư L.C. Kuchmen và V.I. Koren cũng bày tỏ rằng mô hình TANK hiện nay được coi là một trong những mô hình tốt nhất, nhưng do có quá nhiều thông số, trong đó có những thông số cỡ phần nghìn (0,001) đã gây phần e ngại và khó khăn với người sử dụng chưa quen mô hình. Ngoài cách thử sai, cần thiết phải xây dựng những thuật toán khách quan dò tìm thông số. Năm 1979, M. Sugawara đề xuất phương pháp "lựa chọn tự động thông số mô hình". Sự lựa chọn tự động được thực hiện không phải bằng các phương pháp tối ưu hóa (tìm kiếm cực trị phiếm hàm mục tiêu) mà bằng cách thử sai, nhưng được tự động trên máy tính. Năm 1984, chúng tôi vận dụng phương pháp tối ưu hóa Rosenbroc kết hợp với nguyên lý "phức tạp hóa dần mô hình" do giáo sư L.C. Kuchmen đề xuất.

1. Phương pháp thử sai

Phương pháp thử sai đòi hỏi người sử dụng phải nắm vững tính năng hoạt động của từng thông số. Toàn bộ các thông số của mô hình TANK có thể chia làm 2 loại: thông số có thứ nguyên ($HS, PS, SS, HA_3, HA_2, HA_1, HB, HC, HD, H, TB, TB_0, TC, TC_0$) và thông số không thứ nguyên ($A_1, A_2, A_3, A_0, B_1, B_0, C_1, C_0, D_1, D_0, XK_1, XK_2, XK_3, CH_4, CH_2$). Hiển nhiên là các thông số có thứ nguyên sẽ thay đổi theo thời đoạn tính toán Δt . Bản chất của các thông số này là các thông số tổn thất, khi kết hợp với các thông số của đáy sẽ gây nên hiệu quả trễ trong quá trình dòng chảy. Các thông số của bên ($A_1, A_2, A_3, B_1, C_1, D_1$) trực tiếp tác động đến độ lớn đỉnh lũ, trong đó A_1, A_2, A_3 tác động đến các đỉnh lũ lớn.

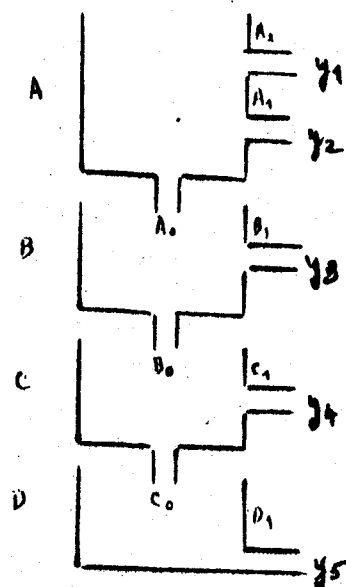
Tính năng hoạt động của các thông số của bên và các thông số của đáy có thể được mô tả tổng quát như sau:

a) Để làm thay đổi dạng đường quá trình, cần phải điều chỉnh $(\alpha + \beta)$. Thí dụ, muốn đường quá trình nhọn hơn, phải tăng $(\alpha + \beta)$ và ngược lại.

b) Để làm thay đổi tổng lượng dòng chảy trên lũ, cần điều chỉnh $\beta/(\alpha + \beta)$. Thí dụ, muốn làm tăng lượng dòng chảy mà không biến đổi dạng đường quá trình, cần phải tăng β và giảm α , giữ $(\alpha + \beta)$ không đổi và ngược lại.

Trong quá trình thử sai, phải luôn luôn theo dõi sự cân bằng nước hợp lý trong từng bể. Lượng ẩm trong từng bể (XA, XS, XB, XC, XD, XCH) liên tục biến đổi trong quá trình tính toán, sau một chu kỳ các lượng ẩm này phải đạt được những trị số hợp lý. Thí dụ, chu kỳ hoạt động của bể nước ngầm D là 1 năm (từ cuối mùa kiệt năm nay đến đầu mùa lũ năm sau), sau 1 năm hoạt động, XD cuối mùa kiệt phải đạt trị số hợp lý phù hợp với phương trình cân bằng nước viết cho 1 năm ($X = Y + Z \pm \Delta U$). Chênh lệch giữa XD đầu và cuối năm phải phù hợp với $\pm \Delta U$. Trong cả 1

chuỗi năm hoạt động XD không được nhỏ hơn 1 giá trị tương ứng với 1 lưu lượng dòng ngầm ổn định. Nếu bể D có xu hướng trữ nhiều hơn tháo, XD sẽ có xu thế lớn dần theo thời gian, dòng chảy kiệt các năm càng về sau càng lớn và ngược lại. Bất kỳ sự phá vỡ cân bằng nước nào trong các bể đều dẫn đến sự không ổn định của bộ thông số và sự bất hợp lý trong tỷ lệ các thành phần dòng mặt, dòng sát mặt và dòng ngầm. Khi tiến hành thử sai, cần phải nắm được đầy đủ các thông tin về các thành phần dòng chảy, về các thành phần trong phương trình cân bằng nước từng bể, động lực các diễn biến cùng nguyên nhân gây ra sự mất cân bằng, từ đó có sách lược hiệu chỉnh thích hợp. Các bể C, B, A sẽ có các chu kỳ hoạt động ngắn hơn. Ngay trong bể A, chu kỳ hoạt động của phần trên và phần dưới rất khác nhau. Phần trên có chu kỳ tương đương với thời gian một trận lũ, phần dưới có chu kỳ hoạt động xấp xỉ một năm. Nếu thấy XS sau khi đã đạt đến trạng thái bão hòa SS rồi không thay đổi nữa thì chứng tỏ PS chọn quá lớn, lượng ẩm trong phần trên luôn luôn đủ để bốc hơi.



Hình 4-13. Dòng chảy từ các bể A, B, C, D

2. Lựa chọn tự động thông số mô hình theo M. Sugawara [10].

Chế độ này chỉ áp dụng đối với các thông số cửa bên và cửa đáy. Thoạt đầu, các thông số cửa bên và đáy nhận những giá trị sau: $A_1 = A_2 = A_0 = 0,2$; $B_1 = B_0 = 0,05$; $C_1 = C_0 = 0,01$; $D_1 = 0,001$. Quy ước ký hiệu dòng chảy qua các cửa bên A_2, A_1, B_1, C_1, D_1 lần lượt tương ứng là Y_1, Y_2, Y_3, Y_4, Y_5 (hình 4.13).

Toàn bộ quá trình dòng chảy được chia làm 5 thời đoạn: 1, 2, 3, 4, 5 tương ứng với sự hoạt động của 5 cửa bên: A_2, A_1, B_1, C_1, D_1 . Quy tắc chia thời đoạn như sau:

Thời đoạn 1: những ngày mà dòng chảy qua cửa A_2 đóng vai trò chính sẽ thuộc thời đoạn 1, nghĩa là khi tỷ số giữa Y_1 với tổng dòng chảy lớn hơn C (C – một hằng số).

$$Y_1 \geq C(Y_1 + Y_2 + Y_3 + Y_4 + Y_5) = C.Y$$

Thời đoạn 2: khi

$$Y_1 < C.Y \text{ và } (Y_1 + Y_2) > C.Y$$

Thời đoạn 3: khi

$$(Y_1 + Y_2) < C.Y \text{ và } (Y_1 + Y_2 + Y_3) > C.Y$$

Thời đoạn 4: khi

$$(Y_1 + Y_2 + Y_3) < C.Y \text{ và } (Y_1 + Y_2 + Y_3 + Y_4) > C.Y$$

Thời đoạn 5: phần còn lại.

C có thể được chọn trong các giá trị sau: 0; 0,5; 0,25; 0,1; 0,05.

Giá trị $C = 0,1$ tỏ ra tốt đối với các sông của Nhật. Trong từng thời đoạn 1, 2, 3, 4, 5 tổng lượng dòng chảy và hình dạng đường nước rút của quá trình thực đo và tính toán được đánh giá bởi hai tiêu chuẩn sau:

$$RQ(I) = \sum_N \tilde{Q}(N) / \sum_N Q(N); I = 1, \dots, 5$$

$$RD_I = \frac{\sum_N' [\log \tilde{Q}(N - 1) - \log \tilde{Q}(N)]}{\sum_N' [\log Q(N - 1) - \log Q(N)]} : (I = 1, \dots, 5)$$

Trong đó Q là lưu lượng thực đo, $\tilde{Q}$ là lưu lượng tính toán, I là chỉ số của các thời đoạn, N là số ngày của mỗi thời đoạn, $\sum$ là tổng tính cho N ngày thuộc thời đoạn I và $\sum'$ là tổng tính cho N ngày thuộc thời đoạn I mà có hiệu số $[Q(N - 1) - Q(N)]$ dương.

Nguyên lý của việc tự động điều khiển thông số như sau:

a) Khi $RQ(I) > 1$ ($RQ(I) < 1$), phải giảm (tăng) thông số cửa bên, và tăng (giảm) thông số cửa đáy. Việc này được thực hiện tự động bằng cách chia thông số cửa bên cho $\sqrt{RQ(I)}$ và nhân thông số cửa đáy với $\sqrt{RQ(I)}$.

b) Khi $RD(I) > 1$ ($RD(I) < 1$), phải giảm (tăng) cả hai thông số như nhau. Việc điều khiển này được thực hiện bằng cách chia cả hai thông số cho $RD(I)$. Nguyên lý điều khiển nêu trên đưa đến các công thức điều khiển sau:

$$A_0 = A_0 \cdot ((\sqrt{RQ(1)} / RD(1) + (\sqrt{RQ(2)} / RD(2))) \cdot (1/2))$$

$$AM_1 = A_1 / (\sqrt{RQ(2)} \cdot RD(2))$$

$$A_2 = (A_1 + A_2) / (\sqrt{RQ(1)} \cdot RD(1) - AM_1)$$

$$A_1 = AM_1$$

$$B_0 = B_0 \cdot \sqrt{RQ(3)} / RD(3)$$

$$B_1 = B_1 / (\sqrt{RQ(3)} \cdot RD(3))$$

$$C_0 = C_0 \cdot \sqrt{RQ(4)} / RD(4)$$

$$C_1 = C_1 / (\sqrt{RQ(4)} \cdot RD(4))$$

$$D_1 = D_1 / RD(5)$$

Cần kiểm tra lượng nước được cung cấp từ các bể trên. Nếu $RQ(5) > 1$ ($RQ(5) < 1$), phải giảm (tăng) các thông số của đáy của các bể trên. Sự điều khiển lượng nước cung cấp cho bể D được thực hiện bằng điều khiển C_0 của bể C, sau đó sự biến đổi trong bể C do việc điều khiển C_0 gây ra sẽ được bù trừ bởi các điều khiển B_0 và v.v... Với cách thức như vậy, sẽ có các công thức điều khiển tiếp sau:

$$C_0 = C_0 / RQ(5);$$

$$B_0 = B_0 / \sqrt{RQ(5)};$$

$$A_0 = A_0 / \sqrt[4]{RQ(5)};$$

Trong một số trường hợp, giá trị của $RQ(I)$ và $RD(I)$ có thể rất khác 1. Khi xuất hiện những trường hợp đó, chúng ta giới hạn $RQ(I)$ và $RD(I)$ trong phạm vi $(1/2, 2)$, có nghĩa là giá trị $RQ(I)$ và $RD(I)$ lớn hơn 2 sẽ được lấy bằng 2, và những giá trị nhỏ hơn 1/2 sẽ được lấy bằng 1/2.

Trong quá trình điều khiển cần lưu ý hệ điều khiển nêu trên có thể không hội tụ. Có nghĩa là sau 1 vài lần tính lặp (thường ít hơn 15 lần). Kết quả thu được khá tốt, nhưng sau đó kết quả lại tụt đi không phục hồi lại được. Một trong những nguyên nhân là $RD(I)$ chịu tác động của nhiễu yếu tố ngẫu nhiên kém tin cậy. Để giảm tác động của $RD(I)$ có thể thay $RD(I) = \sqrt{RD(I)}$ hoặc $RD(I) = \sqrt[4]{RD(I)}$. $RD(5)$ là kém tin cậy nhất, do đó việc điều khiển thông số bể D phải rất thận trọng. Rất nhiều trường hợp $RD(5)$ đã phá hỏng toàn bộ hệ điều khiển thông số nêu trên.

3. Tối ưu hóa thông số mô hình.

Bộ thông số mô hình được thiết lập theo phương pháp Rosenbroc với hàm mục tiêu của quá trình điều khiển như sau:

$$K = \sum_{i=1}^{i=n} \int_0^T [Q(t) - Q(t, A)]^2 dt \rightarrow \min$$

Trong đó: n - số quá trình đưa vào tối ưu. T - thời gian 1 quá trình, A - véc tơ thông số được mã số theo bảng sau:

A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
T.S.	A ₁	A ₂	A ₃	HA ₁	HA ₂	HA ₃	A ₀	B ₁	C ₁	D ₁	HB	HC	HD	B ₀	C ₀

A	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	
T.S.	D ₀	XK ₁	XK ₂	XK ₃	H	CH ₁	CH ₂	α	TB	TB ₀	T	C	TC ₀	PS

A	29	30	31	32	33	34	35	36
T.S.	SS	KZ	XA	XS	XB	XC	XD	XCH

A	$36 + i, i = 1, n$ với n - số điểm đo mưa							
T.S.	$W_i, i = 1, n$; W_i - hệ số trọng lượng điểm đo mưa thứ i							

Phương pháp tối ưu hóa không thể thành công nếu đưa tất cả những thông số vào tối ưu đồng thời. Ở đây, tối ưu hóa được coi là thử sai tự động theo hàm mục tiêu K với thuật toán Rosenbroc. Điều đó có nghĩa là thuật toán tối ưu phải đủ mềm dẻo cho phép lựa chọn được các thông số mong muốn đưa vào tối ưu, do vậy các thông số đều được gán nhãn như bảng trên.

Quá trình tối ưu thông số mô hình phải tuân theo những nguyên tắc đã được trình bày trong phần 4.3.2.

4.4.3. Một số nhận xét

Mô hình TANK được nhiều cơ quan nghiên cứu ứng dụng: Trường đại học Thủy lợi, Viện khí tượng - Thủy văn, Viện thiết kế thủy lợi Quốc gia, Công ty khảo sát thiết kế điện 1, Cục dự báo thủy văn v.v... Trong quá trình ứng dụng, nổi bật một số vấn đề:

1. Mô hình khó thể hiện sự "trễ" của dòng chảy so với mưa. Với đặc điểm này, mô hình thích ứng với các lưu vực nhỏ. Điều này có thể khắc phục được bằng cách mắc nối tiếp thêm 1 số bể tuyến tính và kênh tuyến tính biểu diễn tác dụng điều tiết của lưu vực và lòng sông. Hoàn toàn có thể sử dụng lớp mô hình "Hộp đen" nêu trên trong công việc này.

2. Do Mô hình được cấu tạo từ các bể tuyến tính, các thông số của ra trong một số trường hợp tỏ ra kém nhạy. Trên một số lưu vực, dòng chảy mặt đóng vai trò đáng kể (lũ lên nhanh, rút nhanh), có sự phân hóa rõ rệt trong sự hình thành các cấp lưu lượng, quá trình dòng chảy tương đối nhạy cảm với quá trình mưa, nên sử dụng bể nước mặt (bể A) dưới dạng bể phi tuyến. Thí dụ, của A_1 có thể là bậc 2, của A_2, A_3 có thể có số bậc cao hơn.

3. Xét điều kiện ban đầu.

Trong mô hình, tất cả các quá trình thành phần như bốc thoát hơi nước, tổn thất trên thảm thực vật, trao đổi ẩm giữa các vùng và các bể, thấm, điều trung, hình thành dòng mặt, dòng sát mặt, dòng ngầm, diễn toán lũ trên sườn dốc và trong sông được liên kết với nhau thông qua việc biến đổi các độ ẩm XA, XS, XB, XC, XD, SCH trong từng bể. Rất quan trọng việc xét các độ ẩm này tại đầu thời kỳ tính toán. Việc xét điều kiện ban đầu có thể tiến hành theo thủ pháp sau:

a) Để xét các độ ẩm ban đầu trong phần trên, phần dưới bể A (XA_0, XS_0) nên chọn thời điểm bắt đầu tính toán là lúc đất đã được bão hòa, độ thiếu hụt ẩm trong đất coi như bằng 0 (thí dụ sau 1 trận mưa lớn gây lũ rõ rệt). Trong những trường hợp này có thể coi

$$XA_0 = PS + HA_1$$

$$XS_0 = SS$$

b) Có đủ cơ sở để cho rằng X_A, X_S có quan hệ với độ ẩm lưu vực, do vậy trước thời điểm tính toán, X_{A_0}, X_{S_0} có thể được xác định qua mối ràng buộc của chúng với chỉ số độ ẩm đất của giáo sư N.F. Bephany [11].

$$J_w = x_1 + 0,7x_{2-4} + 0,5x_{5-9} + 0,3x_{10-14} + 0,2x_{15-30} + 0,1x_{31-60}.$$

Ở đây, X_1 - lượng mưa 1 ngày trước thời điểm tính toán; x_{2-4} - lượng mưa trong 2,3 và 4 ngày trước thời điểm tính toán v.v...

c) Để đánh giá độ ẩm ban đầu trong các bể khác ($X_{B_0}, X_{C_0}, X_{CH_0}$) hoàn toàn có thể giả định tồn tại các mối quan hệ bền vững giữa chúng với lưu lượng trước lũ Q_0 .

d) Độ ẩm X_{D_0} ban đầu thiết lập theo trị số Q_0 bằng cách tính ngược sau khi đã biết $X_{A_0}, X_{S_0}, X_{B_0}, X_{C_0}, X_{CH_0}$.

4.5. MÔ HÌNH HÓA CHUỖI DÒNG CHẢY.

Chuỗi dòng chảy thực đo $X(1), \dots, X(n)$ có thể được đặc trưng bởi 1 bộ các thông số thống kê

$$\theta = \{ \theta_1, \dots, \theta_n \}.$$

Thí dụ: θ_1 - trị số trung bình, θ_2 - Khoảng lệch quân phương hoặc phương sai, θ_3 - mômen tâm bậc 3 hoặc hệ số lệch C_s v.v... Từ chuỗi quan trắc, luôn luôn có thể thu được các ước lượng θ_i với mọi i . Mô hình hóa chuỗi dòng chảy có nghĩa là xác định toán tử chuyển đổi chuỗi các số ngẫu nhiên $\eta(1), \dots, \eta(n)$ thành chuỗi dòng chảy $Y_1, \dots, Y_n$ sao cho đảm bảo sự tương tự thống kê nào đó.

$$Y(i) = L(\theta) \{ \eta(i) \}, i = 1, \dots, n.$$

Bản thân toán tử chuyển đổi L cũng phụ thuộc vào bộ thông số thống kê θ được dùng làm tiêu chuẩn tương tự. Các mô hình ngẫu nhiên được quy thành từng lớp tùy thuộc vào tiêu chuẩn tương tự θ , còn bản thân từng mô hình cụ thể được phân biệt bởi chính toán tử L . Trong Thủy văn, lớp mô hình ngẫu nhiên đặc biệt quan trọng là lớp mô hình ngẫu nhiên Markov.

Từ chuỗi dòng chảy nhân tạo (mô hình) có chiều dài n tiến hành xây dựng bộ thông số θ , tương ứng với bộ thông số của chuỗi thực đo. Nói rằng chuỗi dòng chảy mô hình tương tự với chuỗi thực đo nếu

$$\theta_i \rightarrow \theta, \forall i \text{ khi } n \rightarrow \infty.$$

Như vậy, θ_i là ước lượng thu được từ chuỗi quan trắc có chiều dài n , nhưng trong khi mô hình hóa, θ_i đóng vai trò đặc trưng của tổng thể. Hiển nhiên là mô hình hóa không góp phần làm tăng thông tin trong việc xác định các thông số θ_i , mà ngược lại, chính các thông số θ_i là cơ sở của việc mô hình hóa. Do vậy, khi bắt đầu mô hình hóa, bộ thông số θ_i đã phải được xác định đủ tin cậy. Điều này hoàn toàn phụ thuộc vào chiều dài n của chuỗi quan trắc $\{X_i\}$. Việc bổ sung thông tin (Phục hồi số liệu) về dòng chảy cho chuỗi quan trắc được thực hiện bởi các mô hình tất định "mưa - dòng chảy" đã được trình bày trong phần trên.

4.5.1. Bộ thông số thống kê của chuỗi dòng chảy

Chuỗi dòng chảy ở đây không chỉ đơn thuần là chuỗi dòng chảy năm. Trong việc thiết kế hồ chứa hoặc hệ thống thủy lợi phải cần đến chuỗi dòng chảy có thời đoạn ngắn hơn như chuỗi dòng chảy tháng. Dòng chảy tháng j năm t được quy ước ký hiệu $X(t/j)$. Cấu trúc xác suất của chuỗi dòng chảy được đánh giá bởi bộ thông số sau:

1. Trị số bình quân (kỳ vọng toán)

$$M(j) = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n X(t/j).$$

2. Phương sai

$$\delta^2(j) = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n [X(t/j) - M(j)]^2.$$

3. Hệ số lệch

$$C_s(j) = \frac{\frac{1}{n} \sum_{t=1}^n [x(t/j) - M(j)]^3}{\sigma^3(j)}$$

4. Hệ số tương quan dòng chảy tháng j thuộc các năm t và $t+k$

$$r(k,j) = \frac{1}{n-k} \frac{\sum_{t=1}^{n-k} x(t/j) x(t+k/j)}{\sigma(k,j) \sigma(k',j)};$$

với

$$x(t/j) = X(t/j) - M(k,j),$$

$$x(t+k/j) = X(t+k/j) - M(k',j),$$

$$M(k,j) = \frac{1}{n-k} \sum_{t=1}^{n-k} X(t/j),$$

$$M(k',j) = \frac{1}{n-k} \sum_{t=1}^{n-k} X(t+k/j),$$

$$\sigma(k,j) = \left[\frac{1}{n-k} \sum_{t=1}^{n-k} x^2(t/j) \right]^{1/2}.$$

$$\sigma(k',j) = \left[\frac{1}{n-k} \sum_{t=1}^{n-k} x^2(t+k/j) \right]^{1/2}.$$

5. Hệ số tương quan dòng chảy tháng u với tháng v thuộc các năm khác nhau t và $t+k$

$$r(k, u, v) = \frac{1}{n-k} \frac{\sum_{t=1}^{n-k} x(t/u) x(t+k/v)}{\sigma(k, u) \cdot \sigma(k', v)}$$

Trong thực tế tính toán thủy lợi, bộ thông số θ thường được chọn làm tiêu chuẩn tương tự như sau:

$$\theta = \{M, \sigma, C_s\} \cup \{r\}, \text{ với}$$

$$M = \{M(j), \forall j\}, \sigma = \{\sigma(j), \forall j\},$$

$$C_s = \{C_s(j), \forall j\}$$

$$r = \{r(k, J), \forall J \text{ và } K = 1; r(k, u, v), \forall u, v \text{ và } k = 0\}.$$

Như vậy, bộ thông số θ nêu trên chỉ đề cập đến tương quan dòng chảy các tháng 2 năm kề nhau và giữa các tháng trong cùng một năm. Một quá trình ngẫu nhiên có đặc điểm như trên được gọi là quá trình ngẫu nhiên Markov, và chuỗi dòng chảy được sản sinh theo tiêu chuẩn tương tự θ nêu trên là một xích Markov đơn.

4.5.2. Mô hình hóa chuỗi dòng chảy năm.

Quá trình dao động dòng chảy có thể quy ước tách làm 2 bộ phận: a) dao động dòng chảy năm và b) dao động dòng chảy trong năm. Chuỗi dòng chảy năm có thể được coi là 1 xích Markov đơn - dừng. Quá trình dao động dòng chảy trong năm là một quá trình không dừng (có tính chu kỳ). Do sự phân biệt đó, 2 bộ phận này được mô hình hóa riêng biệt và sau đó tiến hành kết hợp lại. Như vậy, mô hình hóa chuỗi dòng chảy có thể được chia làm 2 giai đoạn:

1. Mô hình hóa chuỗi dòng chảy năm,

2. Xét phân phối dòng chảy trong năm.

Với giả thiết chuỗi dòng chảy năm tuân theo luật phân bố xác suất Gamma (Pierson). Mô hình hóa chuỗi dòng chảy năm được thực hiện theo công thức truy hồi:

$$K_{i+1} = 1 + r(K_i - 1) + \Phi_{i+1} C_v \sqrt{(1-r)^2 + 2r(1-r)K_i}$$

Trong đó: K_{i+1} - hệ số môđun dòng chảy năm thứ $(i+1)$, được xác định theo giá trị K_i của năm đứng trước, có xét tương quan dòng chảy 2 năm kề nhau (r - hệ số tương quan giữa K_{i+1} và K_i). Hai số hạng đầu trong công thức truy hồi biểu diễn trị bình quân có điều kiện $\bar{K}_{i+1}$ theo K_i .

Khi mô hình hóa chuỗi dòng chảy năm, cần phải xét sự phân bố ngẫu nhiên xung quanh trị bình quân điều kiện $\bar{K}_{i+1}$. Sự phân bố này được xác định bởi đường tần suất điều kiện với các thông số

a) Trị bình quân điều kiện.

$$\bar{K}_{i+1} = 1 + r(K_i - 1)$$

b) Hệ số C_v điều kiện

$$C_{v_{i+1}} = \frac{C_v[(1-r)^2 + 2r(1-r)K_i]^{1/2}}{1 + r(K_i - 1)}$$

c) Hệ số C_s điều kiện

$$C_{s_{i+1}} = \frac{2C_v[(1-r)^3 + 3r(1-r)^2 K_i]}{[(1-r)^2 + 2r(1-r)K_i]^{3/2}}$$

Trong đó C_v - hệ số C_v không điều kiện.

Số hạng thứ 3 trong phương trình truy hồi phản ánh dao động của đại lượng ngẫu nhiên điều kiện xung quanh kỳ vọng của nó.

$$K_{i+1} = \bar{K}_{i+1} + \Phi_{i+1} \cdot C_{v_{i+1}}$$

Kỹ thuật tạo chuỗi dòng chảy năm gồm 3 bước sau

1. Phát số ngẫu nhiên η_{i+1} và coi nó đóng vai trò tần suất.
2. Xác định Φ_{i+1} (khoảng lệch tiêu chuẩn điều kiện) theo η_{i+1} , $C_{v_{i+1}}$, $C_{s_{i+1}}$.
3. Tính K_{i+1} theo công thức truy hồi và lưu lượng bình quân năm.

$$Q_{i+1} = Q_0 \cdot K_{i+1}$$

Với Q_0 - chuẩn dòng chảy năm.

Bằng thuật toán này, chúng ta đã biến đổi chuỗi số ngẫu nhiên

$$\eta_1, \eta_2, \dots, \eta_n$$

thành chuỗi dòng chảy năm nhân tạo có độ dài n tùy ý

$$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$$

4.5.3 Xét phân phối dòng chảy trong năm

Để mô hình hóa chuỗi dòng chảy có xét phân phối không đều trong năm, viện sỹ G. G. Svanidze đề xuất phương pháp Fragmen [16].

Fragmen $q(t)$ là đường quá trình lưu lượng biểu diễn dưới dạng phần đơn vị so với lưu lượng bình quân năm $\bar{Q}$. Việc chia các lưu lượng cho cùng 1 hằng số không làm thay đổi dạng đường quá trình, trong khi đó vẫn bảo toàn tất cả các mối quan hệ thống kê bên trong giữa dòng chảy các tháng. Các mối quan hệ này rất phức tạp và đặc tính của chúng chưa được khám phá.

Ngoài các mối quan hệ giữa dòng chảy các tháng trong năm, còn cần giải quyết mối quan hệ giữa lượng dòng chảy năm với hình dạng đường quá trình. Hiển nhiên, lưu lượng bình quân năm là chỉ tiêu đánh giá mức độ nước của 1 năm, và giữa nó với tần suất dòng chảy tồn tại mối quan hệ hàm số. Vậy, giữa tần suất dòng chảy và hình dạng đường quá trình lưu lượng có tồn tại mối quan hệ gì không? Hay nói một cách khác: Những năm nhiều nước ($P < 0,33$), những năm trước trung bình ($P \approx 0,33 + 0,66$), những năm ít nước ($P > 0,66$) liệu có dạng phân phối dòng chảy trong năm khác biệt không?

Về chỉ tiêu đánh giá hình dạng đường quá trình lưu lượng có thể chọn hệ số điều tiết dòng chảy tự nhiên φ (do Xokolopxky đề xuất) hay hệ số phân phối dòng chảy không đều trong năm d (do andreanov đề nghị). Giữa 2 hệ số này tồn tại mối quan hệ

$$\varphi + d = 1.$$

$$\varphi = \int_0^1 f(q) dq, \quad \text{với } t = f(q) \text{ rút ra}$$

$$\text{từ } q = q(t).$$

$$d = \int_0^{q_{\max}} f(q) dq.$$

$$\text{Từ hình vẽ thấy rằng Frangmen } q = \frac{Q}{\bar{Q}}$$

là các hệ số mô duyn có trị bình quân $\bar{q} = 1,0$;
 φ – phần dòng chảy cơ bản của quá trình; d

– phần dòng chảy lũ. Các trị số φ thay đổi hàng năm và trị số φ bình quân trong cả thời kỳ quan trắc n năm sẽ phản ánh dạng dinh dưỡng của 1 con sông. Những công trình nghiên cứu về lĩnh vực này cho thấy hệ số φ phụ thuộc vào cảnh quan địa lý và các điều kiện tự nhiên khác của lưu vực, và biến động trong 1 diện rộng: từ 0,1 cho các sông vùng bán sa mạc đến 0,85 cho các sông vùng ẩm ướt (có mật độ hồ ao 20%).

Chọn φ (hoặc d) làm thông số hình dạng, có thể tiến hành xác định giá trị φ cho từng năm đối với 1 con sông cụ thể và xây dựng quan hệ với tần suất dòng chảy năm P . Đặc điểm của mối quan hệ này rất khác nhau. Với nhiều sông, đó là 1 quan hệ tuyến tính, đôi khi nghịch biến. Trong nhiều trường hợp, có thể mối quan hệ này không tồn tại. Quan hệ $\varphi \sim P$ cho trạm Tạ Bú – S. Đà được trình bày trên hình vẽ. Để xét mối quan hệ giữa lượng dòng chảy năm với dạng phân phối dòng chảy trong năm, các Frangmen được phân loại và đưa vào các "hộp đựng" khác nhau. Các "hộp đựng" được xếp theo mức độ nhiều nước, ít nước. Chẳng hạn, có thể phân làm 3 loại hộp đựng: hộp ít nước, bao gồm những Frangmen có tần suất dòng chảy lớn hơn 0,66; hộp nước trung bình có $P = 0,33 \approx 0,66$ và hộp nhiều nước có $P < 0,33$. Số hộp đựng có thể từ 3 đến 10, phụ thuộc vào mức độ chặt chẽ của quan hệ giữa φ và P . Theo kinh nghiệm thực tế, số hộp nên lấy từ 3 + 5. Việc tăng số hộp không đưa đến 1 sự chính xác hóa nào thêm, mà đôi khi tỏ ra thừa.

Phương pháp Frangmen đòi hỏi 2 phép thử ngẫu nhiên (Phát 2 chuỗi số ngẫu nhiên η_i và γ_i). Chuỗi ψ_i dùng để tạo chuỗi lưu lượng bình quân năm Q_i theo thuật toán mô tả ở phần trên. Sau khi có Q_i , tiến hành chọn "hộp đựng" Frangmen tương ứng. Dạng Frangmen cụ thể được xác định theo số ngẫu nhiên thứ 2 γ_i theo sơ đồ rút hủ họa 1 quả cầu có đánh số ra khỏi "hộp đựng" đã chọn và sau đó lại hoàn trả lại.

Bằng cách nhân các tung độ của Frangmen được chọn với lưu lượng bình quân năm $\bar{Q}_i$ sẽ có đường quá trình lưu lượng mô hình. Xác suất lặp lại nguyên vẹn 1 đường quá trình lưu lượng rất nhỏ và bằng $1/n.n$, trong đó n tổng số Frangmen (bằng tổng số năm quan trắc), n – độ dài chuỗi mô hình. Thí dụ, chuỗi mô hình 1000 năm được tạo ra từ 50 Frangmen, xác suất lặp lại 1 đường trong số 1000 đường là 0,0005.

Phương pháp Frangmen cũng được luận chứng trên phương diện lý thuyết. Theo V. C. Pugatrov, một hàm ngẫu nhiên bất kỳ có thể được biểu diễn dưới dạng một số tổ hợp tuyến tính các hàm ngẫu nhiên cơ bản dạng sau

$$X(t) = \alpha f(t),$$

Trong đó α – đại lượng ngẫu nhiên thông thường, còn $f(t)$ hàm số không ngẫu nhiên. Đó gọi là phép phân tích chính tắc hàm ngẫu nhiên. Một tập hợp bất kỳ các thể hiện của hàm ngẫu nhiên $X(t)$ có thể thu được bằng cách biến đổi đơn giản tỷ lệ đồ thị $X(t)$ theo trục tung. Ở đây, tất cả tính ngẫu nhiên được tập trung vào hệ số α , còn mỗi phụ thuộc của nó vào thời gian được tập trung vào hàm $f(t)$.

Phương pháp Frangmen cũng dựa trên việc áp dụng các hàm ngẫu nhiên cơ bản.

$$Q_i(t) = \bar{Q}_i - q_i(t),$$

trong đó tính ngẫu nhiên được tập trung vào lưu lượng hình quân năm $\bar{Q}_i$, còn tính phụ thuộc thời gian được biến hiện qua Frangmen $q_i(t)$.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Cunge J. A. On the subject of a flood propagation computation method (Muskingum Method). – Journal of Hydraulic Research, 1969, Vol. 7, PP. 205 – 230.
2. Dooge J. C. J. Analysis of linear systems by means of Laguerre functions. Jourual SIAM control, 1965, ser. A, Vol. 2, N°3, PP. 396 – 408.
3. Hazen A. The storage to be provide in Impuonding reservoir for Munticipal water Supply. Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 1914, 77, PP. 1549 – 1561
4. Jacoby S.L.S. A mathematical model for nonlinear hydrologic systems. J. Geophys. Res. 1966, vol. 71, N20, PP. 4811 – 4824.
5. Linsley R. K., Crawford N.H. Computation of synthetic streamflow record on a Digital computer. Int. Assoc. Sci. Hydrol. 1960, N51, PP. 526 – 538.
6. Nash J. E, Determining run – off from rainfall. Proc. Inst. Civ. Engrs. 1958, vol. 10, Pp. 163 – 183.
7. Nash J. E, A unit hydrograph study, with particular reference to British catchments. – Proc. Inst, Civ Engr. 1960, vol 17, N5, pp. 249 – 282.
8. Sherman L. K. Streanflow from rainfall by the Unit Graph method. Eng. News – Rec. 1932, 108, pp. 501 – 505.
9. Suganara M. On the analysis of run off structure about several Japanese rivers. Jap. J. Geophys. 1961, vol. 2, N4, pp. 1–76.
10. Sugawara M. Automatic calibration of the tank model. Hydrological sciences Bulletin des sciences Hydrologiques, 1979, september, 24(3), pp. 375 – 387.
11. Bophany N. F. Dự báo lũ mưa trên cơ sở các quan hệ tổng hợp vùng. NXB KTTV, 1977 – 179 tr. (Bảng tiếng Nga)

12. Denhixop U. M., Senocis I. D. Mô hình toán quá trình truyền lũ và phương pháp xác định thống số. - Tạp chí khí tượng - thủy văn, 1970, N° 11, tr. 58 - 64. (bản tiếng Nga).
13. Kalinnhin G. P., Milliukop P. I. Tính toán gần đúng dòng không ổn định - Tạp chí GMC, 1958, số 66, 72 tr. (Bản tiếng Nga)
14. Kartvelixvily N.A. Thủy văn ngẫu nhiên - NXB KTTV, 1975, - 164 tr (Bản tiếng Nga)
15. Kuchmen L.X. Mô hình quá trình hình thành dòng chảy, - NXB KTTV, 1972, - 191 tr. (Bản tiếng Nga).
16. Xvanhitde G. G. Mô hình hóa chuỗi dòng chảy. - NXB KTTV, 1977. - 293 tr. (bản tiếng Nga).

CHƯƠNG V

TÍNH TOÁN CÁC ĐẶC TRƯNG THỦY VĂN THIẾT KẾ

5- 1. CÁC ĐẶC TRƯNG THỦY VĂN THIẾT KẾ, NỘI DUNG VÀ PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Để phục vụ cho công tác quy hoạch, thiết kế, thi công và quản lý vận hành các công trình thủy lợi (hồ chứa nước, đập dâng, nhà máy thủy điện, đê, kè cống lấy nước và tiêu nước ven sông...), các công trình giao thông (cầu, cống, bến cảng...) và các công trình kinh tế quốc dân khác (có liên quan tới nước) cần phải tính toán các tài liệu khí lượng thủy văn có liên quan và tác động đến công trình. Các yếu tố khí tượng, thủy văn được chọn để làm căn cứ xác định các biện pháp và qui mô kích thước công trình, các giới hạn và phương thức điều khiển công trình được gọi là các đặc trưng thủy văn thiết kế (DTTVTK).

Nội dung và mức độ chi tiết của việc xác định các đặc trưng thủy văn thiết kế phụ thuộc vào yêu cầu tính toán của từng loại công trình, giai đoạn thiết kế (giai đoạn dự án đầu tư, giai đoạn luận chứng kinh tế kỹ thuật...) v.v... Các yêu cầu này được qui định cụ thể trong các văn bản về thành phần và khối lượng tính toán thủy văn công trình, các quy phạm và tiêu chuẩn thiết kế ngành. Chương này sẽ đề cập đến các phương pháp xác định các đặc trưng thủy văn thiết kế vùng không ảnh hưởng triều, vấn đề thủy văn vùng sông ảnh hưởng triều đặc biệt là vùng ven biển có liên quan đến sự lên xuống của mực nước triều là một vấn đề khá phức tạp sẽ trình bày trong chương VII.

Khái niệm về dòng chảy gắn chặt với điều kiện thời gian (Δt) và không gian nhất định (lưu vực tập trung nước) (Xem định nghĩa ở chương II) thường được biểu thị dưới dạng quá trình nước đến. Quá trình dòng chảy thường được coi là một quá trình ngẫu nhiên vì vậy việc chọn lựa quá trình dòng chảy cho thiết kế các công trình là một vấn đề khá phức tạp, để đơn giản hóa vấn đề người ta thường chọn ra các đặc trưng thiết kế riêng biệt như đỉnh (đỉnh hoặc lưu lượng bình quân), lượng và quá trình; sau đó tổng hợp lại thành quá trình dòng chảy thiết kế. Ngoài ra trong tính toán thiết kế tùy theo yêu cầu tính toán khác nhau người ta quan tâm đến lượng dòng chảy của các thời đoạn khác nhau:

1) *Thời đoạn nhiều năm.* Để đánh giá nguồn tài nguyên nước, đánh giá khả năng cung cấp nguồn nước người ta quan tâm đến trị số trung bình nhiều năm, sự dao động của dòng chảy trong thời đoạn nhiều năm và tính dao động chu kỳ.

Trị số dòng chảy trung bình nhiều năm khi đạt đến mức độ ổn định được gọi là dòng chảy chuẩn ký hiệu là $Q_0 (M^3/s)$ hoặc $M_0 (l/s \text{ km}^2)$, $y_0 (mm)$, $W_0 (m^3)$.

Dòng chảy chuẩn đánh giá khả năng tiềm tàng của nguồn nước, dòng chảy chuẩn càng lớn, lượng nước càng phong phú.

2. *Thời đoạn năm:*

Lượng dòng chảy chảy qua mặt cắt của ra trong thời gian một năm gọi là lượng dòng chảy năm, biểu diễn dưới dạng lưu lượng là lưu lượng bình quân năm. Lượng dòng chảy năm là một trong các đặc trưng quan trọng khi tính toán thiết kế công trình thủy lợi. Ngoài khái niệm về năm lịch như đã biết, trong thủy văn công trình còn dùng các loại năm sau:

a) Năm thủy văn: Là năm có thời gian bắt đầu là đầu mùa lũ và kết thúc vào cuối mùa cạn đầu mùa lũ năm kế tiếp. Như vậy với năm thủy văn lượng dòng chảy (mật) sinh ra

sẽ chảy hết qua một cái cửa ra năm đó. Do sự dao động của thời điểm bắt đầu mùa lũ hàng năm thay đổi nên năm thủy văn sẽ không ổn định khó xác định. Trên thực tế người ta lấy năm thủy văn thống nhất cho tất cả các năm và được xác định như sau:

– Mùa lũ bao gồm những tháng liên tục có lượng dòng chảy vượt 8,3% lượng dòng chảy năm (có nghĩa là lưu lượng bình quân tháng lớn hơn lưu lượng bình quân năm) với xác suất xuất hiện vượt 50%.

– Mùa cạn bao gồm những tháng còn lại trong năm.

b) Năm thủy lợi: là năm có thời gian bắt đầu khi lượng nước đến lớn hơn lượng nước yêu cầu (lượng nước dùng).

Khái niệm này được dùng khi tính toán điều tiết dòng chảy bằng kho nước. Qua thực tế thấy rằng năm thủy lợi hầu như là trùng với năm thủy văn.

Do tính chu kỳ của năm khí hậu và sự phân chia các mùa trong năm người ta quan tâm đến sự phân bố của lượng dòng chảy trong năm gọi là phân phối dòng chảy trong năm.

Tương tự, để phục vụ cho việc tính toán lượng dòng chảy từ mưa và tính toán cân bằng nước người ta cũng tính toán lượng mưa năm, mưa vụ và bốc hơi.

3) Thời đoạn ngắn: Khi tính toán thiết kế công trình ngoài việc tính toán lượng dòng chảy năm, lượng dòng chảy bình quân nhiều năm người ta còn quan tâm đến lượng dòng chảy trong thời đoạn ngắn hơn nhất là những thời đoạn mà dòng chảy đạt cực trị như lũ, kiệt. Khi thiết kế một công trình thủy lợi mối quan tâm lớn nhất là bảo đảm an toàn cho công trình không bị lũ phá hoại, đồng thời cũng không bị gián đoạn cấp nước khi lượng dòng chảy đến công trình đạt cực tiểu. Để tính lũ từ mưa, những vấn đề mưa thời đoạn ngắn như cường độ mưa, lượng mưa 1,3,5,7 ngày v.v... cũng là những vấn đề đề cập đến của chương này.

Các ĐTTVTK được lựa chọn sẽ là cơ sở để xác định quy mô kích thước công trình, việc lựa chọn hợp lý các trị số đó sẽ mang lại hiệu quả rõ ràng về kinh tế, mức độ an toàn và mức bảo đảm cấp nước của công trình. ĐTTVTK thiên lớn, quy mô kích thước công trình lớn đầu tư lớn sẽ gây lãng phí, ngược lại, sẽ không bảo đảm an toàn, công trình dễ vỡ sẽ gây hậu quả cực kỳ nghiêm trọng. Vấn đề kinh tế và an toàn thường mâu thuẫn nhau, việc lựa chọn hợp lý quy mô kích thước công trình phải so sánh các phương án kinh tế khác nhau, nó phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố. Sự điều hòa về yêu cầu an toàn của công trình và giá thành của nó được xét chung vào tiêu chuẩn thiết kế của công trình, tùy theo cấp công trình và mức độ quan trọng của nó sẽ tương ứng với các tiêu chuẩn thiết kế khác nhau. Hiện nay tiêu chuẩn thiết kế công trình đều đánh giá trên cơ sở tần suất thiết kế, (bảng 5-1 đến 5-7) [1]. Vì vậy việc xác định các ĐTTVTK chính là xác định các đặc trưng thủy văn ứng với một tần suất thiết kế nào đó. Các phương pháp xác định các ĐTTVTK thường được sử dụng một hoặc kết hợp các phương pháp tính toán thủy văn sau đây:

1/ Phương pháp thống kê xác suất: Cơ sở lý luận đã trình bày trong chương III. Trình tự giải bài toán thống kê thủy văn là chọn mẫu, vẽ đường tần suất và tính toán các ĐTTVTK.

2/ Phương pháp phân tích nguyên nhân hình thành: Cơ sở lý luận đã trình bày trong chương II. Trong thực hành nó được phân chia cụ thể như sau:

a- Phương pháp lưu vực tương tự

b- Phương pháp tổng hợp địa lý

c- Phương pháp phân tích căn nguyên, mà xu hướng rất phát triển hiện nay là Mô hình hoá dòng chảy hay vẫn thường gọi là Mô hình toán thủy văn (có sở lý luận và ứng dụng đã trình bày trong chương IV), trường hợp đơn giản là áp dụng công thức kinh nghiệm và bán kinh nghiệm.

Việc chọn phương pháp nào trước tiên phải căn cứ vào lượng thông tin có được của đối tượng cần nghiên cứu (đó là tình hình số liệu quan trắc khí tượng thủy văn và mức độ nghiên cứu đánh giá nguồn nước), yêu cầu tính toán, công cụ sử dụng và kỹ năng thực hành.

Bảng 5-1: Cấp của các công trình dâng nước

Đập vật liệu địa phương			Đập bê tông và bê tông cốt thép, đá xây, kết cấu dưới nước của nhà trạm thủy điện, âu thuyền, công trình nâng tàu, tường chắn đất, và những công trình bê tông và bê tông cốt thép khác tham gia vào việc tạo tuyến áp lực			Cấp công trình
Dạng đất nền						
Đá	Cát sỏi, đất sét tầng ở trạng thái cứng và nửa cứng	Đất sét bão hòa nước ở trạng thái dẻo	Đá	Cát sỏi, đất sét tầng ở trạng thái cứng và nửa cứng	Đất sét bão hòa nước ở trạng thái dẻo	
Chiều cao công trình (m)						
≥ 100	> 75	> 50	>100	>50	>25	I
>70 + 100	> 35 + 75	> 25 + 50	> 60 + 100	> 25 + 50	> 20 + 25	II
>25 + 70	> 15 + 35	> 15 + 25	> 25 + 60	> 10++ 25	> 10 + 20	III
> 10 + 25	> 8 + 15	> 8 + 15	> 10 + 25	> 5 + 10	> 5 + 10	IV
≤ 10	≤ 8	≤ 8	≤ 10	≤ 5	≤ 5	V

Bảng 5 - 2: Cấp của các công trình thủy lợi.

Nhà máy thủy điện có công suất. (10 ³ kW)	Hệ thống thủy nông (10 ³ ha)		Công trình cấp nước cơ lưu lượng. (m ³ /s)	Cấp công trình lâu dài	
	Tưới	Tiêu		Chủ yếu	Thứ yếu
> 300 + 1000				I	III
> 50 + 300	> 50	> 50	> 15 + 20	II	III
> 2 + 50	> 10 + 50	> + 50	> 5 + 15	III	IV
> 0,2 + 2	> 2 + 10	> 2 + 10	> 1 + 5	IV	IV
≤ 0,2	≤ 2	≤ 2	≤ 1	V	V

Bảng 5.5: Tần suất thiết kế mực nước lớn nhất ngoài sông khai thác

Cấp công trình	Tần suất mực nước lớn nhất ngoài sông khai thác (%)	
	Tự chảy	Động lực
I, II, III, IV và V	10%	10%

Bảng 5-3: Mức đảm bảo của các công trình thủy lợi phục vụ cho các ngành kinh tế

Đối tượng phục vụ của công trình	Mức bảo đảm (%) theo cấp công trình					Chỉ tiêu và điều kiện thể hiện
	I	II	III	IV	V	
Tuổi ruộng	75	75	75	75	75	- Hệ số tuổi của hệ thống ứng với mô hình mua tới vụ điển hình có tần suất tính toán $p = 75\%$. Lượng nước đến thỏa mãn yêu cầu dùng nước của hệ thống và các yêu cầu của các hộ hiện có ở hạ du. — Hệ số tiêu của hệ thống ứng với mô hình mua tiêu của từng thời đoạn điển hình có tần suất tính toán $p = 20 + 10\%$ đảm bảo cây trồng không bị giảm sản lượng. Tần suất bảo đảm quyết định chọn tùy thuộc qui mô của hệ thống tiêu, khả năng tiêu thuận lợi của khu vực, khả năng đảm bảo của thiết bị, tiền vốn v.v... do cơ quan thiết kế xét và đề nghị mức bảo đảm. Biểu đồ phụ tải ngày điển hình. Trong những năm bị phá hoại thì trị số công suất hoặc diện lượng giảm sút không được vượt quá 25% trị số định mức. Tổng thời gian biểu đồ phụ tải bị phá hoại trong năm không được vượt quá 8 tháng. Khi phát điện theo chế độ tuổi, có thể điều chỉnh biểu đồ dùng nước hoặc thay đổi chút ít để đảm bảo tính hợp lý của trạm thủy điện. - Lưu lượng cấp tính toán của nguồn nước mặt là trung bình ngày hoặc trung bình tháng; + Khi xác định mức bảo đảm, cần căn cứ yêu cầu cụ thể của hộ dùng nước được qui định
Tiêu cho nông nghiệp	80 + 90					
Phát điện	90	90	85	85	85	
a) hộ độc lập						
b) Sử dụng nước tưới	— Theo chế độ tuổi —					
Cấp nước:						
a) Không cho phép gián đoạn hoặc giảm yêu cầu cấp nước	95	95	95	95	95	
b) Không cho phép gián đoạn nhưng giảm yêu cầu cấp nước	90	90	90	90	90	
c) Cho phép gián đoạn thời gian ngắn và giảm yêu cầu cấp nước	80	80	80	80	80	

Bảng 5-4: Tần suất thiết kế lưu lượng và mực nước lớn nhất đối với công trình lâu dài trên sông.

Cấp công trình	Tần suất lưu lượng, mực nước lớn nhất để tính ổn định, kết cấu công trình (%)
I	0,10
II	0,50
III	1,00
IV	1,50
V	2,00

Bảng 5-6: Tần suất thiết kế lưu lượng, mực nước lớn nhất để thiết kế các công trình tạm phục vụ công tác dẫn dòng.

Cấp công trình	Tần suất lưu lượng, mực nước lớn nhất khi công trình đầu mới hoàn thành (%)	
	Trong 1 mùa khô	≥ 2 mùa khô
I	10%	5%
II	10%	5%
III	10%	10%
IV	10%	10%
V	10%	10%

Bảng 5-7: Tần suất thiết kế lưu lượng lớn nhất để thiết kế lắp dòng.

Cấp công trình	Tần suất lưu lượng lớn nhất để thiết kế lắp dòng (%)
I	5%
II	5%
III	10%
IV	10%
V	10%

5-2. TÍNH TOÁN DÒNG CHÁY NĂM THIẾT KẾ

Ở tiết 5-1 đã nêu định nghĩa về dòng chảy năm. Lượng dòng chảy năm ứng với tần suất thiết kế gọi là lượng dòng chảy năm thiết kế (DCNTK)

Lượng dòng chảy năm được biểu thị dưới các đại lượng sau:

- Tổng lượng dòng chảy năm W (m^3)
- Lưu lượng bình quân năm Q (m^3/s)
- Môđun dòng chảy năm M ($l/s \cdot km^2$)
- Lớp dòng chảy năm y (mm)
- Hệ số dòng chảy năm α .

Sự chuyển đổi giữa các đại lượng trên đã nêu ở chương 2

Tần suất thiết kế P được xác định theo bảng (5 - 3). Tùy theo lượng thông tin có được của lưu vực nghiên cứu, xác định lượng DCNTK được chia thành trường hợp sau:

5- 2- 1. Trường hợp có nhiều tài liệu đo đạc thủy văn.

Lưu vực ứng với tuyến công trình cần tính toán thủy văn được gọi là lưu vực nghiên cứu (LVNC). Khi tuyến trạm thủy văn không trùng với tuyến công trình nhưng diện tích lưu vực không chênh nhau quá 5% thì có thể sử dụng trực tiếp tài liệu quan trắc dòng chảy của trạm thủy văn để tính cho tuyến công trình và gọi là trạm tính toán. Trường hợp ngược lại (hai diện tích chênh nhau quá 5%), việc chuyển các thông số thống kê từ trạm thủy văn về tuyến công trình phải có hiệu chỉnh diện tích bằng phương pháp nội suy địa lý (như trường hợp không có tài liệu) và lúc này lưu vực ứng với tuyến trạm thủy văn đóng vai trò là lưu vực tương tự (LVTT).

Khi trạm tính toán có biệt quan trắc dài và đại biểu, việc xác định lượng DCNTK theo đúng trình tự giải bài toán thống kê thủy văn.

Tính đại biểu của liệt dòng chảy năm của trạm tính toán được đánh theo những cách sau đây [2]:

1/ - Theo sai số quân phương tương đối của các thông số thống kê:

$$\varepsilon_{Q_0} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \cdot 100\% \quad (5-1)$$

$$\varepsilon_{cv} = \frac{\sqrt{1 + C_v^2}}{\sqrt{2n}} \cdot 100\% \quad (5-2)$$

Trong đó : Q_0 là dòng chảy chuẩn (trị số trung bình nhiều năm)

C_v là hệ số phân tán dòng chảy năm

n là dung lượng mẫu

Nếu các sai số này nhỏ hơn sai số cho phép thì được coi là đủ tính đại biểu [2].

Từ đây cũng có thể rút ra số năm cần thiết để tính dòng chảy chuẩn và hệ số biến động không vượt quá sai số cho phép.

2/ - Bằng cách so sánh dòng chảy trong thời kỳ ngắn (n năm) và thời kỳ dài (N năm) của trạm gốc.

Trạm gốc (hoặc vẫn thường gọi là trạm tương tự) là trạm thủy văn của LVTT có tài liệu đo đạc dài (N năm) và có thời gian đo đạc song song với trạm tính toán của LVNC (n năm).

Sự trùng nhau giữa các đường tần suất kinh nghiệm

và các thông số thống kê xây dựng trong thời kỳ n và N năm của trạm gốc sẽ phản ánh tính đại biểu của thời kỳ đo đạc của trạm tính toán.

3/ - Sử dụng đường lũy tích sai chuẩn của trạm gốc:

Phương trình của đường lũy tích sai chuẩn là:

$$S_m = \sum_{i=1}^m (K_i - 1) \quad (5-3)$$

$$\text{Trong đó: } K_i = \frac{Q_i}{Q_0}$$

Q_i là lưu lượng bình quân năm thứ i

S_m là giá trị độ lệch lũy tích của đường lũy tích sai chuẩn tính đến năm thứ m

Tính đại biểu của liệt quan trắc (n năm) được biểu thị bằng hệ số K_{cp} :

$$K_{cp} = 1 + dcp \quad (5-4)$$

Ở đây dcp là gia số độ lệch tính theo công thức:

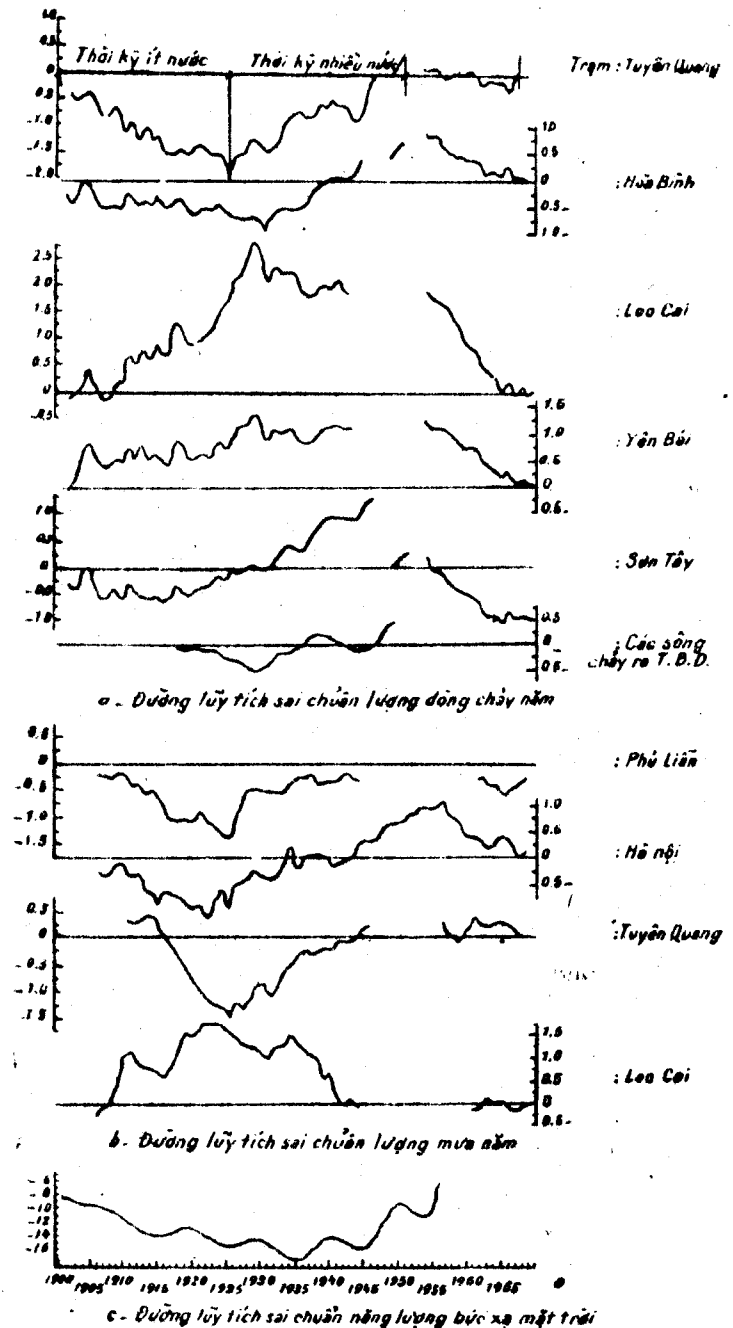
$$dcp = \frac{S_c - S_d}{n} \quad (5-5)$$

Trong đó S_d và S_c là giá trị độ lệch lũy tích tính đến năm đầu và năm cuối của thời kỳ đo đạc.

- Khi $K_{cp} = 1$ thì thời kỳ đo đạc của trạm tính toán là đại biểu.

- Khi $K_{cp} > 1$ thì thời kỳ đo đạc có lượng dòng chảy thiên lớn.

- Khi $K_{cp} < 1$ thì thời kỳ đo đạc có lượng dòng chảy thiên nhỏ.



Hình 5-1

Đường lũy tích hiệu số (sai chuẩn) dòng chảy (a) mưa (b) và hệ số Volf (c).

Khi giải bài toán thống kê thủy văn để xác định lượng DCNTK cần lưu ý mấy điểm sau:

– Tần suất kinh nghiệm tính theo công thức số giữa của Trêgôdaev:

$$P = \frac{m - 0,3}{n + 0,4} \cdot 100\%$$

– Sử dụng dạng phân phối xác suất PIII

Các số liệu về dòng chảy năm ở một số lưu vực được dẫn trong bảng (5-8) và (5-9).

Bảng 5-8. Lượng dòng chảy mặt của các sông [18]

Thứ tự	Hệ thống sông	Diện tích lưu vực km ²		Chiều dài sông km		Lượng nước sông	
		Toàn bộ	Trong nước	Toàn bộ	Trong nước	Toàn bộ	Trong nước
1	Bằng Kỳ Cùng	12880	10902	249	243	7,22 17,6	6,52 19
2	Hồng Thái Bình	168700	86500	1126	556	122 22,8	77,8 28
3	Mã – Chu	28400	17600	512	410	20,1 22,3	15,76 28,2
4	Cả	27200	17730	530	360	24,2 28	19,46 34,6
5	Thu Bồn	10500	10500	205	205	19,3 58	19,3 58
6	Ba	13800	13800	388	388	10,56 23,6	10,56 23,6
7	Đồng Nai	42665	37400	635	635	30,6 22,6	29,2 24,6
8	Mê Kông	795000	71000	4200	230	520,6	20,6
	Cả nước	331689				880	325 30,9

+ Không tính ở Tây Nguyên

8,92 : Lượng nước km³/năm

20 : Môđun dòng chảy năm l/s. km²

Từ đây có nhận xét rằng: nguồn nước của hệ thống sông Hồng khá phong phú và thay đổi từ 16 đến 35 l/s – km², mức độ biến động dòng chảy hàng năm tương đối nhỏ (Cv = 0,16 + 0,22) và giảm khi F tăng lên, đường tần suất dòng chảy năm thường có C_s = 2 Cv.

Bảng 5-9: Dòng chảy năm của một số lưu vực thuộc hệ thống sông Hồng

T.T	Tuyến thủy văn	Sông	F (km ²)	M ₀ (l/s – km ²)	Q ₀ (m ³ /s)	Cv	Cs
1	Sơn – tây	Hồng	143600	26,6	3820	0,17	0,34
2	Yên – bá	Thao	48000	17,4	834	0,19	0,38
3	Lào – cai	–	41000	14,2	581		
4	Hòa – bình	Đà	51800	34,6	1790	0,16	0,32
5	Tạ – bú	–	45900	34,8	1600	0,17	0,34
6	Lai – châu	–	33800	35,2	1190	0,20	0,40
7	Phù – ninh	Lô	37000	27,0	999	0,17	0,34
8	Tuyên – quang	–	29800	24,6	734	0,19	0,38
9	Hàm – yên	–	11900	31,1	370	0,16	0,32
10	Hà Giang	–	8260	20,5	169	0,21	0,42
11	Thái – hà	Chảy	6170	30,8	190	0,19	0,38
12	Chiêm – hóa	Gấm	1650	21,5	355	0,19	0,38
13	Bảo – lạc	–	4050	16,0	65,1	0,22	0,44

Bảng 5-10: Hệ số hiệu chỉnh khi tính dòng chảy chuẩn từ bản đồ M₀

F(km ²)	> 100	100 + 50	50 + 10	< 10
K	1	0,9 + 0,95	0,8 + 0,9	0,75 + 0,8

5 - 2- 2. Trường hợp có ít tài liệu đo đạc thủy văn.

Khi liệt quan trắc ngắn và không đủ tính đại biểu để xác định DCNTK về nguyên tắc cần tiến hành kéo dài tài liệu dòng chảy năm của trạm tính toán. Việc kéo dài này được thực hiện nhờ các mô hình toán thủy văn hoặc phân tích tương quan.

Ở đây sẽ giới thiệu cách làm thứ hai, liệt dòng chảy năm được kéo dài từ phân tích tương quan dòng chảy năm giữa trạm tính toán với trạm gốc hoặc với lượng mưa năm của trạm đại biểu.

Điều quan trọng trước tiên là chọn lưu vực tương tự, tiêu chuẩn để lựa chọn là:

- Sự tương tự về điều kiện khí hậu
- Các điều kiện về địa hình, địa chất, thổ nhưỡng, mức độ che phủ của rừng và mức độ khai phá lưu vực gần như nhau v.v...
- Diện tích lưu vực không nên chênh nhau quá 5 đến 10 lần
- Chất lượng tài liệu tốt, thời kỳ đo đạc khá dài
- Có ít nhất 6 cặp điểm quan trắc đồng bộ và phải không chế được 70 + 80% biên

độ giao dòng chảy năm của sông tương tự.

– Đường quan hệ có đa số điểm không vượt xa đường trung bình quá 15% và có hệ số tương quan $\gamma \geq 0,8$.

Nếu dùng phương pháp kéo dài trực tiếp, trước tiên là phân tích tương quan để kéo dài tài liệu dòng chảy năm của trạm tính toán, sau đó việc tính toán sẽ trở về trường hợp có nhiều tài liệu đo đạc thủy văn. Khi kéo dài trực tiếp thì số năm được bổ sung không nên vượt quá 1/3 số năm của liệt tài liệu tính toán. Khi số năm được bổ sung nhiều thì nên dùng phương pháp kéo dài gián tiếp.

Nếu dùng phương pháp kéo dài gián tiếp, tức là từ việc phân tích tương quan người ta thiết lập được các công thức để có thể chuyển hóa các tham số thống kê dòng chảy năm của trạm tính toán đến thời kỳ nhiều năm (mà không cần tính từng trị số để bổ sung kéo dài liệt số dòng chảy năm của trạm tính toán như phương pháp kéo dài trực tiếp).

Theo phương pháp này có hai cách làm cụ thể sau:

1) Phương pháp đồ giải:

Tùy theo mối quan hệ tương quan giữa dòng chảy năm của trạm tính toán và trạm gốc mà chia thành 2 trường hợp sau:

a- Tương quan tuyến tính:

Trị số M_0 được xác định trực tiếp trên đồ thị hoặc phương trình hồi quy tương ứng với M_{0a} .

Trị số C_v được xác định theo công thức:

$$C_v = C_{va} \cdot \frac{M_{0a}}{M_0} \cdot \text{tg} \alpha \quad (5-4)$$

Trong đó:

- Chỉ số a là chỉ LVTT (trạm gốc)
- α là góc giữa đường quan hệ với trục biểu thị dòng chảy của LVTT.

Trị số $C_s = m \cdot C_v$ với m mượn của LVTT hoặc có thể lấy $m = 2$

Ghi chú: Khi vẽ tương quan dòng chảy năm có thể vẽ thêm các điểm tương quan dòng chảy mùa để giúp cho việc định đường tương quan được thuận lợi hơn.

b- Tương quan phi tuyến:

Từ đường quan hệ xác định 3 trị số Q_5 , Q_{50} và Q_{95} của trạm tính toán tương ứng với 3 trị số Q_{5a} , Q_{50a} và Q_{95a} (các lưu lượng bình quân năm ứng với tần suất 5%, 50% và 95% của trạm gốc). Tiếp đó xác định các thông số thống kê Q_0 , C_v và C_s của đường tần suất hoàn toàn giống như phương pháp 3 điểm.

2) – Phương pháp giải tích:

Khi mối quan hệ là tuyến tính thì các tham số thống kê có thể xác định một cách khách quan từ phương trình hồi quy:

$$Q_0 = \bar{Q}_n + \gamma \cdot \frac{\sigma_N}{\sigma_{Na}} (Q_{0a} - \bar{Q}_{na}) \quad (5-5)$$

Trong đó:

- γ là hệ số tương quan
- n là số năm quan trắc song song
- N là số năm có tài liệu dài của LVTT
- $\bar{Q}_n$ và $\bar{Q}_{na}$ là trị số bình quân trong thời kỳ ngắn (n năm) của LVNC và LVTT.
- Trị số khoảng lệch quần phương của LVNC được chuyển hóa về thời kỳ nhiều năm theo công thức:

$$\sigma_N = \frac{\sigma_n}{\sqrt{1 - \gamma \left(1 - \frac{\sigma_{na}^2}{\sigma_{Na}^2}\right)}} \quad (5-6)$$

Từ đó có $C_v = \frac{\sigma_N}{Q_0}$

- Trị số $C_s = m \cdot C_v$ với m chọn theo lưu vực tương tự hoặc có thể lấy $m = 2$.

5-2-3. Trường hợp không có tài liệu đo đạc thủy văn

Khi lưu vực nghiên cứu không có tài liệu đo đạc dòng chảy (hoặc có rất ít tài liệu đo đạc không thể kéo dài và cũng không thể bổ sung từ mưa, hoặc tuyến trạm thủy văn không trùng với tuyến công trình và có chênh lệch diện tích vượt quá 5%), để xác định DCNTK ngoài việc sử dụng các mô hình toán thủy văn tính dòng chảy từ mưa và bốc hơi đã giới thiệu ở chương 4 còn dùng các phương pháp gián tiếp. Ở đây sẽ giới thiệu cách làm thứ hai này.

1) Xác định dòng chảy chuẩn:

Để xác định dòng chảy bình quân nhiều năm có thể sử dụng một trong các phương pháp sau đây:

a- Phương pháp lưu vực tương tự

Khi có khả năng chọn được LVTT thì có thể xác định dòng chảy của LVNC bằng cách mượn hệ số dòng chảy của LVTT α_{0a} :

$$y_0 = \alpha_{0a} \cdot X_0$$

Trong đó X_0 là lượng mưa bình quân nhiều năm rơi trên LVNC.

Cũng có thể mượn mô-đun dòng chảy của LVTT, nếu mượn nguyên thì

$$M_0 = M_{0a}$$

nếu mượn có hiệu chỉnh thì:

$$M_0 = K \cdot M_{0a}$$

Trong đó K là hệ số hiệu chỉnh theo các điều kiện khí hậu hoặc mật độ. Xin dẫn ra một cách hiệu chỉnh [10]: qua khảo sát quan hệ $M_o \sim F$ thấy M_o có xu thế tăng dần theo F đến khoảng $100 + 200 \text{ km}^2$, sau đó lại có xu thế giảm theo diện tích. Quy luật này có thể giải thích như sau: Khi F tăng thì khả năng cát nước ngầm của lưu vực tăng lên, do đó M_o tăng, cho đến khi lòng sông cát hết các mạch nước ngầm thì M_o bắt đầu giảm theo quy luật triết giảm chung của lớp nước bình quân theo diện tích. Bởi vậy khi LVNC có $F < 100 \text{ km}^2$ đã đề nghị hệ số hiệu chỉnh:

$$K = \left(\frac{F}{F_a} \right)^n \quad (5-7)$$

trong đó $n = 0,20 + 0,25$

b. Phương pháp nội suy địa lý

Khi có bản đồ đẳng trị M_o (hoặc y_o) thì cần xác định vị trí của LVNC trên bản đồ. Nếu LVNC cắt nhiều đường đẳng trị thì tính M_o theo công thức:

$$M_o = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{M_{oi} + M_{oi+1}}{2} \cdot f_i}{F}$$

Trong đó f_i là diện tích bộ phận thuộc lưu vực và nằm giữa 2 đường đẳng trị M_{oi} và M_{oi+1} .

Trường hợp LVNC không cắt đường đẳng trị nào thì căn cứ vào trọng tâm của lưu vực và nội suy giữa 2 đường đẳng trị gần nhất.

Vì bản đồ M_o được vẽ từ các lưu vực có tài liệu dòng chảy, mà các lưu vực này thường lớn ($F > 100 \text{ km}^2$), do đó cũng như trên cần phải hiệu chỉnh:

$$M_o = M_{obd} \cdot \left(\frac{F}{100} \right)^n \quad (5-8)$$

trong đó M_{obd} là trị số trực tiếp tính từ bản đồ M_o .

Cũng có thể xác định hệ số hiệu chỉnh theo bảng (5-10).

Các công thức (5-7) và (5-8) chỉ mang tính chất gần đúng, thiên về việc đảm bảo an toàn trong thiết kế. Khi vận dụng cho mỗi lưu vực cụ thể cần tùy tình hình thực tế mà xem xét cho hợp lý.

c. Phương pháp công thức kinh nghiệm.

Trong thực tế các công thức kinh nghiệm đều được xây dựng theo quan hệ mưa - dòng chảy, quan hệ này có 2 dạng như sau:

$$y_o = a (X_o - b) \quad (5-9)$$

$$y_o = \left\{ 1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{X_o}{Z_o} \right)^n \right]^{1/n}} \right\} \cdot X_o \quad (5-10)$$

Trong đó :

- Z_o là khả năng bốc hơi lớn nhất của lưu vực (mm)
- a, b, n là các tham số biến đổi theo vùng (xác định theo [2])

d- Sử dụng phương trình cân bằng nước:

$$y_o = X_o - Z_o \quad (5-11)$$

2- Xác định hệ số phân tán

Trong tính toán hiện nay thường sử dụng các công thức kinh nghiệm để xác định hệ số phân tán dòng chảy năm C_v :

$$C_v = \frac{A'}{M_o^{0,4} \cdot (F + 1)^{0,08}} \quad (5-12)$$

$$C_v = a - 0,063 \lg(F + 1) \quad (5-13)$$

$$C_v = \frac{C_{vx}}{\alpha_o^m} \quad (5-14)$$

Trong đó:

- C_{vx} là hệ số phân tán lượng mưa năm
- A' , a, m là các tham số được xác định theo các bản đồ phân vùng thủy văn (bảng 5-11) hoặc mượn của LVTT (xác định theo [2])

Bảng 5-11 Thông số A' trong công thức C_v

Ký hiệu	Khu vực	A'
I	Bắc Tây Bắc	1,10
II	Mộc Châu Sơn La Hữu nghị sông Hồng	1,30
III	Việt Bắc	1,60
IV	Đông bắc Tây Thanh Nghệ	2,0
V	Trường sơn bắc	2,20
VI	Quảng Ninh Tây Hà Tĩnh	2,60

Từ các công thức trên dễ dàng nhận thấy rằng : trị số C_v sẽ giảm khi F tăng lên, C_v cũng giảm theo mức độ tăng độ ẩm ướt và tỷ lệ thuận với mức độ phân tán của lượng mưa năm.

3) Xác định hệ số thiên lệch.

Hệ số thiên lệch C_s được xác định theo tỷ số giữa tham số này với C_v của LVTT hoặc theo tỷ số chung của các sông trong khu vực. Trong trường hợp không thể xác định được tỷ số đó theo nhóm sông tương tự có thể lấy $C_s = 2C_v$.

Sau khi đã xác định được các thông số thống kê (Q_0 , C_v , C_s), sử dụng phân phối xác suất PIII và ứng với tần suất thiết kế P sẽ tính được lượng DCNTK của LVNC.

5-3. XÁC ĐỊNH PHÂN PHỐI DÒNG CHẢY NĂM THIẾT KẾ

Sự thay đổi của dòng chảy trong 1 năm được gọi là phân phối dòng chảy trong năm (PPDCN). PPDCN là một đặc trưng quan trọng mô tả chế độ dòng chảy sông ngòi, nó quyết định biện pháp và qui mô kích thước của các công trình thủy lợi, đặc biệt là công trình kho nước.

PPDCN có thể biểu thị theo 2 cách như sau:

1/ Theo đường quá trình lưu lượng bình quân tháng (hoặc tuần, ngày, mùa) và ký hiệu là ($Q \sim t$):

Trình tự thời gian t của ($Q \sim t$) có thể là năm lịch hoặc năm thủy văn, nhưng thường dùng là năm thủy văn.

Khi thời đoạn tính bình quân của ($Q \sim t$) càng nhỏ (ngày, tuần) thì khả năng biểu thị sự thay đổi dòng chảy trong năm càng rõ, nhưng việc tính toán sẽ phức tạp và khó khái quát hóa khi so sánh để phân loại hoặc phân vùng. Để phục vụ cho việc thiết kế và quản lý vận hành các công trình thủy lợi thường sử dụng thời đoạn tính bình quân là tháng.

PPDCN ($Q \sim t$) (hoặc tương ứng với ($Q \sim t$) là ($W \sim t$)), là biểu thị theo giá trị tuyệt đối của dòng chảy theo trình tự thời gian trong năm. Để so sánh PPDCN giữa các năm của một lưu vực hoặc giữa các lưu vực khác nhau cần thiết phải biểu thị theo giá trị tương đối, tức là sự đóng góp theo phần trăm của các thời đoạn so với toàn năm và ký hiệu là ($K \sim t$).

$$\text{Trong đó: } K_i = \frac{W_i}{W} \times 100\% = \frac{Q_i}{12.Q} \times 100\%$$

W_i là lượng dòng chảy của tháng thứ i trong năm

W là lượng dòng chảy năm.

Q_i là lưu lượng bình quân tháng thứ i trong năm

Q là lưu lượng bình quân năm.

2/ - Theo đường duy trì lưu lượng bình quân ngày:

Đường này không biểu thị sự thay đổi của dòng chảy trong năm theo trình tự thời gian mà biểu thị mối quan hệ giữa lưu lượng bình quân ngày với thời gian duy trì nó trong năm.

Theo giới hạn nghiên cứu của môn học sẽ chỉ xét PPDCN theo đường quá trình lưu lượng bình quân tháng.

Dòng chảy sông ngòi thiên nhiên luôn luôn thay đổi theo thời gian. Do sự chuyển động quay của quả đất quanh mặt trời đã tạo ra tính chu kỳ của sự thay đổi dòng chảy với thời đoạn năm. Qua khảo sát thấy rằng, cùng với sự thay đổi dòng chảy hàng năm thì PPDCN trong từng năm là rất không đều và của các năm khác nhau là rất khác nhau. Với sông Hồng, lượng dòng chảy của 5 tháng mùa lũ (từ tháng VI đến tháng X) so với toàn năm trung bình chiếm từ 71% đến 80%, năm lớn nhất tới 86,3% và năm nhỏ nhất chỉ còn 57,6%, tháng có dòng chảy lớn nhất và nhỏ nhất chênh nhau hàng chục lần và dạng phân phối bất lợi lại rơi vào những năm nhiều nước, dòng chảy mùa lũ do những trận mưa trong mùa kế tiếp nhau sinh ra nên quy luật về lũ sớm và lũ muộn rất mờ nhạt, dạng phân phối dòng chảy trong mùa lũ rất không ổn định. Đây là đặc điểm của chế độ thủy văn các sông vùng nhiệt đới gió mùa và sẽ hình thành quan điểm tính toán phù hợp với quy luật khách quan này.

Để đánh giá mức độ thay đổi của dòng chảy trong năm có thể sử dụng hệ số phân phối K_p [8]:

$$K_p = \frac{\sum_{i=1}^{12} |K_i - 8,3|}{8,3} \quad (5-15)$$

Trị số 8,3 biểu thị sự đóng góp trung bình của mỗi tháng so với toàn năm.

Khi $K_p = 0$ là trường hợp điều hòa lý tưởng (dòng chảy không thay đổi trong năm).

Khi $K_p = 22$ là trường hợp cực đoan nhất của sự phân phối dòng chảy trong năm (lượng dòng chảy cả năm dồn vào trong 1 tháng)

Hình 5-1a [17] cho biết thời gian bắt đầu và kết thúc mùa lũ và lượng phân phối dòng chảy bình quân mùa lũ của các sông vừa và lớn

Để nghiên cứu chế độ thủy văn và phân vùng PPDCN sẽ sử dụng dạng phân phối trung bình nhiều năm hoặc nhóm năm.

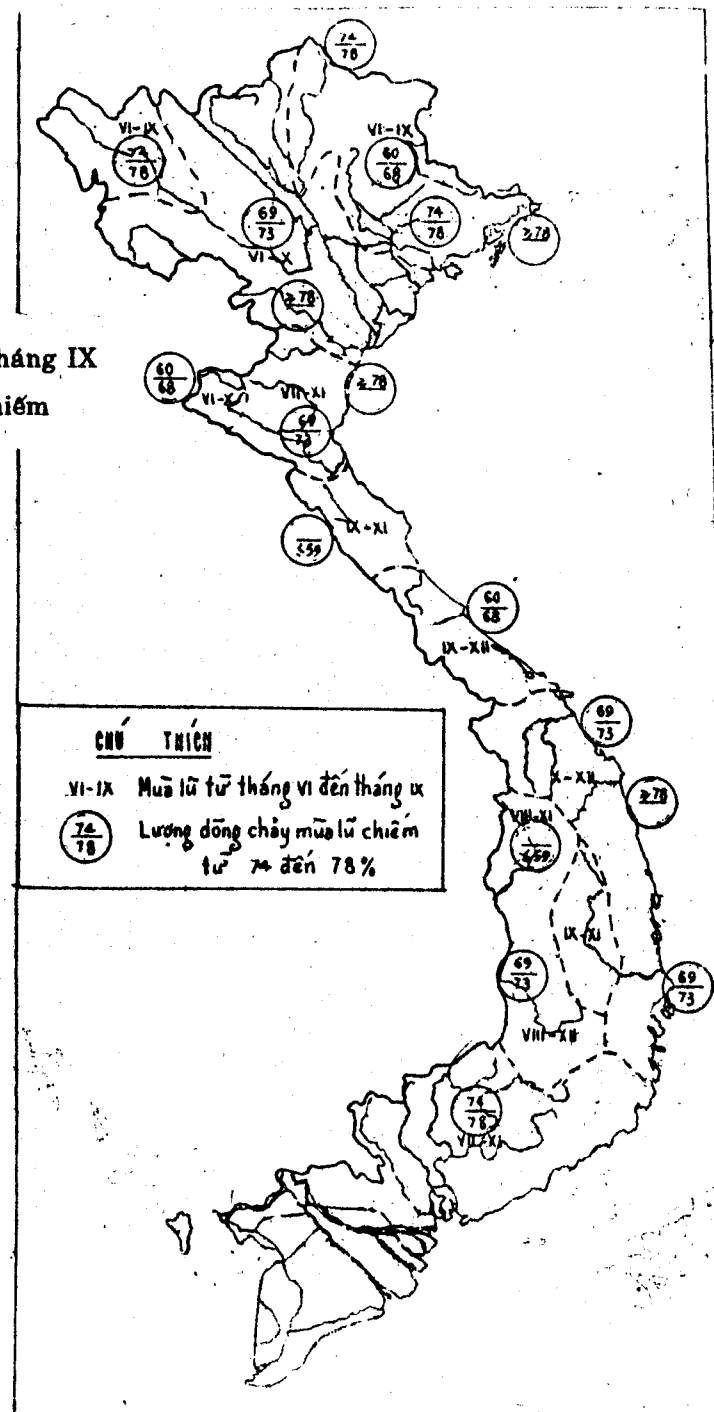
Với những công trình quan trọng và trạm tính toán có thời gian đo đạc dài, xu hướng chung hiện nay khi tính toán thủy văn công trình đã đề nghị sử dụng toàn liệt, thậm chí sử dụng biệt tài liệu đã được mô hình hóa tới hàng ngàn hoặc hàng vạn năm. Nhưng thông thường trong tính toán thiết kế và quản lý vận hành các công trình thủy lợi vẫn sử dụng PPDCN của 1 năm hoặc một số năm đặc trưng nào đó để làm căn cứ tính toán. PPDCN của năm được chọn này gọi là PPDCN thiết kế, ký hiệu là ($Q \sim t$)_{TK} hoặc ($K \sim t$)_{TK}.

Cũng giống như khi tính lượng DCNTK, phương pháp xác định PPDCN thiết kế được chia ra các trường hợp theo tình hình số liệu quan trắc thủy văn của trạm tính toán.

5-3-1. Xác định ($Q \sim t$)_{TK} khi có nhiều tài liệu.

1- Phương pháp năm điển hình:

Qua khảo sát thấy rằng PPDCN ít nhiều có quan hệ với lượng dòng chảy đến trong năm đó, do đó có thể chọn những dạng điển hình làm phân phối thiết kế. Ví dụ năm điển hình nhiều nước, năm điển hình ít nước. Cũng có thể chọn năm điển hình theo một tiêu chuẩn nào đó đã quy định sẵn, như không chế theo dòng chảy đến trong thời đoạn thiết kế (thời kỳ dùng nước căng thẳng) hoặc có dạng phân phối bất lợi.



Hình 5-1a

Năm điển hình là một năm được chọn từ trong số liệu thực đo và hình dạng phân phối của nó được sử dụng để xác định $(Q \sim t)_{TK}$. Vấn đề là chọn năm nào và cách qui dẫn (thu phóng) để có PPDCN thiết kế?

a- Chọn năm điển hình $(Q \sim t)_{dh}$

Phụ thuộc vào chế độ thủy văn của sông ngòi và mục đích tính toán mà có nhiều cách chọn năm điển hình khác nhau. Hiện nay, xu thế chung đề nghị khống chế chặt theo lượng nước đến của cả năm và lượng nước của mùa kiệt. Do vậy, trong liệt tài liệu thực đo phân tích chọn lấy một năm thỏa mãn đồng thời 2 điều kiện sau đây làm năm điển hình:

$$W_{dh} \approx W_p$$

$$W_{Kdh} \approx W_{Kp}$$

Trong đó W_{dh} và W_{Kdh} là tổng lượng dòng chảy năm và tổng lượng dòng chảy mùa kiệt năm điển hình; W_p và W_{Kp} là tổng lượng dòng chảy năm và tổng lượng dòng chảy mùa kiệt thiết kế.

Từ đây có đường quá trình dòng chảy của năm điển hình $(Q \sim t)_{dh}$.

b- Tiến hành thu phóng:

Để chuyển $(Q \sim t)_{dh}$ thành $(Q \sim t)_{TK}$ cần tiến hành thu phóng như sau;

- Lưu lượng (hoặc tổng lượng dòng chảy) của các tháng trong mùa kiệt:

$$Q_{iTK} = K_1 \cdot Q_{idh}$$

$$\text{Trong đó } K_1 = \frac{W_{Kp}}{W_{Kdh}} \quad (5-16)$$

- Lưu lượng (hoặc tổng lượng dòng chảy) của các tháng còn lại trong năm (mùa lũ):

$$Q_{iTK} = K_2 \cdot Q_{idh}$$

$$\text{Trong đó } K_2 = \frac{W_p - W_{Kp}}{W_{dh} - W_{Kdh}} \quad (5-17)$$

Như vậy đã xác định được PPDCN thiết kế $(Q \sim t)_{TK}$. Xin được dẫn ra mấy lời bàn thêm như sau:

1- Trong thực tế thấy rằng lượng dòng chảy năm và lượng dòng chảy kiệt của sông thường không có quan hệ với nhau hoặc nếu có thì các điểm tương quan cũng rất tản mạn, vì vậy ít có khả năng chọn được một năm thực đo thỏa mãn đồng thời cả 2 điều kiện nêu trên và cũng do đó mà các hệ số thu phóng K_1 và K_2 thường khác nhau nhiều. Nếu K_1 và K_2 khác nhau nhiều thì hình dạng phân phối của năm điển hình sẽ bị biến dạng nhiều khi quy dẫn về năm thiết kế và lúc đó sẽ không còn phù hợp với cơ sở của phương pháp này nữa (quá trình dòng chảy nhân tạo này có thể sẽ là dạng chưa xảy ra trong thực tế).

Trường hợp không chọn được năm điển hình thỏa mãn cả hai điều kiện trên thì có thể xử lý như sau:

- Khi phục vụ cho tính toán kho nước điều tiết mùa không sâu (tức nguồn nước trong sông dồi dào so với yêu cầu) thì chú ý khống chế điều kiện $W_{Kdh} \approx W_{Kp}$ để chọn năm điển

hình và khi quy dẫn về năm thiết kế chỉ thu phóng theo một hệ số

$$K_1 = \frac{W_{kp}}{W_{kdh}}$$

- Trường hợp ngược lại (với kho nước điều tiết mùa sâu) thì chú ý không chế điều kiện

$$W_{dh} \approx W_p \text{ và cũng thu phóng với một hệ số } K_3 = \frac{W_p}{W_{dh}}$$

2- Khi phục vụ cho việc xác định thành phần điều tiết năm của kho nước điều tiết nhiều năm thì năm điển hình là năm có lượng nước đến bằng lượng nước yêu cầu (W_q), có dạng phân phối bất lợi, là năm đứng trước hoặc cuối thời kỳ ít nước và cũng chỉ thu

$$\text{phóng theo một hệ số } K_4 = \frac{W_q}{W_{dh}}$$

3- Khi phục vụ cho việc vẽ biểu đồ điều phối để quản lý vận hành kho nước cần xác định PPDCN thiết kế cho cả một nhóm năm và phụ thuộc vào loại đường điều phối (xem [14]).

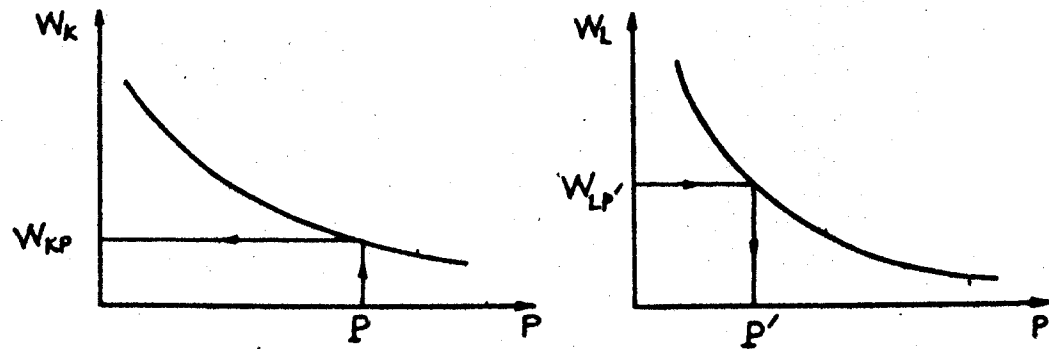
2. Phương pháp tổ hợp theo thời đoạn mùa của nhóm năm tính toán.

Với phương pháp năm điển hình thì năm điển hình có được chọn theo tiêu chuẩn nào cũng chỉ là một năm cá biệt nên còn nhiều ý kiến cho rằng PPDCN thiết kế được xác định theo phương pháp năm điển hình chưa đảm bảo tính chất khách quan. Cách khắc phục nhược điểm này là sử dụng dạng phân phối của một nhóm năm và tiêu biểu là phương pháp V.G. Andréanốp.

Trình tự tính toán như sau:

a- Xác định lượng dòng chảy mùa thiết kế

Tiến hành phân mùa, vẽ đường tần suất dòng chảy mùa lũ và mùa kiệt (hình 5-1) Dòng chảy mùa kiệt của năm thiết kế được tính tương ứng với tần suất thiết kế - W_{kp} .



Hình 5-1. Đường tần suất dòng chảy mùa của trạm tính toán.

Dòng chảy mùa lũ tính từ điều kiện cân bằng

$$W_{LP'} = W_p - W_{kp} \tag{5-18}$$

Tương ứng với $W_{LP'}$ sẽ tìm được tần suất xuất hiện P' , thực tế thường có $P' \neq P$.

b- Xác định nhóm năm tính toán cho từng mùa:

Sắp xếp biệt dòng chảy mùa theo thứ tự từ lớn đến nhỏ (như khi vẽ đường tần suất kinh nghiệm) và chia biệt này thành 3 nhóm năm:

- Nhóm năm nhiều nước ứng với tần suất $P < 33,3\%$
- Nhóm năm nước trung bình ứng với tần suất $P = 33,3 + 66,6\%$
- Nhóm năm ít nước ứng với tần suất $P > 66,6\%$.

Xác định nhóm năm tính toán cho mùa kiệt cân cứ vào tần suất P và cho mùa lũ cân cứ vào tần suất P' . Chú ý rằng các năm cụ thể thuộc nhóm năm tính toán cho mùa kiệt và mùa lũ thường là khác nhau.

c- Tính tỉ số phân phối của từng tháng so với lượng dòng chảy mùa từ nhóm năm tính toán theo cách lập bảng như sau:

Bảng (5-11): Xác định dạng phân phối trung bình thường gặp của nhóm năm tính toán cho mùa lũ

Thứ tự	Năm	Lượng dòng chảy mùa	Tháng nhiều nước thứ nhất		Tháng nhiều nước thứ hai		...
			Lượng dòng chảy	Tên tháng	Lượng dòng chảy	Tên tháng	
1	2	3	4	5	6	7	...
1	1971	WL_1	W_{11}	VIII	W_{12}	VII	...
2	1945	WL_2	W_{21}	VIII	W_{22}	VII	...
3	1969	WL_3	W_{31}	VII	W_{32}	VIII	...
.	.	.	.	.	.	.	...
.	.	.	.	.	.	.	...
.	.	.	.	.	.	.	...
.	.	.	.	.	.	.	...
m	1920	WL_m	W_{m1}	VIII	W_{m2}	VI	...
		C_m	C_1	VIII	C_2	VII	...

Giải thích bảng (5-11):

- Cột 1: nhóm năm tính toán cho mùa lũ gồm m năm, đã sắp xếp theo thứ tự từ lớn đến nhỏ (Khi vẽ đường tần suất ở trên).
- Cột 2: Tên năm tương ứng.
- Cột 3: W_L là lượng dòng chảy mùa lũ của năm thứ i (theo thứ tự đã sắp xếp).

$$C_m = \sum_{l=1}^m W_{Ll}$$

– Cột 4,6,8,...: $W_{i1}, W_{i2}, W_{i3}, \dots$ là lượng dòng chảy tháng nhiều nước thứ nhất, thứ hai, thứ ba, ... của năm thứ i.

$$C_1 = \sum_{l=1}^m w_{i1}$$

$$C_2 = \sum_{l=1}^m W_{i2}$$

$$C_3 = \sum_{l=1}^m W_{i3}$$

.....

– Cột 5,7,9, ...: tên các tháng tương ứng với cột 4, 6,8...

Tên tháng tương ứng ở hàng cuối cùng trong cột lấy theo tháng xuất hiện nhiều nhất.

Thí dụ cột 5 là tháng VIII, cột 7 là tháng VII, vv...

Từ đây có hệ số phân phối của tháng VIII là K_8

$$K_8 = \frac{C_1}{C_m}$$

Tương tự : $K_7 = \frac{C_2}{C_m}, \dots$

Vậy sẽ có quá trình $(K \sim t)_{TK}$ mùa lũ của năm thiết kế. Để dàng tính ra $(W \sim t)_{TK}$ hoặc $(Q \sim t)_{TK}$ mùa lũ của năm thiết kế.

Tương tự như trên lập tiếp bảng tính toán cho mùa kiệt.

Cuối cùng ghép lại ta sẽ có PPDCN thiết kế $(K \sim t)_{TK}$ (hoặc tương ứng là $(W \sim t)_{TK}$ và $(Q \sim t)_{TK}$).

Với cách làm trên thì các hệ số phân phối $K_8, K_7, \dots$ đã mang ý nghĩa là trị số trung bình thường gặp của nhóm năm tính toán. Do vậy $(K \sim t)_{TK}$ là dạng phân phối trung bình thường gặp và phương pháp V.G. Andréanốp còn có tên gọi là phương pháp trung bình thường gặp.

Ghi chú: 1 – Trong thực hành các bảng trên thường lập với các giá trị lưu lượng bình quân tháng. Lúc này cột 4,6,8,... là các $Q_{i1}, Q_{i2}, Q_{i3}, \dots$ và giá trị ở cột 3 là $Q_{ij} = \sum_{j=1}^{T_L} Q_{ij}$ (j là thứ tự các tháng thuộc mùa lũ của năm thứ i).

2 – Nhóm năm tính toán được chọn để xác định các hệ số phân phối không được ít hơn 5 năm.

3 – Trong một số tài liệu chuyên môn còn đề nghị không chế thời đoạn 3 tháng kiệt

nhất (gọi là mùa giới hạn). Lượng dòng chảy của thời đoạn này cũng được tính ứng với tần suất thiết kế P và lượng dòng chảy của các tháng còn lại trong mùa kiệt (gọi là mùa chuyển tiếp) được tính theo điều kiện cân bằng. Và lúc này, nếu dùng phương pháp V.G. Andréanốp sẽ phải chọn 3 nhóm năm tính toán cho mùa giới hạn, mùa chuyển tiếp và mùa lũ.

5-3-2. Xác định dòng chảy năm thiết kế khi không có tài liệu.

1 – *Mượn dạng phân phối dòng chảy năm thiết kế của lưu vực tương tự:*

Vấn đề quan trọng trước tiên là chọn lưu vực tương tự.

Khi đã chọn được LVTT thì tiến hành xác định PPDCN thiết kế của LVTT dưới dạng đường quá trình hệ số phân phối dòng chảy $(K \sim t)_{TK}$, sau đó mượn dạng phân phối thiết kế này để xác định PPDCN thiết kế của LVNC.

Việc xác định PPDCN thiết kế của LVTT có thể tiến hành theo phương pháp năm điển hình hoặc phương pháp V.G. Andréanốp như đã trình bày cụ thể ở trên.

Ghi chú: Lượng dòng chảy thiết kế trong mùa kiệt và mùa giới hạn của LVNC (không có tài liệu đo đạc thủy văn) có thể xác định như sau:

$$W_{kp} = K_{mk} \cdot W_p \quad (5-19)$$

$$W_{3KP} = K_{3k} \cdot W_p \quad (5-20)$$

Với K_{mk} và K_{3k} xác định theo LVTT:

$$K_{mk} = \frac{W_{kpa}}{W_{pa}}, \quad K_{3k} = \frac{W_{3KPa}}{W_{pa}}$$

Hoặc có thể xác định theo các công thức kinh nghiệm [2].

2. Theo dạng phân phối điển hình cho từng vùng.

Trên cơ sở phân tích quy luật về sự thay đổi dòng chảy trong năm trên toàn lãnh thổ đã tiến hành phân khu thủy văn, mỗi khu vực có một dạng phân phối điển hình cho các nhóm năm nhiều nước, nhóm năm trung bình và nhóm năm ít nước [2]. Để xác định PPDCN thiết kế cần xác định vị trí của LVNC trên bản đồ phân khu thủy văn và chọn dạng phân phối điển hình tương ứng.

5-3-3. Xác định phân phối dòng chảy năm thiết kế khi có ít tài liệu.

Nếu từ số năm đo đạc có khả năng chọn được một năm điển hình hoặc nhóm năm tính toán thì việc xác định PPDCN thiết kế giống như trường hợp có nhiều tài liệu. Để chọn được năm điển hình hoặc nhóm năm tính toán của LVNC phải dựa vào LVTT trên cơ sở phân tích nếu chọn được đúng những năm có tài liệu đo đạc song song ở hai lưu vực.

Nếu ngược lại thì sẽ làm như trường hợp không có tài liệu.

5-4. TÍNH TOÁN DÒNG CHẢY LŨ THIẾT KẾ

Lũ là một pha của chế độ dòng chảy sông ngòi có lượng cấp nước lớn nhất trong năm, nước sông dâng cao, dòng nước chảy nhanh, nước sông đổ ngẫu đo mang theo nhiều cát bùn, nếu vượt quá khả năng tải nước của lòng sông sẽ sinh ra lụt.

Quá trình lũ diễn ra trong sông thường theo trận lũ đơn hoặc liên tiếp nhiều trận lũ (lũ kép), ký hiệu $(Q \sim t)$ lũ.

Dòng chảy lũ là một đặc trưng quan trọng trong chế độ thủy văn của một con sông và có tác dụng quyết định đến biện pháp phòng chống lụt như độ lớn của dung tích phòng chống lũ của kho nước, kích thước của các công trình xả lũ, cao trình đê, cao trình và kết cấu của các trạm bơm ven sông v.v...

Một trận lũ được đánh giá bằng 3 đặc trưng:

- Đỉnh lũ Q_m (m^3/s)
- Tổng lượng lũ W_m (m^3)
- Hình dạng của đường quá trình lũ như thời gian kéo dài trận lũ ($T_{lđ}$), thời gian lũ lên (T_l), thời gian lũ xuống (T_x) và các đặc trưng hình dạng:

$$\text{Hệ số đầy} \quad \gamma_1 = \frac{Q_{\max}}{\bar{Q}} \quad (5-21)$$

$$\text{Hệ số hình dạng} \quad \lambda = \gamma_1 \cdot \frac{T_l}{T_{lđ}} \quad (5-22)$$

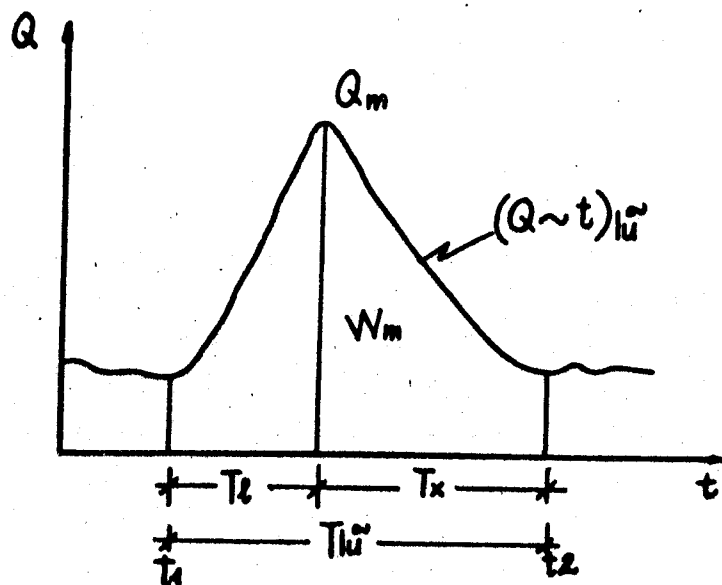
$$\text{Hệ số không cân đối} \quad K_s = \frac{W_l}{W_m} \quad (5-23)$$

Trong đó: $\bar{Q}_{\max}$ là lưu lượng bình quân 1 ngày lớn nhất

$\bar{Q}$ là lưu lượng bình quân của cả trận lũ

W_l là tổng lượng lũ tương ứng với nhanh lên.

Đỉnh lũ, tổng lượng lũ và hình dạng của đường quá trình lũ liên quan và gắn bó với



Hình 5-2: Trận lũ và các đặc trưng của nó.

nhau, tạo nên đặc điểm khác nhau của từng trận lũ. Với các công trình không có tác dụng điều tiết dòng chảy như đê, cống, trạm bơm v.v... thì đặc trưng lũ cần xét chỉ là Q_m (hoặc tương ứng là H_m).

Ngược lại, với các công trình có tác dụng điều tiết như kho nước thì cả 3 đặc trưng của trận lũ đều quan trọng.

Với mục đích phục vụ cho việc thiết kế chống lũ của công trình cần tính dòng chảy lũ thiết kế tại tuyến công trình. Do sự phức tạp của nguyên nhân hình thành dòng chảy lũ và nếu coi nó là một hiện tượng ngẫu nhiên thì dòng chảy lũ thiết kế được xác định theo tiêu chuẩn thiết kế (xem các bảng 5-4 đến 5-7) và có thể định nghĩa như sau:

"Dòng chảy lũ thiết kế là trận lũ có đỉnh lũ ứng với tần suất P, tổng lượng lũ ứng với tần suất P và đường quá trình lũ có hình dạng thỏa mãn điều kiện thiết kế (là khả năng xuất hiện thực tế và bất lợi cho công trình)".

Ký hiệu: $(Q \sim t)_{lđ TK}$.

Cũng như dòng chảy năm thiết kế, với định nghĩa này để xác định $(Q \sim t)_{lđ TK}$ sẽ lần lượt xác định từng đặc trưng của trận lũ thiết kế và cũng chia ra các trường hợp có nhiều, ít và không có tài liệu.

5-4-1. Xác định dòng chảy lũ thiết kế khi có nhiều tài liệu

1. Xác định Q_{mp}

Khi trạm tính toán có liệt quan trắc dài và đại biểu, việc xác định Q_{mp} theo đúng trình tự giải bài toán thống kê thủy văn.

Khi tính toán cụ thể cần chú ý giải quyết mấy vấn đề sau:

1/- Vấn đề chọn mẫu.

Trong điều kiện lũ do mưa rào sinh ra như ở nước ta, nhất là đối với các lưu vực vừa và nhỏ, trong 1 mùa lũ thường có nhiều trận lũ. Bởi vậy, khi thống kê lũ đã đề nghị những cách chọn mẫu sau:

a- Phương pháp chọn mỗi năm một trị số lớn nhất.

Cách làm này đơn giản, bảo đảm tính độc lập, tần suất xuất hiện là tần suất năm, có nhược điểm là không khai thác triệt để lượng thông tin về lũ đã đo đạc được (nhiều trận lũ lớn đã không được đưa vào liệt thống kê).

b- Phương pháp chọn mỗi năm nhiều trị số:

1) Phương pháp giới hạn dưới

Người ta định ra một trị số giới hạn Q_{gh} , trị số này là đỉnh lũ của năm có lũ bé nhất hoặc từ 3 + 5 lần dòng chảy chuẩn. Liệt thống kê bao gồm tất cả các đỉnh lũ có $Q_m \geq Q_{gh}$.

2) Phương pháp mỗi năm một số mẫu cố định (2,3,4 trị số lớn nhất).

Cách làm này đã khai thác thêm lượng thông tin đã đo đạc được, nhưng cần chú ý chọn các đỉnh lũ thuộc các trận lũ tách biệt nhau để đảm bảo tính độc lập và đối tần suất lần sang tần suất năm.

2/- Về đường tần suất lưu lượng đỉnh lũ:

Để tính đỉnh lũ thiết kế có thể dùng đường phân bố xác suất PIII hoặc K-M, nhưng thường dùng đường K-M vì độ nhạy của đường này phù hợp với dòng chảy lũ.

Tần suất kinh nghiệm đề nghị dùng công thức:

$$P = \frac{m}{n+1} 100\%$$

Để vẽ đường tần suất trong trường hợp chọn một năm nhiều trị số thường dùng phương pháp 3 điểm và chuyển tần suất lần P_i sang tần suất năm theo công thức sau đây.

$$P = 1 - (1 - P_i)^{\frac{1}{\bar{m}}} \quad (5-24)$$

với $\bar{m}$ là số trận lũ được chọn bình quân trong một năm

$$\bar{m} = \frac{S}{n}$$

S là tổng số trận lũ được chọn.

n là số năm có tài liệu đo đạc.

Khi trong liệt tài liệu đo đạc có các trận lũ đặc biệt lớn hoặc do điều tra được (như các trận lũ năm 1971, lũ năm 1945, v.v... trên hệ thống sông Hồng) cần phải xử lý lũ đặc biệt lớn.

Lũ đặc biệt lớn là trận lũ có trị số rất lớn do tổ hợp thời tiết bất lợi trên lưu vực sinh ra và rất lâu mới gặp lại. Do liệt tài liệu thực đo chưa đủ dài, nếu tính toán thông thường thì điểm lũ đặc biệt lớn sẽ nằm ngoài xu thế chung của các điểm tần suất kinh nghiệm và vẽ đường tần suất kinh nghiệm sẽ gặp khó khăn. Mặt khác do tần suất thiết kế P để tính lũ thiết kế là rất nhỏ nên càng đòi hỏi tính khách quan và nâng cao độ chính xác khi vẽ đường tần suất. Nội dung và cách xử lý lũ đặc biệt lớn như sau:

a- Xác định thời kỳ xuất hiện lại N của lũ đặc biệt lớn:

Thời kỳ xuất hiện lại N rất khó xác định chính xác vì phụ thuộc vào kết quả điều tra lũ lịch sử, tức là căn cứ vào năm phát sinh nước lũ để xác định N. Thí dụ ở sông X năm 1908 xuất hiện một lần lũ lớn nhất kể từ đó đến nay (1992), vậy thời kỳ xuất hiện lại của trận lũ đó là.

$$N = 1992 - 1908 = 84 \text{ năm.}$$

Ở một con sông khác, năm 1971 xuất hiện trận lũ đặc biệt lớn. Qua điều tra thấy năm 1870 cũng đã sinh ra một trận lũ tương tự như thế vậy có:

$$N = \frac{1992 - 1870}{2} = 61 \text{ năm}$$

Trường hợp thứ ba, trên con sông nào đó qua điều tra năm 1945 xảy ra một trận lũ đặc biệt lớn kể từ năm 1850 lại đây, vậy có:

$$N = 1992 - 1850 = 142 \text{ năm.}$$

Việc xác định N định mang tính chất gần đúng, song thường thời gian này lớn hơn thời gian quan trắc rất nhiều nên việc xử lý lũ đặc biệt lớn vẫn làm tăng độ chính xác của kết quả tính toán.

Sau khi có N thì tần suất của lũ đặc biệt lớn được tính theo công thức

$$P = \frac{M}{N+1} 100\%$$

M là số thứ tự của lũ đặc biệt lớn, thí dụ có a trận lũ đặc biệt lớn thì $M = 1, 2, \dots, a$ (tất nhiên a thường chỉ là 1 hoặc 2 vì thực tế chỉ đo đạc hoặc điều tra được 1 hoặc 2 trận lũ đặc biệt lớn).

b- Xác định các thông số thống kê khi xử lý lũ đặc biệt lớn

Giả sử có a trận lũ đặc biệt lớn và n trận lũ thường (ứng với n năm đo đạc). Kritski và Menken đã giả thiết rằng, nếu không kể lũ đặc biệt lớn thì trị số bình quân và khoảng lệch quân phương của liệt ngắn (n năm) và liệt dài (N - a năm) không thay đổi, nghĩa là:

$$\bar{Q}_{N-a} = \bar{Q}_n \quad (5-25)$$

$$\sigma_{N-a} = \sigma_n \quad (5-26)$$

Từ (5-25) rút ra:
$$\sum_{i=1}^{N-a} Q_{mi} = \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n Q_{mi}$$

Vậy sẽ có trị số bình quân của liệt dài N năm là:

$$\bar{Q}_N = \frac{\sum_{i=1}^N Q_{mi}}{N} = \frac{1}{N} \left(\sum_{j=1}^a Q_{Mj} + \sum_{i=1}^{N-a} Q_{mi} \right)$$

$$\bar{Q}_N = \frac{1}{N} \left(\sum_{j=1}^a Q_{Mj} + \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n Q_{mi} \right) \quad (5-27)$$

Từ (5-26) rút ra:
$$C_{VN-a} = C_{Vn}$$

$$\sum_{i=1}^{N-a} (K_i - 1)^2 = \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2$$

Vậy sẽ có hệ số biến động của liệt dài N là :

$$C_{VN} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (K_i - 1)^2}{N}} = \sqrt{\frac{1}{N} \left[\sum_{j=1}^a (K_j - 1)^2 + \sum_{i=1}^{N-a} (K_i - 1)^2 \right]}$$

$$C_{VN} = \sqrt{\frac{1}{N} \left[\sum_{j=1}^a (K_j - 1)^2 + \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2 \right]}$$

Nếu có hiệu chỉnh thì

$$C_{VN} = \sqrt{\frac{1}{N-1} \left[\sum_{j=1}^a (K_j - 1)^2 + \frac{N-a}{n} \sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2 \right]} \quad (5-28)$$

Trong đó: $K_j = \frac{Q_{Mj}}{Q_N}$, $k_i = \frac{Q_{mi}}{Q_N}$

Q_{Mj} là đỉnh lũ đặc biệt lớn thứ j

Q_{mi} là đỉnh lũ thường thứ i

Thông số $C_{SN} = m \cdot C_{VN}$

Sau khi có đường tần suất lưu lượng đỉnh lũ sẽ xác định được trị số thiết kế Q_{mp} .

3/. Trị số gia tăng an toàn:

Để đảm bảo an toàn cho các công trình quan trọng (như công trình cấp I hoặc vượt cấp) cần cộng thêm vào trị số thiết kế Q_{mp} một trị số gia tăng an toàn ΔQ :

$$\Delta Q = \frac{a \cdot E_p}{\sqrt{N}} \cdot Q_{mp} \quad (5-29)$$

Trong đó:

- a là hệ số phụ thuộc vào mức độ tin cậy của tài liệu thủy văn ở LVNC

a = 0,7 với các lưu vực đã được nghiên cứu đầy đủ.

a = 1,5 với các lưu vực ít được nghiên cứu.

- E_p là sai số quân phương của tung độ đường tần suất, phụ thuộc vào C_v và P (tra trên biểu đồ hoặc xem bảng (5-13)).

2. Xác định W_{mp}

Tổng lượng lũ là lượng dòng chảy sinh ra trong một trận lũ hoặc trong một khoảng thời gian lũ nào đó cần tính toán, ký hiệu là W_m . Trị số W_m là toàn bộ lượng dòng chảy từ t_1 đến t_2 (kể cả phần nước gốc).

Khi có nhiều tài liệu đo đạc, việc xác định W_{mp} hoàn toàn tương tự như xác định Q_{mp} .

3. Xác định đường quá trình lũ thiết kế ($Q \sim t$)_{lũ TK}

Như đã phân tích ở trên, đỉnh lũ, tổng lượng lũ và hình dạng của đường quá trình lũ là các đặc trưng biểu thị ba mặt gắn bó thống nhất của một trận lũ. Việc nghiên cứu tách rời các đặc trưng riêng sẽ chỉ nhằm mục đích đơn giản hóa vấn đề, nhất là trong trường hợp còn thiếu hoặc không có tài liệu.

Hình dạng của đường quá trình lũ phụ thuộc vào hình thái của mưa lũ trên lưu vực (như cường độ mưa, thời gian mưa, sự phân bố của mưa theo không gian v.v...), đặc điểm về

địa hình địa mạo của lưu vực (như diện tích tập trung nước, hình dạng lưu vực, độ dốc lưu vực, thảm phủ thực vật v.v...), cấu trúc của mạng sông v.v... Ảnh hưởng tổ hợp của các yếu tố này rất phức tạp nên mỗi trận lũ đều có sắc thái và đáng về riêng. Tuy nhiên, với từng lưu vực cụ thể trong trường hợp mưa lớn thì hình dạng của đường quá trình lũ không thay đổi nhiều lắm. Điều này cho phép chọn một trận lũ lớn đã xảy ra để xác định đường quá trình lũ thiết kế. Đó là cách thường làm và gọi là phương pháp lũ điển hình.

Bảng 5-13: Quan hệ $E_p = f(C_v)$ với P = 0,01%

C_v	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4
E_p	0,25	0,45	0,64	0,80	0,97	1,12	1,26	1,40	1,56	1,71	1,89	2,06	2,22	2,40

Bảng 5-15: Cường độ mưa lớn nhất trên miền Bắc
(Theo Phạm Ngọc Toàn và Phan Tất Dắc: Khí hậu VN).

Thời gian mưa	Lượng mưa (mm)	Cường độ (mm/phút)	Cường độ mưa tiêu chuẩn ở vùng nhiệt đới
5 phút	30	6,0	6,0
15-	60	4,0	4,0
30-	80	2,6	2,5
45-	100	2,2	1,5
60-	120	2,0	1,0
2 giờ	200	1,6	0,9
24 giờ	800	0,6	-

Cũng giống như tính PPDCN thiết kế theo phương pháp năm điển hình, vấn đề là chọn trận lũ nào làm trận lũ điển hình và cách thu phóng như thế nào để có ($Q \sim t$)_{lũ TK}.

1) Chọn trận lũ điển hình ($Q \sim t$)_{lũ dh}

Trong số các trận lũ lớn đã đo đạc được chọn lấy 1 trận thỏa mãn các yêu cầu sau:

a/ Đỉnh lũ và lượng lũ của trận lũ điển hình càng gần với đỉnh lũ và lượng lũ thiết kế bao nhiêu thì càng bảo đảm được khả năng xuất hiện của trận lũ thiết kế trong tương lai bấy nhiêu.

Chú ý rằng, khi quan hệ $Q_m \sim W_m$ không chặt chẽ thì rất khó chọn được trận lũ có cả đỉnh và lượng cùng xấp xỉ trị số thiết kế, khi đó nên chọn 2 trận lũ điển hình (1 trận theo đỉnh, 1 trận theo lượng) và sẽ có 2 đường quá trình lũ thiết kế để tính toán điều tiết lũ.

b- Trận lũ được chọn có hình dạng bất lợi đối với công trình và xuất hiện lúc bất lợi.

Ví dụ : Để thiết kế kho nước thì trận lũ có thời gian lũ lên kéo dài, lượng lũ tập trung

vào phần giữa và xuất hiện muộn là bất lợi. Đối với công trình dẫn dòng thì công nên chọn lũ có đỉnh cao và xuất hiện sớm là bất lợi. Trong trường hợp phòng lụt cho hạ du cần xét những trận lũ xuất hiện đồng thời trên hệ thống sông tức là xét sự tổ hợp bất lợi giữa tháo lũ qua công trình và lũ sinh ra ở hạ lưu công trình.

2) Phương pháp thu phóng (Q~t) là TK

Yêu cầu chính của phương pháp thu phóng là phải đảm bảo để (Q~t) là TK có đỉnh là Q_{mp}, tổng lượng lũ là W_{mp} và hình dạng của đường quá trình lũ điển hình ít bị biến đổi. Có nhiều cách thu phóng, xin giới thiệu 2 phương pháp thông dụng sau:

a- Phương pháp thu phóng Oghiepski

Giả sử có (Q~t) là dh như hình vẽ (5-3).

Để có (Q~t) là TK thì phải thu phóng tọa độ từng điểm của đường quá trình lũ điển hình như sau:

$$Q_{iTK} = K_Q \cdot Q_{idh}$$

$$T_{iTK} = K_T \cdot T_{idh}$$

Thí dụ: Ứng với điểm A(Q_{idh}, T_{idh}) thu phóng có A'(Q_{iTK}, T_{iTK})

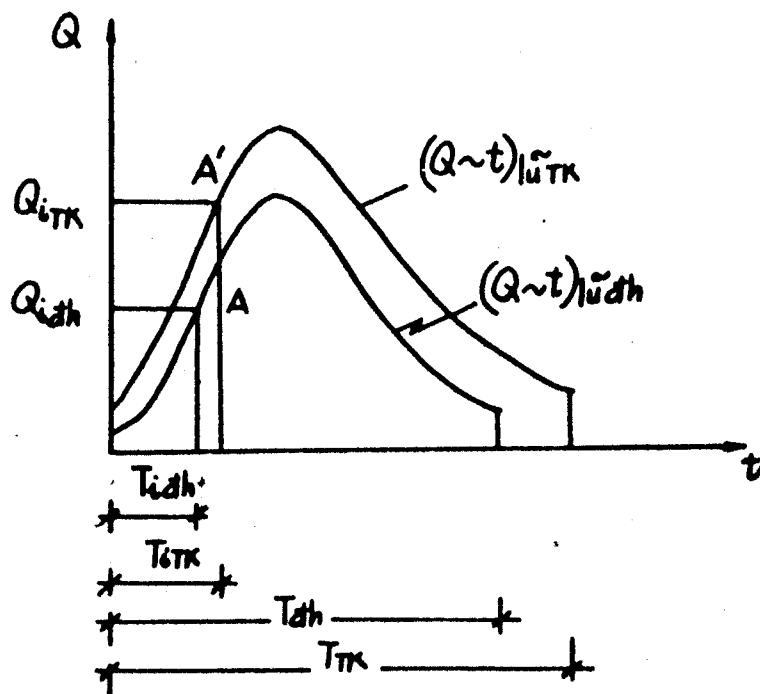
Để đảm bảo yêu cầu thu phóng dễ dàng nhận thấy:

$$K_Q = \frac{Q_{mp}}{Q_{mdh}}$$

$$\text{Và ta có: } T_{dh} = \frac{2W_{mdh}}{Q_{mdh} \cdot f}$$

$$T_{TK} = \frac{2W_{mp}}{Q_{mp} \cdot f}$$

Với f là hệ số hiệu chỉnh diện tích khi coi quá trình lũ là hình tam giác (đỉnh là Q_m, đáy là T₁₀), nó biểu thị hình dạng của đường quá trình lũ.



Hình 5-3: Phương pháp thu phóng Oghiepski

$$\text{Vậy có } K_T = \frac{T_{KT}}{T_{dh}} = \frac{2W_{mp} \cdot Q_{mdh} \cdot f}{2W_{mdh} \cdot Q_{mp} \cdot f}$$

$$K_T = \frac{K_W}{K_Q} \quad \text{với } K_W = \frac{W_{mp}}{W_{mdh}}$$

Nếu K_Q và K_T xấp xỉ nhau thì hình dạng của đường quá trình lũ điển hình ít bị biến đổi khi thu phóng về lũ thiết kế.

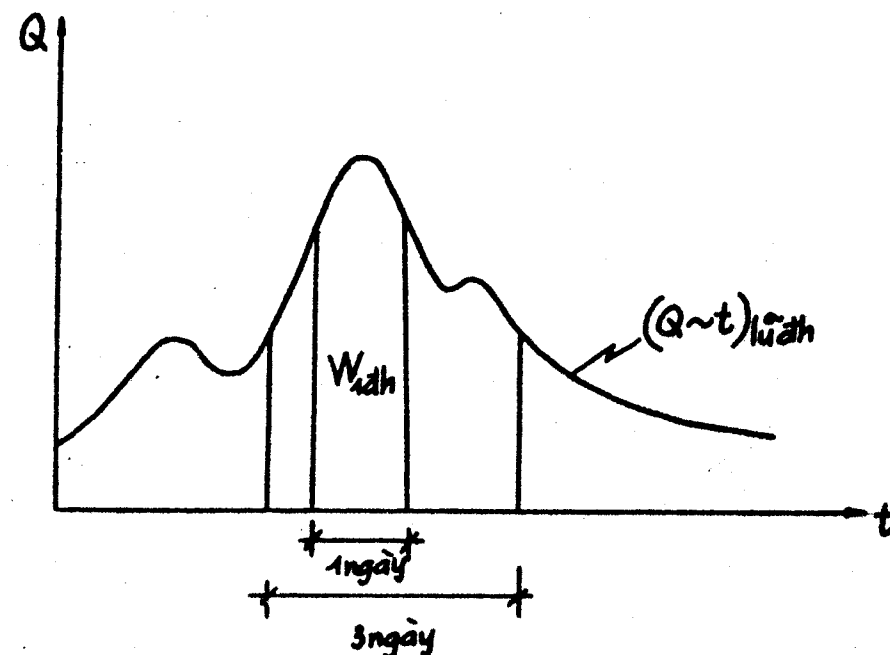
Phương pháp này thường dùng để thu phóng các trận lũ 1 đỉnh (lũ đơn).

b- Phương pháp thu phóng phân ra lũ chính phụ

Giả sử có (Q~t) là dh như hình vẽ (5-4).

Khi đường quá trình lũ có dạng phức tạp, nhiều đỉnh, trên mô hình cần tách phần có lưu lượng lớn (sóng lũ chính) và thu phóng tung độ theo 3 hệ số sau:

- Thu phóng tung độ trong 1 ngày lớn nhất:



Hình 5-40: Phương pháp thu phóng phân ra lũ chính phụ.

$$K_1 = \frac{W_{lp}}{W_{ldh}}$$

Với W_{ldh} và W_{lp} là tổng lượng lũ 1 ngày lớn nhất của lũ điển hình và lũ thiết kế.

- Thu phóng tung độ sóng lũ chính (trừ 1 ngày lớn nhất):

$$K_2 = \frac{W_{cp} - W_{lp}}{W_{cdh} - W_{ldh}}$$

Với W_{cdh} và W_{cp} là tổng lượng lũ trong đợt lũ chính của lũ điển hình và lũ thiết kế, lượng lũ này có thể tính theo lượng lũ 2 + 3 ngày lớn nhất trong trận lũ (trên hình vẽ minh họa là lấy 3 ngày).

– Thu phóng tung độ còn lại của trận lũ:

$$K_3 = \frac{W_{mp} - W_{cp}}{W_{mdh} - W_{cdh}}$$

Hoàn chỉnh đồ đường quá trình (thời gian lũ) giữ nguyên như lũ điển hình.

Phương pháp này đã chú ý không chế các thời đoạn có lượng lũ lớn (1 ngày, 3 ngày) của 1 trận lũ. Nếu các hệ số K_1 , K_2 và K_3 khác nhau nhiều thì đường quá trình lũ thiết kế bị biến dạng nhiều so với đường điển hình và ở các thời đoạn khác nhau sẽ không liên tục. Khi vẽ cần phải xử lý để đường quá trình thành một đường cong trơn và đảm bảo cho tổng lượng lũ trong từng thời đoạn không thay đổi.

c) Phương pháp thu phóng cùng tỷ số

Nhân tung độ đường quá trình nước lũ điển hình với cùng tỷ số K_Q hoặc K_w thời gian giữ nguyên không đổi sẽ được quá trình nước lũ thiết kế.

$$K_Q = \frac{Q_{maxp}}{Q_{maxdh}} \quad K_w = \frac{W_{mp}}{W_{mdh}}$$

Q_{maxp} , W_{mp} – lưu lượng đỉnh lũ và lượng lũ ứng với tần suất thiết kế;

Q_{maxdh} , W_{mdh} – lưu lượng đỉnh lũ và lượng lũ của trận lũ điển hình.

Nếu giữa đỉnh và lượng có tương quan đường thẳng chặt chẽ thì kết quả không chế đỉnh (nhân với K_Q) và không chế lượng (nhân với K_w) là giống nhau.

5-4-2. Xác định dòng chảy lũ thiết kế khi không có tài liệu quan trắc dòng chảy.

Các lưu vực không có tài liệu quan trắc dòng chảy thường là các lưu vực vừa và nhỏ. Ở Việt Nam, nhiều ý kiến cho rằng lưu vực vừa có diện tích từ vài trăm Km^2 , lưu vực nhỏ có diện tích từ vài Km^2 đến vài chục km^2 , ranh giới giữa lưu vực vừa và nhỏ quy định là $100 km^2$. Do yêu cầu phát triển kinh tế địa phương nên cần xây dựng nhiều công trình giao thông và thủy lợi trên các lưu vực vừa và nhỏ. Bởi vậy, lý thuyết về tính dòng chảy lũ khi không có tài liệu đóng vai trò quan trọng và chiếm một phần khá lớn trong nghiên cứu dòng chảy lũ.

Với các công trình nhỏ, trong 3 đặc trưng của dòng chảy lũ thiết kế thì trị số Q_{mp} chiếm vị trí quan trọng nhất. Bởi vì ở các công trình nhỏ, do tác dụng điều tiết lũ rất ít hoặc không có, nên thực tế không cần xét đến tổng lượng lũ và đường quá trình lũ. Cho

nên khi không có tài liệu sẽ chủ yếu tập trung nghiên cứu để xác định đỉnh lũ thiết kế.

Khi không có tài liệu, xu hướng chung hiện nay trong tính toán thủy văn là sử dụng các mô hình toán thủy văn đã giới thiệu ở chương 4. Đồng thời trong thực tế cũng thường dùng các công thức kinh nghiệm và bán kinh nghiệm để tính lũ thiết kế. Ở đây sẽ giới thiệu cách làm này.

Hiện nay ở nước ta và trên thế giới có rất nhiều công thức tính lưu lượng đỉnh lũ.

Để loại bỏ nhận thức chủ quan của người sử dụng và chọn được một công thức thích hợp cần hiểu rõ quá trình hình thành dòng chảy lũ và cơ sở thiết lập của từng công thức.

1. Phân loại các công thức tính lưu lượng đỉnh lũ.

Từ trước đến nay cũng đã có nhiều cách phân loại khác nhau. Dựa vào tổng kết của Serpic và Trê-bô-ta-ri-ép ở Viện thủy văn quốc gia (GGI của Liên – xô cũ) có thể phân thành 3 loại công thức sau:

1/ - Công thức lý luận:

Để xây dựng công thức cần nghiên cứu toàn bộ quá trình hình thành dòng chảy lũ, bao gồm các quá trình mưa, tổn thất và tập trung dòng chảy. Cấu trúc của công thức lý luận được rút ra từ công thức cân nguyên dòng chảy trong trường hợp sinh dòng chảy hoàn toàn. Để có cấu trúc này đã sử dụng một số giả thiết sau:

– Coi sự hình thành dòng chảy lũ là đồng nhất trên toàn lưu vực, cụ thể đã coi mưa và thấm chỉ là hàm số của thời gian

– Coi tần suất dòng chảy lũ bằng tần suất mưa sinh ra lũ.

Các thông số của công thức được tìm từ tài liệu đo đạc hoặc thực nghiệm. Bởi vậy, thực chất các công thức này là công thức bán kinh nghiệm.

Loại công thức này thích hợp cho các lưu vực nhỏ vì ở đây chỉ có tài liệu mưa và điều kiện hình thành dòng chảy có khả năng phù hợp với những giả thiết đã nêu ở trên.

2/ - Công thức kinh nghiệm:

Để xây dựng công thức đã hoàn toàn dựa trên cơ sở tổng hợp tài liệu thực đo về lũ nhằm xác định mối quan hệ giữa đỉnh lũ với các nhân tố ảnh hưởng và biểu diễn nó dưới dạng một biểu thức toán học.

Phạm vi ứng dụng của loại công thức này hoàn toàn tùy thuộc vào mức độ chi tiết của tài liệu đã được sử dụng để xây dựng công thức đó mà suy ngược trở lại. Nói chung, chỉ với những lưu vực vừa và lớn mới có tài liệu lũ để tổng hợp.

3/ - Công thức thể tích:

Đây là loại công thức trung gian của 2 loại trên, nó xét cả quá trình mưa, tổn thất và tổng hợp tài liệu lũ. Để tìm ra mối quan hệ giữa đỉnh và lượng bao giờ cũng phải khái

quát đường quá trình lũ theo những dạng hình học (tam giác, hình thang, 2 nhánh Pa-ra-bol v.v...).

Phạm vi ứng dụng của loại này cũng giống như loại công thức kinh nghiệm.

Phần tiếp theo sẽ giới thiệu 3 công thức tính Q_{mp} điển hình cho 3 loại nêu trên và đã được đưa vào qui phạm tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế [2].

Cần thấy rằng, dù công thức có được xây dựng chặt chẽ đến mấy, độ chính xác của việc tính toán đỉnh lũ theo công thức cũng không bằng được tính lũ khi có tài liệu dòng chảy.

2. Công thức cường độ giới hạn.

Cấu trúc của công thức này hoàn toàn giống cấu trúc của công thức lý luận, đó là công thức cân nguyên dòng chảy trong trường hợp sinh dòng chảy hoàn toàn (đã xét ở chương 2):

$$Q_m = K a_T \cdot a_T \cdot F \quad (5-30).$$

Để tính lũ thiết kế theo công thức trên rõ ràng cần giải quyết 3 vấn đề sau:

1/ - Xác định cường độ mưa thiết kế và lượng mưa lũ thiết kế:

a. Định nghĩa: "Cường độ mưa thiết kế là cường độ mưa bình quân lớn nhất trong thời đoạn tính toán τ ứng với tần suất thiết kế P."

Ký hiệu : arp , đơn vị là mm/ph hoặc mm/h

Theo định nghĩa có $arp = H_{rp} / \tau$ với H_{rp} là lượng mưa lớn nhất rơi trong thời đoạn τ ứng với P.

Để phục vụ tính lũ thiết kế thì P chính là tần suất tính lũ thiết kế và τ chính là thời gian tập trung dòng chảy trên lưu vực.

b- Phương pháp xác định arp .

Ứng với dụng cụ đo mưa là thùng số có tài liệu là lượng mưa của từng ngày, còn với máy đo mưa tự ghi là cả quá trình mưa của từng trận mưa.

Với lưu vực nhỏ thì τ chỉ từ vài chục phút đến vài giờ, do đó về nguyên tắc để tính arp cần có tài liệu đo mưa tự ghi. Trong thực tế tài liệu này rất ít (số trạm ít và số năm đo đạc cũng còn ngắn), do đó cần chú trọng nghiên cứu quan hệ giữa mưa ngày với mưa thời đoạn ngắn để sử dụng tài liệu đo mưa bằng thùng và quy luật địa lý để phân vùng mưa.

Trong thực tế cũng có nhiều cách tính mưa lũ thiết kế khác nhau, nhưng có thể phân thành 2 loại:

- Phương pháp giải tích: tiến hành tổng hợp tài liệu mưa để xây dựng công thức kinh nghiệm.

- Phương pháp đồ giải: phân tích quan hệ giữa mưa thời đoạn ngắn với mưa ngày để xây dựng các đường cong triết giảm mưa.

Ở nước ta, tiêu biểu cho 2 cách làm trên là công thức tính cường độ mưa của Cục thủy văn và tính cường độ mưa theo đường cong triết giảm mưa của trường Đại học Thủy Lợi. Sau đây sẽ giới thiệu cách làm của Trường Đại học Thủy lợi vì đã được đưa vào quy phạm thủy văn [2].

c. Tính arp theo đường cong triết giảm mưa

1- Xây dựng đường $\psi(\tau, P) \sim \tau$ - Tính H_{rp} .

Đầu tiên tính các tỷ số:

$$\frac{H_{rp}}{H_{np}} = \psi(\tau, p) \quad (5-31)$$

Trong đó: H_{τ} là lượng mưa lớn nhất rơi trong thời đoạn τ , xác định từ tài liệu mưa tự ghi với $\tau = 5$ phút, 10 phút, ..., 1440 phút, 2880 phút.

H_n là lượng mưa ngày lớn nhất, xác định từ tài liệu đo mưa bằng thùng.

Để phục vụ tính lũ thì $P = 1\%, 2\%, 5\%, 10\%, 20\%$.

Lấy P làm tham số sẽ vẽ được quan hệ $\psi(\tau, p) \sim \tau$

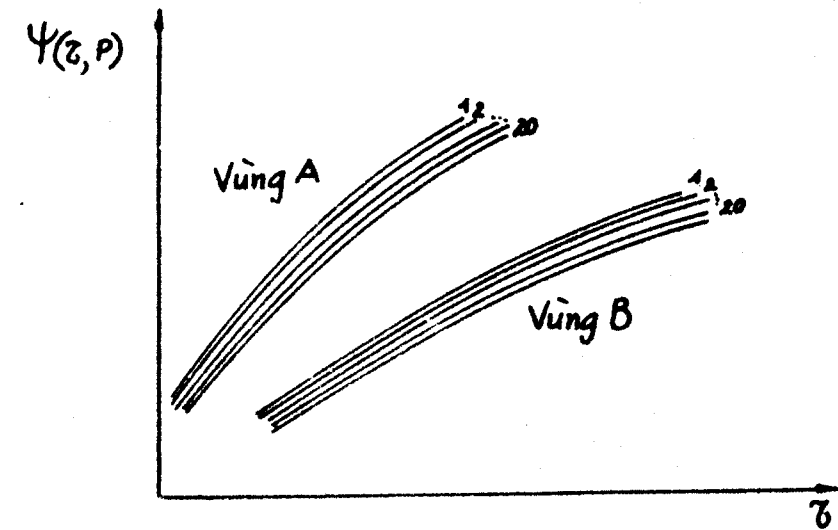
Tính chất của quan hệ trên như sau:

- Có tính phân vùng rõ rệt, các lưu vực có hình thái mưa lũ giống nhau thì tọa độ của chúng trùng nhau. Toàn bộ lãnh thổ Việt Nam được chia thành 15 vùng mưa ứng với 15 cụm đường trên.

- Trong 1 vùng mưa thì các đường trên rất sát vào nhau, nghĩa là nó không phụ thuộc vào P. Bởi vậy đã đề nghị vẽ 1 đường bình quân để sử dụng. Do đó có:

$$\frac{H_{rp}}{H_{np}} = \psi(\tau) \quad (5 - 31).$$

Vậy có công thức tính lượng mưa lũ thiết kế:



Hình (5-6): đường quan hệ $\psi(\tau, p) \sim \tau$.

$$H_{rp} = \psi(\tau) \cdot H_{np}$$

(5-32)

2 - Xây dựng đường $\bar{\psi}(\tau) \sim \tau$.
Tính a_{rp}

$$\text{Tính tỷ số: } \frac{\psi(\tau)}{\tau} = \bar{\psi}(\tau)$$

Ứng với 1 đường $\psi(\tau) \sim \tau$ sẽ có 1 đường $\bar{\psi}(\tau) \sim \tau$. (xem hình vẽ 5-7)

Khi τ tăng lên thì $\bar{\psi}(\tau)$ sẽ giảm đi nên đã gọi đường này là đường cong triết giảm mưa

Trong thực hành, các đường trên cho dưới dạng bảng tọa độ (xem bảng 5-14 và bản đồ phân khu mưa rào - Hình vẽ 5-8)

Vậy có:

$$a_{rp} = \bar{\psi}(\tau) \cdot H_{np} \quad (5-33)$$

Những giá trị cực đại của cường độ mưa có thể xảy ra ra trên miền Bắc được dẫn ở bảng (5-15).

2/- Xác định hệ số dòng chảy lũ α_τ .

Trong công thức (5-30) thì α_τ là hệ số dòng chảy đỉnh lũ

$$\alpha_\tau = \frac{Y_\tau}{X_\tau} \quad (5-34)$$

Trong đó: Y_τ là lớp nước lũ lớn nhất trong thời đoạn τ

X_τ là lớp nước mưa lớn nhất trong thời đoạn τ

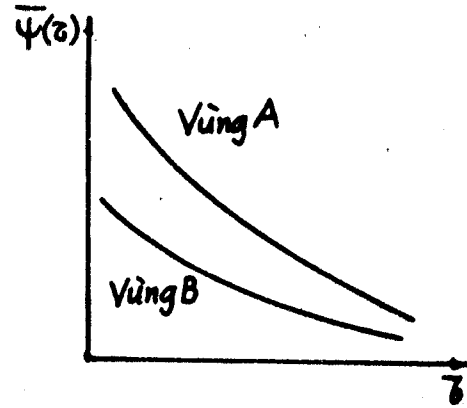
Khi hình thành đỉnh lũ có thể coi tổn thất do thấm là chủ yếu:

$$Y_\tau = a_\tau \cdot \tau - K_0 \cdot \tau \quad (5-35)$$

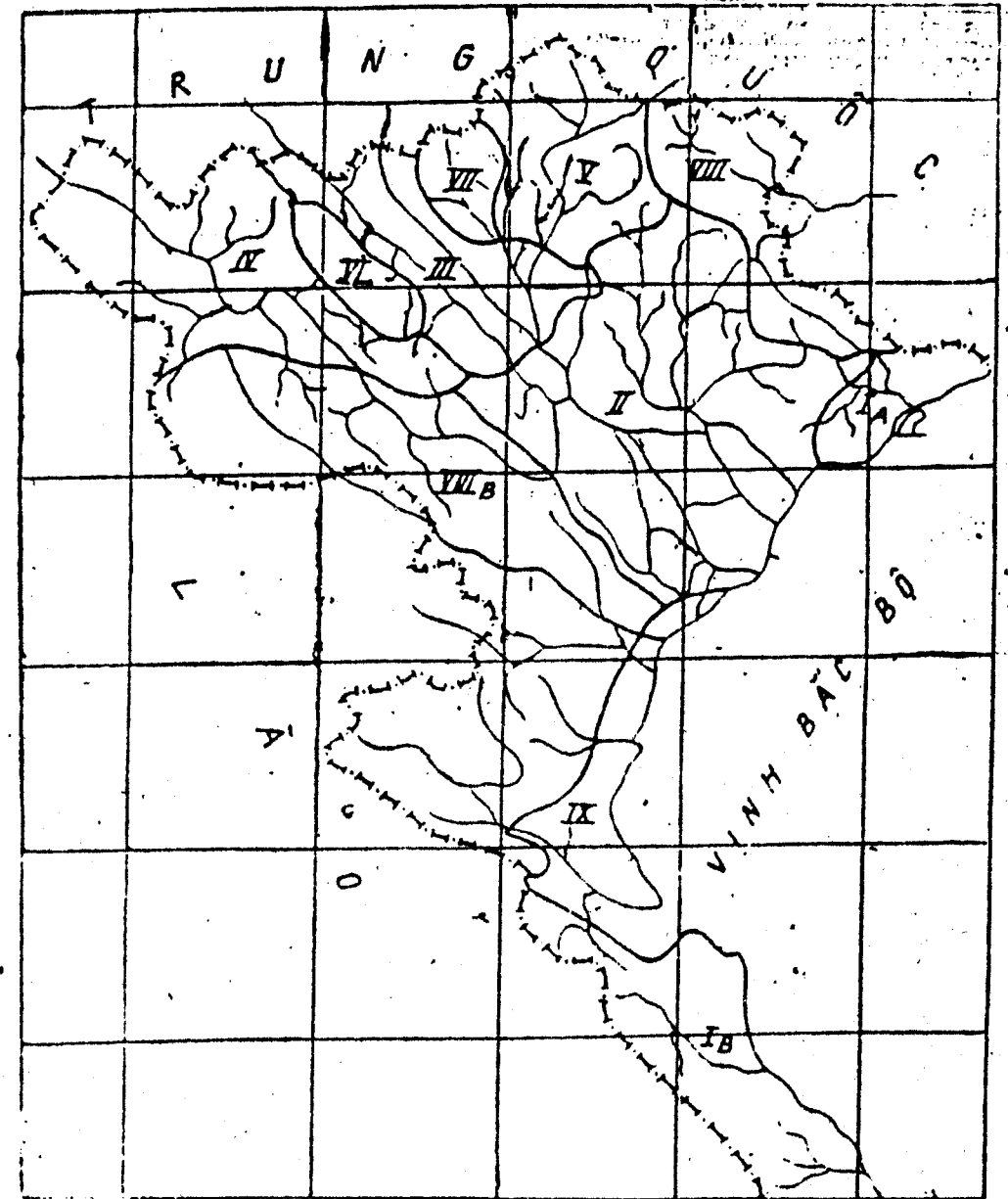
Với K_0 là cường độ thấm ổn định.

$$\text{Vậy có: } \alpha_\tau = \frac{a_\tau \cdot \tau - K_0 \cdot \tau}{a_\tau \cdot \tau} = 1 - \frac{K_0}{a_\tau} \quad (5-36)$$

Từ đó tiến hành tổng hợp tài liệu thực tế (các bài thực nghiệm dòng chảy và sóng con) đã xác định được mối quan hệ giữa α_τ phụ thuộc vào lượng mưa ngày, diện tích lưu vực và loại đất [2] (Xem bảng 5-16). Vì không phụ thuộc vào thời gian nữa nên sau này chỉ viết gọn là α .



Hình (5-7): Đường quan hệ $\bar{\psi}(\tau) \sim \tau$



Hình 5-8: Sơ đồ phân khu mưa rào

Để xác định loại đất trên lưu vực có thể căn cứ vào hàm lượng cát trong mẫu đất (kích thước hạt cát từ 0,05 + 2 mm, xem bảng 5-17). Cách lấy mẫu đất: trên sườn dốc ở các vị trí điển hình lấy 3 + 4 mẫu đất ở chiều sâu 0,20 + 0,30 m, mỗi mẫu đất nặng khoảng 400 gam, xác định thành phần hạt của mẫu đất và tính hàm lượng cát trong mẫu đất.

Tọa độ đường cong mua các phần khu mua rào

Phần khu	Giới hạn phần khu		Thời khoảng (phút)																	
			10	15	20	30	40	50	60	90	120	180	240	300	480	720	1080	1440		
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19		
I	Các khu vực bắt nguồn từ dãy Yên tử đổ ra biển	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.09	0.115	0.135	0.180	0.210	0.250	0.275	0.340	0.405	0.500	0.560	0.625	0.740	0.845	0.955	1.020		
			0.15	0.124	0.113	0.100	0.0875	0.0834	0.0764	0.063	0.0564	0.0464	0.039	0.0347	0.0257	0.0196	0.0147	0.0118		
II	Lưu vực sông Cầu, Thương Lục nam, sông Bắc giang, ba lưu sông Hồng	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.125	0.170	0.206	0.260	0.335	0.344	0.375	0.444	0.500	0.580	0.640	0.686	0.790	0.880	0.974	1.040		
			0.209	0.189	0.172	0.145	0.127	0.115	0.104	0.0822	0.0695	0.0537	0.0445	0.0382	0.0275	0.0203	0.0150	0.012		
III	Thung lũng sông Thao, sông Chảy, ba lưu sông Lô - Gâm	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.165	0.220	0.265	0.330	0.385	0.430	0.470	0.540	0.600	0.675	0.725	0.765	0.855	0.952	1.010	1.060		
			0.276	0.245	0.220	0.184	0.160	0.143	0.131	0.100	0.0833	0.0625	0.0503	0.0424	0.0297	0.0217	0.0156	0.0122		
IV	Vùng thượng nguồn sông Đà từ biên giới đến Nghĩa Lộ	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.125	0.170	0.200	0.254	0.295	0.330	0.350	0.425	0.480	0.565	0.630	0.685	0.800	0.905	1.010	1.085		
			0.208	0.188	0.167	0.141	0.123	0.110	0.100	0.0786	0.0667	0.0523	0.0437	0.038	0.0297	0.021	0.0156	0.0126		
V	Lưu vực sông Gâm (đến trạm Chiêm hoá) và ngan sông Lô	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.294	0.320	0.385	0.474	0.523	0.585	0.623	0.694	0.745	0.810	0.854	0.880	0.938	0.982	1.024	1.050		
			0.390	0.355	0.320	0.264	0.222	0.195	0.174	0.128	0.103	0.075	0.0595	0.0488	0.0325	0.0227	0.0168	0.0122		
VI	Tam nưa Hoàng Liên Sơn hữu ngạn sông Thao từ biên giới đến Ngòi Hút	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.100	0.125	0.145	0.174	0.196	0.220	0.240	0.280	0.324	0.390	0.450	0.506	0.646	0.905	1.000	1.160		
			0.167	0.139	0.121	0.0987	0.0817	0.0734	0.0667	0.518	0.452	0.0362	0.0314	0.0283	0.0228	0.0187	0.0156	0.0136		
VII	Tam nưa Bắc Quang - Hà Giang gồm các lưu vực nhỏ hữu ngạn sông Lô	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.095	0.135	0.175	0.235	0.290	0.335	0.375	0.455	0.524	0.606	0.670	0.715	0.815	0.905	0.990	1.050		
			0.158	0.150	0.146	0.131	0.121	0.112	0.104	0.0843	0.0727	0.0562	0.0465	0.0397	0.0284	0.0210	0.0153	0.0122		
VIII	Các lưu vực thượng nguồn sông Mã, sông Chu, sông Cà (Villa) sông Kỳ cùng sông Bắc giang (VIIIb)	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.180	0.250	0.300	0.365	0.415	0.465	0.500	0.570	0.625	0.700	0.755	0.795	0.880	0.960	1.040	1.100		
			0.300	0.277	0.250	0.204	0.174	0.155	0.139	0.105	0.0867	0.0649	0.0525	0.0442	0.0305	0.0222	0.016	0.0128		

Phần khu	Giới hạn phần khu		Thời khoảng (phút)																	
			10	15	20	30	40	50	60	90	120	180	240	300	480	720	1080	1440		
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19		
IX	Vùng ven biển từ Văn lý đến Hà - Tĩnh	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.09	0.123	0.154	0.210	0.245	0.277	0.307	0.375	0.432	0.525	0.593	0.650	0.770	0.890	0.980	1.06		
			0.15	0.137	0.128	0.117	0.102	0.0916	0.085	0.070	0.060	0.0483	0.047	0.0370	0.0267	0.020	0.015	0.0133		
X	Từ Nam Hà Tĩnh trở vào đến Quy nhơn	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.0741	0.095	0.115	0.150	0.184	0.215	0.242	0.308	0.355	0.427	0.482	0.552	0.658	0.778	0.945	1.05		
			0.1236	0.1056	0.0967	0.0834	0.0767	0.0717	0.0672	0.0512	0.0483	0.0396	0.0335	0.0296	0.0236	0.01804	0.0146	0.01218		
XI	Đồng bằng Nam Trung bộ lưu vực các sông đổ ra biển từ Tuy Hoà đến Phan Thiết	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.138	0.174	0.202	0.252	0.290	0.328	0.365	0.439	0.492	0.585	0.608	0.663	0.782	0.910	1.040	1.140		
			0.230	0.1936	0.1685	0.140	0.1283	0.1093	0.1016	0.0815	0.0685	0.0524	0.0422	0.0365	0.0271	0.02106	0.01603	0.0132		
XII	Bắc Tây Nguyên, thượng nguồn các sông ở Tây Trường Sơn tới biên giới Việt Lào đọc theo các tỉnh Công Tum Gia Rai, Phú Bôn, Đắc Lắc	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.235	0.295	0.350	0.448	0.501	0.538	0.562	0.610	0.653	0.712	0.750	0.790	0.950	1.020	1.080			
			0.392	0.328	0.293	0.2495	0.2087	0.180	0.156	0.113	0.0907	0.066	0.0521	0.0438	0.0295	0.022	0.0157	0.0125		
XIII	Nam Tây Nguyên, thượng nguồn các sông ở Tây Trường Sơn tới biên giới Việt Lào đọc theo các tỉnh Tuyên Đắc Quảng Đắc, Lâm Đồng	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.250	0.328	0.410	0.550	0.630	0.720	0.770	0.850	0.880	0.925	0.950	0.967	0.995	1.020	1.070	1.090		
			0.417	0.365	0.342	0.305	0.282	0.240	0.214	0.1572	0.122	0.0856	0.066	0.0537	0.0346	0.0236	0.0165	0.0123		
XIV	Đồng bằng Đông Nam Bộ	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.183	0.250	0.305	0.393	0.465	0.515	0.554	0.635	0.675	0.728	0.775	0.810	0.860	0.970	1.060	1.120		
			0.305	0.278	0.256	0.2185	0.1937	0.1716	0.154	0.118	0.0938	0.0675	0.0338	0.045	0.0293	0.0225	0.01637	0.0130		
XV	Đồng bằng Tây Nam Bộ	Y(τ) 16.67. $\bar{Y}(\tau)$	0.235	0.315	0.385	0.492	0.570	0.645	0.690	0.780	0.808	0.855	0.87	0.905	0.955	0.982	1.030	1.060		
			0.392	0.350	0.320	0.273	0.2373	0.215	0.1914	0.1446	0.1123	0.079	0.0607	0.0503	0.0332	0.02273	0.0159	0.01277		

Bảng 4 5-20: Thông số tập trung nước trong sông ms .

Tình hình lòng sông từ thượng nguồn đến cửa ra	Hệ số m_s
- Sông đồng bằng ổn định, lòng sông khá sạch, suối không có nước thường xuyên, chảy trong điều kiện tương đối thuận lợi	11
- Sông lớn và trung bình quanh co, bị tắc nghẽn, lòng sông mọc cỏ, có đá, chảy không lạng, suối không có nước thường xuyên, mùa lũ dòng nước cuốn theo nhiều sỏi cuội, bùn cát, lòng sông mọc cỏ.	9
- Sông vùng núi, lòng sông nhiều đá, mặt nước không phẳng, suối chảy không thường xuyên quanh co, lòng sông tắc nghẽn.	

Bảng 5-16 Hệ số dòng chảy α

Loại	Loại đất	Lượng mưa ngày H_{np}	Hệ số dùng cho các diện tích $F(km^2)$				
			< 0,1	0,1- 1	1- 10	10- 100	>100
I	Nhựa đường, bê tông, đất không nứt		1	1	1	1	1
II	Đất sét, đất sét nặng	<150	0,95	0,85	0,80	0,80	0,80
		150- 200	0,95	0,90	0,90	0,90	0,90
		>200	0,95	0,95	0,95	0,90	0,90
III	Đất thịt, đất pôtôn, đất thịt màu xám trong rừng, đất vùng đầm lầy	< 150	0,85	0,80	0,75	0,65	0,65
		150- 200	0,85	0,85	0,80	0,70	0,70
		> 200	0,90	0,90	0,80	0,75	0,50
IV	Đất cacbonit, đất đồi đỏ, đất rừng màu gụ, đất sỏi bờ	<150	0,65	0,63	0,56	0,48	0,30
		150-200	0,75	0,70	0,65	0,55	0,40
		>200	0,80	0,75	0,70	0,65	0,50
V	Đất cát dính, đất cát có cỏ mọc	< 150	0,45	0,35	0,25	0,25	0,20
		150- 200	0,55	0,45	0,40	0,35	0,30
		>200	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
VI	Cát thô, đất đá xép		0,25	0,20	0,15	0,10	0,1

Bảng 5-17
Bảng phân cấp đất theo cường độ hút nước và hàm lượng cát

Số TT	Tên loại đất	Hàm lượng cát %	Hệ số hút nước mm/ph	Cấp đất
1	At phan, đất không thấm, nham thạch không nứt		0 + 0,10	1
2	Đất sét, sét màu, đất muối chất sét cát khi ẩm có thể vè thành sợi, uốn cong không đứt	2	0,10	1
		10	0,30	2
		10	0,30	2
3	Đất hóa tro, hóa tro mạnh	10	0,30	2
4	Đất cho chất sét (khi ẩm có thể vè thành sợi uốn cong có vết rạn)	15	0,60	3
		14	0,50	3
		15	0,60	3
5	Sét cát đất đen, đất rừng màu tro nguyên thổ rừng có cỏ, đất hóa tro vừa (khi ẩm có thể vè thành sợi uốn cong có vết rạn)	30	0,85	3
6	Đất đen, màu mỡ tầng dày	14	0,05	3
		30	0,85	3
7	Đất đen thường	15	0,60	3
		30	0,85	3
8	Đất màu lê, màu lê nhạt	17	0,70	3
		30	0,90	3
9	Đất canxi đen (ở những cánh đồng có hạt đất có màu tro đen chứa nhiều chất mùn thực vật. Nếu lớp thực vật trên mặt mỏng thì liệt vào loại 4, nếu dày thuộc loại 3)	17	0,70	3
		60	0,90	4
		60	1,20	4
10	Đất cát sét, đất đen cát sét đất rừng, đất đồng cỏ (khi ướt có thể vè thành sợi)	45	1,00	4
		60	1,25	4
		70	1,50	5
11	Đất cát không bay được (không vè thành sợi được)	80	2,00	5
		90	2,50	6
12	Cát thô và cát có thể bay được (khi sờ tay vào có cảm giác nhám mắt có thể phân biệt được hạt cát, không vè thành sợi được)	95	3,00	6
		100	5,00	6

3/- Vấn đề tập trung dòng chảy và xác định τ .

Như đã giới thiệu ở chương 2, dòng chảy ở cửa ra của lưu vực (mặt cắt đo lưu lượng) là tập hợp của các dòng chảy từ sườn dốc và sự lan truyền sóng lũ trong lưới sông. Do vậy, quá trình tập trung dòng chảy gồm hai giai đoạn chảy trên sườn dốc và chảy tập trung trong sông:

$$\tau = \tau_d + \tau_s = \frac{L_d}{v_d} + \frac{L_s}{v_s} \quad (5-37)$$

Vấn đề tập trung dòng chảy khá phức tạp vì chuyển động của dòng nước phụ thuộc vào lượng mưa, địa hình địa mạo của bề mặt lưu vực và mạng lưới sông ngòi, nên không thể xác định τ trực tiếp từ công thức định nghĩa (5-37).

Do đó đã có nhiều đề nghị khác nhau, có thể tóm tắt thành 3 ý kiến sau đây:

- 1) $\tau = \tau_s$, cách này bỏ qua τ_d nên chỉ thích hợp với lưu vực lớn.
- 2) $\tau = K \cdot \tau_s$ với $K > 1$, cách này cần phải địa phương hóa hệ số K , ở Việt Nam đã có ý kiến đề nghị lấy $K = 1,2$.
- 3) $\tau = \tau_d + m \cdot \tau_s^n$, với m và n là các hệ số hằng số, chỉ biến đổi theo vùng thủy văn khác nhau.

Ở đây chỉ đưa ra cách tính τ theo ý kiến thứ 3[2], các tác giả đã đề nghị công thức cụ thể sau:

$$\tau = \tau_d + 1,15 \cdot \tau_s^{1,1} \quad (5-38)$$

a- Tính τ_d :

Các mô hình thủy lực đều coi chuyển động của nước trên sườn dốc là chuyển động không ổn định biến đổi chậm trong đó thành phần quán tính rất nhỏ, có thể bỏ qua, do đó hệ phương trình mô tả chuyển động trên sườn dốc gồm:

- Phương trình liên tục:

$$\frac{\partial Q}{\partial s} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = q \quad (5-39)$$

Nếu viết cho một dải sườn dốc có độ rộng b , coi mưa và thấm phân bố đều với cường độ mưa a_t và cường độ thấm K_t thì phương trình trên được viết lại là:

$$\frac{\partial Q}{\partial s} + b \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = a_t - K_t \quad (5-40)$$

với h là độ sâu dòng chảy.

- Phương trình động lực, bỏ qua thành phần quán tính và rút gọn lại thành công thức tính tốc độ chảy:

$$v_d = f(h, J) \quad (5-41)$$

Với J là độ dốc mặt nước.

Nếu sử dụng mô hình sóng thủy động của Bê-phan thì công thức tính tốc độ (5-41) có dạng:

$$v_d = a \cdot J^n \cdot h^m \quad (5-42)$$

với a , n , m là các hệ số hằng số.

Giải hệ phương trình trên và sử dụng các tài liệu đo đạc thủy văn ở nước ta để xác định các thông số đã đề nghị công thức cụ thể sau:

$$\tau_d = \frac{(1000 \cdot L_d)^{0,6}}{m_d \cdot J_d^{0,3} \cdot h_{\tau_d}^{0,4}} \quad (5-43)$$

Trong đó:

- L_d là chiều dài bình quân của sườn dốc lưu vực (Km):

$$L_d = \frac{F}{1,8(L + \sum l)}$$

với L và $\sum l$ là chiều dài sông chính và các sông nhánh (km), Nếu lưu vực 1 sườn thì:

$$L_d = \frac{F}{0,9(L + \sum l)}$$

- J_d là độ dốc sườn dốc, tính theo ‰ (tức m/km).

- m_d là thông số tập trung dòng chảy trên sườn dốc, phụ thuộc vào tình hình bề mặt sườn lưu vực, lấy theo bảng (5-18)

- h_{τ_d} (mm/fút) là cường độ cấp nước bình quân lớn nhất trong thời đoạn τ_d , ta có:

$$h_{\tau_d} = \alpha \cdot a_{\tau_d} = \alpha \cdot \bar{\psi}(\tau_d) \cdot H_{np} \quad (5-44)$$

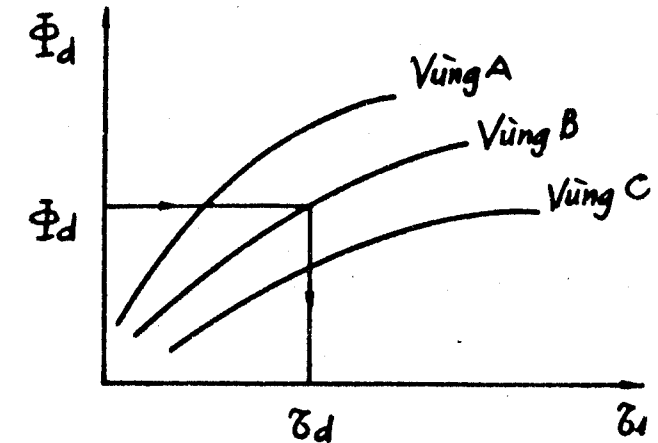
với lưu vực cụ thể thì α và H_{np} đã xác định.

Để có $\bar{\psi}(\tau_d)$ (tra từ quan hệ $\bar{\psi}(\tau) \sim \tau$) cần phải biết τ_d . Vậy muốn tính τ_d theo (5-43) trong đó h_{τ_d} tính theo (5-44) thì phải qua tính thử (tính lặp).

Để tránh tính thử có thể biến đổi (5-43) như sau:

$$\tau_d [\bar{\psi}(\tau_d)]^{0,4} = \frac{(1000 \cdot L_d)^{0,6}}{m_d \cdot J_d^{0,3} \cdot (\alpha \cdot H_{np})^{0,4}} = \Phi_d \quad (5-45)$$

Trong đó Φ_d gọi là hệ số địa mạo thủy văn của sườn dốc. Từ (5-45) xây dựng các quan



Hình 5-9: Xác định τ_d

hệ giữa $\tau_d \sim \Phi_d$ bằng cách giả thiết τ_d từ đường cong triết giảm mưa (theo vùng) sẽ có $\bar{\psi}(\tau_d)$ và từ đó có $\Phi_d = \tau_d \cdot [\bar{\psi}(\tau_d)]^{0,4}$.

Quan hệ $\tau_d \sim \Phi_d$ cũng cho dưới dạng bảng tọa độ (xem bảng 5-19)

Với 1 lưu vực cụ thể sẽ có Φ_d (tính theo công thức 5 - 45), tra bảng (5-19) sẽ xác định được τ_d (hoặc minh họa như hình vẽ 5-9).

b - Tính τ_s .

Giải phương trình chuyển động nước trong sông (với giả thiết là đều) đã đề nghị công thức sau:

$$\tau_s = \frac{1000 \cdot L}{m_s \cdot J_s^{1/3} \cdot Q_m^{1/4}} \quad (5-46)$$

Trong đó:

- m_s là thông số tập trung nước trong sông phụ thuộc vào tình hình sông suối của lưu vực, lấy theo bảng (5-20)

- L_s là chiều dài sông (km)

- J_s là độ dốc lòng sông (‰)

- Q_m là lưu lượng đỉnh lũ, theo dạng (5-30) với a_s (mm/phút) thì hệ số đổi thứ nguyên $K = 16,67$ và ta có:

$$Q_m = 16,67 \cdot \alpha \cdot \bar{\psi}(\tau) \cdot H_{np} \cdot F$$

Thay vào (5-46) sẽ có:

$$\tau_s = \frac{1000 \cdot L}{m_s \cdot J_s^{1/3} [16,67 \cdot \alpha \cdot \bar{\psi}(\tau) \cdot H_{np} \cdot F]^{1/4}} \quad (5-47)$$

Để tính τ_s cần biết $\bar{\psi}(\tau)$, để có $\bar{\psi}(\tau)$ lại cần có τ (là trị số đang cần tìm từ τ_d và τ_s), do đó lại phải tính thử (tính lặp).

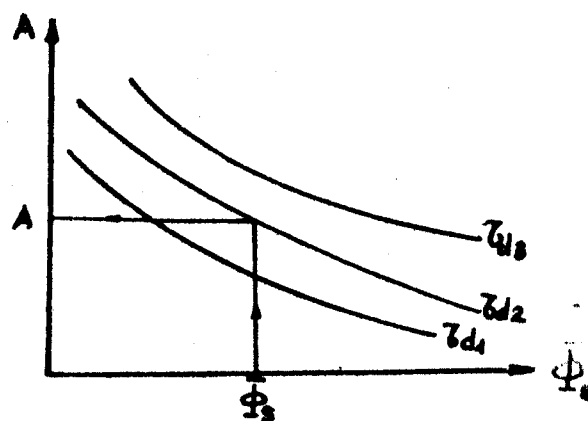
Để tránh tính thử và phục vụ cho việc xác định Q_{mp} nên đã biến đổi (5-47) như sau:

$$\tau_s \cdot A^{1/4} = \frac{1000 L}{m_s \cdot J_s^{1/3} (\alpha \cdot H_{np} \cdot F)^{1/4}} = \Phi_s \quad (5-48)$$

Với $A = 16,67 \cdot \bar{\psi}(\tau)$. (5-49)

Φ_s gọi là hệ số địa mạo thủy văn của lòng sông.

Từ đây xây dựng các quan hệ $\Phi_s \sim A$



Hình (5-10) - Quan hệ $\Phi_s \sim A \sim \tau_d$

với τ_d là tham số bằng cách cố định τ_d , giả thiết τ sẽ tính được τ_s (theo 5-38) và $\psi(\tau)$ (tra bảng 5-14), từ đó tính A (theo 5-49) và Φ_s (theo 5-48). Các quan hệ này cũng cho dưới dạng bảng tọa độ (xem bảng 5-20).

Bảng 5-18: Thông số tập trung nước trên sườn dốc m_d

Tình hình sườn dốc lưu vực	Hệ số m_d trong trường hợp		
	Cỏ thưa	Trung bình	Cỏ dày
- Sườn dốc bằng phẳng (bê tông, nhựa đường)	0,50		
- Đất đồng bằng loại ta cua (hay nứt nẻ) mặt đất san phẳng đầm chặt	0,49	0,30	0,25
- Mặt đất thu dọn sạch không có gốc cây, không bị cây xói, vùng dân cư nhà cửa không quá 20%, mặt đất xấp	0,30	0,25	0,20
- Mặt đất bị cây xói, nhiều gốc bụi, vùng dân cư có nhà cửa trên 20%	0,20	0,15	0,10

Bảng 5-19 Thời gian chảy tự trên sườn dốc τ_d (phút)

Φ_d	Phân khu mưa rào								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	5,0	6,0	4,0	6,0	4,0	6,0	6,0	4,0	5,0
1,1	9,0	9,0	7,0	9,0	7,0	8,0	9,0	7,0	10,0
2	15,0	12,0	10,0	12,5	9,0	13,0	12,0	10,0	13,0
2,5	19,0	16,0	13,0	15,5	12,0	17,5	15,0	12,0	16,0
3	23,5	20,6	16,5	19,0	14,0	22,5	18,5	15,0	22,0
4	33,0	27,0	22,5	26,5	21,0	32,0	26,0	22,0	32,0
5	42,0	34,0	30,0	34,2	30,0	42,0	34,2	29,0	40,0
6	52,0	43,0	38,0	44,0	37,0	52,0	44,0	37,0	50,0
7	62,0	52,0	46,0	55,0	45,0	63,0	53,0	45,0	60,0
8	72,0	62,0	54,0	64,0	53,0	75,0	63,0	53,0	71,0
9	82,0	73,0	63,0	73,0	62,0	86,0	74,0	62,0	80,0
10	94,0	83,0	72,0	84,0	71,0	93,0	83,0	71,0	93,0
12	115,0	114,0	90,0	110,0	88,0	116,0	105,0	88,0	116,0
15	158,0	141,0	125,0	142,0	122,0	158,0	142,0	122,0	154,0
17	186,0	155,0	146,0	156,0	144,0	186,0	155,0	144,0	180,0

Quan hệ giữa $A_p \sim \Phi_s \sim \tau_d$ cho các vùng mưa I - III

Vùng mưa	P _s	Φ _s																	
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	250	300	
I	10	0,150	0,136	0,116	0,100	0,085	0,074	0,066	0,060	0,054	0,050	0,047	0,042	0,040	0,030	0,027	0,0203	0,0174	
	30	0,100	0,087	0,081	0,083	0,072	0,064	0,058	0,054	0,050	0,046	0,042	0,040	0,038	0,029	0,0255	0,0201	0,0172	
	60	0,062	0,060	0,075	0,068	0,0603	0,055	0,0515	0,048	0,045	0,042	0,039	0,039	0,035	0,0275	0,023	0,0198	0,0168	
	100	0,063	0,062	0,060	0,057	0,052	0,048	0,045	0,042	0,040	0,038	0,036	0,034	0,032	0,0255	0,0215	0,0185	0,0160	
	150	0,055	0,050	0,049	0,048	0,045	0,042	0,039	0,037	0,035	0,0335	0,0332	0,030	0,0285	0,023	0,020	0,0175	0,0153	
II	10	0,208	0,200	0,180	0,155	0,120	0,098	0,085	0,074	0,067	0,060	0,054	0,049	0,046	0,034	0,0265	0,022	0,0187	
	30	0,144	0,160	0,132	0,116	0,098	0,084	0,074	0,067	0,060	0,054	0,050	0,046	0,0425	0,032	0,0255	0,0215	0,0185	
	60	0,114	0,110	0,100	0,092	0,079	0,070	0,063	0,057	0,052	0,048	0,044	0,0415	0,039	0,030	0,0245	0,0205	0,0175	
	100	0,082	0,076	0,073	0,069	0,0615	0,0565	0,052	0,049	0,047	0,042	0,040	0,037	0,035	0,028	0,023	0,0195	0,0170	
	150	0,068	0,060	0,059	0,0555	0,0515	0,048	0,045	0,042	0,0405	0,038	0,036	0,0335	0,032	0,026	0,0215	0,0185	0,0157	
III	10	0,276	0,260	0,230	0,200	0,157	0,130	0,108	0,094	0,083	0,073	0,067	0,061	0,057	0,0402	0,030	0,025	0,0205	
	30	0,195	0,190	0,168	0,150	0,123	0,106	0,093	0,082	0,073	0,067	0,061	0,056	0,052	0,038	0,028	0,0244	0,0201	
	60	0,135	0,131	0,123	0,110	0,097	0,085	0,077	0,070	0,063	0,058	0,054	0,0495	0,046	0,0345	0,027	0,0235	0,0187	
	100	0,100	0,092	0,088	0,082	0,074	0,068	0,060	0,057	0,053	0,049	0,045	0,042	0,040	0,0305	0,0255	0,0213	0,0178	
	150	0,077	0,070	0,0688	0,066	0,060	0,056	0,052	0,048	0,045	0,041	0,039	0,036	0,034	0,0270	0,022	0,0193	0,0163	

Quan hệ giữa $A_p \sim \Phi_s \sim \tau_d$ cho các vùng mưa IV - VI

Vùng mưa	P ₂	Φ _S																
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	250	300
A1	10	0,028	0,200	0,178	0,150	0,119	0,096	0,082	0,070	0,063	0,057	0,052	0,0475	0,044	0,033	0,026	0,0222	0,0187
	30	0,155	0,152	0,028	0,113	0,095	0,081	0,071	0,063	0,057	0,052	0,019	0,045	0,0415	0,032	0,0255	0,021	0,0176
	60	0,110	0,108	0,097	0,088	0,077	0,069	0,061	0,056	0,051	0,047	0,0435	0,0405	0,038	0,0295	0,0245	0,0207	0,0173
	100	0,082	0,080	0,074	0,068	0,062	0,056	0,052	0,049	0,045	0,042	0,039	0,037	0,0345	0,0280	0,0230	0,020	0,0170
	150	0,061	0,056	0,056	0,054	0,051	0,047	0,043	0,040	0,037	0,036	0,0335	0,032	0,0303	0,025	0,021	0,0185	0,0160
A	10	0,390	0,380	0,340	0,295	0,233	0,180	0,147	0,120	0,105	0,093	0,081	0,073	0,066	0,045	0,032	0,026	0,0207
	30	0,273	0,270	0,235	0,205	0,167	0,142	0,120	0,102	0,091	0,081	0,073	0,065	0,060	0,0415	0,031	0,0255	0,0203
	60	0,173	0,160	0,155	0,143	0,125	0,107	0,095	0,084	0,075	0,068	0,061	0,056	0,0515	0,038	0,029	0,0235	0,0193
	100	0,128	0,125	0,115	0,105	0,093	0,083	0,077	0,070	0,063	0,058	0,053	0,0495	0,046	0,034	0,027	0,0225	0,0185
	150	0,096	0,094	0,088	0,080	0,072	0,065	0,0595	0,055	0,0515	0,048	0,045	0,042	0,040	0,0303	0,025	0,0205	0,0173
A	10	0,157	0,155	0,125	0,100	0,075	0,060	0,051	0,045	0,041	0,038	0,035	0,033	0,0310	0,025	0,0215	0,0196	0,0174
	30	0,093	0,090	0,082	0,074	0,060	0,052	0,046	0,042	0,038	0,036	0,0335	0,031	0,0295	0,0247	0,0213	0,0195	0,0172
	60	0,067	0,058	0,057	0,054	0,048	0,043	0,040	0,037	0,034	0,032	0,030	0,0285	0,0270	0,023	0,0204	0,0184	0,0167
	100	0,053	0,050	0,048	0,45	0,040	0,037	0,035	0,032	0,0305	0,029	0,0275	0,0265	0,0255	0,022	0,0195	0,0176	0,0163
	150	0,042	0,040	0,039	0,038	0,035	0,033	0,031	0,029	0,0285	0,027	0,026	0,025	0,024	0,0215	0,0192	0,0174	0,0163

Quan hệ giữa $A_p \sim \Phi_s \sim \tau_d$ cho các vùng mưa VII - X

Vùng mưa	P ₁	Φ _s																	
		0	1	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	150	200	250	300	
IIA	10	0.158	0.152	0.148	0.132	0.115	0.099	0.086	0.075	0.067	0.061	0.056	0.051	0.047	0.035	0.027	0.0226	0.0193	
	30	0.135	0.128	0.122	0.112	0.098	0.087	0.076	0.068	0.062	0.056	0.052	0.048	0.044	0.033	0.026	0.022	0.0187	
	60	0.112	0.108	0.102	0.092	0.080	0.072	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.0403	0.031	0.025	0.0216	0.0180	
	100	0.098	0.095	0.090	0.080	0.068	0.060	0.055	0.051	0.047	0.043	0.040	0.038	0.0360	0.028	0.023	0.0205	0.0175	
	150	0.066	0.060	0.060	0.059	0.055	0.050	0.045	0.043	0.0403	0.038	0.036	0.034	0.032	0.026	0.022	0.0195	0.0170	
III	10	0.0305	0.300	0.265	0.225	0.170	0.137	0.110	0.096	0.083	0.074	0.068	0.061	0.057	0.0405	0.031	0.025	0.0205	
	30	0.240	0.210	0.185	0.160	0.132	0.110	0.097	0.085	0.076	0.069	0.0615	0.056	0.052	0.038	0.0295	0.02450	0.0203	
	60	0.139	0.131	0.127	0.116	0.100	0.090	0.080	0.070	0.064	0.059	0.055	0.050	0.047	0.036	0.0275	0.0232	0.0195	
	100	0.110	0.094	0.093	0.088	0.080	0.072	0.067	0.060	0.056	0.051	0.047	0.044	0.0415	0.0315	0.0255	0.0215	0.0185	
	150	0.079	0.078	0.075	0.070	0.062	0.058	0.054	0.050	0.047	0.043	0.0410	0.039	0.037	0.029	0.0235	0.020	0.0172	
IX	10	0.150	0.135	0.132	0.120	0.097	0.082	0.071	0.062	0.057	0.052	0.048	0.044	0.0415	0.032	0.026	0.0223	0.0185	
	30	0.117	0.112	0.105	0.096	0.080	0.070	0.062	0.057	0.052	0.048	0.046	0.042	0.040	0.0315	0.0255	0.022	0.0182	
	60	0.090	0.088	0.082	0.076	0.066	0.060	0.055	0.051	0.047	0.044	0.0415	0.040	0.038	0.0296	0.0245	0.0205	0.0180	
	100	0.069	0.064	0.062	0.060	0.050	0.052	0.048	0.046	0.043	0.0403	0.038	0.036	0.034	0.0275	0.023	0.0196	0.0175	
	150	0.058	0.049	0.048	0.0475	0.047	0.045	0.042	0.040	0.038	0.035	0.033	0.031	0.030	0.025	0.0215	0.0190	0.0170	
X	10	0.116	0.113	0.0965	0.0865	0.072	0.062	0.055	0.049	0.045	0.041	0.038	0.035	0.033	0.0263	0.022	0.0190	0.0166	
	30	0.0832	0.081	0.078	0.070	0.0622	0.055	0.050	0.045	0.041	0.038	0.0355	0.033	0.031	0.0252	0.021	0.0185	0.0162	
	60	0.0721	0.070	0.060	0.061	0.054	0.0493	0.045	0.043	0.037	0.034	0.0323	0.030	0.0275	0.023	0.0195	0.0173	0.0155	
	100	0.0593	0.0576	0.0538	0.050	0.045	0.0410	0.0375	0.035	0.033	0.0308	0.029	0.0278	0.0265	0.0218	0.0187	0.0168	0.0150	
	150	0.0472	0.0478	0.045	0.042	0.0385	0.036	0.0338	0.0315	0.0295	0.028	0.0266	0.0255	0.0245	0.0205	0.0177	0.0160	0.0145	

4/ -- Công thức cường độ giới hạn:

Từ dạng lý luận (5-30), với cách tính mưa, tổn thất và tập trung dòng chảy từ tài liệu đo đạc và thực nghiệm như đã trình bày ở trên nên công thức cường độ giới hạn là công thức bán kinh nghiệm và có dạng cụ thể như sau:

$$Q_{mp} = A \cdot \alpha \cdot H_{np} \cdot F \cdot \delta \quad (5-50)$$

với δ là hệ số xét đến tác dụng điều tiết của ao hồ trên lưu vực.

Trình tự xác định Q_{mp} theo (5-50) như sau:

a/ Xác định H_{np} : Chọn trạm mưa đại diện, vẽ đường tần suất lượng mưa ngày lớn nhất, ứng với tần suất thiết kế P sẽ có H_{np} :

b/ Xác định α : tra bảng (5-16) tương ứng với H_{np} , F và loại đất trên lưu vực.

c/ Xác định A: tra bảng (5-20) tương ứng với τ_d và Φ_s của lưu vực.

d/ Xác định δ

$$\delta = \frac{1}{1 + C f_{ao \text{ hồ}}} \quad (5-51)$$

$$\text{Trong đó: } f_{ao \text{ hồ}} = \frac{F_{ao \text{ hồ}}}{F}$$

- C là hệ số phụ thuộc vào lớp dòng chảy lũ: Vùng mưa lũ kéo dài thì $C = 0,10$, vùng có thời gian mưa lũ ngắn lấy $C = 0,20$.

Khi chọn được lưu vực tương tự thì (5-50) có thể viết như sau:

$$Q_{mp} = A(\alpha \cdot H_{np})_a \cdot F \cdot \delta \quad (5-52)$$

$$\text{Trong đó: } (\alpha \cdot H_{np})_a = \frac{Q_{mpa}}{A_a \cdot F_a \cdot \delta_a}$$

Ở Việt nam công thức cường độ giới hạn được quy định dùng cho các lưu vực nhỏ ($F < 100 \text{ km}^2$)

3. Công thức Alecxâyep

Công thức Alecxâyep là dạng khác của công thức cường độ giới hạn (5-30), nếu Q_{max} lấy đơn vị là m^3/s , H_{mp} - mm, F - km^2 thay vào (5-30) và thay $a_{\tau} = \psi(\tau) H_{np}$ ta có

$$Q_{max} = 16,67 \cdot a_{\tau} \cdot H_{np} \cdot F = q \cdot F \quad (5-53)$$

$$\text{Trong đó } q = \frac{Q_{max}}{F} \text{ mô đun lưu lượng lớn nhất.}$$

Tính toán thường dùng dạng biến đổi sau:

$$\text{Gọi } S = \frac{100}{\alpha H_{np}} \text{ q là mô đun lưu lượng phụ, thay q từ (5-53) vào S ta có:}$$

$$S = 1667 \bar{\psi}(\tau)$$

Gọi $F_p = \frac{\alpha H_{np}}{100}$ F là diện tích phụ và thay vào (5-53) được $Q_{\max} = SF_p$

Để tính S ta thực hiện một số biến đổi sau : gọi $V_s = m_s J_s^{1/3} F_p^{1/4}$ là tốc độ tập trung nước phụ trong đó thông số tập trung nước $m_s = 0,10 \sim 0,20$ lấy trung bình $m_s = 0,15$, J_s độ dốc lòng sông chính lấy theo ‰.

$$E = \frac{16,67KL}{V_s} \text{ là thời gian tập trung nước phụ, trong đó}$$

K: hệ số thường lấy $K = 2,0$; L độ dài sông (km), qua biến đổi có quan hệ $E = \tau \cdot 4\sqrt{S}$
Trong đó τ là thời đoạn mưa thiết kế (lấy bằng thời gian tập trung dòng chảy τ).

Với một tần suất P%, giả thiết nhiều giá trị τ khác nhau sẽ cho các giá trị $\bar{\psi}(\tau)$ tương ứng, từ đó tính được S và E, xây dựng được quan hệ $S = f(E)$. Quan hệ đó đã được Viện khí tượng thủy văn xây dựng cho phạm vi toàn quốc [19] tùy thuộc vào phân khu cường độ mưa (hình 5 - 10 b, c, d, e, f).

Phân khu cường độ mưa (theo Viện khí tượng thủy văn):

Khu I: Gồm thượng nguồn sông Mã, sông Nậm Rốm và cao nguyên Nà Sản - Sơn La.

Khu II: Toàn bộ lưu vực sông Đà và thượng nguồn của một số sông nhánh của sông Thao.

Khu III: Vùng núi cao Hoàng Liên Sơn.

Khu IV: Lưu vực các sông từ sông Thao đến sông Kỳ Cùng trừ thượng nguồn sông Chảy, sông Lô.

Khu V: Gồm thượng nguồn sông Chảy, sông Lô.

Khu VI: Gồm vùng trung tâm Bắc Bộ từ Che (trên sông Đà), Yên Bái (trên sông Thao), Thác Bà (trên sông Chảy), Tuyên Quang (trên sông Lô) đến Chèm (trên sông Hồng) và phần lớn sông Phó Dáy, sông Cầu.

Khu VII: Bao gồm vùng Đông Triều Quảng Ninh.

Khu VIII: Đồng bằng Bắc Bộ.

Khu IX: Bao gồm phía tây Thanh Hóa và phía Bắc Nghệ Tĩnh.

Khu X: Bao gồm từ đồng bằng Nghệ An đến hết lưu vực Kiên Giang - Bắc Quảng Bình.

Khu XI: Gồm từ sông Bến Hải đến đèo Hải Vân

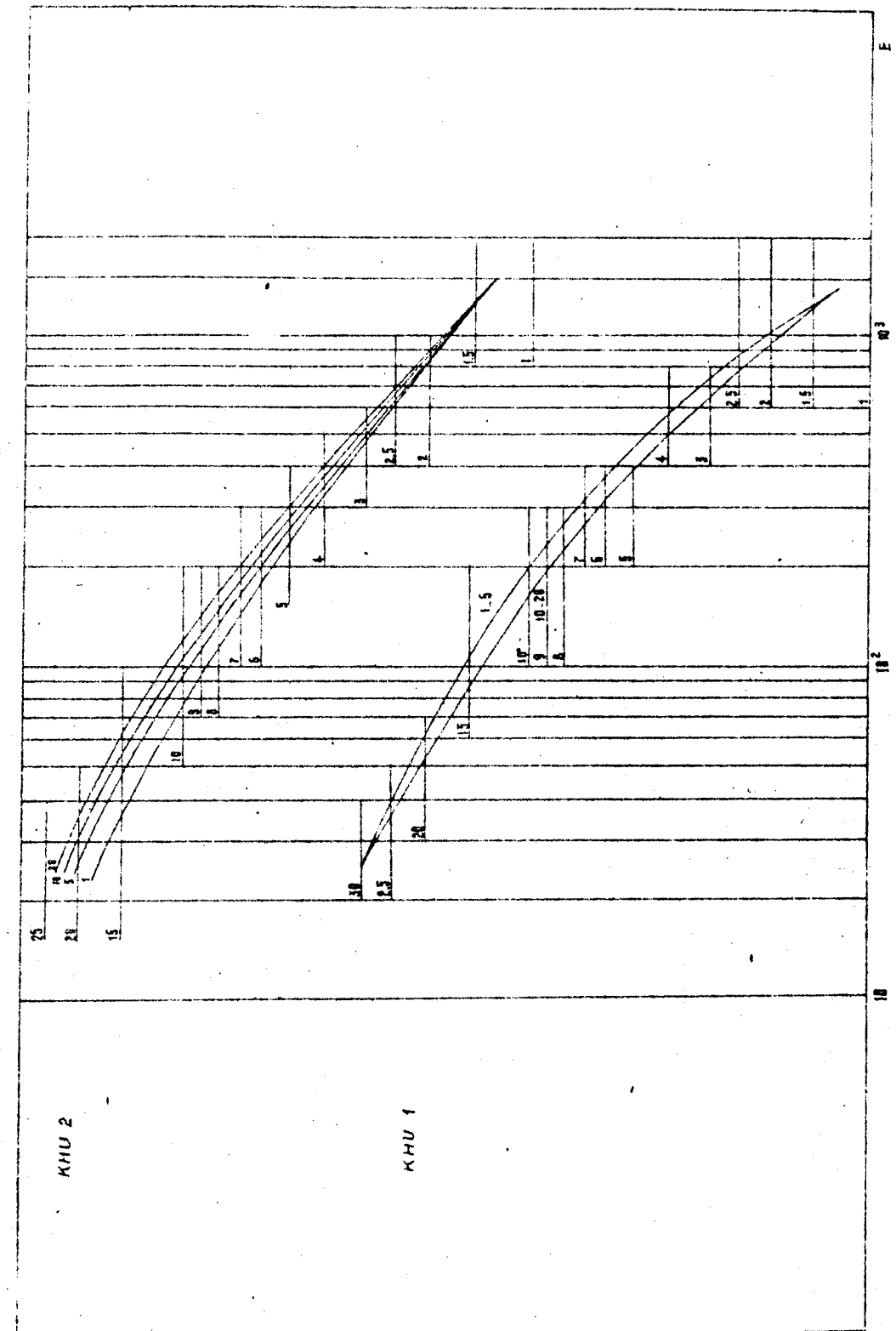
Khu XII: Gồm từ Quảng Nam - Đà Nẵng đến bắc Quảng Nghĩa, hết lưu vực sông Tr. Khúc - sông Vệ.

Khu XIII: Nam Quảng Nghĩa đến Khánh Hòa.

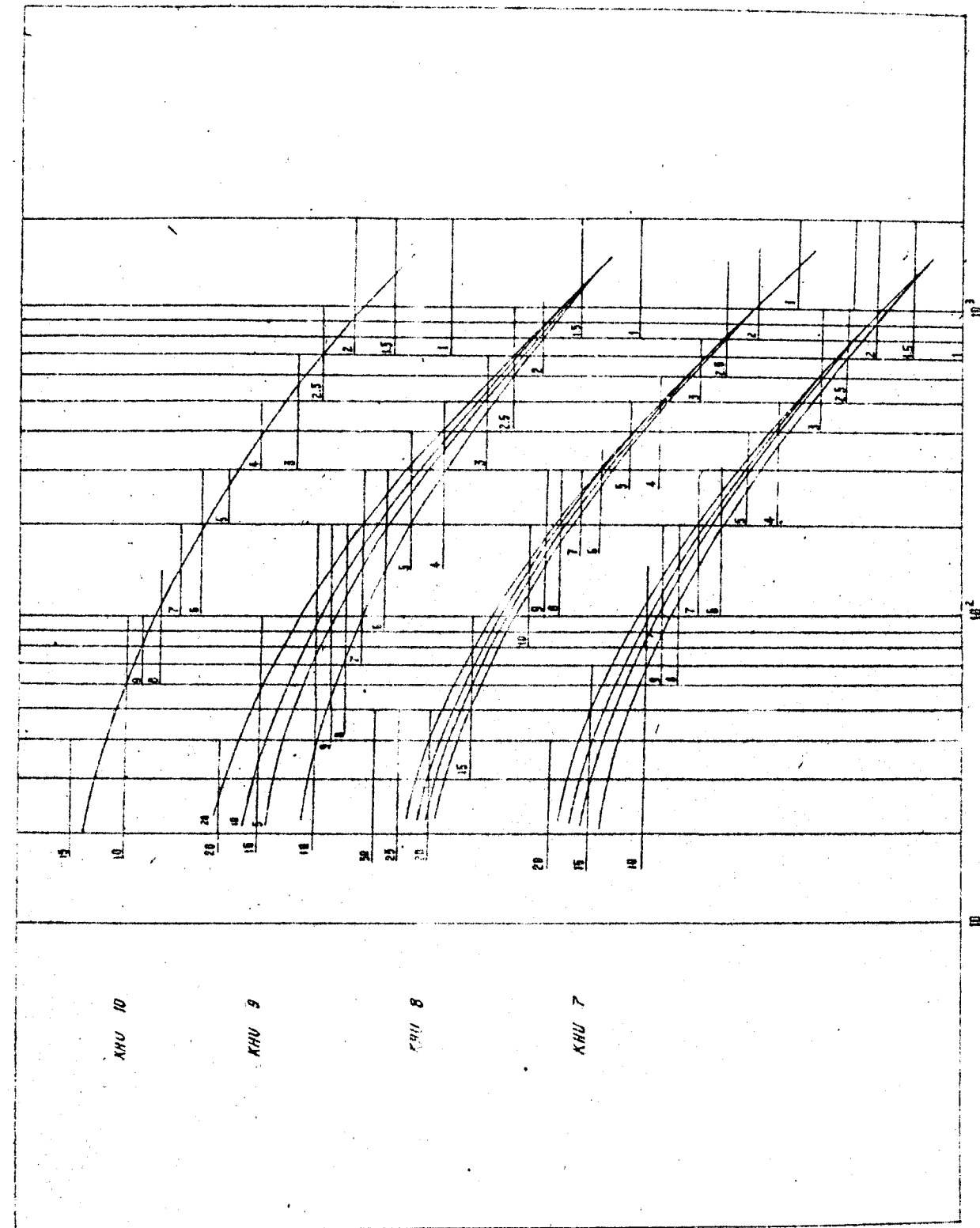
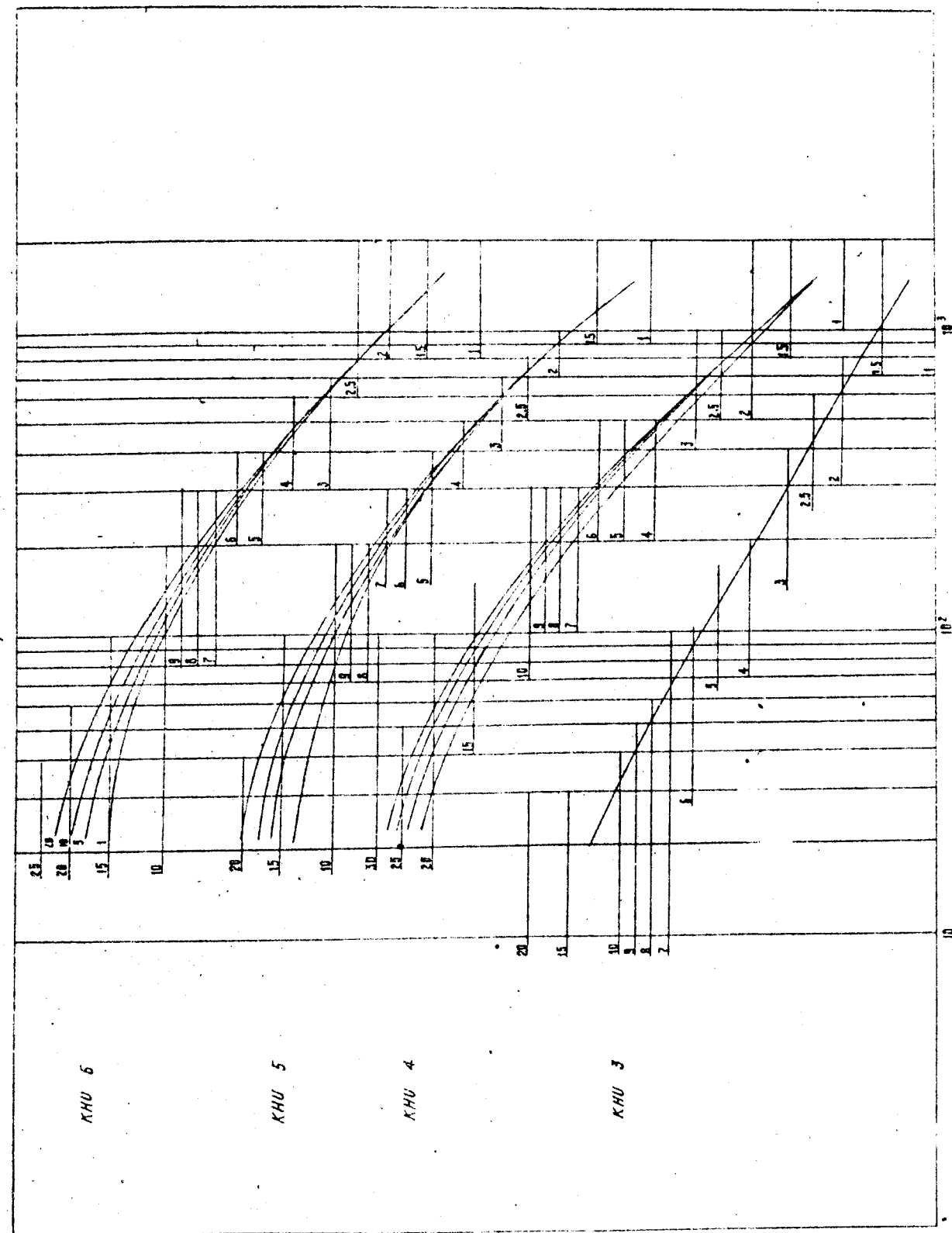
Khu XIV: Gồm Bắc Tây Nguyên gần như toàn bộ tỉnh Gia Lai - Kon Tum

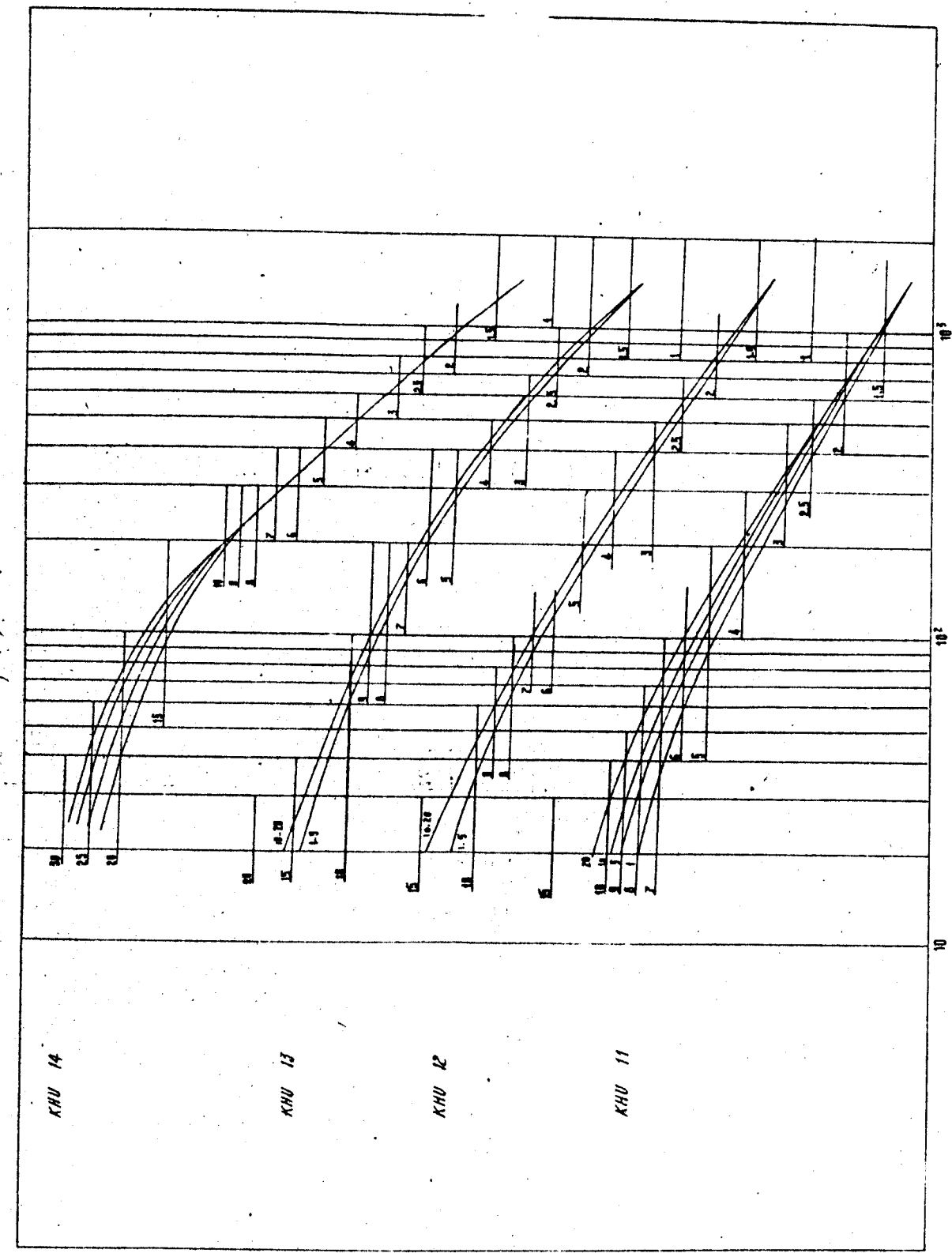
Khu XV: Gồm Trung Tây Nguyên.

HÌNH: — QUAN HỆ $S, \bar{\psi}(E)$

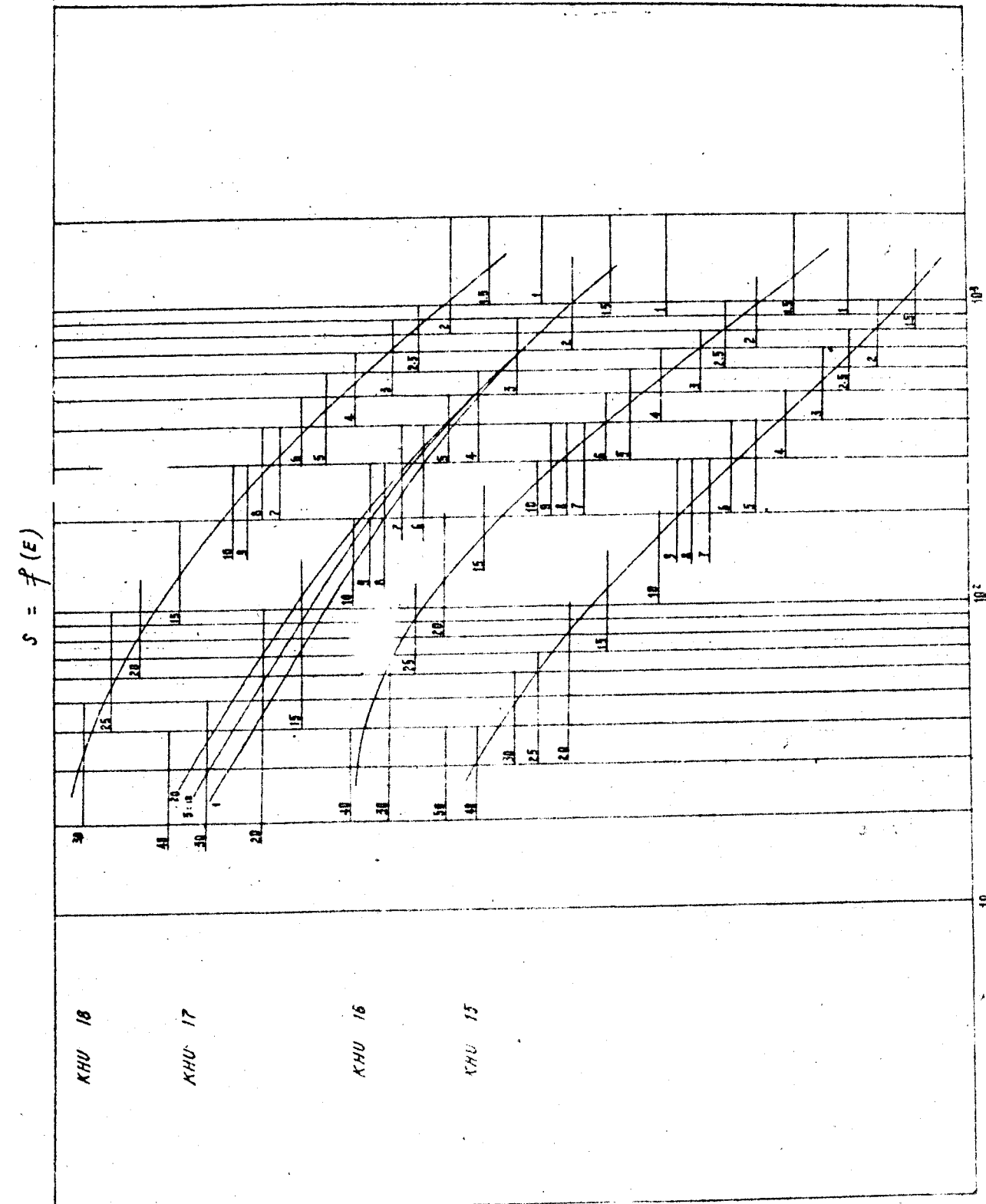


Hình 5 - 10b





Hình 5-10e



Hình 5-10f

Khu XVI: Gồm Nam Tây Nguyên, các cao nguyên Lang Bang, Di Linh – Mơ – nông.

Khu XVII: Gồm Thuận Hải và một phần Đồng Nai.

Khu XVIII: Nam Bộ.

4. Công thức triết giảm

1) Dạng công thức

Qua tổng hợp tài liệu lũ ở các lưu vực thấy rằng môđun đỉnh lũ q_m giảm khi diện tích lưu vực F tăng lên, vẽ các điểm quan hệ này trên giấy logarit thì có dạng thẳng như hình (5-11)

$$\text{Trong đó } q_m = \frac{Q_m}{F} \quad (\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2)$$

Từ hình vẽ trên thấy rằng:

– Khi $F < C$ thì các điểm tản mạn không có quan hệ.

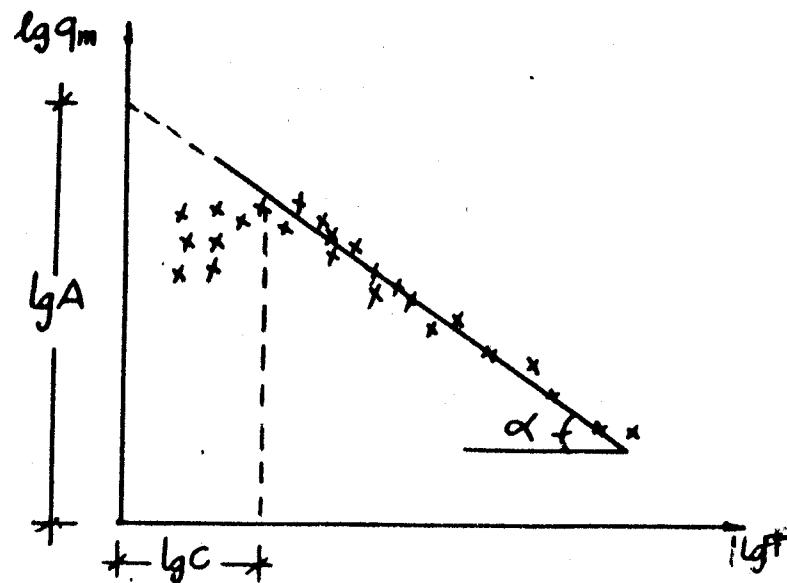
– Khi $F > C$ thì tạo thành băng điểm biểu thị mối tương quan đường thẳng giữa $\lg Q_m$ với $\lg F$ và phương trình tương quan là:

$$\lg q_m = \lg A - n \lg F \quad (5-53a)$$

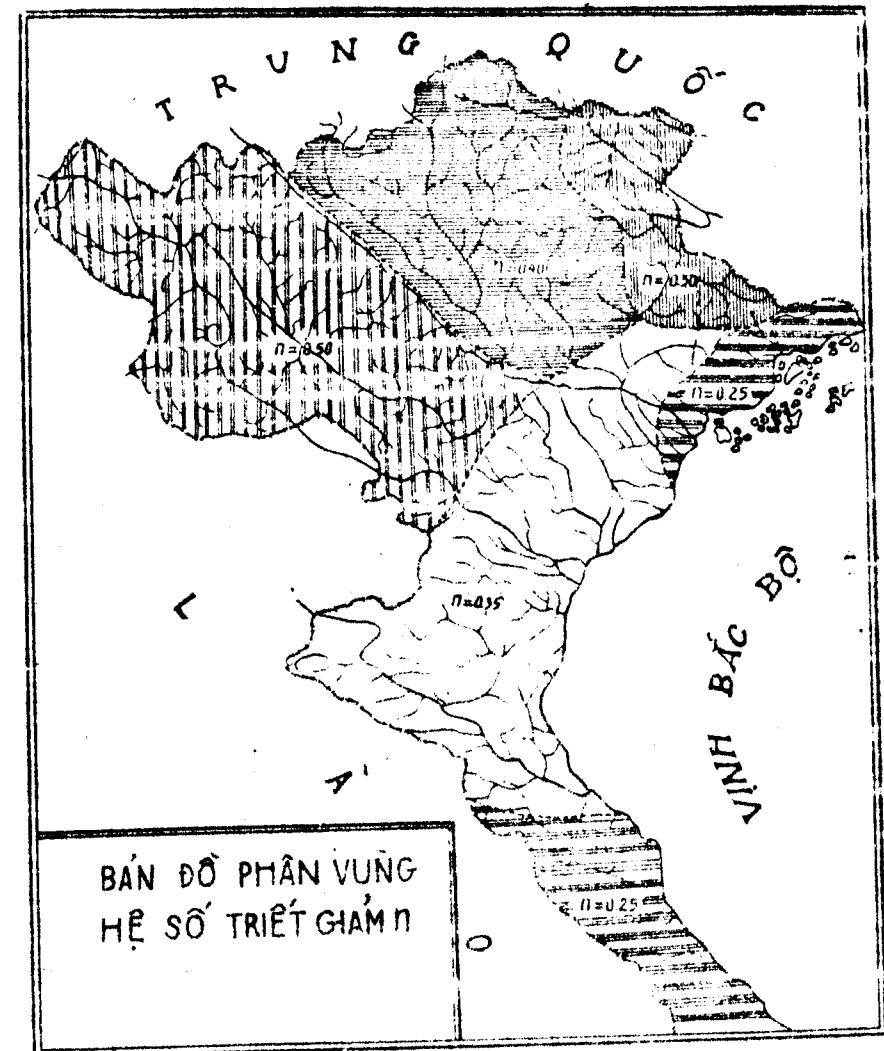
$$\text{Từ (5-53a) rút ra: } q_m = \frac{A}{F^n} \quad (5-54)$$

Trong đó: $-n = \text{tg} \alpha$ biểu thị mức độ triết giảm của q_m theo F nên gọi là hệ số triết giảm. Những vùng có điều kiện tương tự về khí hậu và mật độ trong sự tạo thành đỉnh lũ thì sẽ có cùng trị số n nên thông số này đã được phân vùng (xem hình vẽ 5-12).

Khi tổng hợp tài liệu cũng thấy giới hạn C ở khoảng 100 km^2 nên đã đề nghị xác định thông số A theo môđun đỉnh lũ của diện tích gốc (100 km^2) là q_{100} như sau:



Hình (5-11): Quan hệ $\lg q_m \sim \lg F$



Hình 5-12

$$A = q_{100} \cdot 100^n \quad (5-55)$$

Thay (5-55) vào (5-54) sẽ có:

$$q_{100} = q_m \cdot \left(\frac{F}{100} \right)^n \quad (5-56)$$

Để phục vụ tính lũ thiết kế nên q_m trong công thức (5-56) được tính với tần suất 10% và q_{100} là môđun đỉnh lũ của diện tích gốc (100 km^2) ứng với tần suất 10%. Trị số q_{100} đã được vẽ thành bản đồ đẳng trị (Hình vẽ 5-13)

Khi tần suất thiết kế $P \neq 10\%$ và công thức (5-54) biểu diễn theo q_{100} sẽ có dạng cụ thể là:

$$q_{mp} = q_{100} \left(\frac{100}{F} \right)^n \cdot \lambda_p \quad (5-57)$$

Trong đó λ_p là hệ số đổi tần suất (khi $P = 10\%$)

$$\lambda_p = \frac{q_{mp}}{q_{m\ 10\%}} \quad (5-58)$$

Trị số λ_p cũng được tổng hợp từ tài liệu thực tế (xem bảng 5-21)

Nếu xét cả tác dụng điều tiết của hồ ao trên lưu vực thì:

$$q_{mp} = q_{100} \left(\frac{100}{F} \right)^n \cdot \lambda_p \cdot \delta \quad (5-59)$$

Bảng 5-21: Hệ số chuyển tần suất λ_p

Lưu vực	Hệ số λ_p ứng với các tần suất					
	20%	10%	5%	2%	1%	0,5%
Sông Đà	0,851	1	1,162	1,353	1,539	1,666
Sông Thao	0,851	1	1,210	1,428	1,636	1,840
Sông Lô Gâm, sông Cầu, sông Thương	0,810	1	1,210	1,428	1,636	1,840
Sông vùng Quảng Bình, Quảng Ninh	0,824	1	1,195	1,429	1,590	1,840
Sông Mã, sông Cả	0,828	1	1,171	1,391	1,590	1,750

2). Trình tự tính toán Q_{mp} theo công thức triết giảm

a- Xác định q_{100} của lưu vực nghiên cứu từ bản đồ đẳng trị q_{100}

b- Xác định n từ bản đồ phân vùng thủy văn (hình 5-12).

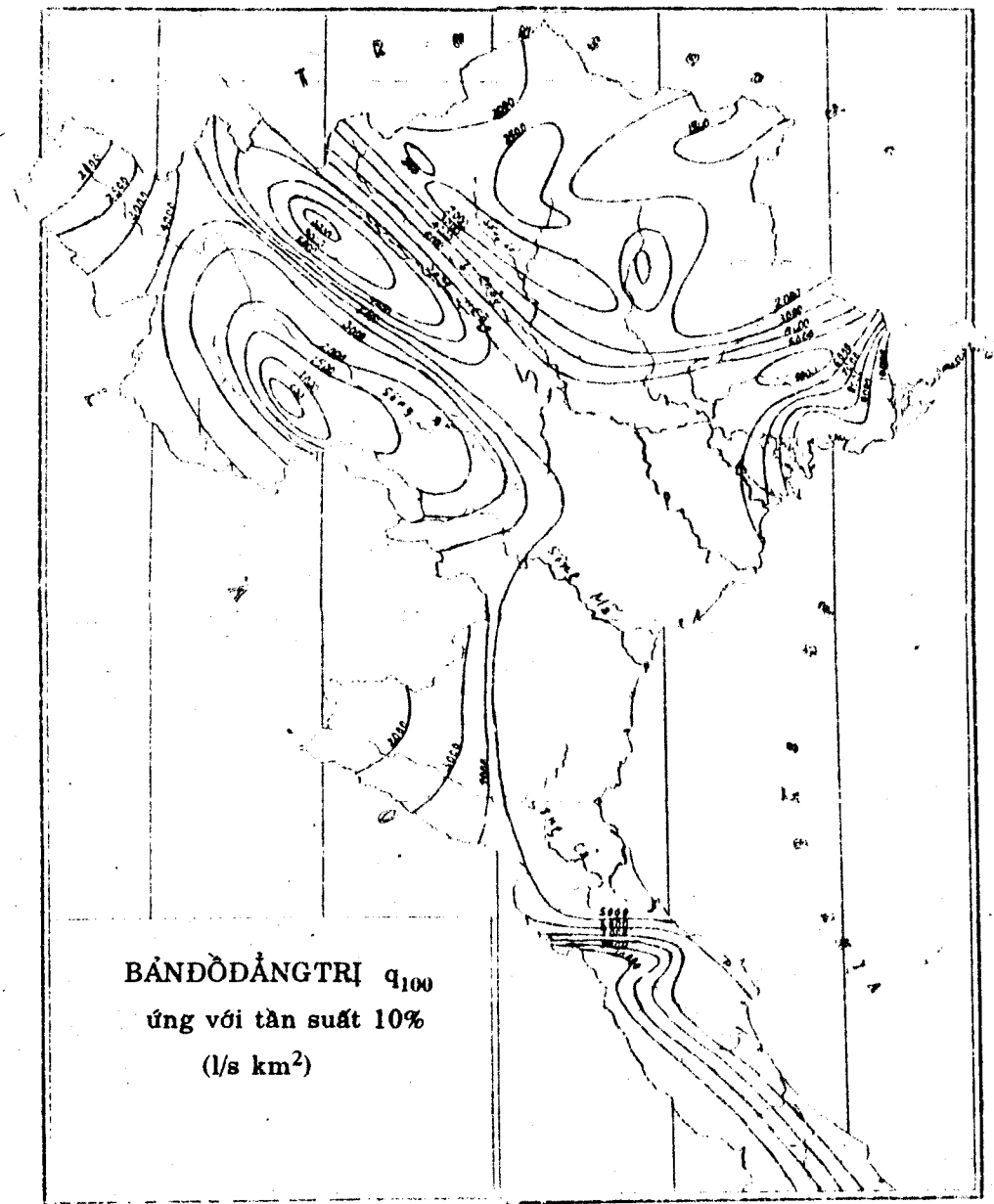
c- Xác định λ_p từ bảng (5-21)

d- Xác định δ (giống như mục 2.)

Cuối cùng tính $Q_{mp} = q_{mp} \cdot F$

Khi chọn được lưu vực tương tự có nhiều tài liệu thì thông số A sẽ mượn của lưu vực tương tự, cụ thể có công thức tính thiết kế là:

$$Q_{mp} = Q_{mpa} \left(\frac{F}{F_a} \right)^{1-n} \quad (5-60)$$



Hình 5-13

Ở Việt Nam, công thức triết giảm được quy định dùng cho các lưu vực vừa và lớn ($F > 100 \text{ km}^2$).

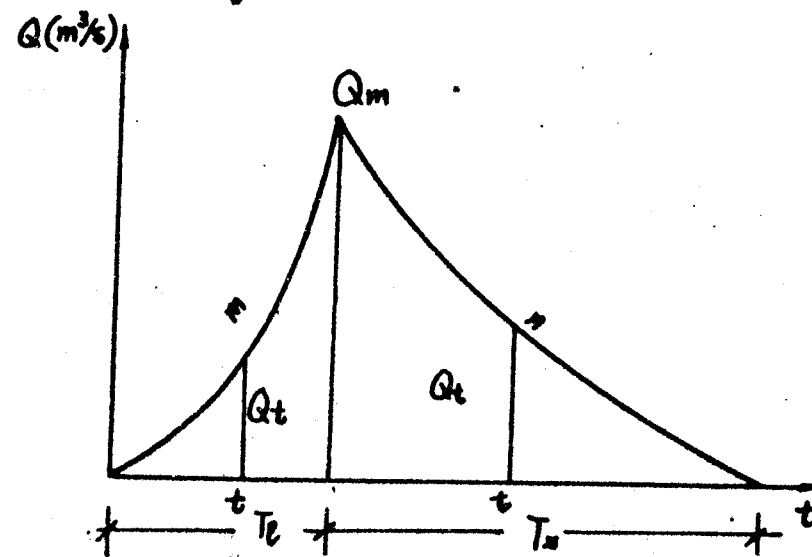
5. Công thức Xô - cô - lốp - sky:

1) Dạng công thức:

Để xây dựng công thức, tác giả đã khái quát đường quá trình lũ là 2 nhánh pa-ra-bol cắt nhau ở đỉnh và từ đó tìm mối quan hệ giữa đỉnh lũ với lượng lũ như sau (xem hình vẽ 5-14):

Phương trình của nhánh lũ lên (t tính từ gốc tọa độ):

$$Q_t = Q_m \cdot \left(\frac{t}{T_l} \right)^m \quad (5-61)$$



Hình (5-14)

Quá trình lũ khi xây dựng công thức Xô-kô-lốp-sky

Phương trình của nhánh lũ xuống (t tính từ lúc xuất hiện đỉnh lũ):

$$Q_t = Q_m \cdot \left(\frac{T_x - t}{T_x} \right)^n \quad (5-62)$$

Trong đó m và n là bậc của đường Pa-ra-bol nhánh lên và nhánh xuống.

Vậy có

$$W_m = \int_0^{T_l} Q_m \left(\frac{t}{T_l} \right)^m dt + \int_0^{T_x} Q_m \left(\frac{T_x - t}{T_x} \right)^n dt$$

$$W_m = \frac{Q_m}{T_l^{m+1}} \int_0^{T_l} t^{m+1} dt - \frac{Q_m}{T_x^{n+1}} \int_0^{T_x} (T_x - t)^{n+1} d(T_x - t)$$

$$W_m = \frac{Q_m}{T_l^{m+1}} \frac{t^{m+1}}{m+1} \Big|_0^{T_l} - \frac{Q_m}{T_x^{n+1}} \frac{(T_x - t)^{n+1}}{n+1} \Big|_0^{T_x}$$

$$W_m = Q_m \left(\frac{T_l}{m+1} + \frac{T_x}{n+1} \right) \quad (5-63)$$

Nếu đặt $\frac{T_x}{T_l} = \gamma$, tiếp tục biến đổi (5-63):

$$W_m = Q_m \cdot T_l \left(\frac{1}{m+1} + \frac{\gamma}{n+1} \right)$$

$$\text{Vậy có: } Q_m = \frac{W_m}{T_l} \left[\frac{(m+1)(n+1)}{(n+1) + \gamma(m+1)} \right]$$

$$Q_m = \frac{W_m}{T_l} \cdot f = K \cdot \frac{y \cdot F}{T_l} \cdot f$$

$$\text{Trong đó: } f = \frac{(m+1)(n+1)}{(n+1) + \gamma(m+1)} \text{ và gọi là hệ số hình dạng lũ}$$

- y là lớp nước sinh dòng chảy lũ, theo tác giả thì:

$$y = \alpha (H_r - H_0) \quad (5-64)$$

Với α là hệ số dòng chảy tràn lũ

H_0 là lượng tổn thất ban đầu

H_r là lượng mưa lớn nhất trong thời gian tập trung dòng chảy τ .

- K là hệ số đối thứ nguyên, khi có T_l (giờ), y (mm), F (km²), Q_m (m³/s) thì K = 0,278

Nếu xét cả tác dụng điều tiết của hồ ao và lưu lượng nước trong sông trước khi có lũ Q_{ng} thì:

$$Q_{mp} = 0,278 \cdot \frac{\alpha(H_{rp} - H_0)}{T_l} \cdot F \cdot f \cdot \delta + Q_{ng} \quad (5-65)$$

2) Trình tự tính toán Q_{mp} và cách xác định các thông số trong công thức:

a) Xác định thời gian lũ lên T_l :

Theo đề nghị của tác giả thì:

$$T_l = \tau_s = \frac{L}{3,6 \cdot \bar{v}_r} \quad (5-66)$$

Trong đó: $\bar{v}_r$ là vận tốc truyền lũ trung bình trong sông và có:

$$\bar{v}_r = (0,6 + 0,7) \cdot \bar{v}_{max}$$

với $\bar{v}_{max}$ là vận tốc bình quân lớn nhất ở cửa ra xác định theo tài liệu thực đo, cũng có thể lấy theo lũ điều tra hoặc theo tài liệu đo đạc của lưu vực tương tự.

b) Nhóm thông số $\alpha(H_{rp} - H_0)$ biểu thị mối quan hệ mưa rào dòng chảy được xác định theo sơ đồ phân khu quan hệ mưa rào dòng chảy (hình vẽ 5-15) và bảng (5-22), còn lượng mưa lũ thiết kế được tính:

$$H_{rp} = \psi(\tau) \cdot H_{np}$$

với H_{np} là lượng mưa ngày lớn nhất thiết kế của trạm đại diện

$\psi(\tau)$ tra từ quan hệ $\psi(\tau) \sim \tau$ (bảng 5-14) với $\tau = \tau_s$.

c) Xác định hệ số hình dạng lũ f : có thể xác định từ bản đồ phân vùng thủy văn hoặc lấy theo lưu vực tương tự

$$f = f_a = \frac{3600 \cdot Q_{ma} \cdot T_{la}}{W_{ma}}$$

d) Trị số Q_{ng} sẽ được bỏ qua với lưu vực bé (hoặc vùng khô hạn) và lấy bằng dòng chảy chuẩn ở các lưu vực tương đối lớn.

Ở Việt Nam, công thức (5-65) được quy định dùng ở các lưu vực vừa và lớn ($F > 100 \text{ km}^2$)

Bảng 5-22: Quan hệ mưa rào dòng chảy của các phân khu [19]

TT	Phân khu mưa rào dòng chảy	$h = \alpha (H_{\tau} - H_0)$
I	Lưu vực sông Nậm Rốm và thượng nguồn sông Mã	$h = 0,62 (H - 16)$
II	Lưu vực sông Đà	$h = 0,88 (H - 20)$
III	Các lưu vực sông Thao	$h = 0,85 (H - 15)$
IV	Các lưu vực thượng nguồn sông Chảy, sông Lô	$h = 0,82 (H - 25)$
V	Các lưu vực từ hạ lưu sông Chảy tới sông Thương	$h = 0,72 (H - 24)$
VI	Các lưu vực sông Kỳ Cùng, Lục Nam	$h = 0,88 (H - 20)$
VII	Các lưu vực vùng Quảng Ninh	$h = 0,91 (H - 16)$
VIII	Các lưu vực từ sông Mã tới sông Hương	$h = 0,88 (H - 20)$
IX	Các lưu vực từ sông Thu Bồn tới sông Cay	$h = 0,86 (H - 16)$
X	Các lưu vực sông Sê San, Srêpok	$h = 0,76 (H - 21)$
XI	Các lưu vực sông Đồng Nai, Sông Bé	$h = 0,64 (H - 25)$

6. Lũ cực hạn.

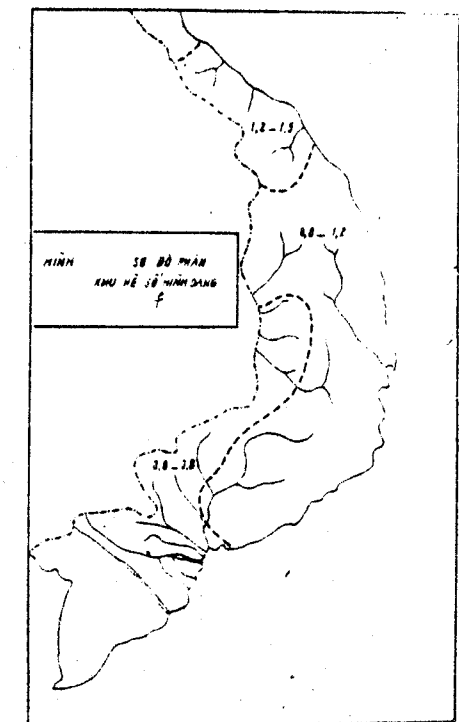
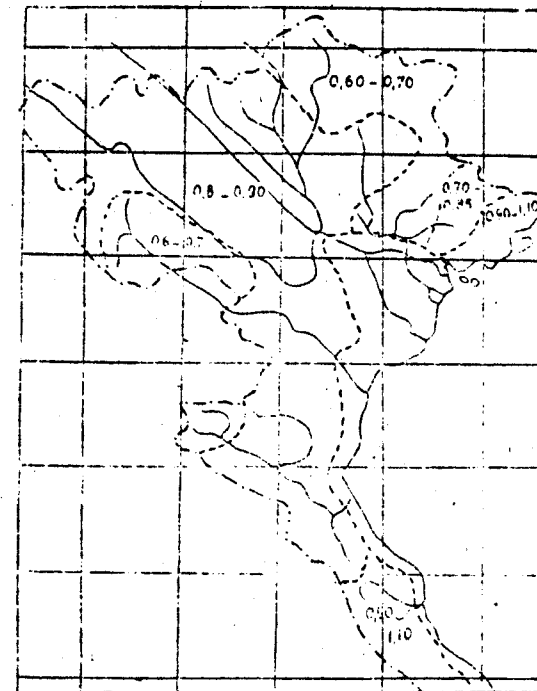
Một trong nhiều nguyên nhân làm đổ vỡ các công trình thủy lợi là do lũ, gây nên những hậu quả vô cùng nghiêm trọng, do đó để bảo đảm an toàn cho công trình thủy lợi, bảo vệ tính mạng và tài sản của nhân dân có ý kiến cho rằng khi tính toán lũ cho thiết kế công trình không nên tính theo tần suất thiết kế mà nên tính toán theo lũ cực hạn (Q_{LCH}), lũ thiết kế (Q_{LTK}) sẽ bằng:

$$Q_{LTK} = K Q_{LCH}$$

trong đó K là hệ số, tùy thuộc vào mức độ quan trọng của công trình thủy lợi.

Hiện nay có nhiều biện pháp để tính toán lũ cực hạn, có phương pháp theo lý luận mưa cực hạn, có phương pháp tổng hợp địa lý lũ hiếm thấy. Dưới đây giới thiệu sơ lược hai phương pháp đó.

1) Phương pháp mưa cực hạn: nếu xác định được mưa cực hạn sẽ xác định được lũ cực



Hình 5-15

hạn theo phương pháp tính lũ từ mưa. Việc tính lũ cực hạn cũng có rất nhiều phương pháp nhưng hình thành hai xu thế sau:

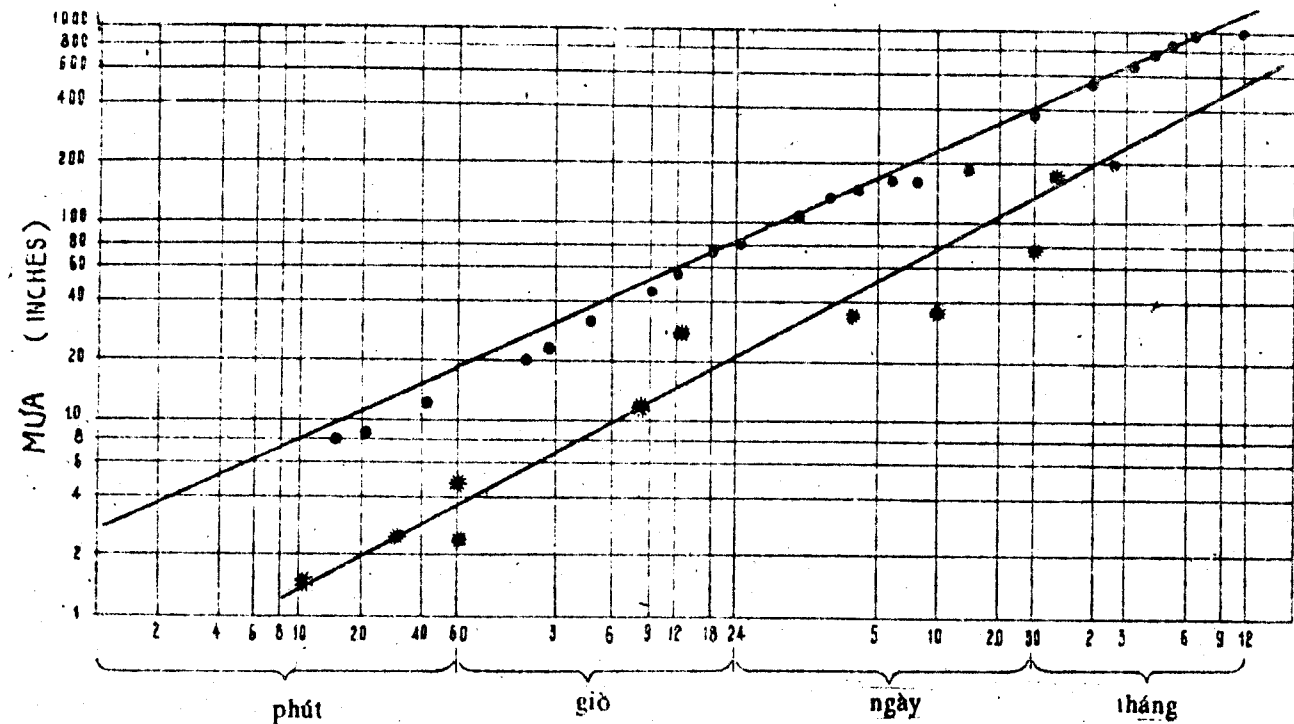
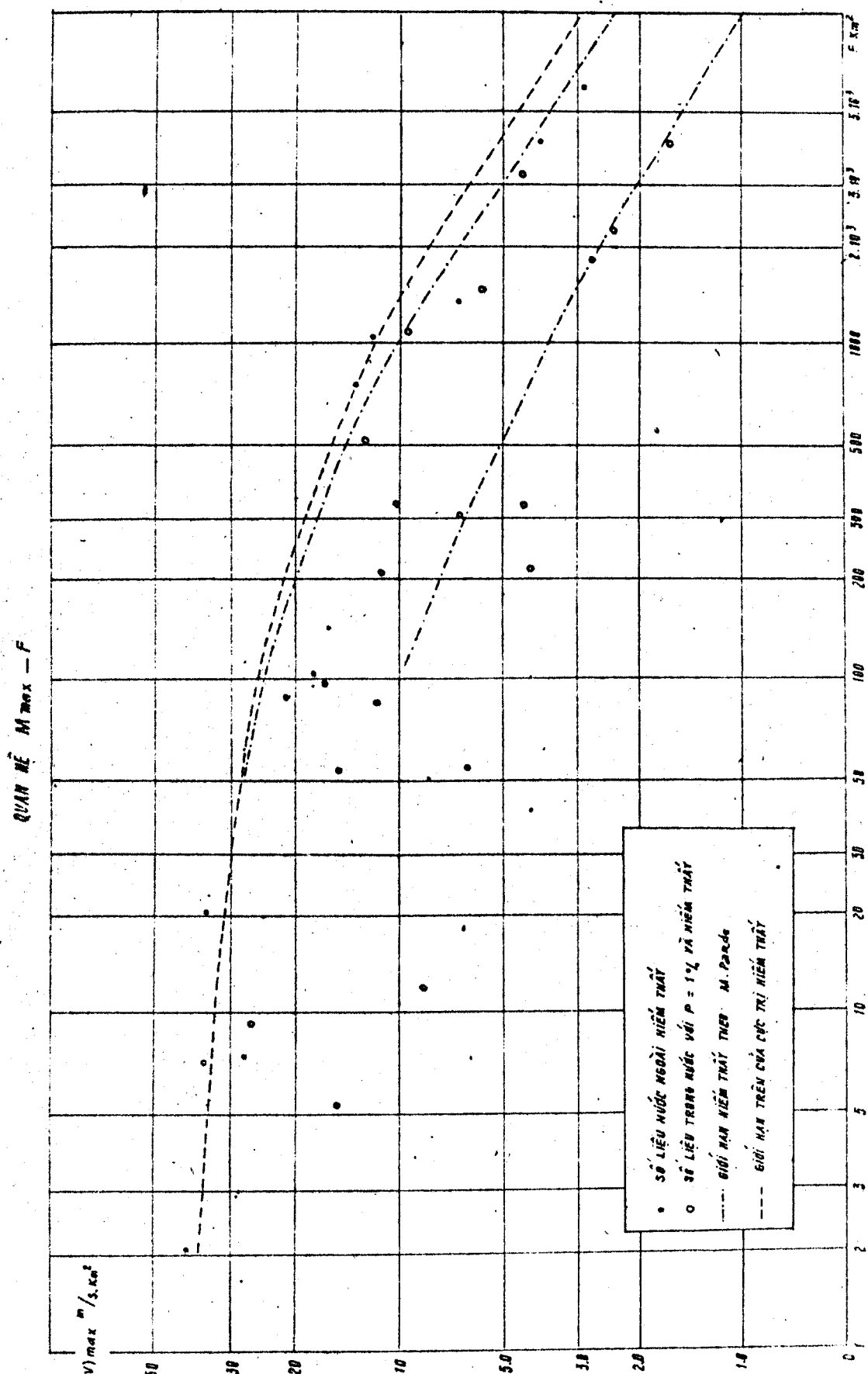
a) Xuất phát từ nguyên nhân hình thành thời tiết của mưa sinh lũ, kết hợp giữa lý luận và thực nghiệm xây dựng các mô hình thời tiết, dựa vào mô hình đó để tìm mưa cực đại. Việc xây dựng mô hình thời tiết có nhiều cách:

- Cân bằng vận chuyển hơi nước trên khoảng không của lưu vực nghiên cứu.
- Khái quát mô phỏng hệ thống thời tiết mưa sinh lũ
- Chuyển dịch mưa lũ theo phương pháp kinh nghiệm và bán kinh nghiệm.
- Tổ hợp các quá trình thời tiết theo phương pháp kinh nghiệm.

b) Phương pháp thống kê hàng loạt các tư liệu mưa hiếm thấy (Hình 5 - 16a: Mưa hiếm thấy trong nước và thế giới).

2. Phương pháp lũ hiếm thấy: Căn cứ vào số liệu thực đo hoặc điều tra được về lũ hiếm thấy trong khu vực xây dựng quan hệ mô đuyen dòng chảy đỉnh lũ theo diện tích (Hình 5 - 16b).

Phương pháp tính lũ cực hạn đang được nhiều người quan tâm nghiên cứu, các phương pháp tính toán cũng rất đa dạng, song cũng khó có thể đánh giá được con lũ tính được có đúng là lũ cực hay không? Thực tế nó có thể xảy ra không? Đây là vấn đề còn đang bàn cãi.



Hình 5-16b

7. Xác định W_{mp} .

Nếu có thể chọn được lưu vực tương tự có tài liệu đo đạc và tương quan $Q_m \sim W_m$ tốt thì nên mượn quan hệ này để xác định W_{mp} cho lưu vực nghiên cứu. Ngược lại, thường xác định W_{mp} theo các công thức kinh nghiệm.

Công thức tổng quát để tính W_{mp} là:

$$W_{mp} = 10^3 \cdot y_p \cdot F \quad (5-67)$$

Trong đó: y_p là lớp nước lũ thiết kế (mm), có thể xác định y_p như trong công thức của Xô - kô - lớp - sky hoặc tính tương ứng với thời gian mưa hiệu quả T_b :

$$y_p = \alpha \cdot \psi(T_b) \cdot H_{np} \quad (5-68)$$

Với các lưu vực nhỏ đã đề nghị các công thức kinh nghiệm tính từ mưa như sau [2].

— Khi $F = 1 + 50 \text{ km}^2$ dùng mưa ngày để tính tổng lượng lũ:

$$W_{mp} = 10^3 \cdot \alpha \cdot H_{np} \cdot F \quad (5-69)$$

– Khi $F < 1 \text{ km}^2$ thì tổng lượng lũ tính theo lượng mưa lớn nhất trong thời đoạn 150 phút:

$$W_{mp} = 10^3 \cdot \alpha \cdot \psi_{(150)} \cdot H_{np} \cdot F \quad (5-70).$$

Trong đó α tra bảng (5-16) ứng với $F > 100 \text{ km}^2$ cho cả 2 trường hợp.

8. Xác định (Q~t) lũ TK:

Tùy theo tình hình mưa, hình dạng, kích thước và các điều kiện thủy lực khác của lưu vực, đường quá trình lũ có dạng đơn giản hoặc phức tạp. Hiện nay hầu hết các phương pháp tính toán đường quá trình lũ chỉ mới xét đến hình dạng lũ đơn.

Khi phân tích các trận lũ thực tế thấy các đường quá trình lũ thường có một số đặc điểm chung như sau:

- Nhánh lên thường dốc, đối với các trận lũ lớn thường có dạng cong lên.
- Nhánh lũ xuống thường kéo dài so với nhánh lên do tác dụng điều tiết của lưu vực và trong tất cả các trường hợp đều có dạng cong xuống trừ trường hợp lũ bị điều tiết mạnh bởi ao hồ.

- Lưu vực càng nhỏ dạng đường quá trình càng đối xứng.

Sau đây sẽ giới thiệu một số dạng đường quá trình thường dùng.

1. Dạng đường quá trình hình tam giác

- Đã có Q_{mp} và W_{mp} , dễ dàng tính được thời gian lũ:

$$T_{lg} = \frac{2 W_{mp}}{Q_{mp}}$$

- Cần biết thêm tỷ số giữa thời gian nước xuống T_x và thời gian nước lên T_l :

$$\gamma = \frac{T_x}{T_l}$$

γ phụ thuộc vào F và các nhân tố điều tiết của lưu vực. Đối với lưu vực nhỏ ít điều tiết $\gamma = 1,5 + 2$, đối với lưu vực điều tiết nhiều $\gamma = 2,5 + 3,5$.

3) Dạng đường quá trình hình thang.

Đối với lưu vực bé, trong trường hợp mưa lớn kéo dài có thể dùng đường quá trình hình thang. Thời gian kéo dài đỉnh T_d trong thiết kế thường lấy $T_d = 0,1$. T_{lg} và trường hợp này có:

$$T_{lg} = \frac{2 W_{mp}}{1,1 \cdot Q_{mp}}$$

Tỷ số γ vẫn được lấy như trường hợp dạng tam giác

3. Dạng đường cong Xô-kô-lốp - sky

Đường quá trình là 2 nhánh Pa-ra-bol cắt nhau ở đỉnh, phương trình của nhánh lên như (5-61) và nhánh xuống như (5-62).

Đối với lũ do mưa rào đề nghị lấy $m = 2$ và $n = 3$.

Để xây dựng đường quá trình loại này cần biết Q_{mp} thời gian nước lên T_l và thời gian nước xuống T_x . Các đặc trưng này xác định theo các phương pháp đã trình bày ở trên ($T_l = t_s$, $T_x = \gamma \cdot T_l$).

5-5. TÍNH TOÁN DÒNG CHẢY KIẾT THIẾT KẾ.

Dòng chảy kiệt là dòng nước trong sông trong thời kỳ dòng chảy đạt tới trị số bé nhất (ngày, tuần, tháng, mùa,...)

Dòng chảy kiệt sinh ra trong mùa khô ít mưa, lượng dòng chảy kiệt chủ yếu do nước ngầm trữ trong lưu vực cung cấp. Tùy theo điều kiện khí hậu và địa lý tự nhiên của các lưu vực khác nhau nên dòng chảy kiệt cũng phát sinh khác nhau.

Ở những vùng mưa nhiều, lượng mưa phân bố đều, thời gian mưa mùa kiệt dài... đều có tác dụng làm tăng dòng chảy kiệt.

Những nhân tố mặt đệm có tác dụng làm tăng lượng nước ngầm, tăng phạm vi cung cấp nước ngầm, tăng khả năng điều tiết... đều làm tăng lượng dòng chảy kiệt. Thí dụ như kích thước lưu vực; mức độ ao hồ, đầm lầy; vai trò của rừng; tính chất của đất đá trong lưu vực.

Các hoạt động kinh tế của con người như trồng cây gây rừng hoặc phá rừng làm rẫy, xây dựng hồ chứa, khoanh vùng giữ nước... đều ảnh hưởng rất lớn đến sự tăng giảm dòng chảy kiệt.

Dòng chảy kiệt quyết định các chỉ tiêu đảm bảo tối thiểu ở các đầu mối công trình thủy lợi hoạt động trên dòng chảy thường ngày và không có khả năng điều tiết (không có hồ chứa nước) như công suất nhỏ nhất của nhà máy thủy điện, lưu lượng cung cấp nước nhỏ nhất và chiều sâu vận chuyển nhỏ nhất.

Ở các công trình trên, nhiệm vụ có thể được đặt ra cho người thiết kế theo 2 cách:

- Hoặc là nhận được 1 đầu mối công trình thủy lợi với lưu lượng (hay công suất) nhất định do đòi hỏi của nông nghiệp hay công nghiệp đặt ra.

- Hoặc là dùng tuyến đã chọn với mục đích nhận được lượng nước (hay lượng điện) lớn nhất theo giá thành nhỏ nhất.

Trong cả 2 cách thì người thiết kế đều cần một tài liệu thủy văn là: bao nhiêu ngày trong năm lưu lượng sẽ không vượt quá mức đã định ứng với tần suất thiết kế cho trước? (hoặc trị số lưu lượng trong thời gian một số ngày cho trước trong năm ứng với tần suất nào?). Thực tế hiện nay thường yêu cầu xác định lưu lượng kiệt ngày (kiệt tuyệt đối), lưu lượng kiệt tháng hoặc lưu lượng bình quân 30 ngày kiệt nhất với mức đảm bảo lấy theo bảng (5-3).

Trong thực hành, tương tự như tính toán dòng chảy năm và dòng chảy lũ thiết kế, việc xác định dòng chảy kiệt thiết kế cũng được phân chia theo mức độ thông tin về tài liệu thủy văn của lưu vực nghiên cứu.

5 - 5-1. Xác định lưu lượng kiệt thiết kế khi có nhiều tài liệu

Để đánh giá tính đại biểu của liệt dòng chảy kiệt và cách xác định Q_{kp} hoàn toàn tương tự như tính toán lượng DCNTK.

Khi tính toán lưu lượng bình quân 30 ngày nhỏ nhất thiết kế Q_{k30p} thì việc chọn mẫu được tiến hành như sau:

- Vẽ đường quá trình lưu lượng bình quân ngày trong mùa kiệt cho tất cả các năm có tài liệu quan trắc.

- Trên đường quá trình xác định thời đoạn 30 ngày liên tục nhỏ nhất của mỗi năm

- Theo bảng lưu lượng bình quân ngày tính Q_{k30}

Thông thường có $Q_{k30} \leq Q_{kth}$ (lưu lượng bình quân tháng nhỏ nhất). Trong điều kiện nước ta mùa kiệt kéo dài và tương đối ổn định nên có thể dùng Q_{kth} thay cho Q_{k30} .

Khi tính toán lưu lượng bình quân ngày nhỏ nhất thiết kế Q_{kngp} để giảm bớt sai số nên tính gián tiếp qua Q_{kthp} và tương quan $Q_{kng} \sim Q_{kth}$. Bởi vì trị số Q_{kng} thường nhỏ, đo đạc khó đảm bảo chính xác, nhiều nhân tố ảnh hưởng tới kết quả đo đạc như sự thay đổi lòng sông lấy nước tưới ruộng, cỏ mọc trong lòng sông v.v...

5- 5-2. Xác định lưu lượng kiệt thiết kế khi có ít tài liệu

Khi có ít tài liệu, nguyên tắc chung là phải tiến hành kéo dài liệt dòng chảy kiệt.

Cách làm cũng hoàn toàn tương tự như khi tính lượng DCNTK trong trường hợp có ít tài liệu.

Để chọn được lưu vực tương tự có thể kiểm tra các tỷ số giữa dòng chảy kiệt quan trắc đồng thời của lưu vực tương tự và lưu vực nghiên cứu:

$$K_i = \frac{Q_{kai}}{Q_{ki}} \quad (5-71)$$

Nếu các hệ số K_i tương đối ổn định thì điều kiện cung cấp nước ngầm ở hai lưu vực có thể xem là như nhau.

Khi thời gian quan trắc không dài (3 + 5 năm), để tăng cường mức độ tin cậy của quan hệ có thể sử dụng lưu lượng bình quân các tháng trong mùa kiệt vào việc xây dựng tương quan.

Khi tài liệu quá ít không thể xây dựng tương quan được có thể tính toán theo phương pháp tỷ lệ đơn giản sau:

- Chọn lưu vực tương tự, từ đó tính Q_{kpa}

- Tính tỷ số giữa Q_{kpa} với lưu lượng kiệt của các năm có tài liệu đo đạc song song của lưu vực tương tự:

$$K_{ai} = \frac{Q_{kpa}}{Q_{kai}} \quad (5-72)$$

- Tính lưu lượng kiệt thiết kế của lưu vực nghiên cứu:

$$Q_{kp} = \frac{\sum_{i=1}^m K_{ai} \cdot Q_{ki}}{m} \quad (5-73)$$

Trong đó: m là số năm có tài liệu kiệt đo đạc song song giữa 2 lưu vực.

Q_{kai} và Q_{ki} là lưu lượng kiệt (ngày, tháng hoặc 30 ngày) của LVTT và LVNC của năm đo đạc song song thứ i.

Với cách làm này chỉ cần có 1 hoặc 2 năm tài liệu quan trắc cũng tính toán được Q_{kp} .

5 - 5 - 3. Xác định lưu lượng kiệt thiết kế khi không có tài liệu

Trong trường hợp không có tài liệu quan trắc dòng chảy kiệt có thể xác định theo phương pháp lưu vực tương tự, phương pháp nội suy địa lý (dùng bản đồ đẳng trị hoặc phân vùng mô đyun kiệt) hoặc bằng công thức kinh nghiệm.

Xin được giới thiệu 1 công thức kinh nghiệm của Cục Thủy văn [4]:

$$M_{kthp} = A \cdot X_p^m$$

Trong đó:

- X_p là lượng mưa năm thiết kế

- m là số mũ biểu thị mức độ ảnh hưởng của mưa đến dòng chảy kiệt.

- A là thông số địa lý

Các thông số A và m đã được phân vùng cho phần miền Bắc như sau:

- Vùng 1: $A = 0,0000014$, $m = 1,98$

- Vùng 2: $A = 0,0000022$, $m = 2,02$

- Vùng 3: $A = 0,0000017$, $m = 1,80$

5-6. TÍNH TOÁN MƯA TUỚI THIẾT KẾ.

Khi tính toán chế độ tưới cho lúa và hoa màu cần xác định mức tưới, thời gian tưới và số lần tưới. Mức tưới M_i ở thời đoạn tính toán Δt_i nào đó tính theo công thức sau:

$$M_i = W_{hao\ i} - X_i'$$

Trong đó: - $W_{hao\ i}$ là lượng nước hao trong Δt_i (bao gồm thấm, bốc hơi, v.v...)

- X_i' là lượng mưa sử dụng được trong Δt_i

Như vậy, để tính toán chế độ tưới trước tiên phải xét khả năng đáp ứng của tự nhiên, đó là mưa rơi trên mặt ruộng.

Nếu đặt bài toán theo quan điểm hệ thống thì phải xét các biến vào, biến ra và cấu trúc của hệ thống trong mối quan hệ tương hỗ và ràng buộc lẫn nhau theo cả không gian và thời gian. Ở đây là sự tổ hợp tương ứng giữa mưa trên khu tưới và nguồn nước của sông đến công trình, tức là sử dụng toàn liệt để tính toán. Nhưng do hạn chế về mặt tài liệu hoặc để đơn giản hóa vấn đề tính toán trong thực tế thường chỉ chọn mưa năm và mưa các thời đoạn của 1 năm nào đó làm căn cứ để tính toán chế độ tưới và gọi là mưa tưới thiết kế (MTTK).

Tùy theo yêu cầu nghiên cứu, mưa năm có thể là mưa theo năm lịch hoặc năm thủy văn, mưa các thời đoạn là mưa trong thời vụ cây trồng (gọi là mưa mùa hay mưa vụ). Thời vụ cây trồng tại 1 vùng nào đó trong năm phụ thuộc vào thời tiết, giống cây trồng và nguồn nước.

Tương tự như dòng chảy năm, tính toán MTTK bao gồm xác định lượng MTTK và mô hình MTTK.

5.6.1. Xác định lượng MTTK.

Tần suất thiết kế P để tính mưa lấy theo bảng (5-3). Thời đoạn tính mưa tưới (năm, mùa, vụ) do yêu cầu thiết kế qui định. Thí dụ với lúa là 3 vụ: vụ lúa xuân, vụ lúa hè thu, và vụ lúa mùa. Trong từng vụ lại có thể khống chế thời kỳ dùng nước khẩn trương v.v...

Tiến hành chọn trạm mưa tính toán, đó là trạm có tài liệu đo mưa và đại diện cho vùng (có thể là 1 trạm hoặc 1 số trạm). Xác định liệt số thống kê tài liệu mưa (ứng với các thời đoạn tính mưa), vẽ đường tần suất mưa và tính lượng MTTK (mưa năm X_p ; mưa mùa X_{mp} ; mưa vụ X_{vp}).

5.6.2. Xác định mô hình MTTK

1. Chọn mô hình mưa điển hình: là 1 năm thực đo và thỏa mãn các điều kiện sau:

1/ Có lượng mưa năm, lượng mưa mùa, lượng mưa vụ xấp xỉ các lượng MTTK.

2/ Có dạng phân phối tương đối bất lợi cho yêu cầu sử dụng nước, nghĩa là khi cần tưới nhiều thì nguồn nước lại khan hiếm và ít mưa, đồng thời cũng là dạng hay gặp trong thực tế. Muốn vậy, trong từng năm hoặc từng thời đoạn tính toán cần thống kê số ngày mưa, số trận mưa, khoảng cách giữa các trận mưa, lượng mưa và sự phân bố mưa trong từng tháng, từng tuần v.v... Từ đó phân tích quy luật mưa của vùng, đánh giá tính bất lợi của dạng phân bố và dạng thường gặp để chọn năm điển hình.

2. TIẾN HÀNH THU PHÓNG

Cách làm hoàn toàn tương tự như khi xác định quá trình lũ thiết kế theo phương pháp phân ra lũ chính phụ, cụ thể qua 2 bước như sau:

1/ Tính các hệ số hiệu chỉnh (trường hợp thời đoạn vụ nằm trong thời đoạn mùa):

$$K_1 = \frac{X_{vp}}{X_{vdh}}$$

$$K_2 = \frac{X_{mp} - X_{vp}}{X_{mdh} - X_{vdh}}$$

$$K_3 = \frac{X_p - X_{mp}}{X_{dh} - X_{mdh}}$$

2/ Nhân các lượng mưa của năm điển hình với các hệ số hiệu chỉnh tương ứng sẽ được mô hình MTTK (giữ nguyên thời gian phân bố của mưa).

Ghi chú: 1. Tùy theo yêu cầu thiết kế, các thời đoạn cần khống chế có thể tăng hoặc giảm (Thí dụ chỉ khống chế năm và các thời kỳ dùng nước khẩn trương v.v...)

2. Tùy theo yêu cầu thiết kế, mức độ chi tiết của mô hình mưa có thể lấy thời đoạn là tháng, tuần hoặc ngày (thông thường là thời đoạn ngày nên yêu cầu có tài liệu mưa ngày) -

5 - 7. Tính toán mưa tiêu thiết kế (MTTK)

Khi tính toán tiêu nước do sự úng ngập của mưa gây ra cho 1 vùng nào đó cần phải xác định hệ số tiêu nước mặt, đó là lưu lượng cần làm thoát đi từ 1 đơn vị diện tích nhằm đảm bảo một chế độ chịu ngập nhất định (l/s - ha).

Thí dụ về tiêu nước ở ruộng lúa: lúa là loại cây trồng có khả năng chịu ngập, khả năng này thay đổi theo từng loại lúa, từng thời kỳ sinh trưởng của lúa. Nó được đặc trưng bởi 2 yếu tố quan trọng là: độ sâu chịu ngập và thời gian chịu ngập. Hệ số tiêu mặt đất trên ruộng lúa cần được tính toán trong điều kiện công trình tiêu nước hoàn chỉnh, bảo đảm thực hiện đầy đủ phương châm tiêu nước đã đề ra. Phương trình cân bằng nước dùng để xác định hệ số tiêu là:

$$X_i - (W_{hi} + W_{qi}) = \pm \Delta_{hi}$$

Trong đó:

- X_i là lượng mưa rơi trên ruộng lúa trong ngày thứ i (mm/ngày)
- W_{hi} là lượng tổn thất do ngấm và bốc hơi trên ruộng lúa trong ngày thứ i (mm/ngày).
- W_{qi} là lớp nước tiêu trong ngày thứ i (mm/ngày)
- Δ_{hi} là sự thay đổi (tăng hoặc giảm) lớp nước mặt ruộng trong ngày thứ i.

Từ trị số W_{qi} sẽ tính được hệ số tiêu theo công thức:

$$q_i = \frac{W_{qi}}{8,64} \text{ (l/s - ha)}$$

Từ trị số Δh_i và lớp nước mặt ruộng ở đầu ngày thứ i là h_{i-1} sẽ xác định được lớp nước mặt ruộng ở cuối ngày thứ i .

$$h_i = h_{i-1} \pm \Delta h_i$$

Như vậy hệ số tiêu q_i phụ thuộc vào các yếu tố cơ bản sau:

- Mua gây úng (lượng mưa và phân bố của mưa)
- Khả năng chịu ngập của cây trồng (độ sâu chịu ngập và thời gian chịu ngập).
- Kết cấu và tình trạng của hệ thống công trình tiêu nước (khả năng tiêu nước)
- Tính chất đất đai và đặc điểm địa hình của vùng tiêu (khả năng thấm, điều tiết).
- Tầm quan trọng về chính trị, kinh tế, văn hóa của đối tượng cần tiêu (để chọn mức đảm bảo tiêu nước hay tần suất thiết kế).

Ở góc độ tính toán thủy văn công trình để phục vụ tính toán tiêu nước cần nghiên cứu và đánh giá mưa gây ra sự úng ngập này. Tương tự như tính toán mưa tưới, nếu đặt bài toán theo quan điểm hệ thống thì tính toán liệt. Nếu đơn giản hóa thì chỉ sử dụng 1 quá trình mưa gây úng của 1 năm nào đó làm căn cứ để xác định hệ số tiêu và gọi đó là mưa tiêu thiết kế (MTTK). Tính toán MTTK cũng gồm 2 nội dung là xác định lượng MTTK và mô hình MTTK.

5.7.1 Xác định lượng mưa tiêu thiết kế.

Tần suất thiết kế P để tính lượng MTTK lấy theo bảng (5-3). Tiến hành chọn trạm mưa tính toán, đó là trạm có nhiều tài liệu đo đạc và đại diện cho vùng (có thể là 1 trạm hoặc 1 số trạm).

Thời đoạn tính mưa tiêu T do yêu cầu thiết kế quy định, nó phụ thuộc vào đối tượng cần tiêu nước và chế độ mưa gây úng ngập trong vùng.

Để lựa chọn loại mưa nào (thời kỳ cần thống kê tài liệu mưa và thời đoạn tính mưa T) khi đưa vào tính hệ số tiêu cần nghiên cứu chế độ mưa qua các mặt cơ bản sau:

a/ Thời gian tiêu nước khó khăn, nó phụ thuộc vào yêu cầu thiết kế và đặc điểm mưa trong vùng tiêu. Thí dụ: với vùng đồng bằng Bắc - bộ là thời gian từ tháng VII đến tháng IX, vì lúc này thường có mưa lớn và lúa mùa đang ở thời kỳ mới cấy và bén rễ nên đòi hỏi chế độ nước rất nghiêm ngặt.

b/ Tính chất bao của các nhóm ngày mưa lớn nhất (tính chất trận mưa 1 ngày max nằm trong trận mưa 3 ngày max, trận mưa 3 ngày max nằm trong trận mưa 5 ngày max, trận mưa 5 ngày max nằm trong trận mưa 7 ngày max ...).

Nếu tính chất này là phổ biến thì các trận mưa dài ngày sẽ nguy hiểm hơn các trận mưa ngắn ngày.

c/ - Số ngày mưa có hiệu quả trong các trận mưa. Ngày mưa có hiệu quả là ngày có lượng mưa lớn hơn lượng nước tổn thất. Nếu tính tiêu trên ruộng lúa thì lượng tổn thất bao gồm lượng bốc hơi mặt ruộng (bốc hơi qua lá và bốc hơi khoảng trống) và lượng nước thấm từ ruộng và thường được ký hiệu là h_0 (mm/ngày). Trị số h_0 được xác định bằng thực nghiệm hoặc lấy ở các kết quả nghiên cứu về chế độ tưới. Ở vùng đồng bằng Bắc - bộ và

Trung - bộ, trên các loại đất đã trồng lúa lâu ngày, trị số h_0 thường từ $5 \div 6$ mm/ngày [3]. Vậy sẽ có thời gian mưa hiệu quả trung bình là:

$$T_b = \frac{\sum_{i=1}^n T_{bi}}{n} \quad (5-75)$$

Trong đó:

- T_{bi} là số ngày mưa hiệu quả của trận mưa thứ i .
- n là số trận mưa đem ra xem xét.

Khi trận mưa ngắn ngày nằm trong trận mưa dài ngày và có cùng xấp xỉ số ngày mưa có hiệu quả thì trận mưa ngắn ngày sẽ nguy hiểm hơn trận mưa dài ngày.

d/ Thời gian ngừng mưa sau các trận mưa lớn nhất (tất nhiên là phải thuộc thời gian tính tiêu đã xác định ở mục a). Nghiên cứu thời gian này nhằm quyết định thời gian tiêu của trận mưa đó.

Hiện nay, khi phục vụ tính tiêu cho lúa và hoa màu thường đề nghị chọn T là 1, 3, 5, 7, 10 và 15 ngày, có mưa lớn nhất và thuộc thời gian tiêu nước khó khăn.

Ký hiệu lượng MTTK là X_{Tp} , nếu T là 1 ngày thì là X_{1p} , tương tự có X_{3p} , X_{5p} v.v...

Trình tự tính toán: chọn trạm đo mưa đại diện (gọi là trạm mưa tính toán, có thể là 1 trạm, cũng có thể là 1 số trạm), xác định liệt thống kê tài liệu mưa (ứng với thời đoạn tính mưa tiêu T), vẽ đường tần suất mưa và tính lượng MTTK X_{Tp} .

Cần chú ý một số điểm sau:

1/ X_T là lượng mưa lớn nhất trong thời đoạn T thuộc thời kỳ tiêu nước khó khăn của trạm mưa tính toán. Khi T là 1, 3, 5, ... ngày có mưa lớn nhất thì các trị số thống kê X_T của thời đoạn ngắn không nhất thiết phải nằm trong thời đoạn dài (chọn mẫu độc lập). Để thuận lợi cho sự phân tích quy luật mưa và chọn trận mưa điển hình (ở bước sau) thì khi thống kê tài liệu mưa nên ghi rõ lượng mưa của từng ngày và thời gian xuất hiện tương ứng của nó, kèm theo những ghi chú cần thiết như hình thái thời tiết và tình hình úng ngập trong khu vực tương ứng với trận mưa đó, khoảng cách giữa các trận mưa kế tiếp trước và sau đó v.v... (lập thành bảng).

2/ Các xử lý trong vấn đề chọn mẫu, xử lý mưa đặc biệt lớn, vẽ đường tần suất hoàn toàn tương tự như khi tính đỉnh lũ thiết kế (xem mục 5-4-1).

5.7.2. Xác định mô hình MTTK.

Mô hình mưa tiêu là sự phân bố lượng mưa theo các ngày của trận mưa, trong đó vị trí của ngày mưa lớn nhất có ảnh hưởng quyết định đến hệ số tiêu. Mô hình mưa bất lợi là mô hình mưa có vị trí ngày mưa lớn nhất ở phía cuối.

Tương tự như xác định quá trình lũ thiết kế, việc xác định mô hình MTTK tiến hành qua 2 bước như sau:

ta loại này cũng có khá nhiều điểm đo, nhưng ít hơn loại trên.

– Thùng GGI – 3000 đặt trên bè nổi ở các ao hồ, tài liệu của nó ký hiệu là Z_b . Ở nước ta loại này mới chỉ bố trí đo đạc ở một số địa điểm như Hồ Tây (Hà Nội), Suối Hai (Sơn Tây), Ba – bể (Cao Bằng), Thác – Bà (Yên – Bái), Thượng – Tuy (Hà Tĩnh), Xuân Dương (Nghệ – an)... và số năm đo đạc cũng còn khá ngắn. Nhưng đây là một tài liệu quý cần khai thác để phục vụ cho việc tính toán.

Một cách gần đúng có thể coi bốc hơi từ thùng GGI – 3000 đặt trên bè chính là tổn thất do bốc hơi từ mặt nước hồ thì:

$$Z_n = Z_b$$

Nếu tính theo Z_v và Z_p thì

$$Z_n = K_1 \cdot Z_v$$

$$Z_n = K_2 \cdot Z_p$$

Trong đó các hệ số hiệu chỉnh K_1 và K_2 được xác định từ quan hệ giữa Z_v và Z_p với Z_b của khu vực.

Qua khảo sát tài liệu thực đo đã xác định được hệ số hiệu chỉnh bốc hơi ở một số khu vực như sau [6].

Tại Thác – Bà: $K_1 = 1,15$

Tại Ba – Bể: $K_1 = 1,10$

Tại Suối Hai: $K_1 = 1,30$

Tại Thượng Tuy: $K_1 = 1,21$

Nếu lấy bình quân có $K_1 = 1,20$

Về tần suất tính lượng bốc hơi thiết kế được xác định tùy thuộc vào quy luật khách quan của các yếu tố tự nhiên như sau:

1. Nếu giữa lượng bốc hơi và lượng mưa (hoặc lượng dòng chảy) có quan hệ nghịch biến thì tần suất thiết kế của bốc hơi có thể lấy bằng $(100 - P)$, trong đó P là mức đảm bảo thiết kế của mưa hoặc của dòng chảy năm.

2. Nếu quan hệ trên không rõ ràng và thực tế thì hệ số biến động của bốc hơi cũng khá nhỏ ($C_v = 0,04 + 0,10$) nên thông thường vẫn đề nghị lấy lượng bốc hơi trung bình làm trị số thiết kế.

Ngoài cách làm trên đây thì cũng có thể tính lượng bốc hơi mặt nước theo các công thức kinh nghiệm như các công thức của Pô-li-a-kốp, Đa-vư-đốp, Zai-kốp [4].

2. Xác định phân phối bốc hơi thiết kế ($z_n \sim t$)_{TK}

Tương tự như tính mưa tưới, tùy theo yêu cầu thiết kế mô hình bốc hơi có thể lấy thời đoạn là tháng, tuần hoặc ngày. Cách làm quen thuộc là chọn năm điển hình theo không chế cho cả thời đoạn tính toán (năm, vụ), sau đó qui dẫn (thu phóng) về năm thiết kế.

Cũng có ý kiến đề nghị là mô hình mưa tưới thiết kế (hoặc phân phối dòng chảy năm

thiết kế) đã chọn theo năm nào thì cũng chọn ngay mô hình bốc hơi của chính năm ấy làm mô hình bốc hơi thiết kế (phương pháp tương ứng cùng thời gian).

3. Xác định tổn thất bốc hơi khi thiết kế kho nước.

Khi thiết kế kho nước, các quá trình lưu lượng chảy vào kho (hàm vào) thường tính tại mặt cắt của tuyến đập ngăn nước (cửa ra), nên khi hình thành hồ chứa thì ở phần diện tích bị ngập sẽ có thêm sự tổn thất nước do chênh lệch giữa bốc hơi mặt nước và bốc hơi lưu vực. Cũng có thể lý giải điều này bằng cách viết phương trình cân bằng nước như sau (trường hợp đơn giản nhất):

– Trước khi xây dựng hồ chứa thì:

$$y = x - Z_{lv} \quad (5-77)$$

– Sau khi có hồ chứa thì:

$$y' = x - Z_n \quad (5-78)$$

So sánh hai phương trình sẽ có:

$$y' = y - (Z_n - Z_{lv})$$

$$y' = y - \Delta Z$$

Vậy $\Delta Z = Z_n - Z_{lv}$ chính là tổn thất nước có thêm khi xây dựng kho nước.

Từ đây dễ dàng tính được lượng nước tổn thất thêm ở kho nước là:

$$W_{bh} = \Delta Z \cdot (F_h - F_s) \quad (95-79)$$

Trong đó: – F_h là diện tích mặt hồ, được lấy tương ứng với thể tích nước bình quân ở kho nước trong thời đoạn tính toán.

– F_s là diện tích mặt nước sông ở vùng ngập khi chưa có hồ chứa.

Vì F_s rất nhỏ so với F_h nên khi tính thường bỏ qua, vậy có:

$$W_{bh} = \Delta Z \cdot F_h \quad (5-80)$$

Tương tự như tính dòng chảy năm thiết kế hoặc mưa tưới thiết kế, việc tính toán chênh lệch bốc hơi khi thiết kế kho nước cũng gồm 2 bước: tính lượng chênh lệch bốc hơi ΔZ và xác định phân phối của nó.

1/ Xác định ΔZ

Từ trên đã có: $\Delta Z = Z_n - Z_{lv}$

Ở đây: Z_n là Z_{lv} ứng với thời đoạn 1 năm. Cách xác định Z_n và Z_{lv} đã trình bày ở phần trên.

2/ Xác định phân phối bốc hơi ($\Delta Z \sim t$): Cách làm giống như xác định phân phối bốc hơi thiết kế ($Z_n \sim t$)_{TK} thực chất chính là mượn luôn tỷ lệ phân phối của ($Z_n \sim t$)_{TK} bằng cách thu phóng quá trình này với hệ số sau:

$$K = \frac{\Delta Z}{Z_n} \quad (5-81)$$

5-8 TÍNH TOÁN DÒNG CHẢY RẮN VÀ LƯỢNG BỒI LẮNG TRONG KHO NƯỚC.

Bề mặt lưu vực thường xuyên chịu tác động của các yếu tố nhiệt độ, mưa, gió, hoạt động của con người nên bị bào mòn. Sản phẩm của quá trình này được nước mang theo và gọi là dòng chảy rắn (hay dòng bùn cát, dòng phù sa).

Giữa dòng chảy và dòng bùn cát trong sông có quan hệ khá chặt chẽ. Về mùa lũ dòng chảy lớn, dòng bùn cát cũng nhiều; ngược lại, về mùa kiệt dòng chảy trong sông nhỏ nên bùn cát ít.

Các đặc trưng biểu thị dòng chảy rắn là:

- Lưu lượng bùn cát R (kg/s)
- Lượng ngậm cát $\rho = \frac{R \cdot 10^3}{Q}$ (g/m³)

Với Q là lưu lượng bình quân trong thời gian tính R .

- Sự phân bố bùn cát trên mặt cát và theo thời gian.
- Thành phần độ hạt của bùn cát.

Việc nghiên cứu dòng bùn cát phục vụ cho lấy nước phù sa bón ruộng, chống bồi lắng ở các cửa lấy nước v.v... cần phải chi tiết, sẽ đề cập ở các môn học Động lực học sông ngòi và Trữ sông. Ở đây chỉ giới hạn xác định dòng chảy rắn phục vụ tính bồi lắng khi thiết kế kho nước. Tuổi thọ của công trình kho nước thường lớn (trên 50 năm) nên chủ yếu giới thiệu phương pháp tính lượng bùn cát bình quân nhiều năm.

Theo hình thức vận động đã chia bùn cát thành 2 loại: bùn cát lơ lửng và bùn cát đi đáy. Qua khảo sát thấy rằng lượng bùn cát đi đáy chỉ bằng 20% lượng bùn cát lơ lửng và trong thực tế cũng chủ yếu có tài liệu đo đạc bùn cát lơ lửng. Do vậy người ta thường chỉ tập trung nghiên cứu và tính toán loại bùn cát lơ lửng. Tùy thuộc vào mức độ tài liệu sẽ có phương pháp xác định tương ứng.

5.8.1 Tính toán bùn cát lơ lửng trong trường hợp có tài liệu quan trắc.

Khi liệt đủ dài (trên 15 năm) sẽ lấy theo trị bình quân số học:

$$R_0 = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n} \quad (\text{kg/s}) \quad (5-82)$$

$$\rho_0 = \frac{1000 \cdot R_0}{Q_0} \quad (\text{gam/m}^3) \quad (5-83)$$

Khi liệt quan trắc còn ngắn có thể tính theo phương pháp tỷ lệ đơn giản sau:

$$R_0 = \frac{Q_0}{\bar{Q}_n} \cdot \bar{R}_n \quad (5-84)$$

Trong đó: $\bar{Q}_n$ và $\bar{R}_n$ là lưu lượng dòng chảy và bùn cát bình quân trong n năm quan trắc.

5.8.2. Tính toán bùn cát lơ lửng trong trường hợp không có tài liệu quan trắc.

Cũng tương tự như tính dòng chảy để tính lượng ngậm cát bình quân nhiều năm có thể dùng một trong các phương pháp sau:

- Dùng bản đồ đẳng trị lượng ngậm cát bình quân
- Dùng phương pháp lưu vực tương tự.
- Dùng công thức kinh nghiệm

Vì tài liệu đo đạc còn ít và quá trình xói mòn mặt lưu vực phụ thuộc vào nhiều yếu tố cục bộ, nên khi sử dụng bản đồ đẳng trị hoặc mượn của lưu vực tương tự cần có những hiệu chỉnh thích hợp.

Có thể dùng công thức kinh nghiệm sau đây do Pô-lia-kốp kiến nghị:

$$\rho_0 = 10^4 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{J} \cdot K \quad (5-85)$$

Trong đó:

- ϵ là hệ số xâm thực

$$\text{Với vùng xói mòn mạnh} \quad \epsilon = 8 + 6$$

$$\text{Với vùng xói mòn vừa} \quad \epsilon = 6 + 4$$

$$\text{Với vùng ít xói mòn} \quad \epsilon = 2 + 1$$

- J là độ dốc bình quân của lòng sông

- K là hệ số hiệu chỉnh: $K = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3$, với K_1 là hệ số hiệu chỉnh theo hình dạng mặt cát lưu vực:

$$\text{Mặt cát sườn dốc hình lõm} \quad K_1 = 0,5$$

$$\text{Mặt cát sườn dốc phẳng} \quad K_1 = 1,0$$

$$\text{Mặt cát sườn dốc lồi} \quad K_1 = 1,5$$

K_2 là hệ số hiệu chỉnh lớp phủ thực vật:

$$\text{Đồng cỏ 2 bên sông} \quad K_2 = 0,5$$

$$\text{Rừng rậm 2 bên sông} \quad K_2 = 0,7$$

$$\text{Lưu vực có ít rừng} \quad K_2 = 1,4 + 1,8$$

$$\text{Lưu vực không có cây cỏ} \quad K_2 = 2,5$$

K_3 là hệ số hiệu chỉnh nham thạch:

$$\text{Đá} \quad K_3 = 0,5$$

$$\text{Sét pha đá} \quad K_3 = 1,0$$

$$\text{Đất vàng} \quad K_3 = 1,5$$

Theo Trần Thanh Thủy (Viện khảo sát thiết kế thủy lợi quốc gia) [13] thì tại một mặt cắt sông lượng bùn cát lơ lửng có quan hệ mật thiết với dòng chảy theo các dạng công thức sau:

$$\rho = K_1 \cdot Q^m \quad (5-86)$$

$$R = K_2 \cdot Q^n \quad (5-87)$$

Căn cứ vào số liệu thực đo ở nước ta như sau:

– Ở miền Bắc gần 50 lưu vực có $F > 100 \text{ km}^2$ và 7 lưu vực có $F \leq 100 \text{ km}^2$, thời gian đo đạc cơ bản từ 1965 đến 1974.

– Ở miền Nam (từ đèo Hải Vân trở vào) gồm 9 lưu vực có $F > 100 \text{ km}^2$, thời gian đo đạc cơ bản từ 1978 đến 1986.

Qua phân tích tác giả đã đưa ra các nhận xét sau:

– Ngay trên 1 dòng sông, ở các vị trí khác nhau thì các quan hệ (5-86) và (5-87) cũng khác nhau.

– Quan hệ (5-87) chặt chẽ hơn và với sai số dưới 10% thì đường quan hệ này được xác định theo vùng và cấp diện tích như sau:

a) Các lưu vực ở miền Bắc và $F > 100 \text{ km}^2$

$$R = 0,037 \cdot Q^{1,37} \quad (5-87-a)$$

b) Các lưu vực ở miền Bắc và $F \leq 100 \text{ km}^2$

$$R = 0,105 \cdot A^{1,37} \quad (5-87-b)$$

c) Các lưu vực ở miền Nam và $F > 100 \text{ km}^2$

$$R = 0,014 \cdot Q^{1,37} \quad (5-87-c)$$

5.8.3 Tính toán bùn cát di đáy

Tài liệu bùn cát di đáy đo đạc được rất ít nên việc tính toán có khó khăn hơn. Thực tế thường tính bùn cát di đáy theo một tỷ lệ nào đó so với bùn cát lơ lửng:

$$S_o = \beta \cdot R_o \quad (5-88)$$

Trong đó: – S_o là lưu lượng bùn cát di đáy bình quân nhiều năm (kg/s)

– β là hệ số tỷ lệ

Đối với vùng đồng bằng $\beta = 0,05 + 0,1$

Đối với vùng núi $\beta = 0,1 + 0,3$

Hoặc có thể tích theo công thức kinh nghiệm. Dưới đây giới thiệu công thức kinh nghiệm của G. I. Sa mốp:

$$S_o = 0,95 \cdot B \cdot \sqrt{d_{tb}} \left(\frac{V_{tb}}{v_K} \right)^3 (v_{tb} - v_K) \left(\frac{d_{tb}}{H_{tb}} \right)^{0,25} \quad (5-89)$$

Trong đó:

- B là chiều rộng của dòng nước (m)
- H_{tb} là độ sâu trung bình của dòng nước (m)
- V_K là lưu tốc trung bình của dòng nước khi bùn cát di đáy ngừng chuyển động (m/s):

$$V_K = 3,7 \cdot d_{tb}^{1/3} \cdot H_{tb}^{1/6} \quad (5-90)$$

- d_{tb} là đường kính bình quân của lớp bùn cát ở đáy sông (m):

$$d_{tb} = 0,01 \cdot \sum_{i=1}^n \alpha_i \cdot d_i \quad (5-91)$$

α_i và d_i – hàm lượng tính theo phần trăm và đường kính trung bình tương ứng của cấp hạt thứ i , n là số cấp hạt.

– v_{tb} là lưu tốc bình quân của dòng nước (m/s).

5.8.4. Tính bồi lắng trong kho nước.

Sau khi xây dựng công trình kho nước, nước trong kho dâng lên, làm lưu tốc nước dọc sông thay đổi, do đó chế độ chuyển động ổn định của bùn cát cũng bị thay đổi. Quá trình lắng đọng của bùn cát phụ thuộc vào chiều cao dâng nước của đập chắn, chiều dài của hồ và hình dạng hồ trên bình đồ; phụ thuộc vào hàm lượng cát, độ thô bùn cát, sự ổn định của bờ đối với sóng gió. Phần lớn dòng bùn cát đến hồ sẽ lắng đọng ở đây, chỉ có một phần nhỏ theo nước xuống hạ lưu.

Theo tài liệu nghiên cứu của nước ngoài thì lượng bùn cát lắng đọng ở kho nước phụ thuộc vào tỷ số:

$$\beta_K = \frac{V_K}{W_o}$$

Với: W_o lượng dòng chảy chuẩn

V_K là dung tích kho nước ứng với H_{bt} .

Khi $\beta_K > 0,6$ thì khả năng lắng đọng là 100%

$0,15 < \beta_K < 0,6$ thì khả năng lắng đọng từ 70 – 100%

$\beta < 0,15$ thì cường độ lắng đọng giảm đi đáng kể.

Đối với các kho nước lớn cần nghiên cứu quá trình bồi lắng ở thượng lưu và xói mòn ở hạ lưu công trình bằng mô hình thực tế.

Đối với các kho nước vừa và nhỏ có thể tính lượng bùn cát bồi lắng một cách gần đúng như sau:

$$V_{bc} = V_{ll} + V_{dd}$$

Trong đó: V_{ll} là thể tích bùn cát lơ lửng lắng xuống kho nước trong suốt thời gian phục

vụ của công trình được tính theo công thức:

$$V_{II} = (1 - \delta) \cdot \frac{R_o \cdot T}{\gamma} \cdot 31,5 \cdot 10^3 \text{ (m}^3\text{)} \quad (5-92)$$

Ở đây: - T là tuổi thọ của công trình, xác định theo cấp công trình. Thí dụ cấp 5 có T = 50 năm, cấp 3 và 4 thì T = 100 năm.

- γ là khối lượng riêng của bùn cát, với bùn cát trong những năm lắng đọng đầu tiên $\gamma = 0,5 + 0,7$ tấn/ m³, với cát hay bùn chặt $\gamma = 1,0 + 1,5$ tấn/ m³.

δ là phần bùn cát hạt bé tháo ra khỏi hồ chứa lúc lũ, tính theo phần thể tích chung của bùn cát, với sông đồng bằng trung bình $\delta = 0,3 + 0,4$.

V_{dd} là thể tích bùn cát di đáy lắng xuống kho nước, có thể xác định theo tỷ lệ so với bùn cát lơ lửng như sau [12]:

$$V_{dd} = K \cdot V_{II} \quad (5-93)$$

- Đối với sông đồng bằng K = 1 + 10%

- Đối với sông miền núi K = 10 + 80%.

Khi xác định tỷ lệ cụ thể cho trường hợp thiết kế cần tham khảo kết quả thực đo của một số trạm có tài liệu trong khu vực.

TÀI LIỆU THAM KHẢO CỦA CHƯƠNG 5

1. Tiêu chuẩn Việt Nam: Công trình thủy lợi - Các qui định chủ yếu về thiết kế - TCVN 5060 - 90, Bộ Thủy Lợi, Hà Nội 1990.
2. Qui phạm tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế - QPTL - C6-77, Bộ Thủy Lợi, Hà Nội 1977.
3. Tiêu chuẩn thiết kế hệ số tiêu cho ruộng lúa - 14TCN.60-88, Bộ Thủy Lợi, Hà Nội, 1990.
4. Sổ tay kỹ thuật thủy lợi tập 2, nhà xuất bản nông nghiệp, Hà Nội, 1979.
5. Nguyễn Sinh Huy, Nguyễn Lại, Phạm Phò: Giáo trình Thủy văn công trình, nhà xuất bản nông thôn, Hà Nội, 1974
6. Dương Văn Tiến (chủ biên): Hướng dẫn đồ án môn học Thủy văn công trình, Đại học Thủy Lợi, Hà Nội 1983.
7. Dub O. và tập thể tác giả: Thủy văn, sổ tay kỹ thuật số 34, NXB SNTL, Praha, 1969 (tiếng Séc).
8. Netopil R. và tập thể tác giả: Địa vật lý, NXB SPN, Praha, 1984 (tiếng Séc).
9. Stary, M., Koznárek, Z., Soukalova E. : Thủy văn, hướng dẫn bài tập; Brno, 1989, (tiếng Séc).
10. Báo cáo một số kết quả sơ bộ về công tác tổng kết kho nước- Bộ môn Thủy văn công trình, Bộ Thủy Lợi, Hà Nội, 1977.

11. An-drê-a nốp V. G.: Phân phối dòng chảy trong năm, NXB KTTV, 1960 (Tiếng Nga)
12. Ví dụ tính toán thủy văn hồ chứa. Vụ kỹ thuật Bộ Thủy Lợi 1977
13. Trần Thanh Thủy: Xác định phù sa sông ngòi bằng công thức Kinh nghiệm ở Việt Nam. Tạp chí Thủy lợi, số 285/ 3 + 4 - 1992.
14. Dương Văn Tiến, Trịnh Quang Hòa: Quản lý vận hành các hồ chứa vừa và nhỏ, Nhà xuất bản nông nghiệp, Hà Nội, 1992.
15. Ngô Đình Tuấn, Lê Thạc Cán, Đỗ Cao Đàm... Tính toán thủy văn, Nhà xuất bản nông nghiệp, Hà Nội 1985
16. Ngô Đình Tuấn - Đỗ Cao Đàm.
Tính toán thủy văn cho các công trình thủy lợi vừa và nhỏ,
17. Đỗ Cao Đàm: Xây dựng bản đồ dòng chảy mùa lũ mùa cạn trong tập bản đồ quốc gia, Hội nghị khoa học lần thứ 8. Đại học Thủy lợi
18. Ủy ban quốc gia Việt Nam về chương trình thủy văn quốc tế.
Đánh giá tài nguyên nước và sử dụng nước của cộng hòa xã hội chủ nghĩa Việt Nam Hà Nội II.1992.
19. Đỗ Đình Khôi - Hoàng Niêm Dòng chảy lũ sông ngòi Việt Nam, Viện Khí tượng thủy văn - 1991.

CHƯƠNG VI

THU THẬP SỐ LIỆU THỦY VĂN

6.1. MẠNG LƯỚI TRẠM THỦY VĂN.

Để có được số liệu thủy văn phục vụ cho phát triển kinh tế nói chung và thủy lợi nói riêng, nhà nước lập ra mạng lưới trạm thủy văn làm nhiệm vụ đo đạc những yếu tố thủy văn cần thiết.

6.1.1 Phân loại trạm thủy văn.

Dựa theo yêu cầu đo đạc có thể chia ra ba loại trạm:

Trạm thủy văn cơ bản, trạm thủy văn chuyên dùng (dùng riêng) và trạm thủy văn thực nghiệm (nghiên cứu)

1/ Trạm cơ bản.

Trạm đo thuộc loại cơ bản có nhiệm vụ đo thường xuyên hàng ngày trong nhiều năm liên tục (ít nhất 20 năm và không hạn chế số năm hoạt động nếu điều kiện kinh tế cho phép). Những trạm này được đặt tại những điểm nút của hệ thống sông ngòi, số liệu đo của chúng có thể phản ánh được quy luật hình thành và vận động của nguồn nước trên toàn hệ thống sông.

2/ Trạm chuyên dùng.

Trạm thủy văn chuyên dùng làm nhiệm vụ đo đạc để đáp ứng yêu cầu nào đó (chẳng hạn dự báo lũ để thi công một cầu giao thông) mà số liệu của những trạm cơ bản chưa thể thỏa mãn được. Thời gian hoạt động thường dưới 10 năm. Loại trạm này đặt tại những vị trí thích hợp do từng yêu cầu cụ thể (chẳng hạn tại địa điểm xây dựng cầu, tại bến vớt cá giống trên sông v.v...)

3/ Trạm thực nghiệm.

Loại trạm này xây dựng với mục đích thu thập số liệu giúp việc nghiên cứu chuyên sâu về thủy văn, chẳng hạn như quy luật chảy tràn trên sườn dốc, sự hình thành dòng chảy từ mưa rào ở những lưu vực nhỏ, quan hệ giữa lưu tốc tại một điểm trong dòng chảy với lưu tốc bình quân toàn mặt cắt v.v...

Thời gian hoạt động và vị trí đặt trạm thực nghiệm tùy thuộc từng đề mục nghiên cứu cụ thể.

Ngoài cách phân loại nêu trên, căn cứ theo nhân tố ảnh hưởng có thể chia ra hai loại trạm:

Trạm thủy văn vùng ảnh hưởng triều và trạm thủy văn không ảnh hưởng triều.

Trạm đo không ảnh hưởng triều là những trạm mà mực nước chỉ giao động bởi mưa lũ.

Trạm đo ảnh hưởng triều có mực nước giao động bởi tác động đồng thời của thủy triều và mưa lũ.

6.1.2 Phân cấp trạm thủy văn.

Dựa theo số lượng yếu tố đo đạc có thể chia ra ba cấp trạm như sau:

Trạm thủy văn cấp I, II, III.

+ Trạm cấp I đo nhiều yếu tố gồm: mực nước, lưu lượng nước, lưu lượng bùn cát, nhiệt độ nước, độ mặn (vùng triều)

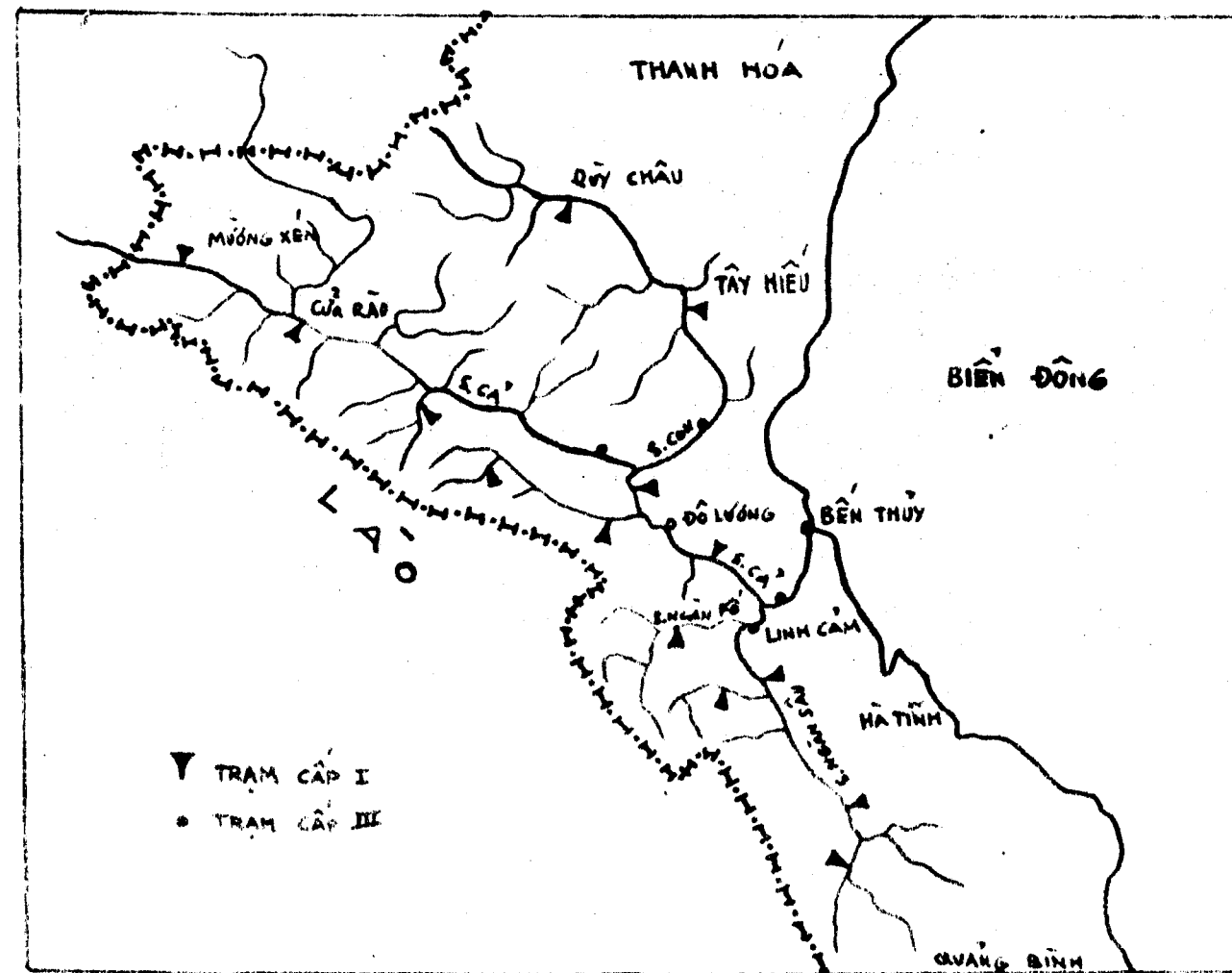
+ Trạm cấp II có nhiệm vụ chủ yếu đo mực nước, còn các yếu tố khác như lưu lượng nước, bùn cát, v.v... chỉ đo trong một số thời đoạn trong năm (có quy định riêng với khối lượng ít hơn trạm cấp I)

+ Trạm cấp III chỉ làm nhiệm vụ đo mực nước.

Chẳng hạn trạm thủy văn Việt Trì đặt tại ngã ba sông Hồng và sông Lô là loại trạm Cơ bản, cấp III thuộc vùng không ảnh hưởng triều, trạm này đo mực nước từ năm 1905 tới nay (1991) vẫn tiếp tục hoạt động.

BẢN ĐỒ

LƯỚI TRẠM THỦY VĂN HỆ THỐNG SÔNG CÁ NGHỆ AN



6.2. PHƯƠNG PHÁP ĐO VÀ TÍNH SỐ LIỆU MỰC NƯỚC

Mực nước là cao trình mặt nước so với mặt chuẩn qui ước (cao trình 0-0), mặt chuẩn này thường được qui định chung cho từng vùng lãnh thổ.

Miền Bắc nước ta lấy chuẩn là mực nước biển trung bình nhiều năm tại hòn Dấu, miền Nam lấy chuẩn theo mực nước biển trung bình vùng Hà Tiên.

Đơn vị đo mực nước thường dùng là cm hoặc mét (m)

Kí hiệu biểu thị mực nước phổ biến là chữ H

Mực nước biểu thị thế năng của nguồn nước.

Mưa lũ và Thủy triều là hai tác nhân chủ yếu gây nên sự giao động mực nước trong các sông suối ở nước ta.

6.2.1 Phương pháp đo mực nước.

Hiện nay có hai cách đo mực nước phổ biến là:

+ Đo bằng phương tiện thủ công (gồm có hệ thống cọc hoặc bậc xây và thủy chỉ)

+ Đo bằng máy tự ghi mực nước.

Mỗi cách đo có ưu nhược điểm khác nhau, tùy theo điều kiện địa hình, địa chất và tính chất giao động mực nước tại vị trí trạm đo, kết hợp với khả năng kinh tế mà chọn cách đo thích hợp.

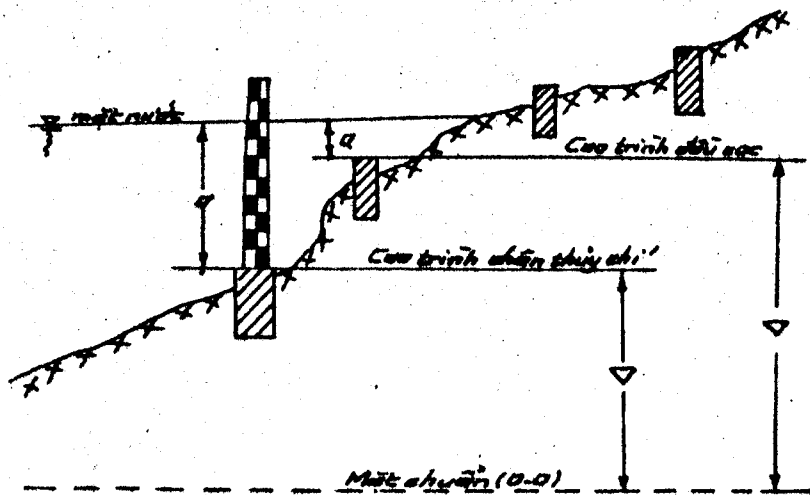
Mực nước đo bằng hệ thống cọc, bậc xây, thủy chỉ được tính như sau:

$$H = \Delta + a \quad (6-1)$$

Trong đó H: mực nước

Δ : Cao trình đầu cọc, bậc xây hoặc cao trình chân thủy chỉ.

a: độ sâu từ mặt nước tới đầu cọc, bậc xây hoặc tới chân thủy chỉ (xem hình 6-1)



Hình 6-1

Trường hợp đo bằng máy tự ghi, trị số mực nước sẽ đọc trên băng giấy ghi theo tỷ lệ vẽ của từng loại máy.

6.2.2 Chế độ đo mực nước.

Theo quy phạm đo đạc thủy văn cho thấy có năm chế độ đo mực nước như sau:

- Đo 2 lần trong mỗi ngày tại thời điểm 7 và 19 giờ.
- Đo 4 lần vào các giờ 1, 7, 13, 19 hàng ngày
- Đo 8 lần vào các giờ 1, 4, 7, 10, 13, 16, 19, 22 hàng ngày
- Đo 12 lần vào các giờ 1, 3, 5, 7.... 19, 21, 23 hàng ngày
- Đo 24 lần cách đều từng giờ trong ngày.

Tùy theo mức độ thay đổi mực nước mà thay đổi chế độ đo cho phù hợp.

Nếu đo bằng máy tự ghi sẽ cho biết mực nước ứng với mọi thời điểm trong ngày (giờ - phút...)

6.2.3 Các loại số liệu mực nước.

1- Mực nước tức thời

Mực nước tức thời là mực nước ứng với từng thời điểm đo, thông thường còn gọi là mực nước thực đo.

Đường quá trình mực nước tức thời biểu thị chi tiết sự thay đổi mực nước theo thời gian.

2- Mực nước bình quân thời đoạn

Trị số mực nước bình quân thời đoạn được tính bởi nhiều trị số mực nước tức thời trong thời đoạn.

Mực nước bình quân ngày tính bằng trung bình cộng các mực nước tức thời trong ngày (nếu đo cách đều giờ)

$$H_{\text{ngày}} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{n} \quad (6-2)$$

$H_{\text{ngày}}$: mực nước bình quân ngày

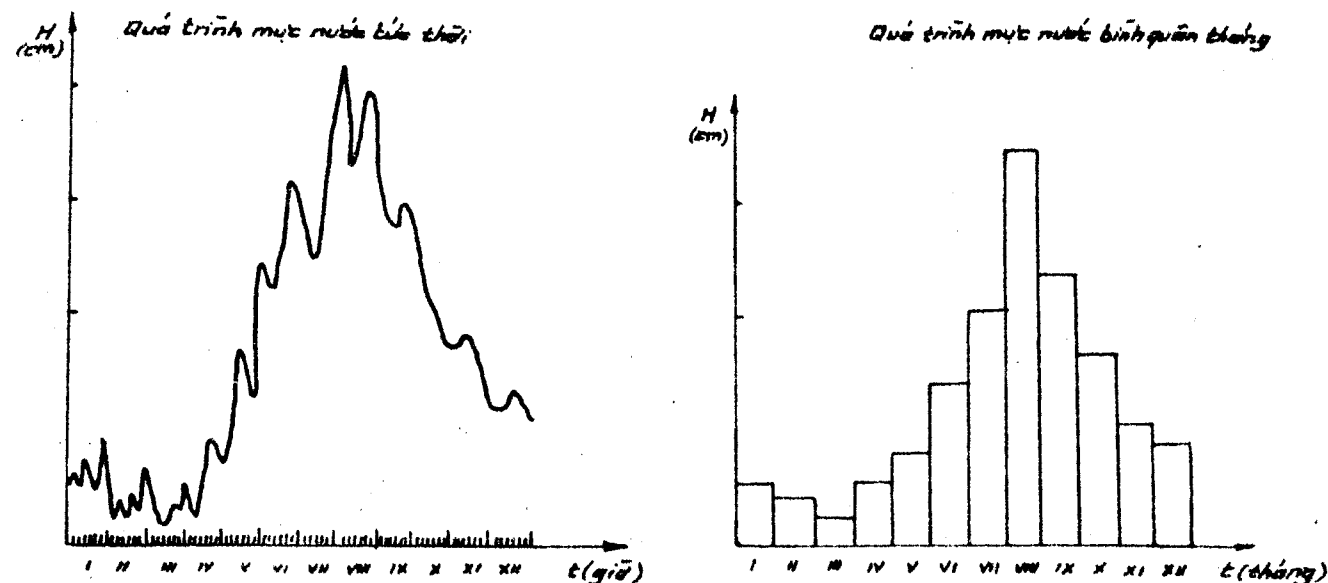
H_i : mực nước tức thời tại thời điểm i trong ngày.

n : số lần đo mực nước trong ngày.

Nếu các lần đo không cách đều giờ sẽ phải nội suy bổ sung sao cho đủ số liệu cách đều giờ và tính như đã nêu trên.

Mực nước bình quân tháng, bình quân mùa, bình quân năm, bình quân nhiều năm được tính theo phương pháp trung bình cộng.

Đường quá trình mực nước bình quân biểu thị khái quát xu thế thay đổi mực nước theo thời gian.



Hình 6-2

3- Mực nước giữa:

Mực nước giữa là trị số mực nước đọc trên đường duy trì mực nước bình quân ngày ứng với tần suất 50%. (Đường duy trì mực nước bình quân ngày được vẽ riêng từng năm và còn gọi là đường tần suất lũy tích mực nước).

4- Biên độ mực nước.

Biên độ mực nước là khoảng giao động của mực nước trong một thời gian nào đó. Biên độ lũ là khoảng giao động mực nước từ chân tới đỉnh của một trận. Biên độ triều là chênh lệch mực nước giữa đỉnh và chân triều trong mỗi chu kì triều.

6.2.4 Sai số của mực nước và cách kiểm tra

Sai số mực nước được tính bằng sai số tuyệt đối (cm, m) không xét sai số tương đối (%) vì không có ý nghĩa.

Nguyên nhân gây ra sai số có thể chia ra hai loại:

Nguyên nhân chủ quan, khách quan.

Sai số do chủ quan bao gồm đo sai (kể cả do thời tiết, sóng gió v.v...) tính sai, sao chép sai, dẫn độ cao sai, nhầm lẫn số hiệu thước nước.

Sai số do khách quan như công trình đo không đạt yêu cầu (chẳng hạn chữ số bị mờ, khoảng chia vạch lớn phải nội suy)

Công trình bị lún sụt hoặc máy tự ghi hỏng hóc...

Phương pháp kiểm tra sai số thường dùng nhất là vẽ và so sánh đường quá trình mực

nước $H = f(t)$ của nhiều trạm đo trên cùng hệ thống sông. Thông qua đối chiếu so sánh mực nước của các trạm trong từng đoạn sông với quy luật truyền sóng lũ, sóng triều để phát hiện sai số.

Nói chung cách kiểm tra như trên chỉ có thể phát hiện những sai số tương đối lớn.

6.2.5 Lưu trữ và xuất bản số liệu

Sau khi kết thúc mỗi năm đo đạc, số liệu mực nước được chỉnh lí và sao chép thành 3 bản. Trạm đo, đài khí tượng thủy văn của tỉnh và tổng cục khí tượng thủy văn đều lưu trữ số liệu này.

Số liệu mực nước bình quân ngày, tháng, năm cùng với mực nước cao nhất, thấp nhất (tức thời) trong từng tháng được xuất bản theo dạng bảng 6-1

Số liệu mực nước tức thời đo hàng ngày không xuất bản, khi cần số liệu này phải tới cơ quan lưu trữ.

6.3. PHƯƠNG PHÁP ĐO VÀ TÍNH LƯU LƯỢNG NƯỚC THỰC ĐO.

Lưu lượng nước là lượng nước chảy qua mặt cắt ngang trong một đơn vị thời gian.

Đơn vị đo phổ biến là $m^3/giây$ (m^3/s) hoặc $Lít/giây$ (l/s). Kí hiệu thường dùng chỉ lưu lượng nước là Q

Lưu lượng nước biểu thị động năng của dòng nước.

Nước ta thuộc vùng nhiệt đới và tiếp giáp với biển do đó lưu lượng nước trong các sông suối giao động bởi mưa lũ và thủy triều.

Hiện nay chưa có phương pháp nào đo trực tiếp được lưu lượng nước sông, suối... Người ta dùng phương pháp đo các thành phần tạo nên lưu lượng nước và từ số liệu thành phần mà tính ra lưu lượng nước.

Phương pháp được dùng phổ biến hiện nay là phương pháp: "diện tích - Lưu tốc"

Cơ sở của phương pháp này như sau:

Gọi Q : lưu lượng nước qua mặt cắt ướt ω

$d\omega$: vi phân diện tích thuộc ω

v : lưu tốc tức thời của dòng nước tại $d\omega$

- Lưu lượng nước qua diện tích $d\omega$ là: $v.d\omega$

- Lưu lượng nước qua diện tích ω là:

$$Q = \int_{\omega} v.d\omega$$

Với cách tính thực dụng gần đúng sẽ có:

$$Q = \sum_{i=1}^n \Delta\omega_i.v_i \quad (6-3)$$

Trong đó $\Delta\omega_i$: diện tích bộ phận thứ i thuộc ω

v_i : lưu tốc tức thời bình quân trên diện tích bộ phận $\Delta\omega_i$

**Bảng 6-1 MỨC NƯỚC BÌNH QUÂN NGÀY - TRẠM XUÂN MAI
NĂM 1981**

Tháng Ngày	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1	309	278	280	298	321	350	512	760	803	637	520	498
2	310	290	278	300	329	401	533	768	785	640	384	500
3	311	291	275	312	325	412	520	780	4799	622	460	497
4	312	295	277	301	379	399	510	814	827	599	498	496
5	309	303	270	315	359	379	508	800	815	615	537	493
6	308	315	269	367	362	400	521	778	815	632	584	492
7	308	320	267	400	360	418	549	807	831	641	614	490
8	307	238	277	349	358	520	600	863	846	649	602	479
9	305	330	285	370	379	478	590	915	848	601	597	476
10	303	326	297	390	392	468	581	927	851	573	583	473
11	300	220	288	410	396	499	670	963	813	564	595	470
12	298	321	280	412	398	512	699	988	785	587	608	459
13	297	321	287	409	412	607	718	1008	746	593	589	416
14	295	318	300	440	403	712	790	976	692	600	601	460
15	296	309	315	437	390	875	792	952	653	584	612	453
16	295	306	376	428	380	958	800	900	611	563	618	451
17	293	310	390	400	398	950	803	877	622	557	619	448
18	290	307	408	397	399	899	805	892	603	540	611	444
19	290	306	410	390	408	876	809	915	601	571	588	437
20	289	305	400	386	415	869	789	957	600	602	572	428
21	289	301	390	369	428	820	758	912	598	590	590	425
22	287	300	381	350	420	710	732	892	617	577	610	418
23	286	297	372	310	439	638	711	876	652	568	586	410
24	285	293	350	300	458	598	687	895	703	559	572	412
25	284	290	301	298	408	540	680	930	692	567	562	408
26	283	288	287	297	382	501	692	899	666	577	561	400
27	282	285	276	300	368	480	697	870	653	563	557	397
28	281	283	269	301	342	460	688	861	627	559	548	392
29	280		262	298	329	431	680	843	620	550	537	389
30	279		260	299	320	409	679	827	618	547	518	390
31	279		259		325		678	812		542		391
Bình quân	296	280	305	344	360	408	550	959	607	546	500	433
Cao nhất	315	339	488	447	467	969	812	1021	860	652	632	502
Ngày	4-I	9-II	18-III	14-IV	24-V	16	19	13	10	8	17	2
Thấp nhất	278	276	258	299	318	344	505	753	594	536	458	383
Ngày	31-I	1-II	31-III	26-IV	30-V	1	5	1	21	18	3	29
TRỊ SỐ ĐẶC TRƯNG NĂM	MỨC NƯỚC CAO NHẤT: 1021CM, NGÀY 13 THÁNG 8								THẤP NHẤT 258CM NGÀY 31-3			
	MỨC NƯỚC BÌNH QUÂN 465					MỨC NƯỚC GIỮA 468			BIẾN ĐỘ MỨC NƯỚC 763CM			

Từ lập luận trên cho thấy muốn tính được lưu lượng Q qua mặt cắt ω phải có diện tích bộ phận $\Delta\omega$, và lưu tốc bình quân v_i trên từng bộ phận đó.

6.3.1 Đo sâu

Đo sâu theo phương pháp thủ công có thể dùng các dụng cụ như: thước sắt, sào gỗ hoặc tre, tải trọng cùng với tời. Các phương tiện hỗ trợ gồm có: nôi treo, cầu treo, giây cáp căng ngang sông, thuyền, ca nô. Sử dụng những phương tiện này để di chuyển, xác định vị trí đo và cố định điểm đo.

1/ Trình tự đo sâu.

+ Căn cứ độ rộng mặt cắt ngang sông chia ra nhiều diện tích bộ phận giới hạn bởi những đường thẳng đứng gọi là đường thủy trực đo sâu. Khoảng cách giữa các đường thủy trực có thể đều hoặc không đều tùy thuộc địa hình đáy sông. Số lượng đường thủy trực đo sâu có thể tham khảo theo bảng sau:

Chiều rộng sông(m)	<100	100+200	200+500	500+1000
Số thủy trực đo sâu	20	20+30	30+40	40+50

+ Bằng các dụng cụ và phương tiện nêu trên tiến hành đo sâu tại từng thủy trực và khoảng cách giữa chúng.

2/ Tính diện tích bộ phận và diện tích mặt cắt.

Với giả thiết rằng địa hình đáy sông giữa các thủy trực đo sâu thay đổi đều, do đó diện tích bộ phận được tính theo diện tích hình thang hoặc tam giác, diện tích mặt cắt sẽ bằng tổng các diện tích bộ phận.

6.3.2 Đo lưu tốc

Thiết bị đo lưu tốc thông dụng hiện nay là máy lưu tốc và đồng hồ bấm giây, ngoài ra cần phải có các phương tiện hỗ trợ như thuyền, ca nô, tời và tải trọng v.v... (tương tự các phương tiện đo sâu)

Đo lưu tốc được tiến hành cùng lúc với đo sâu và thực hiện đo lần lượt từng điểm trên từng thủy trực. Vùng sông ảnh hưởng triều lưu tốc thay đổi nhanh theo thời gian, vì vậy người ta dùng nhiều máy lưu tốc đo đồng thời trên nhiều thủy trực của mặt cắt. Vùng không ảnh hưởng thủy triều chỉ dùng một máy đo lần lượt từ bờ này sang bờ kia.

1- Số điểm đo lưu tốc trên thủy trực.

Theo quy phạm đo đạc thủy văn, số điểm đo lưu tốc trên từng thủy trực được quy định như sau:

+ Với độ sâu thủy trực $h > 3^m$ đo 5 điểm tại các vị trí: mặt nước, 0,2h, 0,6h, 0,8h và đáy sông

+ Độ sâu $h = 2+3^m$ đo 3 điểm tại các vị trí: 0,2h, 0,6h, 0,8h

+ Độ sâu $h = 1+2^m$ đo 2 điểm tại các vị trí: 0,2h, 0,8h.

+ Độ sâu $h < 1^m$ đo 1 điểm tại vị trí 0,6h

Vị trí điểm đo tính theo độ sâu tương đối kể từ mặt nước xuống. Vùng sông ảnh hưởng triều thường đo 6 điểm tại các vị trí: mặt nước; 0,2h; 0,4h; 0,6h; 0,8h và đáy sông.

Với độ sâu $h < 3^m$ có thể đo 2 hoặc 3 điểm và không áp dụng đo 1 điểm với vùng triều.

2- Tính lưu tốc từng điểm.

Lưu tốc từng điểm trên thủy trực được tính theo công thức có dạng:

$$v = an + b \quad (6-4)$$

Trong đó: v lưu tốc tại điểm đo (tức thời) a, b là hệ số của từng máy đo. Hệ số này cho sẵn trong hồ sơ của máy khi xuất xưởng.

n là số vòng quay cánh quạt của máy trong một giây: $n = \frac{N}{t}$

với N : tổng số vòng quay cánh quạt trong thời gian t

t : thời gian đo tại mỗi điểm tính bằng giây.

Thông thường t xấp xỉ 120 giây. Trị số N và t do nhân viên đo đặc ghi được khi theo dõi máy đo và đồng hồ bấm giây (máy đo báo hiệu số vòng quay cánh quạt bằng tín hiệu chuông hoặc đèn hoặc đồng hồ chỉ vòng quay)

Lưu tốc điểm đo nói chung giảm dần từ mặt nước xuống đáy sông dựa vào quy luật đó để sơ bộ nhận xét tính chất hợp lý của số liệu lưu tốc từng điểm đo.

3- Tính lưu tốc bình quân thủy trực.

Lưu tốc bình quân thủy trực được tính bởi lưu tốc các điểm đo theo công thức sau:

$$\text{Do 5 điểm } \bar{V}_t = \frac{1}{10} (V_m + 3V_{0,2} + 3V_{0,6} + 2V_{0,8} + V_d) \quad (6-5)$$

$$\text{Do 3 điểm } \bar{V}_t = \frac{1}{4} (V_{0,2} + 2V_{0,6} + V_{0,8}) \quad (6-6)$$

$$\text{Do 2 điểm } \bar{V}_t = \frac{1}{2} (V_{0,2} + V_{0,8}) \quad (6-7)$$

$$\text{Do 1 điểm } \bar{V}_t = V_{0,6} \quad (6-8)$$

Do 6 điểm vùng ảnh hưởng triều

$$\bar{V}_t = \frac{1}{10} (V_m + 2V_{0,2} + 2V_{0,4} + 2V_{0,6} + 2V_{0,8} + V_d) \quad (6-9)$$

Trong đó $\bar{V}_t$: lưu tốc bình quân thủy trực.

$V_m, V_{0,2}, V_{0,4}, V_{0,6}, V_{0,8}, V_d$ là lưu tốc tại những điểm trên thủy trực gồm điểm mặt nước và các điểm có độ sâu tương đối 0,2h, 0,4h, 0,6h, 0,8h, điểm đáy sông.

Theo quy luật chung lưu tốc bình quân thủy trực giảm dần từ giữa dòng ra phía hai bờ.

4- Tính lưu tốc bình quân bộ phận.

Những diện tích bộ phận kẹp giữa hai đường thủy trực thì lưu tốc bình quân của bộ phận bằng trung bình cộng của lưu tốc hai thủy trực đó.

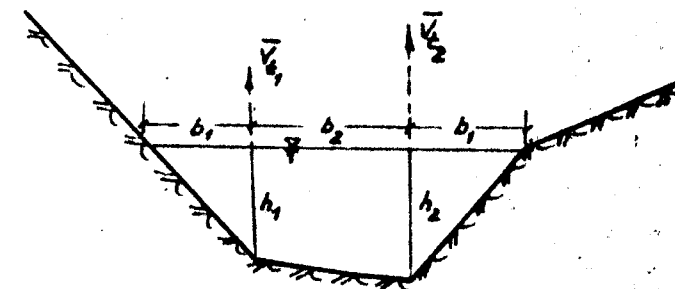
Lưu tốc bình quân của hai bộ phận ven bờ sẽ bằng lưu tốc bình quân của thủy trực ven bờ nhân với hệ số K_b

Hệ số $K_b = 0,7+0,8$ tùy theo địa hình ven bờ.

6.3.3 Tính lưu lượng nước thực đo

Lưu lượng nước bộ phận bằng tích của lưu tốc bình quân bộ phận với diện tích bộ phận.

Lưu lượng nước qua toàn mặt cắt bằng tổng lưu lượng bộ phận.



Hình 6-3

Theo số liệu trên hình 6-3 lưu lượng nước được tính như sau:

$$Q = (b_1 - \frac{h_1}{2}) \cdot K_b V_{t1} + (b_2 - \frac{h_1 + h_2}{2}) \cdot \frac{V_{t1} + V_{t2}}{2} + (b_3 - \frac{h_2}{2}) \cdot K_b V_{t2} \quad (6-10)$$

Trong đó Q : lưu lượng nước toàn mặt cắt.

b_1, b_2, b_3 : khoảng cách giữa các thủy trực

h_1, h_2 : độ sâu của các thủy trực

K_b : hệ số biểu thị ảnh hưởng của bờ sông với lưu tốc.

$(b_1 - \frac{h_1}{2})$; $(b_2 - \frac{h_1 + h_2}{2})$... diện tích bộ phận

$$K_b \cdot V_{11} \frac{V_{11} + V_{12}}{2}; \dots \text{lưu tốc bình quân từng bộ phận.}$$

Trị số lưu lượng nước tính được qua mỗi lần đo được coi là lưu lượng nước tức thời ứng với thời điểm giữa của từng lần đo. Mức nước tương ứng với lưu lượng từng lần đo là mức nước bình quân lúc bắt đầu và kết thúc lần đo.

Thí dụ lần đo lưu lượng thứ 31 trong năm 1991 của trạm thủy văn x bắt đầu lúc 7 giờ 40 phút với mức nước 125^{cm} và kết thúc lúc 10 giờ với mức nước 131^{cm}.

Vậy lưu lượng nước lần đo thứ 31 là lưu lượng tức thời ứng với thời điểm 8 giờ 50 phút (7.50 - 10.00) và mức nước tương ứng là $128^{cm} = \frac{(125 + 131)}{2}$

6.3.4 Chế độ đo lưu tốc (lưu lượng).

Công việc đo lưu tốc và đo sâu khá vất vả và tốn kém, vì vậy không thể tiến hành đo hàng giờ, hàng ngày như đo mức nước.

Số lần đo lưu tốc (để tính lưu lượng nước) tùy thuộc quan hệ lưu lượng nước với mức nước của từng trạm đo.

Nếu quan hệ $Q = f(H)$ tương đối ổn định có thể phân phối lần đo lưu tốc theo cấp mức nước trong năm từ thấp nhất đến cao nhất, thông thường khoảng 20^{cm} có một lần đo lưu tốc. Theo chế độ này mỗi trạm có thể đo khoảng 30-50 lần trong một năm.

Nếu quan hệ $Q = f(H)$ không ổn định (do xói bồi mặt cắt, ảnh hưởng nước vật, ảnh hưởng lũ v.v...) thì số lần đo lưu tốc trong năm phải nhiều hơn trường hợp trên và phân phối theo từng trận lũ sao cho các nhánh lũ lên và xuống đều có các lần đo lưu tốc.

6.4- CHÍNH LÍ SỐ LIỆU LƯU LƯỢNG NƯỚC.

Như phần trên đã nêu, vì điều kiện kinh tế và kĩ thuật không cho phép đo lưu lượng nước hàng giờ trong suốt cả năm. Vì vậy với số lượng 50+60 lần đo lưu lượng tức thời trong một năm không thể biểu thị được quá trình thay đổi lưu lượng nước hàng giờ, hàng ngày và cũng không thể tính được lưu lượng bình quân ngày, tháng, năm, và... các số liệu khác về dòng chảy năm.

Do đó người ta phải dùng số liệu lưu lượng nước và mức nước của các lần đo tiến hành tính toán bổ sung sao cho có đủ lưu lượng nước ứng với các giờ đo mức nước trong năm. Phương pháp tính là sử dụng quan hệ lưu lượng - mức nước.

6.4.1 Về quan hệ lưu lượng nước - mức nước $Q = f(H)$

Quan hệ $Q = f(H)$ là quan hệ tương quan được vẽ trên giấy kẻ li theo tỷ lệ hợp lý để hạn chế sai số đọc biểu đồ. Số liệu về quan hệ $Q = f(H)$ là lưu lượng và mức nước tương ứng của mỗi lần đo. Quan hệ này vẽ cho từng năm và nói chung chỉ sử dụng tính toán trong phạm vi năm đó.

1- Quan hệ $Q = f(H)$ tương đối ổn định.

Lần lượt xác định tọa độ (Q, H) của từng lần đo lên biểu đồ. Nếu các điểm tương quan phân bố có tính chất ngẫu nhiên và hình thành bằng điểm hẹp, ứng với từng cấp mức nước lưu lượng thực đo giao động thiên lớn hoặc thiên nhỏ không vượt quá 10% lưu lượng trung bình của cấp mức nước đó thì được coi là quan hệ $Q = f(H)$ tương đối ổn định ($\Delta Q \leq 10\% Q$)

Trường hợp này có thể vẽ một đường cong $Q = f(H)$ qua trung tâm bằng điểm từ mức nước thấp nhất tới cao nhất. Đường cong này gọi là đường quan hệ $Q = f(H)$ tương đối ổn định và mức độ chính xác được đánh giá bằng sai số quân phương.

2- Quan hệ $Q = f(H)$ không ổn định

Quan hệ $Q = f(H)$ được coi là không ổn định khi các điểm tương quan (Q, H) có hai đặc điểm như sau:

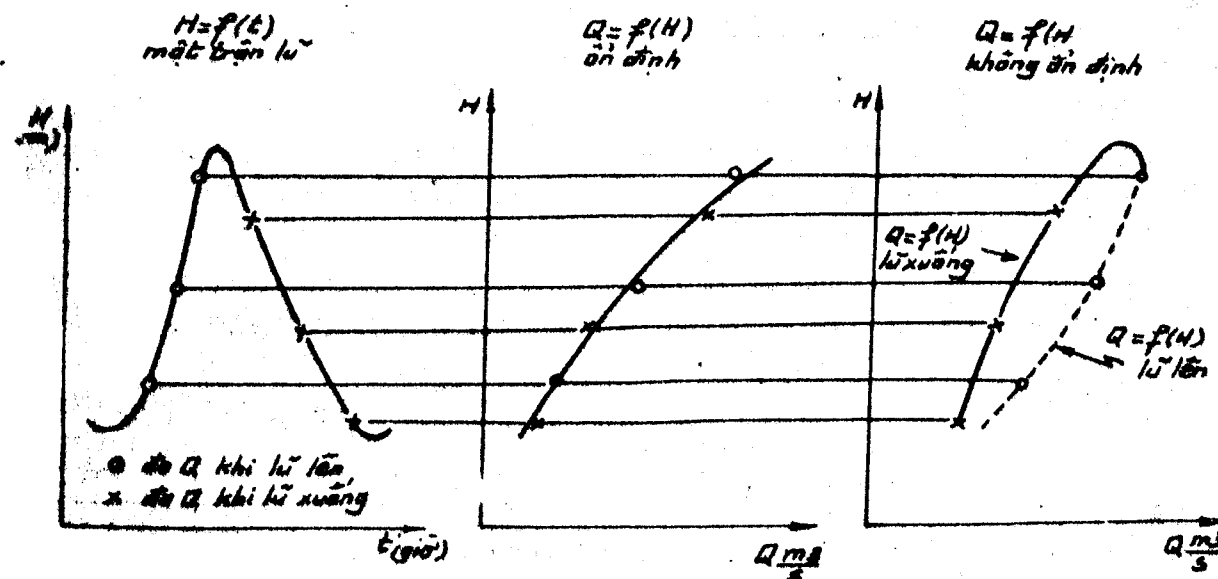
+ Ứng với từng cấp mức nước, lưu lượng thực đo giao động thiên lớn hoặc thiên nhỏ vượt quá 10% lưu lượng trung bình của cấp mức nước đó ($\Delta Q > 10\% Q$)

+ Lưu lượng thực đo giao động thiên lớn hoặc thiên nhỏ theo một quy luật nhất định. Chẳng hạn theo quy luật xói hoặc bồi của mặt cắt do, theo quy luật tăng giảm độ dốc mặt nước khi ảnh hưởng lũ hay ảnh hưởng triều hoặc ảnh hưởng nước vật (nước dầm, nước ứ)

Trường hợp này phải vẽ thêm quan hệ diện tích - mức nước $\omega = f(H)$ và quan hệ độ dốc - mức nước $\Delta H = f(H)$ để phân tích.

Nếu quan hệ $Q = f(H)$ không ổn định do nguyên nhân xói hoặc bồi mặt cắt thì vẽ nhiều đường cong $Q = f(H)$ tương ứng với từng thời đoạn xói hoặc bồi trong năm.

Nếu quan hệ $Q = f(H)$ không ổn định do ảnh hưởng lũ làm thay đổi độ dốc mặt nước thì vẽ đường cong $Q = f(H)$ tương ứng với nhánh lũ lên (độ dốc lớn) và nhánh lũ xuống (độ dốc nhỏ) của từng trận lũ - (xem hình 6-4) Tất nhiên đường $Q = f(H)$ của trận lũ



Hình 6 - 4

nào chỉ dùng tính lưu lượng cho trận lũ đó vì quy luật thay đổi độ dốc của từng trận lũ khác nhau.

6.4.2 Kéo dài quan hệ $Q = f(H)$

Trong công tác đo đạc thủy văn có thể xảy ra những trường hợp không đo được lưu lượng ứng với mực nước cao nhất hoặc thấp nhất trong năm. Nguyên nhân do phương tiện, máy đo hỏng hóc, công trình không an toàn khi lũ cao v.v..

Do đó khi dựng quan hệ $Q = f(H)$ sẽ không có điểm tương quan (Q, H) ứng với mực nước cao nhất (hoặc thấp nhất), không có điểm mốc để định hướng vẽ đường cong $Q = f(H)$ tới mức nước cao nhất (hoặc thấp nhất). Trường hợp này phải dùng các phương pháp kéo dài (ngoại suy) đường cong $Q = f(H)$.

Gọi ΔH_k là biên độ giao động mực nước không có điểm tương quan (Q, H) cần phải vẽ kéo dài $Q = f(H)$.

ΔH là biên độ giao động mực nước có điểm tương quan (Q, H) và có thể vẽ đường cong $Q = f(H)$.

Nếu $\frac{\Delta H_k}{\Delta H} \leq 0,20$ có thể vẽ kéo dài $Q = f(H)$ theo xu thế tới mực nước cao nhất.

Nếu $\frac{\Delta H_k}{\Delta H} > 0,20$ không nên kéo dài theo xu thế mà dùng phương pháp khác để

hạn chế sai số chủ quan. (Xem trong giáo trình thủy văn chuyên ngành).

Với những trận lũ đặc biệt lớn, hoặc những thời kì cạn kiệt nghiêm trọng (xảy ra trong quá khứ) nếu điều tra xác minh được, cao trình mực nước lớn nhất hoặc mực nước kiệt nhất, người ta cũng dùng phương pháp kéo dài $Q = f(H)$ để xác định lưu lượng lũ đặc biệt lớn hoặc lưu lượng kiệt đặc biệt nhỏ.

6.4.3 Tính lưu lượng tức thời.

Căn cứ số liệu mực nước tức thời đo hàng ngày $H = f(t)$, đọc trên quan hệ $Q = f(H)$ đã vẽ hoàn chỉnh từ mực nước thấp nhất đến cao nhất sẽ được số liệu lưu lượng nước tức thời $Q = f(t)$ tương ứng với các thời điểm đo mực nước.

Với quan hệ $Q = f(H)$ tương đối ổn định, ứng với mỗi cao trình mực nước chỉ cho một giá trị lưu lượng, mực nước cao nhất, thấp nhất sẽ tương ứng với lưu lượng lớn nhất, nhỏ nhất ($H_{\max} \rightarrow Q_{\max}, H_{\min} \rightarrow Q_{\min}$).

Với quan hệ $Q = f(t)$ không ổn định, ứng với một cao trình mực nước có thể cho nhiều giá trị lưu lượng khác nhau tùy theo mức độ không ổn định, như vậy lưu lượng lớn nhất, nhỏ nhất có thể không tương ứng với mực nước cao nhất, thấp nhất.

6.4.4 Tính lưu lượng bình quân ngày và các đặc trưng dòng chảy năm.

Lưu lượng bình quân ngày bằng trung bình cộng của nhiều lưu lượng tức thời trong ngày (nếu cách đều giờ).

$$\bar{Q}_{\text{ngày}} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{\text{giờ}}}{n}$$

(6-11)

$Q_{\text{giờ}}$: lưu lượng tức thời ứng với giờ đo mực nước.

n : số lần tính lưu lượng tức thời trong ngày.

Nếu lưu lượng tức thời không cách đều giờ phải nội suy sao cho đủ số liệu cách đều giờ và tính như trên.

– Lưu lượng bình quân tháng bằng trung bình cộng của tất cả lưu lượng bình quân ngày trong tháng.

– Lưu lượng bình quân năm bằng trung bình cộng của 12 trị số lưu lượng bình quân tháng hoặc 365+366 trị số lưu lượng bình quân ngày trong năm.

– Tổng lượng nước ngày: $W_{\text{ngày}} = \bar{Q}_{\text{ngày}} \cdot T_{\text{ngày}}$ (6-12)

– Tổng lượng nước tháng: $W_{\text{tháng}} = \bar{Q}_{\text{tháng}} \cdot T_{\text{tháng}}$ (6-13)

– Tổng lượng nước năm: $W_{\text{năm}} = \bar{Q}_{\text{năm}} \cdot T_{\text{năm}}$ (6-14)

Trong đó $T_{\text{ngày}}, T_{\text{tháng}}, T_{\text{năm}}$ là số đo thời gian của một ngày, một tháng, một năm tính theo đơn vị tương ứng của lưu lượng nước. Nếu $Q \text{ m}^3/\text{s}$ thì số đo T tính bằng giây

Nếu $Q \text{ m}^3/\text{phút}; \text{m}^3/\text{giờ}$ thì số đo T tính bằng phút, giờ.

– Lớp dòng chảy năm $y_{\text{năm}} = \frac{W_{\text{năm}}}{10^3 F}$ (mm) (6-15)

Với $Y_{\text{năm}}$ tính theo (mm); $W_{\text{năm}}$ tính bằng m^3 ; F diện tích lưu vực trạm đo tính bằng Km^2

– Mô đun dòng chảy năm $M_{\text{năm}} = \frac{10^3 \bar{Q}_{\text{năm}}}{F}$ (l/s/km^2) (6-16)

Với $M_{\text{năm}}$ (lit/giây/Km^2); $\bar{Q}_{\text{năm}}$ (m^3/s); $F_{\text{lưu vực}}$ (Km^2)

– Hệ số dòng chảy năm $\alpha_{\text{năm}} = \frac{Y_{\text{năm}}}{X_{\text{năm}}}$ (6-17)

$X_{\text{năm}}$: lượng mưa năm bình quân trên toàn lưu vực F .

Đối với trạm đo thuộc vùng sông ảnh hưởng triều mà có dòng chảy theo hai hướng (chảy ngược từ biển vào sông và chảy xuôi từ sông ra biển) thì tại đó lưu lượng nước giao động rất lớn (vì $Q_{\min} = 0$) và rất nhanh theo thời gian cũng như không gian (trên từng bộ phận của mặt cắt).

Vì vậy không thể sử dụng cách vẽ $Q = f(H)$ và cách tính lưu lượng tức thời như đã

giới thiệu ở phần trên. Có các phương pháp riêng cho vùng triều được trình bày trong giáo trình thủy văn chuyên ngành.

6.4.5 Kiểm tra sai số và tính chất hợp lý của lưu lượng nước

1- Kiểm tra lưu lượng thực đo.

Tiến hành vẽ ba quan hệ lưu lượng ~ mực nước, $Q = f(H)$, diện tích ~ mực nước $\omega = f(H)$, độ dốc ~ mực nước $\Delta H = f(H)$. Ba quan hệ này vẽ chung trên một biểu đồ với tỷ lệ mực nước đồng nhất. So sánh, đối chiếu với quy luật thay đổi của lưu lượng tương ứng với diện tích và độ dốc để phát hiện sai số. Nhưng trường hợp trái quy luật cần phân tích tìm nguyên nhân gây sai số và sửa sai.

2- Kiểm tra lưu lượng tức thời và bình quân ngày.

Phương pháp thông dụng là vẽ quá trình lưu lượng tức thời $Q = f(t)$ tương ứng với quá trình mực nước tức thời $H = f(t)$. Hai quan hệ này vẽ chung trên một biểu đồ với tỷ lệ thời gian đồng nhất.

Tương tự như trên người ta vẽ quá trình lưu lượng bình quân ngày $Q_{\text{ngày}} = f(t)$ tương ứng với quá trình mực nước bình quân ngày $H_{\text{ngày}} = f(t)$

Nói chung quá trình lưu lượng và mực nước có xu thế thay đổi đồng dạng. Thời điểm nào, ngày nào mà sự thay đổi lưu lượng và mực nước trái quy luật cần xem lại việc tính toán hoặc đọc biểu đồ.

Nếu có điều kiện vẽ được quá trình lưu lượng $Q = f(t)$ của nhiều trạm đo trên hệ thống sông sẽ giúp cho việc so sánh đối chiếu phát hiện sai số dễ dàng hơn.

3- Kiểm tra tổng lượng nước.

Kiểm tra tổng lượng nước cần phải có số liệu của nhiều trạm đo trên hệ thống sông. Thông thường dùng phương trình cân bằng tổng lượng nước có dạng sau:

$$\Sigma W_{\text{vào}} + W_{\text{đầu}} = \Sigma W_{\text{Ra}} + W_{\text{cuối}} \tag{6-18}$$

Trong đó:

$W_{\text{đầu}}, W_{\text{cuối}}$ là thể tích nước chứa trong đoạn sông tại thời điểm đầu và cuối thời đoạn xét cân bằng.

$\Sigma W_{\text{vào}}$: tổng lượng nước chảy vào đoạn sông trong thời đoạn xét cân bằng (năm, tháng v.v...)

ΣW_{Ra} : Tổng lượng nước chảy ra khỏi đoạn sông trong thời đoạn xét cân bằng.

Nếu chọn thời đoạn có $W_{\text{đầu}} = W_{\text{cuối}}$ thì sẽ có $\Sigma W_{\text{vào}} = \Sigma W_{\text{Ra}}$

Kiểm tra theo cách này thường gặp khó khăn là không có số liệu về lượng nước mất đi hoặc bổ sung thêm trong khu giữa đoạn sông.

Do đó chỉ có thể nhận xét số liệu hợp lý với mức độ định tính, Trường hợp tổng lượng nước không cân bằng phải xem xét toàn bộ số liệu tính toán của các trạm đo tham dự cân

bằng, qua đó phân tích nguyên nhân và sửa sai. Với trình độ đo đạc hiện nay, sai số cân bằng nước dưới 10% có thể chấp nhận được.

6.4.6 Lưu trữ và xuất bản số liệu lưu lượng nước.

Kết thúc một năm đo đạc, từng trạm đo tiến hành chỉnh lý, kiểm tra toàn bộ số liệu gồm có: đo sâu, đo lưu tốc, biểu đồ quan hệ $Q = f(H)$, lưu lượng tức thời, lưu lượng bình quân ngày và các đặc trưng dòng chảy khác trong năm.

Từng loại số liệu, biểu đồ tính toán đều sao chụp thành ba bản để lưu trữ tại 3 nơi là: Trạm đo, đài khí tượng thủy văn Tỉnh và tổng cục khí tượng Thủy văn.

Số liệu lưu lượng bình quân ngày, tháng, năm kèm theo lưu lượng lớn nhất, nhỏ nhất (tức thời) của từng tháng và các đặc trưng dòng chảy năm như mô đun dòng chảy, lớp dòng chảy v.v... được xuất bản theo dạng bảng 6-2

Số liệu lưu lượng tức thời tương ứng với mực nước đo hàng giờ cũng được xuất bản nhưng không đầy đủ chi tiết cả năm mà chỉ chọn một số trận lũ lớn và tương đối lớn trong năm (bảng 6-3). Số liệu đo sâu và đo lưu tốc (để tính lưu lượng nước) không xuất bản. Khi cần số liệu này phải tới cơ quan lưu trữ.

Bảng 6-2 lưu lượng nước bình quân ngày

TRAM:.....
NĂM.... DIỆN TÍCH LƯU VỰC..... Km²

Tháng Ngày	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												

	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
20												
21												
22												
23												
24												
25												
26												
27												
28												
29												
30												
31												
Bình quân Lớn nhất Ngày Nhỏ nhất Ngày												
ĐẶC TRƯNG DÒNG CHẢY NĂM	Lưu lượng lớn nhất... $\frac{m^3}{s}$ Ngày tháng...						Lưu lượng nhỏ nhất... $\frac{m^3}{s}$ Ngày tháng...					
	Lưu lượng bình quân... $\frac{m^3}{s}$					Tổng lượng dòng chảy... $10^9 m^3$						
	Mô đun dòng chảy... $l/s/km^2$						Độ sâu dòng chảy... mm					

Bảng 6-3 Lưu lượng nước và mực nước tức thời
NĂM.....

Trạm:.....

Tháng	Ngày	Giờ	Mức nước (m ³ /s)	Lưu lượng	Tháng	Ngày	Giờ	Mức nước (cm)	Lưu lượng (m ³ /s)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
VI	20	1	312	1460	IX	6	1	307	1370
		7	348	1620			7	321	1440
		13	365	1710			13	344	1560
		19	378	1780			19	361	1650
	21	1	393	1850			20	257	1600
		4	414	1890			21	357	1650

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
		7	427	2040			22	353	1510
		10	435	2080			23	343	1440
		13	434	2040			24	325	1340
		16	427	1950		7	1	318	1300
		19	411	1860			2	306	1210
		22	389	1690			3	.	.
	22	1	362	1520			4	.	.
		4	336	1390			5	.	.
		7	311	1250			6	.	.
		10	276	1080			7	.	.
		13	259	1020			8	.	.
		16	244	970			9	.	.
		19	229	920			10	.	.
		22	215	879			11	.	.
	23	1	.	.			12	.	.
		7	.	.			13	.	.
		13	.	.			14	.	.
		19	.	.			15	.	.
	24	1	.	.			16	.	.
		7	.	.			17	.	.
		13	.	.			.	.	.
		19	.	.			.	.	.

6.5. PHƯƠNG PHÁP ĐO VÀ TÍNH LƯU LƯỢNG Bùn CÁT THỰC ĐO.

Bùn cát chuyển động trong dòng chảy sông ngòi được chia thành hai loại: bùn cát lơ lửng và bùn cát đáy. Bùn cát lơ lửng gồm những hạt bùn cát nổi lơ lửng và chuyển động theo dòng nước. Bùn cát đáy là chỉ những hạt bùn cát chuyển động theo dòng nước với hình thức nhảy hoặc lăn ở đáy sông.

6.5.1 Đo và tính bùn cát lơ lửng.

Việc đo bùn cát được tiến hành cùng một lúc với đo sâu và đo lưu tốc. Do đó những phương tiện hỗ trợ dùng đo sâu, đo lưu tốc như thuyền, ca nô, tời, cáp căng ngang sông, cầu treo v.v... cũng đồng thời là phương tiện hỗ trợ đo bùn cát.

Về dụng cụ đo bùn cát gồm có:

- dụng cụ lấy mẫu nước
- dụng cụ lọc bùn cát, sấy khô và dụng cụ cân chính xác.

1/ Đo bùn cát theo kiểu tích điểm.

Trên mỗi thủy trực, đã đo lưu tốc tại điểm nào thì cũng đo bùn cát tại điểm đó. Lần

lượt dùng phương tiện thích hợp đưa dụng cụ tới vị trí điểm đo. Tiến hành lấy mẫu nước tại từng điểm với dung tích $D(\text{cm}^3)$. Bùn cát trong từng mẫu nước được lọc bằng giấy lọc, sau đó sấy khô và dùng loại cân chính xác (1/1000g) để đo trọng lượng bùn cát $P(\text{gam})$

Độ đục tại điểm đo ρ_d tính như sau:

$$\rho_d = \frac{P}{D} \cdot 10^6 \text{ (g/m}^3\text{)}; \rho_d = \frac{P}{D} \cdot 10^3 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

Độ đục là chỉ trọng lượng bùn cát khô chứa trong một đơn vị thể tích nước.

Độ đục bình quân thủy trực ρ_t tính bởi độ đục nhiều điểm trên thủy trực.

$$\rho_t = \frac{\rho_m \cdot V_m + 3\rho_{0,2} \cdot V_{0,2} + 3\rho_{0,6} \cdot V_{0,6} + 2\rho_{0,8} \cdot V_{0,8} + \rho_d \cdot V_d}{10V_t} \quad \text{nếu đo 5 điểm (6-19)}$$

$$\rho_t = \frac{\rho_{0,2} \cdot V_{0,2} + \rho_{0,6} \cdot V_{0,6} + \rho_{0,8} \cdot V_{0,8}}{V_{0,2} + V_{0,6} + V_{0,8}} \quad \text{nếu đo 3 điểm (6-20)}$$

$$\rho_t = \frac{\rho_{0,2} \cdot V_{0,2} + \rho_{0,8} \cdot V_{0,8}}{V_{0,2} + V_{0,8}} \quad \text{nếu đo 2 điểm (6-21)}$$

$$\rho_t = K \rho_{0,6} \quad \text{nếu đo 1 điểm (6-22)}$$

Trong đó: $\rho_m, \rho_{0,2}, \rho_{0,6}, \rho_{0,8}, \rho_d$ là độ đục ứng với các độ sâu từ mặt nước, 0,2h, 0,6h, 0,8h và sát đáy sông.

$V_m, V_{0,2}, V_{0,6}, V_{0,8}, V_d$: lưu tốc tương ứng tại các điểm đo.

K: hệ số xác định bằng thực nghiệm, nếu không có điều kiện thực nghiệm có thể chọn $K = 1$.

Nói chung độ đục từng điểm trên thủy trực tăng dần từ mặt nước xuống đáy sông, độ đục bình quân thủy trực giảm dần từ giữa dòng ra phía hai bờ. Căn cứ quy luật đó có thể sơ bộ kiểm tra kết quả đo đạc và tính toán.

2/ Đo bùn cát theo kiểu tích phân.

Kiểu đo tích phân không lấy mẫu nước tại từng điểm mà trên mỗi thủy trực chỉ lấy một mẫu nước hỗn hợp bao gồm thành phần nước của mọi độ sâu từ mặt nước tới sát đáy sông. Bùn cát trong mẫu nước hỗn hợp được lọc, sấy khô và xác định trọng lượng bằng loại cân chính xác.

Độ đục bình quân thủy trực ρ_t bằng:

$$\rho_t = \frac{P_h}{D_h} \cdot 10^6 \text{ (g/m}^3\text{)} = \frac{P_h}{D_h} \cdot 10^3 \text{ (kg/m}^3\text{)} \quad (6-23)$$

Trong đó: D_h là dung tích mẫu nước hỗn hợp (cm^3)

P_h trọng lượng bùn cát sấy khô của mẫu nước hỗn hợp (gam).

Phương pháp đo kiểu tích phân đơn giản hơn phương pháp tích điểm nhưng không cho biết quy luật thay đổi độ đục theo chiều sâu, quy luật này rất cần thiết khi nghiên cứu về bồi lắng trong sông, hồ chứa v.v...

3/ Tính độ đục bình quân bộ phận.

Đối với những bộ phận diện tích giới hạn bởi hai đường thủy trực thì độ đục bình quân bộ phận bằng trung bình cộng của độ đục hai thủy trực đó.

Độ đục bình quân của bộ phận sát bờ bằng độ đục bình quân của thủy trực sát bờ.

4/ Tính lưu lượng bùn cát thực đo.

Lưu lượng bùn cát là trọng lượng bùn cát chuyển qua mặt cắt trong một đơn vị thời gian. Đơn vị thường dùng là gam/giây (g/s) hoặc kg/s.

Lưu lượng bùn cát qua từng bộ phận diện tích bằng tích của độ đục bình quân bộ phận với lưu lượng nước bộ phận. Lưu lượng bùn cát toàn mặt cắt bằng tổng lưu lượng bùn cát của các bộ phận.

Theo kết quả đo như đã ghi trên hình 6-5 có thể tính lưu lượng bùn cát thực đo của mặt cắt như sau:

$$R = \bar{\rho}_{t1} \cdot q_1 + \frac{\bar{\rho}_{t1} + \bar{\rho}_{t2}}{2} \cdot q_2 + \bar{\rho}_{t2} \cdot q_3 \quad (6-24)$$

Trong đó R: lưu lượng bùn cát tính bằng gam/giây (g/s) hoặc kg/giây (kg/s)

$\bar{\rho}_{t1}, \bar{\rho}_{t2}$... độ đục bình quân thủy trực 1, 2,... tính bằng g/m^3 hoặc kg/m^3

q_1, q_2, q_3 : lưu lượng nước qua từng bộ phận diện tích 1, 2, 3... tính bằng m^3/sec

Độ đục bình quân trên toàn mặt cắt bằng:

$$\bar{\rho}_{mc} = \frac{R}{q_1 + q_2 + q_3} = \frac{R}{Q} \quad (6-25)$$

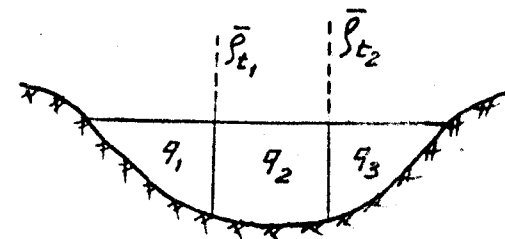
Với Q: lưu lượng nước qua toàn mặt cắt ngang.

Lưu lượng bùn cát R và độ đục bình quân mặt cắt $\bar{\rho}_{mc}$ tính được qua mỗi lần đo được coi là lưu lượng bùn cát tức thời (thực đo), độ đục tức thời tương ứng với thời điểm giữa của lần đo.

5/ Chế độ đo bùn cát lơ lửng.

Việc đo bùn cát khá tốn kém vì phải qua nhiều công đoạn: lấy mẫu nước, lọc bùn cát, sấy khô, cân đo...

Để giảm nhẹ khối lượng công việc và kinh phí, theo quy phạm đo đạc cho



Hình 6-5

phép đo bùn cát như sau:

Do bùn cát trên toàn mặt cát từ 30+50 lần trong một năm đối với trạm thủy văn cấp I. Phân phối các lần đo bùn cát tập trung chủ yếu trong các tháng mùa mưa lũ.

Trạm cấp II đo khoảng 20+30 lần trong năm.

Ngoài việc đo bùn cát trên mặt cát ngang, hàng ngày còn tiến hành đo bùn cát tại một thủy trực đại biểu vào thời điểm 7 và 19 giờ mỗi ngày, trên thực tế thường gọi là đo mẫu nước đơn vị. Trong mùa cạn cho phép không đo liên tục hàng ngày, có thể cách 2-3 ngày có một ngày đo mẫu nước đơn vị.

6.5.2 Đo bùn cát đáy.

Hiện nay có nhiều loại dụng cụ đo bùn cát đáy nhưng qua thử nghiệm chưa có loại nào đạt mức độ chính xác cần thiết. Do đó khi cần tính toán lượng bùn cát đáy người ta thường dựa theo số liệu bùn cát lơ lửng. Xu hướng chung là tính bùn cát đáy bằng tỷ lệ phần trăm (%) của bùn cát lơ lửng. Tỷ lệ này thay đổi theo các vùng khác nhau.

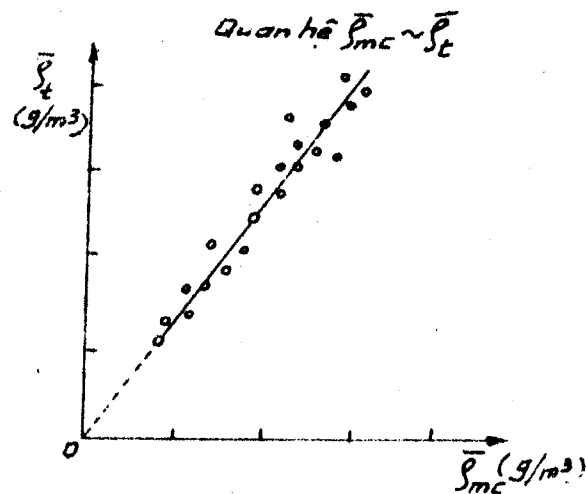
Trong giáo trình và tài liệu chuyên ngành thủy văn có giới thiệu một số dụng cụ đo, phương pháp đo và tính bùn cát đáy.

6.6. CHỈNH LÍ SỐ LIỆU BÙN CÁT LƠ LỬNG.

Với số lượng vài chục lần đo bùn cát toàn mặt cát và đo mẫu nước đơn vị hàng ngày tiến hành chỉnh lí tính bổ sung để có số liệu hoàn chỉnh cho cả năm. Phương pháp chỉnh lí thông dụng hiện nay là dựa theo quan hệ tương quan độ đục toàn mặt cát với độ đục thủy trực đại biểu.

1/ Vẽ quan hệ tương quan $\bar{\rho}_{mc} \sim \bar{\rho}_t$

Với mỗi lần đo bùn cát toàn mặt cát ngang tính được độ đục bình quân từng thủy trực, trong đó có thủy trực đại biểu ρ_t và tương ứng sẽ có độ đục bình quân mặt cát của lần đo ấy ρ_{mc} . Căn cứ số liệu này vẽ được quan hệ tương quan $\rho_{mc} \sim \rho_t$ của từng năm. Nói chung quan hệ này có dạng đường thẳng qua gốc tọa độ



Hình 6-6

2/ Tính độ đục bình quân ngày

$\bar{\rho}_{ngày}$
Độ đục bình quân $\rho_{ngày}$ là độ đục bình quân toàn mặt cát bình quân ngày. Căn cứ số liệu đo mẫu nước đơn vị hàng ngày tính được độ đục bình quân thủy trực đại biểu ($\bar{\rho}_{ngày}$). Ngày nào không đo thì nội suy theo số liệu của ngày đó trước và sau gần nhất. Theo cách đó sẽ có được độ đục bình quân ngày của thủy trực đại biểu trong cả năm.

Số liệu này đọc trên quan hệ $\rho_{mc} \sim \rho_t$ có được số liệu độ đục bình quân ngày của mặt cát trong cả năm.

3/ Tính lưu lượng bùn cát bình quân ngày $R_{ngày}$, tháng, năm.

+ Lưu lượng bùn cát bình quân ngày bằng tích của độ đục bình quân ngày $\rho_{ngày}$ với lưu lượng nước bình quân ngày $\bar{Q}_{ngày}$

$$\bar{R}_{ngày} = \bar{\rho}_{ngày} \cdot \bar{Q}_{ngày} \quad (6-26)$$

Trong đó: $\bar{\rho}_{ngày}$ tính bằng g/m^3 hoặc kg/m^3

$\bar{Q}_{ngày}$ tính bằng m^3/sec

$\bar{R}_{ngày}$ tính bằng g/sec hoặc kg/sec

+ Lưu lượng bùn cát bình quân tháng, năm tính theo trung bình cộng của lưu lượng bùn cát các ngày trong tháng và các tháng trong năm.

$$\bar{R}_{tháng} = \frac{\sum R_{ngày}}{n} \quad (6-27)$$

$$\bar{R}_{năm} = \frac{\sum_{i=1}^{12} \bar{R}_{tháng}}{12} \quad (6-28)$$

+ Tổng lượng bùn cát chuyển qua mặt cát trong ngày, tháng năm sẽ là:

$$G_{ngày} = R_{ngày} \times T_{(ngày)} = \rho_{ngày} \cdot W_{ngày} \quad (6-29)$$

$$G_{tháng} = R_{tháng} \times T_{(tháng)} = \rho_{tháng} \cdot W_{tháng} \quad (6-30)$$

$$G_{năm} = R_{năm} \times T_{(năm)} = \rho_{năm} \cdot W_{năm} \quad (6-31)$$

Trong đó: $G_{ngày}$, $G_{tháng}$, $G_{năm}$: tổng lượng bùn cát ngày, tháng, năm, tính bằng kg hoặc tấn

$T_{(ngày)}$, $T_{(tháng)}$, $t_{(năm)}$: số đo thời gian trong ngày, tháng, năm tính bằng giây.

$W_{ngày}$, $W_{tháng}$, $W_{năm}$: Tổng lượng nước chuyển qua mặt cát trong ngày, tháng, năm.

4/ Kiểm tra, nhận xét tính hợp lí của số liệu bùn cát.

Để kiểm tra tính toán $\rho_{ngày}$ bằng biểu đồ tương quan người ta vẽ quá trình độ đục bình quân ngày [$\rho_{ngày} = f(t)$] và quá trình độ đục bình quân thủy trực $\rho_t = f(t)$ với tỷ lệ thời gian đồng nhất. Hai đường này có xu thế hoàn toàn đồng dạng, ngày nào trái với xu thế này phải đọc lại biểu đồ tương quan $\rho_{mc} \sim \rho_t$ để sửa chữa.

Có thể vẽ quá trình lưu lượng bùn cát ngày $R_{ngày} = f(t)$ và so sánh với $\rho_{ngày} = f(t)$ hoặc lưu lượng nước bình quân ngày $Q_{ngày} = f(t)$ để phát hiện sai số tính lực lượng bùn cát hàng ngày.

Đối với tổng lượng bùn cát có thể kiểm tra bằng phương trình cân bằng bùn cát trong đoạn sông và phải sử dụng số liệu của nhiều trạm đo.

$$\Sigma G_{Ra} - \Sigma G_{vào} = \pm G_{khu giữa} \quad (6-32)$$

Trong đó: ΣG_{Ra} , $\Sigma G_{vào}$: tổng lượng bùn cát chuyển ra, chuyển vào đoạn sông trong thời đoạn xét cân bằng.

$G_{khu giữa}$: Tổng lượng bùn cát lắng đọng (-), xói lở (+) hoặc bổ sung thêm thuộc khu giữa đoạn sông. Nếu số liệu không phù hợp quy luật cân bằng phải xem lại tất cả các trạm.

Những cách kiểm tra nêu trên chỉ có thể phát hiện những sai số lớn và nhận xét tính chấp hợp lí của số liệu với mức độ định tính.

5/ Lưu trữ và xuất bản số liệu bùn cát.

Tương tự như số liệu mức nước và lưu lượng nước số liệu bùn cát cũng được lưu trữ tại trạm đo, đài khí tượng thủy văn tỉnh và tổng cục khí tượng thủy văn.

Số liệu lưu lượng bùn cát bình quân tháng ($R_{tháng}$) kèm theo độ đục bình quân tháng, độ đục lớn nhất (ρ_{max}) nhỏ nhất (ρ_{min}) trong từng tháng và tổng lượng bùn cát trong năm được xuất bản theo dạng bảng 6-4.

Các số liệu khác về bùn cát không xuất bản, khi cần thiết phải tới cơ quan lưu trữ.

Bảng 6-4 Số liệu đặc trưng bùn cát Trạm: ...
NĂM. ...

THÁNG ĐẶC TRƯNG	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Độ đục bình quân												
Lớn nhất												
ngày												
Nhỏ nhất												
ngày												
Lưu lượng bùn cát												
Bình quân												
Tổng kết toàn năm	Độ đục bình quân...g/m ³					Tổng lượng bùn cát... Tấn						

6.7. PHƯƠNG PHÁP ĐO VÀ TÍNH ĐỘ MẶN CỦA NƯỚC SÔNG VÙNG VEN BIỂN.

Độ mặn là tổng số gam muối natri-clorua (NaCl) chứa trong 1000 gam nước biển.

Kí hiệu chỉ độ mặn thường dùng là S và tính bằng phần nghìn (‰)

Đo độ mặn trên mặt cát ngang sông cũng tiến hành lần lượt từng điểm trên từng thủy trực. Những trạm cấp I và II có thể thực hiện đồng thời việc đo độ mặn với đo lưu tốc.

1/ Tính độ mặn từng điểm

Lần lượt lấy mẫu nước ứng với những độ sâu khác nhau trên thủy trực, sau đó xác định độ mặn từng điểm theo hai cách sau:

a/ Dùng hóa chất để phân tích độ mặn

Trường hợp này độ mặn tại điểm đo là:

$$S_{\text{‰}} = \frac{W \times N \times 58,45}{V} \times 1000 \quad (6-33)$$

Trong đó: W- lượng dung dịch bạc nitrat (AgNO_3) đã dùng để phân tích độ mặn (ml)

- N- nồng độ đương lượng của dung dịch AgNO_3 .

V- dung tích mẫu nước cần phân tích mặn (ml)

58,45- đương lượng của NaCl.

1000 hệ số tính đổi.

Cách này cho kết quả chính xác nhưng tốn kém về hóa chất, thời gian phân tích và tính toán dài, mặt khác chỉ có thể thực hiện trong phòng hóa nghiệm.

b/ Xác định độ mặn bằng thiết bị đo độ dẫn điện của nước.

Theo cách này người ta đo độ dẫn điện của mẫu nước và từ đó có được độ mặn tương ứng, (đọc trên thiết bị đo)

$$S = f(\text{độ dẫn điện của nước})$$

Cách này cho kết quả không chính xác bằng cách dùng hóa chất nhưng kinh tế hơn, có thể thực hiện đo và tính ngay trên hiện trường sông nước.

2/ Tính độ mặn bình quân thủy trực.

Trường hợp đo 3 điểm

$$\bar{S}_1 = \frac{1}{3} (S_m + S_{0,5} + S_d) \quad (6-34)$$

Trường hợp đo 6 điểm

$$\bar{S}_1 = \frac{1}{6} (S_m + S_{0,2} + S_{0,4} + S_{0,6} + S_{0,8} + S_d) \quad (6-35)$$

Trong đó S_m , $S_{0,2}$, $S_{0,4}$, $S_{0,6}$, $S_{0,8}$, S_d là độ mặn tại các điểm mặt nước và những độ sâu tương đối 0,2h, 0,4h, 0,5h, 0,6h, 0,8h và điểm đáy sông.

3/ Tính độ mặn bình quân mặt cát.

Độ mặn bình quân toàn mặt cát bằng trung bình cộng độ mặn của các thủy trực.

Trường hợp đo mặn cùng lúc với đo lưu lượng nước có thể tính theo công thức sau:

$$S_{mc} = \frac{S_{11}q_1 + \frac{S_{11} + S_{12}}{2} \cdot q_2 + \dots + \frac{S_{n-1} + S_n}{2} \cdot q_n + S_n \cdot q_{n+1}}{Q}$$

Trong đó: $S_{11}, S_{12}, \dots, S_n$ là độ mặn trung bình thủy trực thứ 1, 2, ..., n

$q_1, q_2, \dots, q_n$ lưu lượng nước bộ phận 1, 2, ..., n

Q : lưu lượng nước toàn mặt cắt.

Theo quy luật chung cho thấy độ mặn tăng dần từ mặt nước xuống đáy sông, giảm dần từ giữa dòng ra phía hai bờ. Theo chiều dọc sông độ mặn giảm dần từ cửa sông (giáp biển) về phía nguồn sông.

Nhiều kết quả nghiên cứu cho thấy độ mặn nước biển giao động khoảng từ 32‰ - 35‰. Do đó độ mặn nước sông vùng ven biển cũng không vượt khỏi giới hạn 35‰.

4/ Chế độ do mặn.

Do độ mặn chỉ tiến hành trong mùa kiệt. Căn cứ kết quả chia mùa của từng vùng mà bố trí đo cho hợp lý. Vùng sông ven biển miền Bắc và miền Trung nước ta thường đo mặn từ tháng 12 đến tháng 7 năm sau.

Yêu cầu chung về đo độ mặn là thu được số liệu độ mặn lớn nhất và nhỏ nhất. Do đó để giảm nhẹ kinh phí người ta không đo liên tục mà căn cứ theo dự báo thủy triều (bảng thủy triều hàng năm) để bố trí đo mặn. Thông thường mỗi kì triều nửa tháng có 4 đợt đo, trong đó hai đợt ứng với lúc triều cường và hai đợt ứng với khi triều kém. Mỗi đợt đo tiến hành 3+4 giờ liên tục sau khi xuất hiện đỉnh triều cường và chân triều kém.

Ngoài chế độ đo thông thường như trên còn tùy thuộc yêu cầu sản xuất và nghiên cứu mà có chế độ đo mặn thích ứng.

5/ Xuất bản và lưu trữ số liệu độ mặn.

Số liệu độ mặn hàng năm nói chung không xuất bản, mà được lưu trữ tại trạm đo, dài khi tượng thủy văn tỉnh và tổng cục khí tượng thủy văn.

Thông qua công việc tổng hợp số liệu nhiều năm có thể xuất bản số liệu với dạng bản đồ đẳng trị độ mặn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO (CHƯƠNG 6)

- Phan Đình Lợi - Nguyễn Năng Minh - Hướng dẫn đo đạc và chỉnh lý số liệu thủy văn - Nhà xuất bản Nông nghiệp 1985.

- Quy phạm đo mực nước. Quy phạm đo lưu lượng nước.

Tổng cục khí tượng thủy văn - 1978 và 1980.

CHƯƠNG VII

TÍNH TOÁN THỦY VĂN VÙNG SÔNG ẢNH HƯỞNG THỦY TRIỀU

7.1. MỘT SỐ KIẾN THỨC VỀ THỦY TRIỀU

7.1.1. Khái niệm về thủy triều

7.1.1.1 - Thủy triều.

Thủy triều là hiện tượng chuyển động sóng của nước biển dưới tác động của các lực gây ra bởi mặt trăng, mặt trời và các hành tinh khác lên các chất điểm nước trên đại dương. Dưới tác động của các lực trên, nước trên đại dương bị dâng lên tạo thành các sóng nước di chuyển trên đại dương theo sự chuyển động tương đối giữa trái đất, mặt trăng, mặt trời và các hành tinh khác. Sự chuyển động của mặt trăng xung quanh trái đất và của hệ thống mặt trăng - trái đất xung quanh mặt trời có tính chu kỳ, kéo theo sự xuất hiện có chu kỳ của các sóng nước trên đại dương. Các sóng nước tạo ra do hiện tượng trên được gọi là sóng triều.

Sự di chuyển có chu kỳ của các sóng triều gây ra hiện tượng lên xuống có chu kỳ của mực nước biển tại một vị trí quan trắc. Bởi vậy, có thể coi thủy triều là hiện tượng dao động có chu kỳ của mực nước biển tại một vị trí quan trắc.

7.1.1.2 - Các đặc trưng cơ bản của thủy triều.

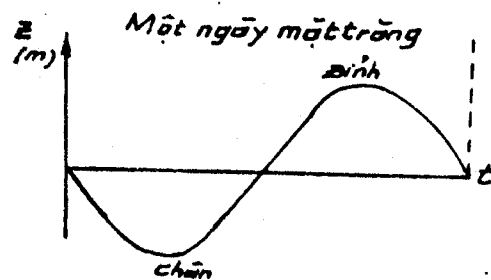
1) *Mực nước triều*: là cao trình mực nước biển hoặc sông ở vùng có ảnh hưởng thủy triều so với mặt chuẩn tại một vị trí quan trắc nào đó, thường được ký hiệu là Z .

2) *Quá trình mực nước triều*: là đồ thị của quá trình thay đổi của mực nước triều theo thời gian t , ký hiệu là $Z(t)$. Như vậy mực nước triều là hàm của thời gian, được biểu thị bằng đường cong $Z = Z(t)$.

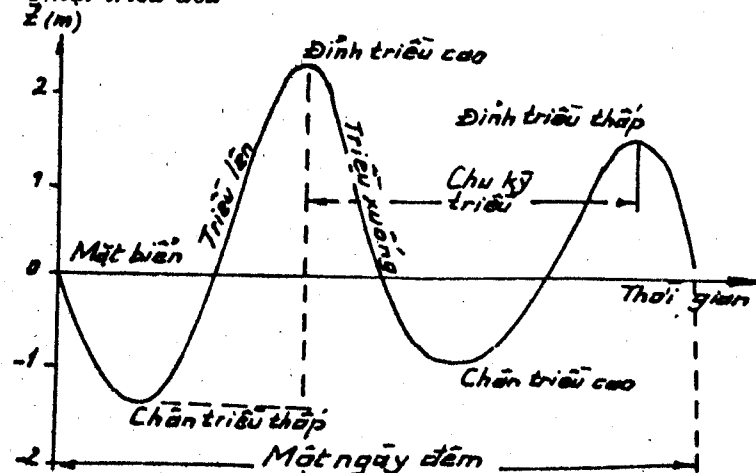
Trên đường quá trình mực nước triều có các pha triều lên (còn gọi là triều dâng), triều xuống (triều rút), cùng các đặc trưng đỉnh và chân triều.

Thời kỳ liên tục trong đó $dZ/dt > 0$ gọi là pha triều lên, ngược lại là pha triều xuống. Đỉnh triều là điểm chuyển tiếp giữa pha triều lên và pha triều xuống, còn chân triều là điểm chuyển tiếp giữa pha triều xuống và pha triều lên. Tại các đỉnh và chân triều có $dZ/dt = 0$

3) *Mực nước đỉnh triều và chân triều*: là mực nước tương ứng với đỉnh và chân triều. Nếu trong một ngày đêm có một lần triều lên, một lần triều xuống sẽ tương ứng có một mực nước đỉnh triều và một mực nước chân triều. Nếu trong một ngày đêm có hai lần triều lên, hai lần triều xuống, sẽ tồn tại trên đường quá trình triều hai đỉnh và hai chân triều. Trong trường hợp một ngày đêm có hai đỉnh và hai chân triều, sẽ có một đỉnh triều cao, một đỉnh triều thấp và một chân triều cao, một chân triều thấp (xem hình 7-1).



Hình 7-1a - Nhật triều đều



Hình 7-1b - Bán nhật triều không đều

Hình 7-1. Đường quá trình mực nước triều trong một ngày đêm.

4) Chênh lệch triều và biên độ triều

Chênh lệch mực nước giữa đỉnh triều và chân triều kế tiếp gọi là chênh lệch triều thường ký hiệu là A_z . Biên độ mực nước triều là chênh lệch mực nước giữa đỉnh triều hoặc chân triều so với mức nước bình quân, thường ký hiệu là A_p . Ta có A_p xấp xỉ bằng một nửa trị số A_z .

Trong nhiều tài liệu người ta coi biên độ triều đồng nghĩa với chênh lệch triều, tức là biên độ triều là chênh lệch giữa mực nước đỉnh và chân triều kế tiếp nhau.

5) *Chu kỳ triều*: là khoảng thời gian giữa hai đỉnh triều hoặc chân triều đặc trưng kế tiếp nhau, thường ký hiệu là T . Có nhiều loại chu kỳ khác nhau.

– Trong một ngày đêm có chu kỳ nửa ngày đối với loại chế độ bán nhật triều, tức là trong một ngày đêm có hai lần triều lên, hai lần triều xuống với chu kỳ xấp xỉ 12 giờ 25 phút.

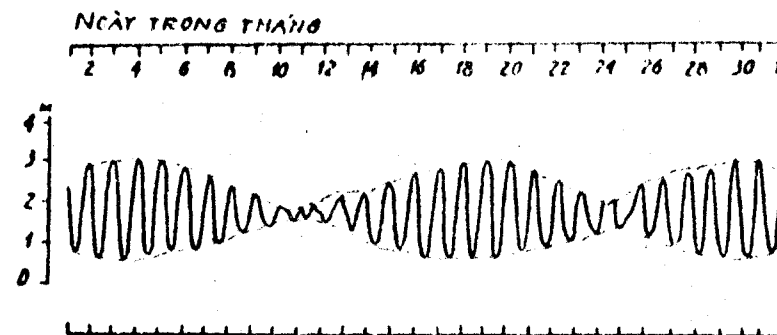
– Trong một ngày đêm có chu kỳ ngày, là khoảng thời gian giữa hai đỉnh triều hoặc hai chân triều kế tiếp nhau đối với chế độ nhật triều, hoặc là khoảng thời gian giữa hai đỉnh triều cao (hoặc thấp), chân triều cao (hoặc thấp) trong trường hợp bán nhật triều.

– Nếu ta vẽ đường bao chân triều và đỉnh triều (hình 7-2), sẽ tồn tại các chu kỳ triều nửa tháng, một tháng, tức là khoảng cách giữa hai lần triều cường hoặc triều kém kế tiếp nhau.

Ngoài ra còn tồn tại các loại chu kỳ lớn hơn, chẳng hạn chu kỳ 4 tháng, chu kỳ năm, chu kỳ 4 năm v.v...

6) Triều cường, triều kém.

Trong một tháng thường có hai thời kỳ triều hoạt động mạnh. Khi đó biên độ triều lớn đỉnh triều cao hơn còn chân triều lại thấp hơn những ngày khác. Ta gọi là thời kỳ triều cường (còn gọi là thời kỳ nước lớn). Xen kẽ với hai thời kỳ triều cường có hai thời kỳ triều hoạt động yếu. Khi đó biên độ triều nhỏ, đỉnh triều thấp, còn chân triều lại cao sơ với những ngày khác, gọi là thời kỳ triều kém (thời kỳ nước ròng)



Hình 7-2 - Đường quá trình triều trong 1 tháng

Hình 7-2(1) - Đường quá trình triều.

Hình 7-2(2) - Đường bao đỉnh và chân triều.

7.1.1.3. Phân loại thủy triều.

Chu kỳ triều trong một ngày đêm đặc trưng cho chế độ triều tại một vị trí quan trắc. Bởi vậy người ta phân loại thủy triều theo chu kỳ triều trong một ngày đêm. Có các loại chế độ triều sau đây:

a/ Chế độ bán nhật triều đều là hiện tượng xảy ra trong một ngày mặt trăng (24 giờ 50 phút) có hai lần triều lên và hai lần triều xuống, đỉnh và chân triều của hai lần đó xấp xỉ bằng nhau, chu kỳ triều gần bằng 12 giờ 25 phút.

b/ Nhật triều đều là hiện tượng xảy ra trong một ngày mặt trăng có một lần triều lên một lần triều xuống, chu kỳ triều xấp xỉ 24 giờ 50 phút.

c/ Bán nhật triều không đều là hiện tượng xảy ra tương tự như (a), song đỉnh và chân triều trong hai lần triều kế tiếp nhau có sự chênh lệch khá lớn.

d/ Nhật triều không đều là hiện tượng mà trong chu kỳ nửa tháng, số ngày nhật triều không quá 7 ngày, những ngày còn lại là bán nhật triều.

7.1.1.4. Phân loại triều ở bờ biển Việt Nam

Ở nước ta, dọc theo bờ biển từ Bắc đến Nam thủy triều có chế độ rất khác nhau. Theo chế độ triều có thể chia làm 8 vùng, thống kê ở bảng 7-1

Bảng 7-1 Chế độ thủy triều bờ biển Việt Nam.

Vùng	Dịa danh	Chế độ thủy triều	Biên độ triều cường (m)
1	Từ Quảng Ninh – Thanh Hóa	Nhật triều đều	3,2 + 2,6
2	Nghệ An – Quảng Bình	Nhật triều không đều	2,5 + 1,2
3	Nam Quảng Bình – Thuận An	Bán nhật triều không đều	1,1 + 0,6
4	Cửa Thuận An và vùng phụ cận	Bán Nhật triều đều	0,4 + 0,5
5	Nam Thừa Thiên đến Q. Nam	Bán Nhật triều không đều	0,8 + 1,2
6	Quảng Nam – Hàm Tân	Nhật triều không đều	1,2 + 2,0
7	Hàm Tân – Cà Mau	Bán Nhật triều không đều	2,0 + 3,5
8	Cà Mau – Hà Tiên	Nhật triều đều hoặc không đều	~ 1,0

Theo thống kê ở bảng 7-1, biên độ triều giảm dần từ Quảng Bình đến Cửa Thuận An (Huế), sau đó lại tăng dần đến Mũi Cà Mau. Từ Cà Mau đến Hà Tiên biên độ triều lại giảm xuống rõ rệt. Bờ biển Việt Nam không dài (3200km), nhưng có chế độ triều của hầu hết các bờ biển trên thế giới. Tính đa dạng của chế độ triều dọc bờ biển Việt Nam phản ánh sự phức tạp của nó. Đặc biệt là tại bờ biển đồng bằng sông Cửu Long, phía đông và phía tây có chế độ triều khác biệt nhau, gây ra sự phức tạp của cơ chế chuyển động của thủy triều ở kênh rạch thuộc châu thổ này.

7.1.2. Các nhân tố ảnh hưởng đến chế độ triều ngoài biển

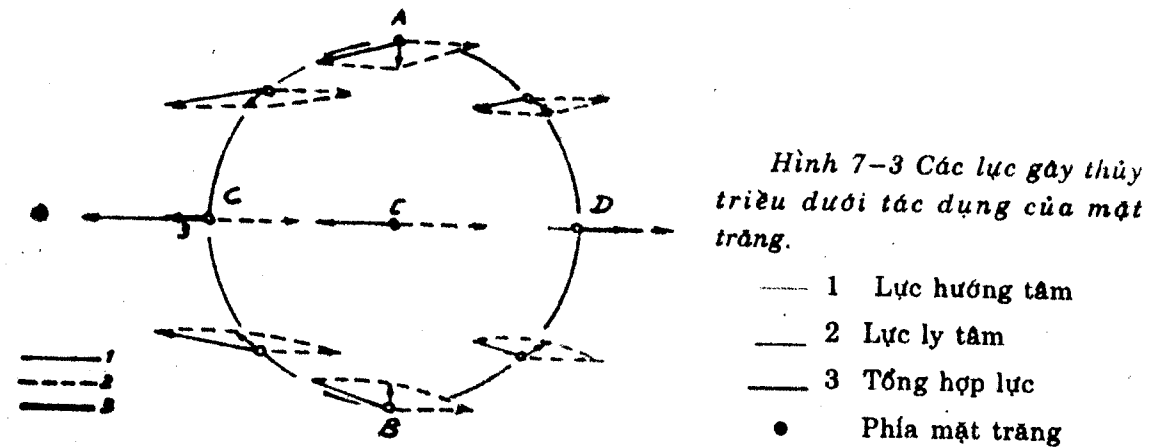
7.1.2.1. Ảnh hưởng của các lực gây triều.

Trong các lực gây triều thì lực hấp dẫn của mặt trăng, mặt trời đến các chất điểm nước trên trái đất là chủ yếu. Quỹ đạo chuyển động của mặt trăng xung quanh trái đất và hệ thống trái đất – mặt trăng xung quanh mặt trời là rất phức tạp dẫn đến sự phức tạp về chế độ thủy triều ở các vị trí khác nhau trên trái đất.

Trong một ngày, do trái đất quay xung quanh trục của nó, nên vị trí tương đối giữa mặt trăng và trái đất sẽ thay đổi theo chu kỳ ngày mặt trăng (24 giờ 50 phút). Do đó mặt trăng sẽ có ảnh hưởng trực tiếp đến chế độ thủy triều trong ngày. Mặt trăng chuyển động xung quanh trái đất 28 ngày đêm, do đó vị trí tương đối giữa mặt trăng, mặt trời và trái đất cũng sẽ có sự thay đổi theo chu kỳ một tháng dẫn đến sự thay đổi theo chu kỳ của chế độ triều trong một tháng. Tương tự vậy, sự thay đổi theo chu kỳ giữa ba thiên thể trên trong một năm và nhiều năm sẽ kéo theo sự thay đổi có chu kỳ của chế độ triều trong một năm và nhiều năm.

a/ Ảnh hưởng của mặt trăng đến chế độ triều trong ngày

Sự thay đổi mức nước biển trong một ngày tại một vị trí quan sát phụ thuộc vào vị trí tương đối của trái đất và mặt trăng trong một ngày. Trên hình 7-3 sơ họa các lực gây triều tại các điểm đặc trưng trên trái đất trong một ngày mặt trăng.



Trái đất và mặt trăng có khối lượng khác nhau, bởi vậy lực tác động tương hỗ giữa chúng tạo nên hệ thống chuyển động quay của hệ mặt trăng – trái đất xung quanh trục chung cách tâm trái đất một khoảng bằng 0,73 bán kính trái đất. Kết cục của hiện tượng này phát sinh các lực tác động lên các chất điểm trên trái đất như sau:

- * Lực ly tâm có giá trị như nhau đối với mọi chất điểm trên trái đất kể cả ở tâm trái đất. Lực ly tâm có phương song song với phương của đường thẳng nối tâm trái đất với tâm mặt trăng, hướng của lực ngược với hướng từ tâm trái đất đến mặt trăng.

- * Lực hấp dẫn của mặt trăng lên các chất điểm trên trái đất khác với lực ly tâm. Phương của lực trùng với phương nối chất điểm đó với tâm mặt trăng, hướng của lực đi từ chất điểm đến mặt trăng. Giá trị của lực hấp dẫn tỷ lệ với bình phương khoảng cách từ chất điểm đến tâm của mặt trăng.

- * Tổng hợp của hai lực này sẽ tạo nên lực gây triều có phương, hướng và giá trị phụ thuộc vào điểm quan sát trên trái đất (xem hình 7-3). Ta xem xét các vị trí đặc trưng trên hình 7-3.

- Tại điểm A và B lực gây triều có hướng đi từ chất điểm về phía tâm trái đất, kết cục là tại những điểm này lực gây triều là nhỏ nhất, do đó mực nước triều tại các điểm này là nhỏ nhất.

- Tại C và D, lực gây triều có giá trị lớn nhất, và hướng ra phía ngoài kể từ tâm trái đất. Do đó, tại những điểm này sẽ có mực nước triều lớn nhất.

- Tại các điểm còn lại sẽ có giá trị trung gian phụ thuộc vào vị trí của nó trên trái đất.

Trái đất quay xung quanh trục của nó mất một ngày, bởi vậy trong một ngày tại một điểm quan sát sẽ có hai lần xuất hiện mực nước triều lớn nhất, hai lần mực nước triều nhỏ nhất (bán nhật triều). Tuy nhiên chế độ thủy triều còn phụ thuộc vào các nhân tố khác nữa mà ta sẽ xem xét ở các mục sau, do đó tồn tại nhiều chế độ triều khác nhau.

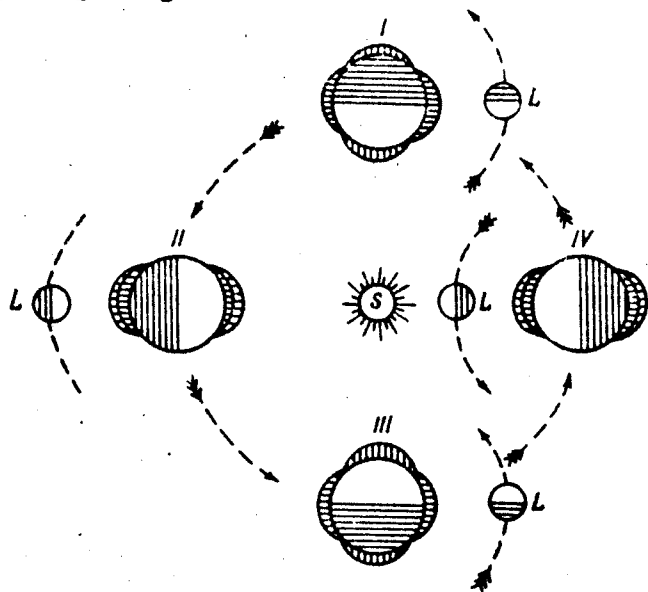
b/ Ảnh hưởng của mặt trời đến chế độ thủy triều.

Trái đất quay xung quanh mình nó mất một ngày, do đó hiện tượng dao động của mực nước triều trong ngày tại một vị trí quan sát cũng tương tự như tác động của lực gây

triều của mặt trăng. Tuy nhiên lực gây triều do mặt trời yếu hơn mặt trăng. Trong chu kỳ một tháng mặt trăng, do vị trí tương đối giữa ba thiên thể ở những trạng thái khác nhau nên sẽ ảnh hưởng đến mức độ mạnh yếu của thủy triều trên trái đất.

Trong một tháng mặt trăng, xảy ra bốn trạng thái đặc biệt của hệ thống (xem hình 7-4a).

– Ngày sóc (trăng non) và ngày vọng (trăng tròn) (tương ứng với trạng thái II và IV trên hình 7-4a). Ở những ngày này mặt trăng, mặt trời và trái đất nằm trên một đường thẳng, do đó lực gây triều do mặt trăng và mặt trời có phương và chiều trùng nhau. Kết cục là lực gây triều tổng hợp sẽ có tác động mạnh nhất đến dao động mực nước triều, tức là chân triều sẽ thấp nhất còn đỉnh triều sẽ cao nhất so với những ngày còn lại. Đây là thời kỳ triều cường trong tháng.



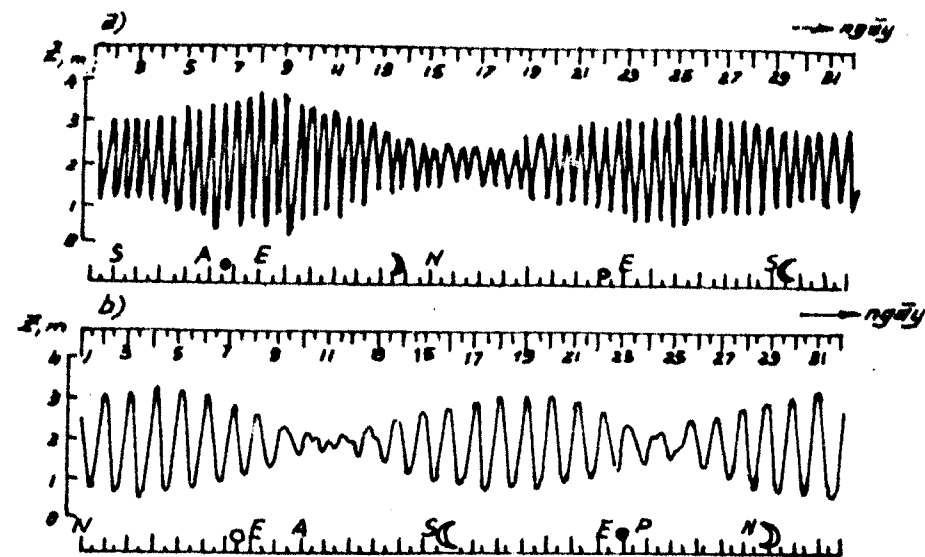
Hình 7-4 a

Vị trí tương đối của mặt trời, mặt trăng và trái đất trong chu kỳ một tháng.

– Trong những ngày thượng huyền và hạ huyền (tương ứng với trạng thái I và II trên hình 7-4a), vị trí mặt trăng và mặt trời sẽ nằm trên hai đường thẳng vuông góc với nhau, qua tâm của trái đất. Do vậy, tại một điểm quan trắc trên trái đất, khi mà mặt trăng có lực gây triều lớn nhất thì mặt trời lại có lực gây triều nhỏ nhất và ngược lại. Kết quả là, mực nước triều trong những ngày này dao động rất ít, đó là những ngày triều kém trong tháng. Những ngày còn lại sẽ có trạng thái trung gian. Trên hình 7-4b minh họa đường quá trình mực nước triều trong tháng cùng với các vị trí tương đối của mặt trăng đối với trái đất.

c/ Ảnh hưởng của tổng hợp các lực gây triều đến chế độ thủy triều.

Như đã trình bày ở trên, mặt trăng, mặt trời là hai thiên thể gây ra lực gây triều lớn nhất. Các lực gây triều có chu kỳ ngày và nửa ngày của các tác động riêng rẽ hoặc trạng thái tổ hợp giữa chúng trong một tháng mặt trăng (tức là một vòng quay của mặt trăng



Hình 7-4b. Đường quá trình mực nước triều trong một tháng

a) Bán nhật triều

b) Nhật triều

xung quanh trái đất), sẽ ảnh hưởng trực tiếp đến chế độ triều trong tháng đối với các vị trí khác nhau trên trái đất. Với mỗi vị trí trên trái đất chế độ thủy triều trong một tháng bị chi phối chủ yếu bởi bốn loại thành phần lực gây triều sau đây:

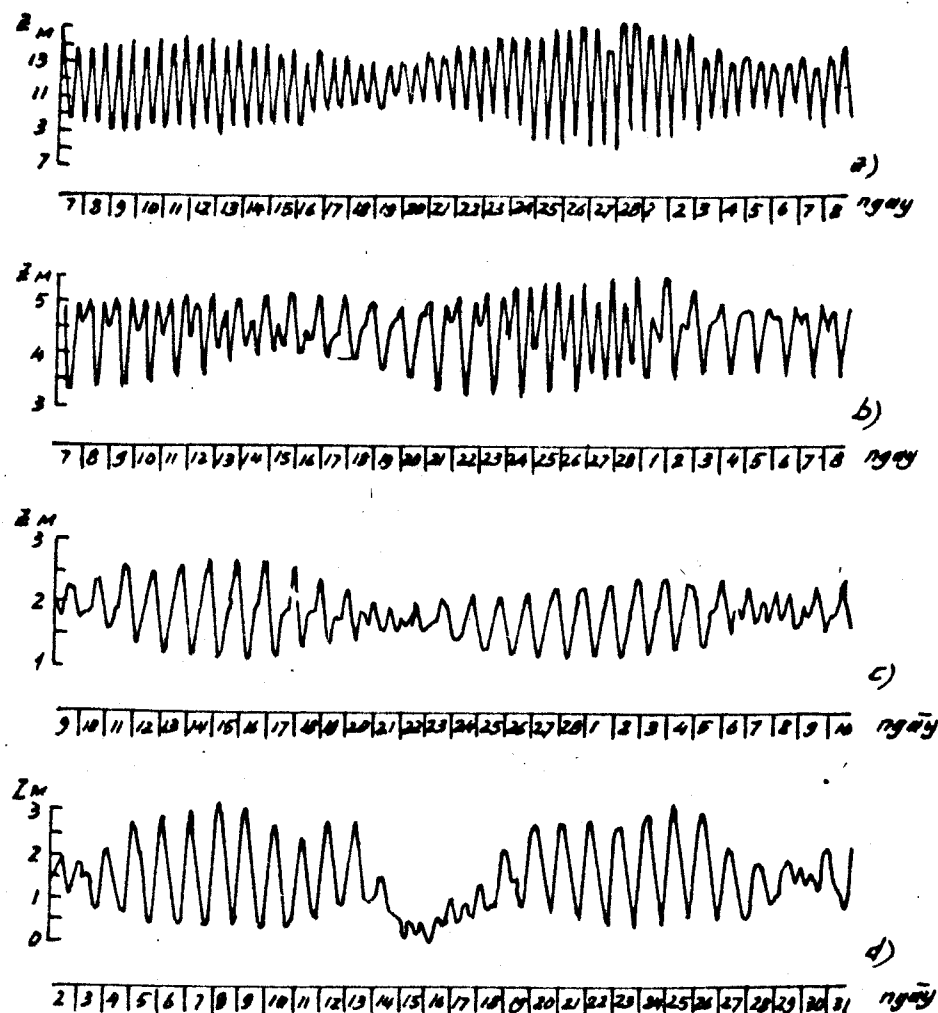
- 1) Thành phần lực gây triều có chu kỳ nửa ngày của mặt trăng ký hiệu là M_2 .
- 2) Thành phần lực gây triều có chu kỳ nửa ngày của mặt trời ký hiệu là S_2 .
- 3) Thành phần lực gây triều có chu kỳ ngày của mặt trăng ký hiệu là K_1 .
- 4) Thành phần lực gây triều có chu kỳ ngày của hệ thống mặt trăng – mặt trời ký hiệu là O_1 .

Defant đã thiết lập biểu thức tính hằng số điều hòa F ở vị trí bất kỳ trên trái đất:

$$F = \frac{O_1 + K_1}{S_2 + M_2} \quad (7-1)$$

Hằng số điều hòa F bằng tỷ số giữa các thành phần lực có chu kỳ ngày với các thành phần lực có chu kỳ nửa ngày. Theo sự thay đổi của hằng số F , người ta rút ra các kết luận sau đây:

- Khi $F < 1$, trong một tháng chế độ bán nhật triều chiếm ưu thế. Khi F càng nhỏ ảnh hưởng của chế độ bán nhật triều càng mạnh. Trên hình 7-5 cho thấy khi $F = 0,05$, tại điểm quan trắc có chế độ bán nhật triều đều, khi $F = 0,88$ tại điểm quan trắc có chế độ bán nhật triều không đều.



Hình 7-5- Đường quá trình triều với sự phụ thuộc vào hằng số F
a) $F = 0,05$; b) $F = 0,88$; c) $F = 2,5$; d) $F = 7,5$

- Khi $F \geq 1$, chế độ nhật triều chiếm ưu thế trong chu kỳ một tháng. Trên hình 7-5 khi $F = 2,5$ trong tháng tồn tại nhiều ngày có chế độ bán nhật triều xen kẽ với những ngày có chế độ nhật triều (nhật triều không đều). Khi $F = 7,5$ chế độ triều trong tháng là nhật triều đều.

Phân tích trên đây giải thích hiện tượng đa dạng của chế độ triều ở các vị trí khác nhau trên đại dương.

7.1.2.2- Ảnh hưởng của địa hình và các nhiễu động khí tượng thủy văn vùng ven bờ.

a) Ảnh hưởng của địa hình.

Các sóng triều di chuyển trên đại dương có cao độ sóng không lớn lắm, thường vào khoảng 1m, trong khi đó độ dài của sóng rất lớn, (hàng nghìn km). Khi sóng triều di chuyển vào các vịnh, do ảnh hưởng của điều kiện địa hình, sóng bị biến dạng đáng kể. Chiều cao sóng ở vùng ven bờ thường tăng lên so với ngoài đại dương, có khi đạt từ 3m đến 5m.

Do ảnh hưởng điều tiết của các vùng vịnh, đường quá trình mực nước triều cũng bị biến dạng. Độ sâu nước biển vùng ven bờ ảnh hưởng lớn đến tốc độ di chuyển của sóng triều và biên độ của nó.

b) Ảnh hưởng của các nhiễu động khí tượng.

Gió là yếu tố chủ yếu gây ra sự biến động của các đặc trưng mực nước triều. Với tác động của gió, chiều cao sóng triều bị tăng lên. Ở các vùng ven bờ, khi có gió bão còn xảy ra hiện tượng sóng dềnh và do đó biên độ và mực nước triều thay đổi đáng kể so với trường hợp lặng gió. Tác động của gió là rất ngẫu nhiên kéo theo sự thay đổi ngẫu nhiên của đặc trưng triều vùng ven bờ.

c) Ảnh hưởng của các nhiễu động khác.

Ngoài gió, các dòng hải lưu cũng chi phối đáng kể chế độ và các đặc trưng thủy triều vùng ven bờ.

Chế độ triều vùng ven bờ còn phụ thuộc vào vị trí của vùng bờ so với vùng cửa sông. Càng gần cửa sông, chế độ thủy triều càng bị ảnh hưởng của chế độ dòng chảy trong sông. Phạm vi ảnh hưởng của dòng chảy trong sông đến chế độ vùng ven bờ còn phụ thuộc vào đặc điểm địa hình vùng cửa sông và ven bờ nữa.

7.2 CHẾ ĐỘ THỦY VĂN VÙNG SÔNG ẢNH HƯỞNG TRIỀU

7.2.1. Khái niệm về vùng sông ảnh hưởng triều.

Cửa sông là đoạn sông nối tiếp giữa dòng sông và khu vực chứa nước của sông - khu vực chứa nước sông có thể là hồ chứa, dòng sông khác hoặc biển. Trong chương này chỉ đề cập đến loại cửa sông thông ra biển.

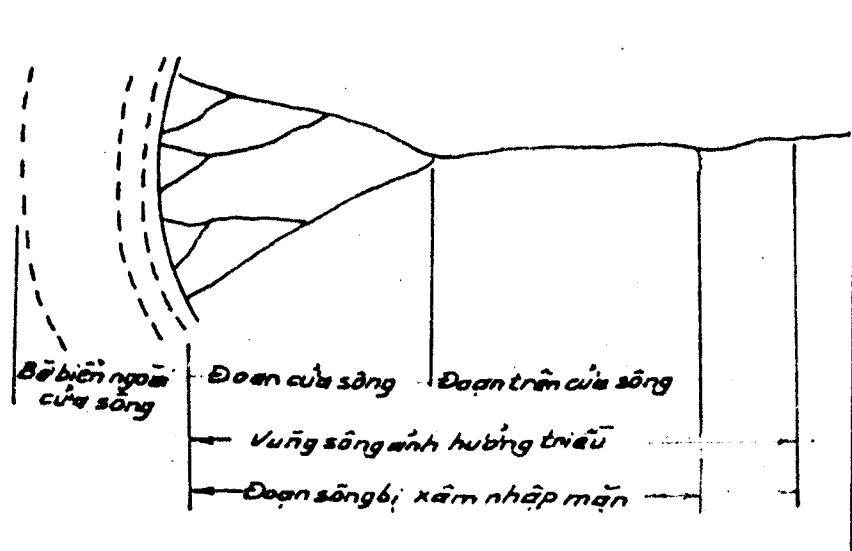
Khu vực sông ảnh hưởng thủy triều có thể chia ra bốn đoạn sau đây.

- 1) Vùng cửa và vùng ven biển ngoài sông, đoạn này dòng chảy sông ngòi có tính thể biến là chủ yếu.
- 2) Đoạn cửa sông là phần kể từ mép biển đến, chỗ phân nhánh (còn gọi là vùng tam giác châu). Trong đoạn này bao gồm cả tính thể biến và sông lấn lộn.
- 3) Đoạn gần cửa sông là đoạn sông từ chỗ phân nhánh đến chỗ giới hạn ảnh hưởng triều về mùa nước kiệt. Trong đoạn này tính thể sông trội hơn tính thể biển.

4) Vùng sông bị nhiễm mặn là đoạn sông từ mép biển đến giới hạn trên của xâm nhập mặn về mùa kiệt.

Giới hạn xâm nhập mặn nằm ở phía dưới giới hạn thủy triều (xem hình 7-6).

Các giới hạn ảnh hưởng của thủy triều và mặn phụ thuộc vào tương quan giữa thể của dòng triều ngoài biển và dòng chảy trong sông. Do đó các giới hạn thay đổi theo từng mùa.

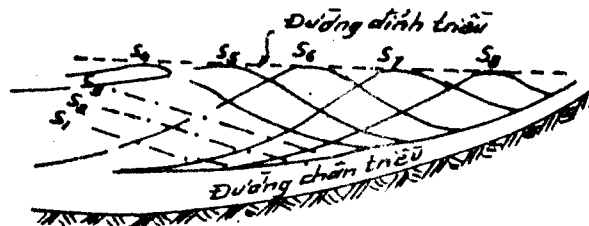


Hình 7-6 Khu vực sông ảnh hưởng triều

7.2.2. Hiện tượng truyền triều vào vùng cửa sông

Thủy triều vào cửa sông, không những bị ảnh hưởng của địa hình lòng sông cao dần và khi bờ thu hẹp lại, mà còn vì nước sông chảy ra làm làm cho sóng triều khi dâng lên bị ảnh hưởng. Triều càng vào sâu trong sông càng yếu dần, hiện tượng triều càng phức tạp hơn vùng cửa biển.

Quá trình truyền sóng triều vào trong sông có thể mô tả như sau. Trong thời gian triều bắt đầu lên, tốc độ nước sông tương đối mạnh hơn tốc độ dòng triều cho nên đỉnh sóng triều không thể tiến ngay vào sông, tuy vậy sức mạnh của nước sông cũng không đủ



Hình 7 - 7

Quá trình truyền sóng triều vào cửa sông

sức để đẩy sóng triều ra ngoài biển, kết quả là sóng triều nằm tại nơi tiếp giáp giữa sông và biển, đồng thời nước sông bị ứ lại phía trước của sóng triều và dần dần phát triển về phía thượng lưu như hình 7-7, trong đó sự thay đổi sóng triều lúc triều lên là các đường 1, 2, 3. Đỉnh sóng triều S_1, S_2, S_3 , vẫn dừng lại tại chỗ ở nơi tiếp giáp giữa sông và biển.

Triều tiếp tục lên cao cho đến khi sóng triều có năng lượng đủ lớn, đỉnh sóng triều mới di chuyển vào sông như S_4, S_5, S_6 , v.v..

Trong quá trình truyền triều vào sông, do ảnh hưởng của địa hình lòng sông, năng lượng triều bị tiêu hao, biên độ bị nhỏ dần, khi triều tiến tương đối sâu vào trong sông thì ở cửa sông nước biển bắt đầu rút. Do đó sóng triều không thể tiến sâu được nữa và bắt đầu một thời kỳ rút nước trong sông ra biển. Trong quá trình truyền triều vào sông, biên độ triều sẽ giảm xuống, tại nơi có biên độ sóng triều bằng không (0) gọi là giới hạn triều.

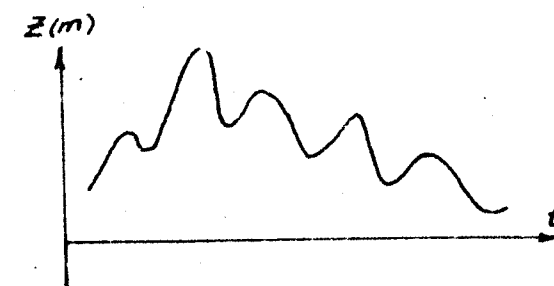
7.2.3. Đặc điểm chế độ dòng chảy vùng sông ảnh hưởng thủy triều.

7.2.3.1- Đặc điểm chế độ mực nước

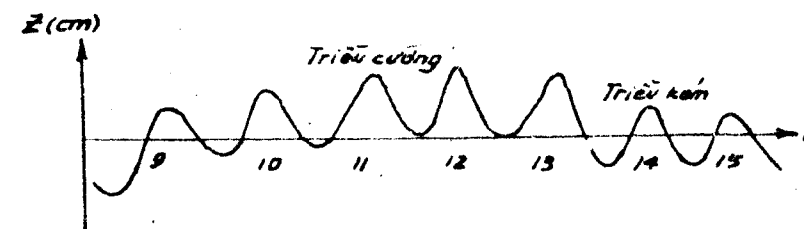
Về chế độ mực nước, sự dao động mực nước trong sông sẽ có dạng tương tự với dạng của triều ngoài biển khi lưu lượng nước từ nguồn ít thay đổi. Trong mùa lũ, dạng của đường quá trình mực nước bị thay đổi nhiều tùy thuộc vào vị trí quan trắc kể từ cửa sông.

Nói chung, về mùa lũ khi có lũ về, đỉnh triều và chân triều bị nâng lên, chu kỳ triều trong sông thay đổi, trong một số trường hợp, quá trình mực nước triều không còn có dạng hình "sin" nữa.

Hình (7-8; 7-9) là quá trình mực nước triều ở một số trạm thủy văn khi thủy triều gặp lũ.

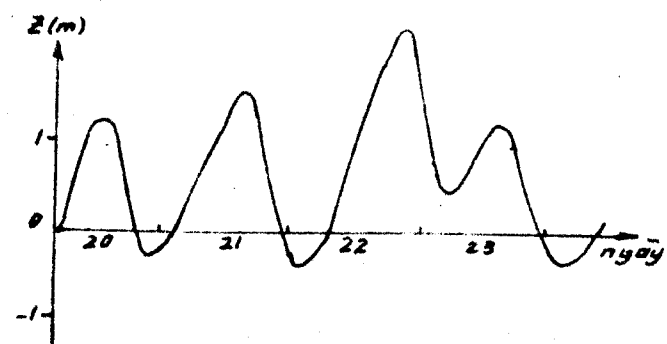


Hình 7-8



Hình 7-9

Ngoài ra, gió cũng là một tác động mạnh vào sự thay đổi quá trình mực nước triều trong sông. Gió thổi từ biển vào làm cho mực nước triều cao thêm còn nếu gió thổi từ đất liền ra phía biển, thì mực nước sẽ bị giảm xuống so với trường hợp lặng gió.



Hình 7-10

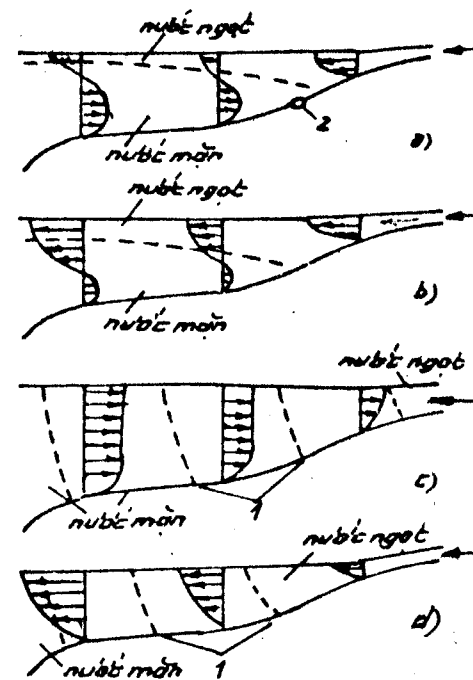
Đường mực nước triều trạm X gặp cơn bão ngày 22-3-1962

Tác động của các hoạt động kinh tế của con người ở thượng và hạ lưu sông sẽ cũng ảnh hưởng rất lớn đến chế độ thủy triều vùng cửa sông, đặc biệt là khi trên thượng nguồn có xây dựng hồ chứa lớn.

7.2.3.2- Sự phân lớp của dòng chảy.

Do tỷ trọng của nước biển lớn hơn nước ngọt ở trong sông nên sóng triều di chuyển vào cửa sông có dạng hình nêm thường gọi là nêm mặn. Khi nêm mặn di chuyển vào sông sẽ xuất hiện hiện tượng dồn ép dòng chảy ngọt từ nguồn chảy về, còn khi nêm mặn di chuyển về phía biển (khi triều xuống) nước ngọt sẽ đẩy ngược lại làm cho nêm mặn di chuyển nhanh hơn về phía biển. Tùy thuộc vào tương tác giữa năng lượng triều và dòng chảy ngọt mà nêm mặn sẽ có hình dạng khác nhau.

Khi năng lượng triều không lớn lắm so với dòng chảy ngọt, nêm mặn sẽ không đủ năng lượng dồn ép hoàn toàn dòng chảy ngọt lên phía thượng lưu. Khi đó sẽ xuất hiện hiện tượng phân lớp dòng chảy, tức là nêm mặn di chuyển phía dưới, còn nước ngọt bị đẩy lên và chảy ra biển ở phía trên của nêm mặn. Trong trường hợp này, nêm mặn có dạng hình tam giác, đường phân chia nước mặn và ngọt xuất phát từ đáy sông nhưng không kéo dài đến mặt thoáng của nước (hình 7-11b). Ta gọi hiện tượng này là hiện tượng phân lớp của dòng chảy vùng cửa sông, loại thủy triều có cấu trúc như vậy gọi là triều phân lớp. Đặc điểm của loại triều phân lớp là tồn tại dòng chảy hai chiều (theo phương của trục lòng sông) tại một mặt cắt ngang sông. Hiện tượng dòng chảy theo hai chiều có thể xuất hiện cả ở pha lên và pha xuống của thủy triều (hình 7-11). Tuy nhiên, ở pha xuống ít xảy ra dòng hai chiều. Hình ảnh dòng chảy theo hai chiều thấy rõ trên biểu đồ phân bố tốc độ theo chiều sâu trên hình 7-11a và 7-11b. Cần nói thêm rằng, lớp nước ngọt chảy phía trên của nêm mặn không còn "ngọt" nữa mà đã bị nhiễm mặn do hiện tượng khuếch tán và đối lưu sẽ trình bày trong mục sau.



Hình 7-11

- Phân bố tốc độ chảy theo độ sâu.

- a) Triều phân lớp khi triều lên
- b) Triều phân lớp khi triều xuống
- c) Triều không phân lớp khi triều lên
- d) Triều không phân lớp khi triều xuống

- - - : Đường phân chia giữa lớp nước ngọt và mặn.

Trong trường hợp năng lượng triều rất lớn đủ khả năng dồn ép hoàn toàn nước ngọt về phía đất liền sẽ không xuất hiện hiện tượng phân lớp chảy, tức là phía trên của nêm mặn không tồn tại lớp dòng chảy ngọt về phía biển, cả khi triều lên lẫn triều xuống. Ta gọi là triều không phân lớp (hình 7-11c, 7-11d). Trong trường hợp này nêm mặn có dạng hình thang, đường phân chia giữa nêm mặn và ngọt kéo dài đến mặt thoáng của nước. Ở phía đầu của nêm mặn do hiện tượng dồn ép có thể xuất hiện khu vực chảy hai chiều, nhưng đoạn này rất hẹp. Hiện tượng này có xuất hiện cũng chỉ đối pha triều lên.

Như vậy đối với loại triều không phân lớp, hầu như không có sự xáo trộn giữa hai khối nước mặn và ngọt, chúng cùng di chuyển lên phía đất liền (khi triều lên hoặc về phía biển khi triều xuống). Trong khi đó đối với loại triều phân lớp thì sự xáo trộn giữa hai khối nước lớn hơn nhiều, và do đó chế độ mặn cũng có sự khác biệt đối với triều không phân lớp.

Hiện tượng phân lớp của dòng triều thường xảy ra trong thời kỳ có lũ ở thượng nguồn, khi mà lượng nước trong sông khá lớn. Về mùa kiệt có thể xuất hiện triều phân lớp, chẳng hạn như thời kỳ triều kém, cũng có thể hoàn toàn không có triều phân lớp hoặc ngược lại, nó tùy thuộc vào điều kiện cụ thể ở các đoạn sông ảnh hưởng triều trong đó điều kiện địa hình lòng sông đóng vai trò quan trọng.

7.2.3.3- Dòng triều

a/ Khái niệm về dòng triều

Đặc thù cơ bản của dòng chảy vùng sông ảnh hưởng triều là sự tồn tại chế độ chảy

haichiều. Nếu ta qui ước chiều dòng chảy theo hướng từ sông ra biển là chiều dương, thì lưu lượng nước hoặc tốc độ dòng chảy sẽ có giá trị âm khi có nước chảy theo chiều ngược lại. Do hiện tượng triều phân lớp, có thể cùng một lúc tồn tại cả hai hướng chảy tại một mặt cắt sông, tức là ở lớp dưới có nước chảy ngược, còn ở lớp trên vẫn có nước chảy xuôi.

Dòng triều là quá trình trao đổi nước tại một mặt cắt sông ở vùng sông có ảnh hưởng triều. Dòng triều được đánh giá bởi các đặc trưng sau đây.

1) *Lưu lượng triều* là lưu lượng nước đi qua một mặt cắt sông trong khoảng thời gian bằng một giây (m^3/s), thường được ký hiệu là Q . Lưu lượng Q có thể nhận các giá trị dương hoặc âm và được tính bằng tổng của phần lưu lượng âm hoặc dương. Tức là:

$$Q = Q^+ + Q^- \quad (7-11)$$

Trong đó Q^+ là thành phần lưu lượng có giá trị dương; Q^- là thành phần lưu lượng có giá trị âm tại thời điểm đó.

Nếu $Q > 0$ gọi là dòng triều lên

Nếu $Q < 0$ gọi là dòng triều xuống

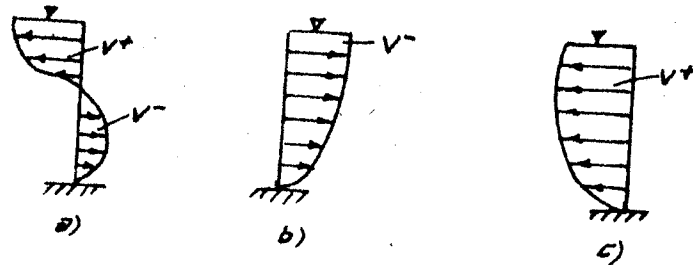
Nếu $Q = 0$ gọi là điểm ngưng triều

Thực ra tại điểm ngưng triều có thể vẫn tồn tại dòng chảy theo cả hai chiều nhưng tổng của các thành phần lưu lượng bằng không (0).

2) Tốc độ dòng triều

Tốc độ dòng triều được đặc trưng bởi phân bố tốc độ tại một mặt cắt ngang và giá trị bình quân của nó tại mặt cắt đó.

Tương tự như lưu lượng dòng chảy, tốc độ nước ở các phần khác nhau tại một mặt cắt có thể dương hoặc âm. Trên hình 7-12 minh họa biểu đồ phân bố tốc độ theo chiều sâu tại một mặt cắt ngang sông.



Hình 7-12. Biểu đồ phân bố tốc độ theo chiều sâu

a) Nước chảy hai chiều.

b) Nước chảy một chiều có tốc độ âm,

c) Nước chảy một chiều có tốc độ dương

- V^+ , V^- - tốc độ chảy xuôi và ngược

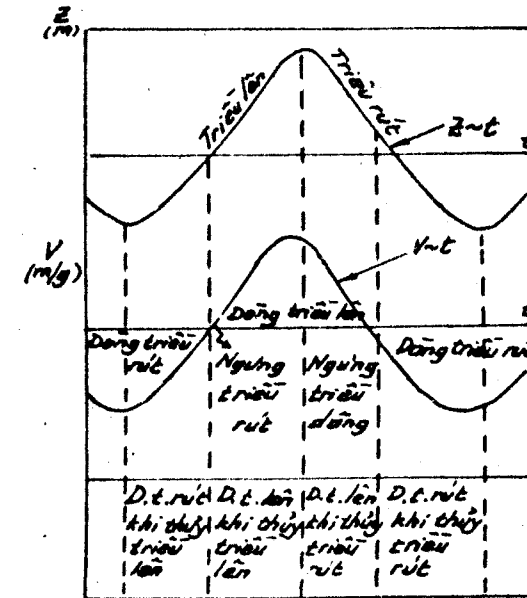
Tốc độ bình quân của mặt cắt ngang tại một thời điểm nào đó tính bằng công thức

$$v = \frac{Q}{A} \quad (7-12)$$

Trong đó A là diện tích mặt cắt ngang sông. Tốc độ bình quân mặt cắt ngang sẽ cùng dấu với lưu lượng tại mặt cắt đó.

3) Quá trình dòng triều.

Quá trình dòng triều là sự thay đổi của lưu lượng hoặc tốc độ dòng triều theo thời gian ($Q \sim t$) hoặc ($V \sim t$). Trên hình 7-13 minh họa quá trình dòng triều và quá trình mực nước triều $Z \sim t$ với các pha triều lên triều xuống và dòng triều lên, dòng triều xuống.



Hình 7-13

4) *Tổng lượng triều*: là lượng nước chảy qua một mặt cắt nào đó tại đoạn sông ảnh hưởng triều trong một khoảng thời gian nào đó, ký hiệu là W . Do tồn tại dòng chảy theo hai chiều nên tổng lượng nước trong một khoảng thời gian nào đó có thể âm hoặc dương.

Ta có:
$$W = \int_{t_0}^{t_c} Q(t)dt \quad (7-13)$$

Trong đó: t_0 , t_c là thời điểm đầu và cuối của thời đoạn tính toán.

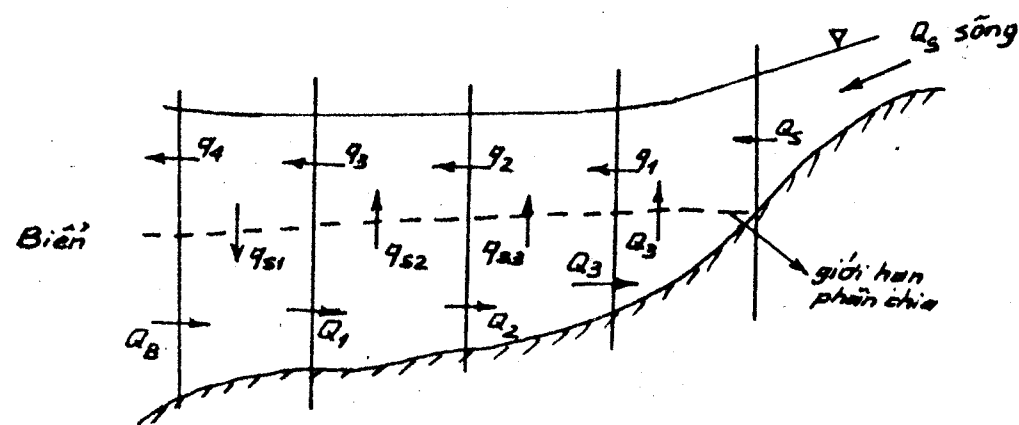
b- Ảnh hưởng điều tiết của dòng triều.

Sự hoạt động có chu kỳ của thủy triều và dòng triều kéo theo sự điều tiết có chu kỳ ở các đoạn sông có ảnh hưởng thủy triều. Khi triều lên xuất hiện dòng chảy ngược từ hạ lưu sông, trong khi đó nước nguồn vẫn tiếp tục bổ sung cho đoạn sông ở khu vực sông ảnh hưởng triều. Kết quả là, tại đoạn sông này có một lượng nước khá lớn được tích lại và sẽ được thoát đi sau khi triều rút. Tổng lượng nước trữ lại đồng thời làm tăng mực nước trong

sông. Nếu đoạn sông đang xét không bị nhiễm mặn, thì lượng nước trữ lại sẽ làm tăng khả năng lấy nước cho tưới hoặc các mục tiêu cấp nước khác. Về mùa lũ, sự thay đổi mực nước sẽ làm giảm khả năng tiêu của các hệ thống tiêu tự chảy. Tính toán quá trình thay đổi mực nước và chu kỳ của nó sẽ là cơ sở cho việc lấy nước tưới ruộng hoặc các giải pháp thoát lũ hợp lý trong thời kỳ mùa lũ.

7.2.3.4- Sự trao đổi nước giữa các lớp mặn và lớp ngọt

Trong quá trình di chuyển của nêm mặn vào sông, xảy ra sự trao đổi nước giữa khối nước mặn và khối nước ngọt. Đối với loại triều phân lớp, sự trao đổi nước theo chiều thẳng đứng là đáng kể. Theo tài liệu thí nghiệm và đo đạc được, cho thấy tồn tại cả dòng di chuyển từ lớp nước mặn đi lên phía trên và ngược lại. Lưu lượng trao đổi theo phương thẳng đứng được minh họa trên hình 7-14.



Hình 7-14. Sự trao đổi lưu lượng giữa các lớp dòng chảy đối với triều phân lớp.

- Q_B : Lưu lượng nước mặn từ biển chảy vào
- Q_1, Q_2 , Lưu lượng nước ở các mặt cắt phần nêm mặn.
- q_1, q_2 Lưu lượng nước ở phần nước ngọt
- $q_{s1}, q_{s2}, \dots$ - Lưu lượng trao đổi theo phương đứng

Sự xáo trộn và di chuyển giữa các lớp nước cùng với hiện tượng khuếch tán làm cho độ mặn của nước sông luôn luôn thay đổi theo thời gian và không gian.

Nếu gọi S là độ mặn của nước tính bằng (‰) (xem định nghĩa trong chương VI), và M là lượng muối chứa trong một thể tích nước là V , thì:

$$M = \rho SV, \quad (7-4)$$

Trong đó ρ là khối lượng riêng của nước mặn. Độ mặn của nước biển phụ thuộc vào nhiệt độ nước, và các nhân tố khác nữa. Thường thì độ mặn của nước biển lớn nhất đạt giá trị từ 33‰ đến 35‰.

Quá trình truyền mặn vào vùng cửa sông rất phức tạp và phụ thuộc vào đặc điểm chế độ dòng chảy, địa hình lòng sông ở vùng sông ảnh hưởng thủy triều. Sự truyền mặn xảy ra do ba quá trình sau:

- Khuếch tán phân tử xảy ra do sự chuyển động của các phân tử muối trong điều kiện nước tĩnh, chủ yếu phụ thuộc vào nhiệt độ và gradien mặn.

Quá trình khuếch tán rối do hiện tượng chảy rối gây ra

- Quá trình trao đổi mặn do hiện tượng đối lưu, tức là hiện tượng di chuyển của các khối nước theo các phương gây ra, thường gọi là quá trình chuyển tải.

Quá trình khuếch tán phân tử xảy ra do sự xáo trộn các phân tử nước từ lớp này vào lớp khác trong điều kiện nước tĩnh thường được mô tả theo định luật của Fick:

$$F_{xi} = -D_m \rho \frac{\partial S}{\partial x_i} \quad (7-15)$$

Trong đó F_{xi} là dòng chất khuếch tán đơn vị; D_m là hệ số khuếch tán phân tử cơ bản nguyên là $[L^2/T]$, bằng hằng số đối với mọi chất khuếch tán khi cho trước nhiệt độ của môi trường; ρ là khối lượng riêng của chất lỏng, $\partial S / \partial x_i$ là gradien nồng độ chất khuếch tán; S là nồng độ chất khuếch tán. Dấu "-" được đưa vào (7-15) để thỏa mãn điều kiện chất hòa tan luôn di chuyển về phía có nồng độ thấp.

Giả thiết rằng, tốc độ dòng chảy theo hướng i nào đấy là u_i ; nồng độ chất khuếch tán là S , ta có lượng chất khuếch tán đi qua một đơn vị diện tích của mặt phẳng vuông góc với hướng i trong một đơn vị thời gian là

$$dM = \rho u_i S \quad (7-16)$$

Do hiện tượng mạch động nên giá trị của tốc độ tức thời u_i luôn luôn dao động xung quanh một giá trị bình quân nào đấy. Hiện tượng tương tự cũng xảy ra với đặc trưng nồng độ S , ta có:

$$u_i = \bar{u}_i + u_i'; \quad S = \bar{S} + S' \quad (7-17)$$

Trong (7-17) $\bar{u}_i$ là tốc độ bình quân thời gian trong khoảng thời gian không lớn t_1 ; $\bar{S}$ là giá trị bình quân thời gian của nồng độ chất hòa tan; u_i', S' là thành phần mạch động tương ứng thỏa mãn điều kiện.

$$\int_t^{t+t_1} u_i' dt = 0 \quad \text{và} \quad \int_t^{t+t_1} S' dt = 0 \quad (7-18)$$

Giá trị bình quân của lượng chất khuếch tán là M_C trong khoảng thời gian t_1 sẽ là

$$M_C = \frac{1}{t_1} \int_t^{t+t_1} (\rho u_i S) dt \quad (7-19)$$

Thay (7-17) vào các thành phần trong dấu tích phân (7-19) ta có

$$M_C = \frac{1}{t_1} \int_t^{t+t_1} (\rho (\bar{u}_i + u_i') (\bar{S} + S')) dt \quad (7-20)$$

*Khai triển (7-20) với $t_n = t + t_1$ ta có:

$$M_c = -\rho \int_{t_1}^t \bar{u}_1 \bar{S} dt + \int_t^{t_n} u_1' S' dt + \bar{S} \int_t^{t_n} u_1' dt + \bar{u}_1 \int_t^{t_n} S' dt \quad (7-21)$$

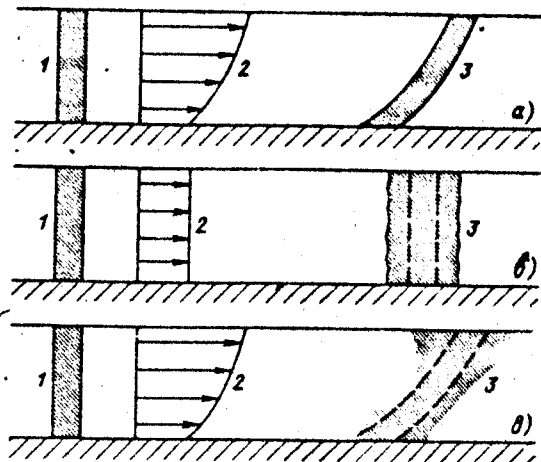
Vì các tích phân thứ ba thứ tư của (7-21) có giá trị bằng không (theo 7-18) nên (7-21) sẽ có dạng (7-22)

$$M_c = \rho (\bar{u}_1 \bar{S} + u_1' S') \quad (7-22)$$

trong đó $u_1' S'$ là giá trị bình quân của tích số $u_1' S'$ trong khoảng thời gian t_1 .

Rõ ràng từ phương trình (7-22) có thể rút ra kết luận là, sự truyền chất trong dòng chảy rối phụ thuộc vào tốc độ dịch chuyển của chất lỏng $\bar{u}_1$ và giá trị mạch động $u_1' S'$. Trong phương trình (7-22), thành phần thứ nhất của vế phải gọi là thành phần đối lưu hay còn gọi là thành phần chuyển tải, thành phần thứ hai gọi là thành phần mạch động thường gọi là khuếch tán rối. Như vậy sự truyền chất trong dòng chảy rối xảy ra do hiện tượng đối lưu (chuyển tải), hiện tượng khuếch tán rối và hiện tượng khuếch tán phân tử, trong đó khuếch tán phân tử có giá trị nhỏ thường bỏ qua.

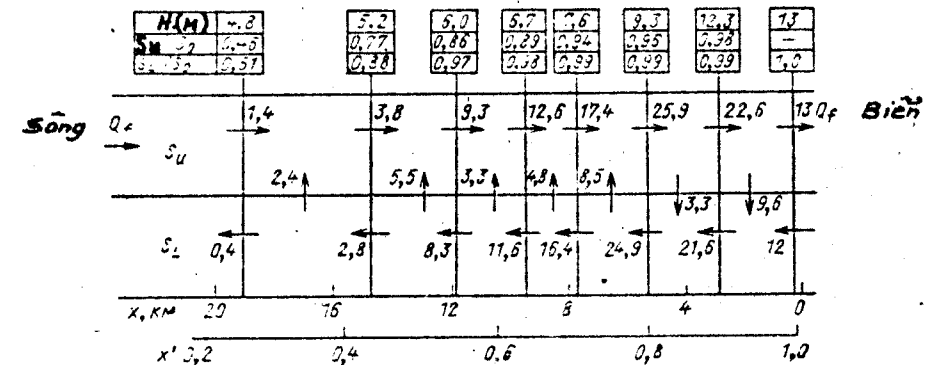
Trên hình (7-15) minh họa hình ảnh của hiện tượng truyền chất do đối lưu và hiện tượng khuếch tán rối trong quá trình truyền chất.



Hình 7-15. Luộc đồ khuếch tán trong dòng chảy rối

- a- Đối lưu không có hiện tượng khuếch tán rối
- b- Khuếch tán rối nhưng không kể đến hiện tượng đối lưu (hoặc chuyển tải)
- c- Cả đối lưu cả khuếch tán rối
- 1- Phân bố ban đầu của chất hòa tan theo chiều sâu
- 2- Phân bố tốc độ theo chiều sâu
- 3- Phân bố chất hòa tan sau một khoảng thời gian chuyển động

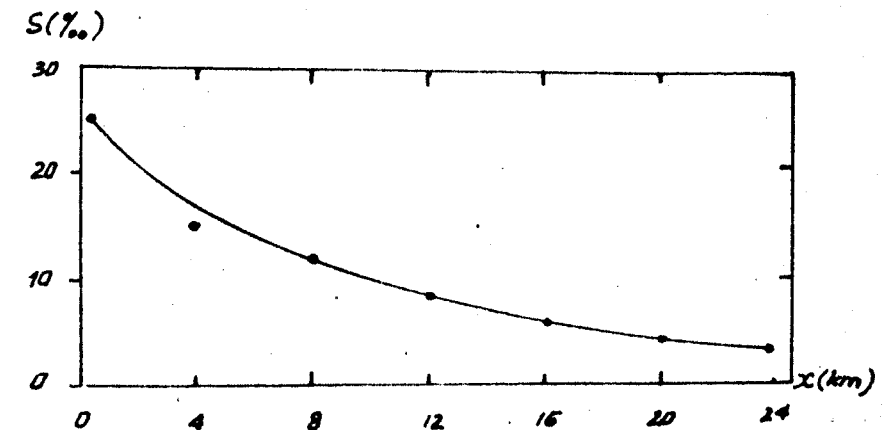
Do hiện tượng khuếch tán và đối lưu nước biển sẽ bị giảm độ mặn khi ném mặn đi chuyển vào sông. Đối với triều không phân lớp thành phần đối lưu theo phương thẳng đứng không lớn nên độ mặn của nước phân bố tương đối đều theo phương thẳng đứng. Đối với triều phân lớp, hiện tượng trao đổi nước theo phương thẳng đứng lớn, đồng thời thành phần đối lưu của quá trình truyền chất theo phương đứng cũng lớn hơn. Trên hình (7-16) minh họa sự trao đổi lưu lượng theo phương đứng và độ mặn của nước ở hai lớp nước mặn và ngọt trong trường hợp triều phân lớp.



Hình 7-16

- S_w, S_L - Độ mặn của lớp nước trên và dưới
- Q_f - Lưu lượng nước ngọt
- S_o - Độ mặn nước biển
- $\rightarrow 3.3$ - Lưu lượng trao đổi

Cũng do hiện tượng khuếch tán, độ mặn của nước biển sẽ bị giảm dần từ biển về phía đất liền. Quy luật thay đổi độ mặn theo khoảng cách tính từ biển vào có dạng như hình (7-17).



Hình 7-17. Quan hệ độ mặn với khoảng cách kể từ cửa sông trên sông Hương ngày 24-7-1984 (S lấy bình quân cho pha triều lên).

7.3 MỘT SỐ QUY LUẬT ĐỘNG HỌC Ở VÙNG SÔNG ẢNH HƯỞNG THỦY TRIỀU.

Trong các mục trước đã mô tả những qui luật chung của quá trình truyền triều và mạn vào vùng cửa sông và vùng sông ảnh hưởng thủy triều. Tuy nhiên, cần lượng hóa các quá trình đó bằng những mô hình toán học với mục đích sử dụng nó để giải các bài toán truyền triều trong thực tế. Dòng chảy vùng sông ảnh hưởng triều là dòng không ổn định có cấu trúc rất phức tạp do tồn tại của chế độ dòng chảy hai chiều. Mô hình hóa các quá trình truyền triều vùng cửa sông được thiết lập trên cơ sở giản hóa các phương trình chuyển động và phương trình liên tục, là hai phương trình cơ bản của dòng chảy sông ngòi. Dưới đây sẽ trình bày tóm tắt các dạng giản hóa của hai phương trình trên.

7.3.1- Các phương trình động học tổng quát.

Phương trình chuyển động và phương trình liên tục của dòng không ổn định trong kênh hở đã được trình bày trong các giáo trình thủy lực. Dạng tổng quát của các phương trình này được viết trong hệ tọa độ đề các. Các trục x, y được chọn cho các phương ngang, trong đó trục x trùng với phương của lòng dẫn, trục y vuông góc với trục x , còn trục z được chọn cho phương thẳng đứng hướng từ dưới lên trên. Khi đó dạng tổng quát của các phương trình chuyển động và liên tục được viết dưới các dạng dưới đây.

a) Phương trình động học.

Phương trình động học viết cho các phương x, y, z có dạng:

$$\frac{\partial u_t}{\partial t} + u_t \frac{\partial u_t}{\partial x} + v_t \frac{\partial u_t}{\partial y} + w_t \frac{\partial u_t}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + a_x \quad (7-23)$$

$$\frac{\partial v_t}{\partial t} + u_t \frac{\partial v_t}{\partial x} + v_t \frac{\partial v_t}{\partial y} + w_t \frac{\partial v_t}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + a_y \quad (7-24)$$

$$\frac{\partial w_t}{\partial t} + u_t \frac{\partial w_t}{\partial x} + v_t \frac{\partial w_t}{\partial y} + w_t \frac{\partial w_t}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + a_z \quad (7-25)$$

Trong đó:

– $u_t(x, y, z, t), v_t(x, y, z, t), w_t(x, y, z, t)$ là các thành phần tốc độ tức thời tại một

điểm theo các phương x, y, z , là hàm số của bốn biến x, y, z và biến thời gian t .

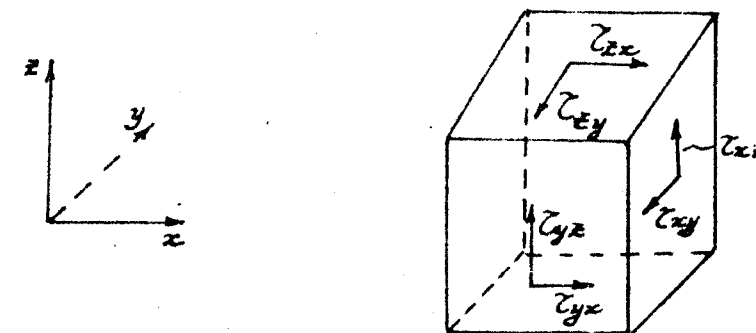
– ρ là khối lượng đơn vị của chất lỏng.

– a_x, a_y, a_z là các thành phần của lực thể tích tác dụng lên một đơn vị thể tích chất lỏng theo các phương x, y, z . Các lực này bao gồm trọng lực, Côriôlít v.v...

Nếu chỉ kể đến lực do trọng lực gây ra, thì $a_x = a_y = 0$ và $a_z = -g$, trong đó g là gia tốc trọng trường

– P là áp suất đơn vị tác dụng lên khối chất lỏng.

– Các thành phần τ trong các phương trình trên là các ứng suất tiếp theo các phương x, y, z tác dụng lên các mặt phẳng giới hạn của khối chất lỏng song song với các mặt tọa độ (xem hình 7-18). Chỉ số thứ nhất của τ dùng để chỉ trục tọa độ vuông góc với mặt phẳng mà nó tác dụng, chỉ số thứ hai chỉ phương của ứng suất tiếp. Ví dụ τ_{yx} là ứng suất tiếp tác dụng lên mặt phẳng vuông góc với trục y có phương song song với trục x ; τ_{xy} là ứng suất tiếp tác dụng lên mặt phẳng vuông góc với trục x , có phương song song với trục tọa độ y . Trên hình 7-18 minh họa các ứng suất tiếp tác dụng lên các mặt đặc trưng, trong đó mỗi mặt có hai thành phần ứng suất có phương vuông góc với nhau. Các mặt đối diện với các mặt trên hình vẽ cũng có các thành phần ứng suất tương tự như mặt phẳng đặc trưng.



Hình 7-18 Các phương và mặt phẳng tác dụng của các ứng suất tiếp.

Như vậy các đạo hàm riêng của các ứng suất thành phần được lấy theo biến có phương vuông góc với mặt phẳng tác dụng của nó.

b- Phương trình liên tục

Phương trình liên tục viết cho dạng tổng quát có dạng:

$$\frac{\partial u_t}{\partial x} + \frac{\partial v_t}{\partial y} + \frac{\partial w_t}{\partial z} = 0 \quad (7-26)$$

Trong các phương trình từ (7-23) đến (7-26), các thành phần tốc độ u_t, v_t, w_t có thể viết dưới dạng

$$\begin{aligned} u_i &= \bar{u}_i + u_i' \\ v_i &= \bar{v}_i + v_i' \\ w_i &= \bar{w}_i + w_i' \end{aligned} \quad (7-27)$$

Thay các giá trị u_i, v_i, w_i theo (7-27) vào các phương trình (7-23), (7-24), (7-25), (7-26) ta nhận được các phương trình (7-28), (7-29), (7-30) và (7-31).

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_i \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x} + \bar{v}_i \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial y} &= - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \\ &+ \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \end{aligned} \quad (7-28)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial t} + \bar{u}_i \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x} + \bar{v}_i \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial y} &= - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \\ &+ \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} \end{aligned} \quad (7-29)$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} = -g \quad (7-30)$$

và

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}_i}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}_i}{\partial z} = 0 \quad (7-31)$$

Trong khi thực hiện các phép giản hóa đã giả định rằng, các đạo hàm của w_i theo các đối số x, y, z bằng không), các đạo hàm của các ứng suất tiếp cũng nhỏ so với thành phần trọng lực nên cũng bằng không.

Các phương trình (7-28), (7-29), (7-30), (7-31) là dạng giản hóa khi giải bài toán ba chiều

7.3.2 Các dạng giản hóa của các phương trình động học

7.3.2.1- Các phương trình giản hóa với bài toán hai chiều.

Trong nhiều trường hợp, khi giải các bài toán thực tế, người ta chỉ chú ý đến phương nằm ngang (phương x, y), các phương trình tổng quát được lấy bình quân theo chiều thẳng đứng. Khi đó các phương trình từ (7-28) đến (7-30) được biến đổi như sau.

Từ (7-30) ta có tích phân theo phương Z :

$$P_1 - P = - \int_{Z_1}^Z \rho g dz \quad (7-32)$$

trong đó Z_1 là cao trình mặt thoáng của nước, Z là tọa độ tại điểm bất kỳ trong chất lỏng theo phương Z . Từ (7-32) suy ra:

$$P = P_1 + \rho g (Z_1 - Z), \quad (7-33)$$

trong đó P_1 là áp suất tại mặt thoáng, ta có:

$$\frac{\partial P}{\partial x} = \frac{\partial P}{\partial x} [\rho g (Z_1 - Z)] = \frac{\partial(\rho g h)}{\partial x} = g \left(\rho \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial \rho}{\partial x} \right)$$

trong đó $h = Z_1 - Z$ là độ sâu kể từ mặt nước đến điểm đang xét. Nếu ρ coi như là hằng số tại mọi điểm, ta có:

$$\frac{\partial \rho}{\partial x} = 0 \text{ và } \frac{\partial P}{\partial x} = \rho g \frac{\partial h}{\partial x} = -\rho g i_x$$

Ở đây: $i_x = - \frac{\partial h}{\partial x} = - \frac{\partial Z_1}{\partial x}$ là độ dốc mặt nước theo hướng x .

Từ đây phương trình (7-28) có thể viết lại dưới dạng (7-34):

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_i \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x} + \bar{v}_i \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial y} = g i_x + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \quad (7-34)$$

Lấy bình quân hai vế của (7-34) theo độ sâu từ mặt nước đến đáy sông $H = Z_1 - Z_0$, trong đó Z_0 là cao độ đáy sông, ta có:

* Vế trái của phương trình:

$$\begin{aligned} & - \int_{Z_0}^{Z_1} \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_i \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x} + \bar{v}_i \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial y} \right) dz \\ &= b_0 \frac{\partial u_z}{\partial t} + b_1 u_z \frac{\partial u_z}{\partial x} + b_2 v_1 \frac{\partial u_z}{\partial y} \end{aligned}$$

trong đó b_0, b_1, b_2 là các giá trị hiệu chỉnh do sự phân bố tốc độ không đều theo độ sâu khi thay các đặc trưng u_z, v_z vào chỗ các đặc trưng u_i, v_i , trong đó u_z, v_z là các đặc trưng bình quân theo độ sâu. Thường thì b_0, b_1, b_2 xấp xỉ bằng 1 nên có thể lấy

$$b_0 = b_1 = b_2 = 1$$

* Vế phải của phương trình (7-34):

$$\begin{aligned} & \frac{g}{H} \int_{Z_0}^{Z_1} i_x dz + \frac{1}{\rho H} \int_{Z_0}^{Z_1} \left(\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \right) dz = \\ &= g i_x + \frac{1}{\rho H} \int_{Z_0}^{Z_1} \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} dz + \tau_{z1x} - \tau_{z0x} \end{aligned}$$

Trong đó τ_{zlx} và τ_{zox} là ứng suất tiếp tại mặt thoáng và đáy sông.

Thường thì τ_{zlx} và các giá trị τ_{yx} τ_{xy} rất nhỏ cho nên có thể bỏ qua.

Ta cũng làm tương tự với (7-29), sau khi biến đổi ta có

$$-\frac{1}{g} \frac{\partial u_z}{\partial t} + \frac{u_z}{g} \frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{v_z}{g} \frac{\partial u_z}{\partial y} - i_x + \frac{\tau_{zox}}{\rho g H} = 0 \quad (7-35)$$

$$-\frac{1}{g} \frac{\partial v_z}{\partial t} + \frac{u_z}{g} \frac{\partial v_z}{\partial x} + \frac{v_z}{g} \frac{\partial v_z}{\partial y} - i_y + \frac{\tau_{zoy}}{\rho g H} = 0 \quad (7-36)$$

Phương trình liên tục (7-31) cũng được lấy bình quân theo độ sâu, ta có:

$$\int_{z_0}^{z_1} \left(\frac{\partial \bar{u}_1}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}_1}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}_1}{\partial z} \right) dz = 0 \quad (7-37)$$

Đặt $u_z = \frac{1}{H} \int_{z_0}^{z_1} u_1 dz$ ta có $u_z H = \int_{z_0}^{z_1} u_1 dz$

Suy ra $\frac{\partial(u_z H)}{\partial x} = \int_{z_0}^{z_1} \frac{\partial u_1}{\partial x} dz$ (7-38)

Tương tự ta có

$$\frac{\partial(v_z H)}{\partial y} = \int_{z_0}^{z_1} \frac{\partial v_1}{\partial y} dz \quad (7-39)$$

Và tích phân:

$$\int_{z_0}^{z_1} \frac{\partial \bar{w}_1}{\partial z} dz = (\bar{W})_{z_1} - (\bar{W})_{z_0}$$

Trong đó $(\bar{W})_{z_1}$, $(\bar{W})_{z_0}$ là tốc độ theo phương đứng tại mặt thoáng và đáy.

Tại đáy $(\bar{W})_{z_0} = 0$; tại mặt thoáng có $(\bar{W})_{z_1} = \frac{dZ_1}{dt}$. Do đó (7-31) có thể viết dưới dạng:

$$\frac{\partial(Hu_z)}{\partial x} + \frac{\partial(Hv_z)}{\partial y} + \frac{dZ_1}{dt} = 0 \quad (7-40)$$

Các phương trình (7-35), (7-36) và (7-40) đã được nhiều tác giả sử dụng khi giải các bài toán hai chiều. Ở nước ta, giáo sư tiến sĩ Nguyễn Ân Niên đã thiết lập chương trình toán dòng không ổn định trong sông thiên nhiên (KOD 02) trong đó phương trình liên tục dạng (7-40) đã được thay thế bằng phương trình cân bằng nước khi tính lũ tràn trong đồng ruộng.

Vì rằng có thể thay:

$$u_{z*}^2 = \frac{\tau_{zox}}{\rho} \quad \text{và} \quad v_{z*}^2 = \frac{\tau_{zoy}}{\rho}$$

Trong đó u_{z*} và v_{z*} là tốc độ động lực theo phương x và y nên ta có:

$$\frac{\tau_{zox}}{\rho g H} = \frac{u_{z*}^2}{g H} = J_x \text{ là tốc độ dốc năng lượng theo phương x.}$$

$$\frac{\tau_{zoy}}{\rho g H} = \frac{v_{z*}^2}{g H} = J_y \text{ là độ dốc năng lượng theo phương y}$$

nên thành phần cuối cùng của vế trái phương trình (7-35), (7-36) có thể thay thế tương ứng bằng J_x và J_y

Mặt khác lại có $J_x = - \frac{U_x |U_x|}{C^2 H}$ và $J_y = - \frac{v_z |v_z|}{C^2 H}$

C là hệ số Sezi. Như vậy hệ phương trình (7-35), (7-36) và (7-40) chỉ còn ba ẩn số là

$$Z_1 = Z_1(x, y, t); U_x = U_x(x, y, t); v_z = v_z(x, y, t)$$

7.3.2.2- Các phương trình giản hóa với bài toán một chiều

Trong đa số các trường hợp thực tế chỉ cần xác định quá trình thay đổi của lưu lượng và mực nước bình quân tại các mặt dọc theo chiều dài của sông, người ta giản hóa các phương trình (7-28), (7-29) và (7-31) thành các mô hình một chiều. Khi đó thực hiện các phép lấy bình quân theo mặt cắt ngang và bỏ qua các số hạng theo trục y ta được phương trình theo phương x như sau:

$$\frac{\alpha_0}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\alpha u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} - i_x - i_f = 0 \quad (7-41)$$

Trong đó α_0 , α là các hệ số kể đến sự phân bố không đều của tốc độ theo mặt cắt ngang khi thực hiện phép lấy bình quân; u là tốc độ bình quân mặt cắt ngang sông; i_x là độ dốc mặt nước; i_f là độ dốc năng lượng:

$$i_f = - \frac{U |U|}{C^2 H} = - \frac{Q |Q|}{K^2} \quad (7-42)$$

Ở đây Q là lưu lượng nước $Q = Q(x, t)$; C là hệ số sezi; H là độ sâu kể từ mặt thoáng đến đáy, K là hệ số cản thủy lực.

Phương trình liên tục được viết dưới dạng phương trình cân bằng nước:

$$B \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (7-43)$$

$Z = Z(x, t)$ là cao trình mực nước tại mặt thoáng; $B = B(x, t)$ là chiều rộng mặt cắt sông ứng với cao trình mực nước Z .

Hợp giải các phương trình (7-41), (7-43) sẽ tìm được nghiệm của bài toán là $Q(x,t)$ và $Z(x,t)$ dọc theo chiều dài sông.

Trong trường hợp có nhập lưu dọc theo hai bên bờ sông. (7-43) có dạng

$$B \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (7-44)$$

Trong đó $q(x,t)$ là nhập lưu đơn vị.

Trong nhiều trường hợp, người ta thay giá trị $U = Q/A$, khi đó (7-41) có dạng:

$$\frac{\alpha_0}{Ag} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\alpha}{gA} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{Q|Q|}{K^2} = 0 \quad (7-45)$$

Hiện nay, ở nước ta đã tồn tại nhiều phương pháp và chương trình tính toán dưới dạng chương trình mẫu. trong các phương pháp giải, về cơ bản vẫn giữ nguyên dạng các phương trình trên, tuy nhiên khi gặp các trường hợp lòng dẫn có địa hình phức tạp, các tác giả đã thêm vào mô phỏng toán học khác nhằm tăng hiệu quả sử dụng của nó. Các phương pháp tính dòng không ổn định có thể tham khảo ở các tài liệu chuyên khảo của thủy lực.

7.3.3. Mô hình truyền mặn ở vùng sông ảnh hưởng thủy triều

Nắm vững quá trình chuyển động của dòng chảy và quá trình truyền mặn vùng cửa sông và vùng sông ảnh hưởng thủy triều là rất cần thiết. Quá trình truyền mặn cũng như các quá trình truyền chất khác được mô tả bằng các mô hình toán học. Với sự phân tích đầy đủ các thành phần của mô hình và ý nghĩa vật lý của nó là cơ sở cho các phương pháp giản hóa và lựa chọn các thông số của mô hình khi giải các bài toán thực tế. Bởi vậy, trong mục này sẽ trình bày kỹ những kiến thức về các mô hình truyền chất, các dạng giản hóa của nó khi tính toán truyền mặn trong hệ thống sông thiên nhiên.

7.3.3.1- Phương trình truyền mặn tổng quát.

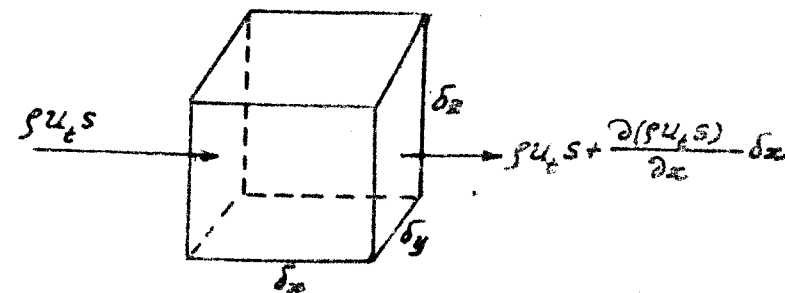
Phương trình truyền mặn vùng sông ảnh hưởng thủy triều được thiết lập bằng cách sử dụng định luật bảo toàn vật chất. Chọn hệ tọa độ ba chiều x, y, z như đã trình bày ở mục trên. Xem xét một khối chất lỏng dạng hình hộp có kích thước khá nhỏ với các cạnh tương ứng $\delta x, \delta y, \delta z$ theo các phương x, y, z (hình 7-19). Ta xem xét sự biến đổi lượng muối theo các phương.

Theo phương x khối lượng muối đi vào khối chất lỏng là $(\rho u_1 S) \delta y \delta z$ và khối lượng muối đi ra tại mặt cắt đối diện là:

$$\left(\rho u_1 S + \frac{\partial(\rho u_1 S)}{\partial x} \delta x \right) \delta y \delta z \quad (7-46)$$

Các ký hiệu trong (7-46) đã giải thích ở các mục trên. Như vậy lượng muối biến đổi theo phương của x của khối chất lỏng là $-\partial(\rho u_1 S)/\partial x \delta x \delta y \delta z$.

Tương tự ta có sự thay đổi lượng muối theo các phương khác như sau:



Hình 7-19

+ Theo phương y :

$$- [\partial(\rho v_1 S)/\partial y] \delta x \delta y \delta z$$

+ Theo phương Z :

$$- [\partial(\rho w_1 S)/\partial z] \delta x \delta y \delta z$$

+ Sự thay đổi của dòng kuyếch tán phân tử theo các phương là:

$$\frac{\partial F_x}{\partial x} \delta x \delta y \delta z; \quad \frac{\partial F_y}{\partial y} \delta x \delta y \delta z; \quad \frac{\partial F_z}{\partial z} \delta x \delta y \delta z$$

Xét trong một khoảng thời gian Δt , tổng lượng muối ra khỏi khối chất lỏng phải bằng sự thay đổi lượng muối trong khoảng thời gian ấy ở trong khối chất lỏng đang xét, tức là:

$$\Delta M = - \left[\frac{\partial(\rho u_1 S)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_1 S)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w_1 S)}{\partial z} + \frac{\partial F_x}{\partial x} + \frac{\partial F_y}{\partial y} + \frac{\partial F_z}{\partial z} \right] \delta x \delta y \delta z \Delta t \quad (7-47)$$

Dấu (-) ở vế phải phương trình (7-47) được đưa với với ý nghĩa là nếu như các gradien có giá trị âm, thì sẽ có sự tăng lên của lượng muối $\Delta M > 0$ và ngược lại. Các đạo trưng F_x, F_y, F_z tính theo biểu thức (7-15).

Sự thay đổi lượng muối trong khối chất là $\Delta M = \Delta(\rho S) \delta x \delta y \delta z$ bởi vậy (7-47) có thể biến đổi như sau.

$$\lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta(\rho S)}{\Delta t} = - \left[\frac{\partial(\rho u_1 S)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_1 S)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w_1 S)}{\partial z} + \frac{\partial F_x}{\partial x} + \frac{\partial F_y}{\partial y} + \frac{\partial F_z}{\partial z} \right] \quad (7-48)$$

Vì F_x, F_y, F_z rất nhỏ so với các thành phần còn lại nên có thể bỏ qua. Vì rằng, nếu đặt

ρ_0 và ρ_1 là khối lượng riêng của nước ngọt và nước mặn thì $\frac{\rho_1 - \rho_0}{\rho_0} \leq 0,02$; Bởi vậy có thể coi $\rho = \rho_0 = \rho_1$ là một hằng số, tức là $\rho = \text{const}$. Phương trình (7-48) có thể viết dưới dạng (7-49):

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial(u_1 S)}{\partial x} + \frac{\partial(v_1 S)}{\partial y} + \frac{\partial(w_1 S)}{\partial z} = 0 \quad (7-49)$$

Nếu thay các giá trị tốc độ dòng chảy $u_1 = \bar{u}_1 + u_1'$; $v_1 = \bar{v}_1 + v_1'$; $w_1 = \bar{w}_1 + w_1'$; $S = \bar{S} + S'$ vào (7-49) và biến đổi, với sự áp dụng công thức dạng (7-22) ta có:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{S}}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{u}_1 \bar{S})}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{v}_1 \bar{S})}{\partial y} + \frac{\partial(\bar{w}_1 \bar{S})}{\partial z} &= - \frac{\partial(\bar{u}_1 S')}{\partial x} - \\ &- \frac{\partial(\bar{v}_1 S')}{\partial y} - \frac{\partial(\bar{w}_1 S')}{\partial z} \end{aligned} \quad (7-50)$$

Các giá trị bình quân của các tích $\bar{u}_1' S'$, $\bar{v}_1' S'$, $\bar{w}_1' S'$ có thể xác định theo định luật Fick với công thức dạng (7-15), tức là:

$$\begin{aligned} - \bar{u}_1' S' &= \epsilon_x \frac{\partial \bar{S}}{\partial x} \\ - \bar{v}_1' S' &= \epsilon_y \frac{\partial \bar{S}}{\partial y} \\ - \bar{w}_1' S' &= \epsilon_z \frac{\partial \bar{S}}{\partial z} \end{aligned} \quad (7-51)$$

trong đó ϵ_x , ϵ_y , ϵ_z là các hệ số khuếch tán rối theo các phương x, y, z. Như vậy (7-50) có thể viết dưới dạng sau:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \bar{S}}{\partial t} + \bar{u}_1 \frac{\partial \bar{S}}{\partial x} + \bar{v}_1 \frac{\partial \bar{S}}{\partial y} + \bar{w}_1 \frac{\partial \bar{S}}{\partial z} &= \frac{\partial}{\partial x} \left(\epsilon_x \frac{\partial \bar{S}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\epsilon_y \frac{\partial \bar{S}}{\partial y} \right) + \\ &+ \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon_z \frac{\partial \bar{S}}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (7-52)$$

Từ phương trình (7-52) rút ra kết luận là hiện tượng truyền chất, ngoài khuếch tán phân tử sẽ có hai quá trình nữa là quá trình chuyển tải (dối lưu) và quá trình khuếch tán rối. Các số hạng từ số hạng thứ hai của vế trái (7-52) là thành phần chuyển tải, còn các số hạng bên phải của (7-52) là thành phần khuếch tán của quá trình truyền mặn theo các phương. Phương trình (7-52) là dạng tổng quát nhất được sử dụng khi giải bài toán ba chiều để tìm phân bố của độ mặn theo không gian và thời gian. Các thành phần tốc độ dòng chảy đã được xác định theo các mô hình thủy lực ở phần trước.

Trong thực tế, việc giải bài toán dạng (7-52) là rất khó khăn, do đó người ta tìm cách đưa về các dạng đơn giản hơn mà vẫn đảm bảo được yêu cầu của thực tế. Khi tiến hành các phép giản hóa phải tùy thuộc vào điều kiện cụ thể của thực tế mà có thể, hoặc không xét sự truyền mặn theo một phương nào đó (y hoặc z), hoặc chỉ xem xét theo phương x mà

bỏ qua sự truyền mặn theo phương z và y. Trong những trường hợp như vậy, thường coi sự thay đổi độ mặn theo các phương không được xét đến, là không thay đổi và bằng trị số bình quân theo phương đó. Các dạng giản hóa được áp dụng cho từng trường hợp cụ thể sau khi đã phân tích đầy đủ cấu trúc truyền mặn và ảnh hưởng của điều kiện địa hình dòng sông.

7.3.3.2- Phương trình truyền mặn, khi bỏ qua hiện tượng khuếch tán theo phương thẳng đứng

Đối với những đoạn sông có độ sâu dòng chảy nhỏ hơn nhiều so với chiều rộng sông ($B \gg H$), gradian của muối theo phương thẳng đứng nhỏ hơn so với phương ngang và phương dọc của sông. Khi đó ta có thể thực hiện phép lấy bình quân theo phương thẳng đứng các giá trị u_1 , v_1 , và S như sau:

$$\text{Đặt } \bar{u}_1 = U_H + u_H'; \text{ và } \bar{v}_1 = V_H + v_H'; \bar{S} = S_H + S_H' \quad (7-53)$$

Với V_H , U_H , $S_H = f_1(x, y, t)$ và U_H' , V_H' , $S_H' = f_2(x, y, z, t)$ trong đó U_H , V_H , S_H là các giá trị bình quân theo phương thẳng đứng của các đặc trưng $\bar{u}_1$, $\bar{v}_1$, $\bar{S}$; U_H' , V_H' , S_H' là chênh lệch giữa các đặc trưng trên với giá trị bình quân ta có:

$$U_H = \int_0^H \bar{u}_1 dz; \quad V_H = \int_0^H \bar{v}_1 dz; \quad S_H = \int_0^H \bar{S} dz.$$

Sau khi thay (7-53) vào (7-52) và biến đổi ta nhận được phương trình (7-54) dưới đây:

$$\begin{aligned} \frac{\partial(HS_H)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (HU_H S_H) + \frac{\partial}{\partial y} (HV_H S_H) &= \\ = - \frac{\partial}{\partial x} (HU_H' S_H') - \frac{\partial}{\partial y} (HV_H' S_H') + \\ &+ \frac{\partial}{\partial x} \left[\epsilon_x \frac{\partial}{\partial x} (HS_H) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\epsilon_y \frac{\partial}{\partial y} (HS_H) \right] \end{aligned} \quad (7-54)$$

Các thành phần $U_H' S_H'$, $V_H' S_H'$ là các giá trị bình quân của các tích số $U_H' S_H'$ và $V_H' S_H'$. Người ta cũng áp dụng định luật Fick để biến đổi các thành phần này về các dạng sau.

$$\begin{aligned} - \bar{U}_H' S_H' &= \frac{\partial S_H}{\partial x} \epsilon_{xH} \\ - \bar{V}_H' S_H' &= \frac{\partial S_H}{\partial y} \epsilon_{yH} \end{aligned} \quad (7-55)$$

Trong công thức (7-55) các hệ số ϵ_{xH} , ϵ_{yH} gọi là hệ số tiêu tán theo phương x và y trong quá trình truyền mặn. Các hệ số này biểu thị sự chuyển tải không đều của mặn theo các phương khi ta lấy bình quân các giá trị $\bar{u}_1$, $\bar{v}_1$, $\bar{S}$ theo chiều sâu H. Vì nó có vị trí tương

tự như hệ số khuếch tán rối ϵ_x, ϵ_y nên nó cũng được gọi là các hệ số khuếch tán, nhưng ý nghĩa vật lý của nó khác hẳn với ϵ_x, ϵ_y .

Sau khi thay (7-55) vào (7-54) ta có

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} (HS_H) + \frac{\partial}{\partial x} (HU_H) + \frac{\partial}{\partial y} (HV_H S_H) = & - \frac{\partial}{\partial x} [E_{xH} \frac{\partial}{\partial x} (HS_H)] \\ & + \frac{\partial}{\partial y} [E_{yH} \frac{\partial}{\partial y} (HS_H)] \end{aligned} \quad (7-56)$$

Trong đó $E_{xH} = \epsilon_x + \epsilon_{xH}$; $E_{yH} = \epsilon_y + \epsilon_{yH}$, gọi là hệ số tiêu tán tổng hợp theo các phương x và y . Cũng có thể gọi E_{xH}, E_{yH} là các hệ số khuếch tán hữu ích nhưng cần phân biệt ý nghĩa vật lý của nó so với ϵ_x, ϵ_y , vì nó phản ánh cả sự chuyển tải không đều theo phương x và y khi lấy bình quân các đặc trưng tính toán theo độ sâu nước trong sông.

7.3.3.3- Phương trình truyền mạn khi không xét hiện tượng khuếch tán mạn theo phương ngang.

Trong trường hợp lòng sông có bề rộng không lớn so với độ sâu chảy, hoặc là trường hợp có sự chênh lệch độ mạn lớn theo phương thẳng đứng, người ta có thể lấy bình quân theo hướng ngang (trục y) các đặc trưng trong phương trình (7-52), ta có:

$$u_i = \bar{U}_B + U_B'; \quad v_i = \bar{V}_B + V_B'; \quad w_i = \bar{W}_B + W_B'; \quad S = \bar{S}_B + S_B'$$

trong đó $\bar{U}_B, \bar{V}_B, \bar{W}_B, \bar{S}_B = f_3(x, z, t)$ là các trị số bình quân của các đặc trưng tương ứng được lấy bình quân theo chiều rộng sông;

$U_B', V_B', W_B', S_B' = f_4(x, y, z, t)$ là các chênh lệch của các đặc trưng tương ứng đối với trị số bình quân.

Thực hiện tương tự như trường hợp lấy bình quân theo độ sâu, sau khi biến đổi ta nhận được phương trình (7-57) dưới đây:

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} (BS_B) + \frac{\partial}{\partial x} (BU_B S_B) + \frac{\partial}{\partial z} (BW_B S_B) = & - \frac{\partial}{\partial x} [E_{xB} \frac{\partial}{\partial x} (BS_B)] + \frac{\partial}{\partial z} [E_{zB} \frac{\partial}{\partial z} (BS_B)] \end{aligned} \quad (7-57)$$

Trong đó $E_{xB} = \epsilon_x + \epsilon_{xB}$; $E_{zB} = \epsilon_z + \epsilon_{zB}$. Với E_{xB}, E_{zB} là hệ số khuếch tán hữu ích theo phương x và z ; $\epsilon_{xB}, \epsilon_{zB}$ là hệ số tiêu tán kể đến sự phân bố không đều của tốc độ theo chiều rộng sông khi thực hiện phép lấy bình quân. Nó biểu thị sự chuyển tải không đều theo phương z và x khi lấy bình quân tốc độ theo phương y .

7.3.3.4- Các dạng giản hóa với bài toán một chiều.

Trong nhiều bài toán thực tế, việc giải các phương trình (7-52), (7-56) và (7-57) gặp không ít khó khăn, bởi vậy cần tìm cách đưa dạng tổng quát (7-52) về dạng phương trình chỉ có một biến không gian x và t , được gọi là bài toán một chiều. Điều kiện ứng dụng tốt

của bài toán một chiều là: mặt cắt ít thay đổi dọc theo sông, hai bên bờ ít có bãi trùn, triều của sông thuộc loại không phân lớp hoặc phân lớp yếu. Từ phương trình (7-52), nếu ta thay tốc độ $\bar{u}_i$ bằng giá trị bình quân mặt cắt U và $\bar{S}_i$ bằng S và bỏ qua các thành phần tốc độ theo các phương còn lại, sau khi biến đổi ta được (7-58).

$$\text{Ta có:} \quad \bar{u}_i = U + U' \quad \text{và} \quad \bar{S}_i = S + S'$$

trong đó U và S được lấy bình quân theo mặt cắt ngang.

$$U = \frac{1}{A} \int \bar{u}_i dA \quad \text{và} \quad S = \frac{1}{A} \int \bar{S}_i dA$$

với A là diện tích ướt mặt cắt ngang.

Các đặc trưng U', S' tương ứng là, trị số sai lệch của tốc độ điểm với trị số bình quân và:

$$U, S = f_5(x, t) \quad \text{còn} \quad U', S' = f_6(x, y, z, t).$$

Phương trình giản hóa cho bài toán một chiều có dạng.

$$\frac{\partial (AS)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (AUS) = - \frac{\partial}{\partial x} [AE \frac{\partial S}{\partial x}] \quad (7-58)$$

$$\text{trong đó} \quad \overline{U'S'} = - E_x \frac{\partial S}{\partial x} \quad (7-59)$$

và $E = \epsilon_x + E_x$ ở đây E_x là hệ số kể đến sự phân bố không đều của tốc độ so với trị số trung bình mặt cắt, nó phản ánh sự chuyển tải không đều theo mặt cắt ngang nếu tốc độ theo hướng ngang là không đáng kể; E là hệ số khuếch tán, nó phản ánh cả hiện tượng khuếch tán rối (thông qua ϵ_x) và sự chuyển tải không đều theo mặt cắt ngang (E_x). Người ta cũng gọi E là hệ số khuếch tán hữu ích của bài toán một chiều.

Thường thì diện tích ướt của mặt cắt ngang là một hàm của biến x và t . $A = A(x, t)$, trong trường hợp nếu A ít biến đổi theo thời gian và ít thay đổi theo lòng dẫn ta có thể coi $A = \text{const}$ và khi đó (7-59) có thể viết dưới dạng (7-60)

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (US) = - \frac{\partial}{\partial x} (E \frac{\partial S}{\partial x}) \quad (7-60)$$

Hệ số khuếch tán E cũng là hàm của biến x và t ($E = E(x, t)$). Thường thì người ta coi E chỉ phụ thuộc vào biến x , tức là $E = E(x)$. Trong trường hợp lòng dẫn tương đối ít thay đổi có thể coi $E = \text{const}$ và (7-60) sẽ có dạng (7-61)

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (US) = E \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} \quad (7-61)$$

Nếu thay $Q = A.U$ vào phương trình (7-58) ta nhận được dạng (7-62)

$$\frac{\partial}{\partial t} (AS) + \frac{\partial}{\partial x} (QS) = - \frac{\partial}{\partial x} (AE \frac{\partial S}{\partial x}) \quad (7-62)$$

Các phương trình (7-58), (7-60), (7-61), (7-62) được sử dụng để giải các bài toán truyền mặn một chiều trong sông vùng sông ảnh hưởng triều.

7.3.3.5- Các dạng phương trình truyền chất thường được sử dụng trong thực tế.

Các phương trình truyền mặn trên đây được thiết lập trên cơ sở giả thiết rằng, trong quá trình truyền chất không có nguồn bổ sung hoặc lấy đi trên toàn bộ đoạn sông xem xét. Giả thiết thứ hai là, không xảy ra quá trình phân hủy các chất hòa tan trong quá trình truyền chất, điều đó chỉ đúng với chất lan truyền là muối (ít bị phân hủy). Phương trình tổng quát phải được kể đến thành phần phân hủy hoặc bổ sung dọc tuyến truyền của nó. Đối với bài toán một chiều, phương trình truyền chất dạng đầy đủ được viết như sau:

$$\frac{\partial}{\partial t} (A.C) + \frac{\partial}{\partial x} (AUC) = \frac{\partial}{\partial x} \left(AE \frac{\partial C}{\partial x} \right) + R + F(C) \quad (7-63)$$

Trong đó C là ký hiệu tổng quát để chỉ nồng độ loại chất bất kỳ; R = R(x,t) là tổng lưu lượng các nguồn chất bổ sung trên tuyến truyền chất; F(C) là hàm số biểu thị qui luật phân hủy của chất lan truyền phụ thuộc vào điều kiện cụ thể của chất lan truyền mà có các dạng khác nhau.

Ví dụ BOD, có dạng

$$F(C_B) = -(K_1 + K_3) A.C_B - q.C_B \quad (7-64)$$

$$\text{và} \quad R_B(x,t) = q.C_{Bq} \quad (7-65)$$

Còn đối với chất DO có dạng.

$$F(C_D) = A[K_2(C_a - C_D) - K_1 C_B] + q.C_D \quad (7-66)$$

$$\text{và} \quad R_D(x,t) = q.C_{Dq} \quad (7-67)$$

Trong các công thức từ (7-64) đến (7-67), C_B và C_D là nồng độ chất BOD và DO, C_{Bq} và C_{Dq} là nồng độ BOD và DO của nguồn gia nhập dọc đường với lưu lượng gia nhập đơn vị của nước q; C_a là nồng độ oxy bão hòa trong nước (phụ thuộc vào nhiệt độ của nước); K₁ là hệ số đặc trưng mức độ chuyển hóa của BOD; K₃ là hệ số đặc trưng cho ảnh hưởng của các yếu tố khác đến thành phần BOD; K₂ là hệ số đặc trưng cho sự tái hóa khí. Các hệ số K₁, K₂, K₃ có đơn vị là 1/T, T là thời gian.

Đại lượng (C_a - C_D) biểu thị độ thiếu hụt oxy trong nước. Từ những phương trình trên đây ta có phương trình truyền chất cho BOD và DO như sau:

- Đối với BOD (yêu cầu oxy sinh học)

$$\frac{\partial}{\partial t} (AC_B) + \frac{\partial}{\partial x} (A.U.C_B) = \frac{\partial}{\partial x} \left(A.E_B \frac{\partial C_B}{\partial x} \right) + q(C_{Bq} - C_B) - (K_1 + K_3) A.C_B \quad (7-68)$$

- Đối với DO (oxy hòa tan trong nước)

$$\frac{\partial}{\partial t} (AC_D) + \frac{\partial}{\partial x} (AUC_D) = \frac{\partial}{\partial x} \left(AE_D \frac{\partial C_D}{\partial x} \right) + q(C_D + C_{Dq}) + A[K_2(C_a - C_D) - K_1 C_B] \quad (7-69)$$

Phương trình truyền mặn các dạng từ (7-58) đến (7-62) chỉ cần thêm vào vế phải của phương trình lượng gia nhập bằng qS_q trong đó S_q là nồng độ muối của nguồn gia nhập hoặc lấy đi. Chú ý rằng đơn vị tính của q là m²/S (lưu lượng nước nhập vào sông trên một đơn vị chiều dài).

7.3.3.6- Vấn đề xác định các hệ số khuếch tán.

Khó khăn lớn nhất trong tính toán thực tế là việc xác định các hệ số khuếch tán được sử dụng trong các công thức đã được trình bày ở trên.

Theo thống kê của O'Connor [3], các hệ số khuếch tán có thể dao động trong một miền khá rộng (xem bảng 3-2). Sự thay đổi của các hệ số khuếch tán phụ thuộc vào đặc điểm động học của dòng chảy và có đặc thù khác nhau tùy thuộc vào ý nghĩa vật lý của chúng.

Bảng 3-2

Loại hệ số Khuếch tán	$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$	E_{xH}	E_{xB}	E_{yH}	E
Giá trị (m ² /C)	10 ⁻² + 10 ⁻¹	1 + 10	10 + 1000	10 ⁻² + 10 ⁻¹	10 + 10 ³

Từ bảng (3-2) thấy rằng $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ và E_{yH} có giá trị khá nhỏ so với những thành phần còn lại. Giá trị của E dao động khá lớn, bởi vậy khi giải các bài toán một chiều có thể bỏ qua những thành phần khuếch tán rối. Sự thay đổi của E rất phụ thuộc vào điều kiện địa hình lòng sông, nó phản ánh sự chuyển tải không đều theo mặt cắt ngang sông. Thực ra các hệ số khuếch tán $E_{xH}, E_{yH}, E_{xB}, E_{zB}$ và E là những hệ số không những chỉ phản ánh sự chuyển tải không đều theo hướng truyền chất, mà còn phản ánh những tác động ngẫu nhiên khác đối với quá trình truyền chất. Nói chung, các hệ số này phụ thuộc vào các biến không gian vì nó bị chi phối rất lớn bởi điều kiện địa hình lòng sông. Ngoài ra nó còn phụ thuộc vào đặc điểm của thủy triều và tương quan giữa nước nguồn và triều ở đoạn sông đó.

Hệ số khuếch tán được xác định theo những phương pháp sau đây.

1) Theo các công thức kinh nghiệm:

Tính toán các hệ số khuếch tán đã được nhiều tác giả đề cập đến. Trong [3, 4] đã dẫn ra các công thức tính toán sau đây:

- Khi tính toán truyền chất với bài toán hai chiều (theo phương x và z):

$$E_{xB} = 5.93 U_* H \quad (7-70)$$

$$E_{zB} = 0.23 U_* H \quad (7-71)$$

trong đó H là độ sâu kể từ mặt nước, U_* là tốc độ dòng lực.

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}; \tau_0 \text{ là ứng suất tiếp tại đáy kênh dẫn.}$$

– Đối với bài toán một chiều, hệ số E được tính theo công thức của Fischer:

$$E = - \frac{1}{A} \int_0^b U''(z) h(z) \int_0^z \frac{1}{E_z h(Z)} \int_0^z U''(z) dy dz dz \quad (7-72)$$

trong đó $U''(Z)$ là sai lệch của tốc độ dòng chảy tại độ sâu Z đối với trị số bình quân mặt cắt U ; $h(Z)$ là độ sâu kể từ điểm Z đến đáy; E_{zB} là hệ số khuếch tán tính theo (7-71); b là chiều rộng của lòng dẫn; A là diện tích mặt cắt ướt; y là tọa độ điểm theo phương ngang.

Theo Harleman, hệ số khuếch tán E được tính theo công thức.

$$E = 63 n U R^{5/6} \quad (7-73)$$

trong đó n là hệ số nhám, R là bán kính thủy lực, U là tốc độ bình quân mặt cắt ngang.

2) Tính toán theo tài liệu thực nghiệm:

Theo hướng này, người ta thực hiện một số lần đo đạc dọc tuyến sông, hoặc dùng các tài liệu đo đạc thủy văn ở các trạm thủy văn đã có. Các yếu tố cần phải đo đạc bao gồm: Các tài liệu mặt cắt, trắc dọc sông; tài liệu mực nước, lưu lượng và các tài liệu đo đạc mặn hoặc các chất nhiễm bẩn. Công việc đo đạc phải được đo đồng thời trên toàn tuyến. Sau khi xử lý số liệu, có thể trực tiếp dùng mô hình để xác định các thông số của mô hình trong đó có hệ số khuếch tán. Tiêu chuẩn lựa chọn các thông số mô hình là sự đảm bảo sai số giữa tính toán, và đo đạc là nhỏ nhất. Các thông số tính được từ thực nghiệm được sử dụng để tính toán cho những trạng thái cần thiết trong qui hoạch, quản lý và thiết kế công trình.

Phương pháp thực nghiệm là hướng giải quyết đúng đắn, vì rằng các hệ số khuếch tán tìm ra sẽ phản ánh đúng điều kiện lòng dẫn và trạng thái thực của hệ thống đang xét.

7.4. TÍNH TOÁN CÁC ĐẶC TRƯNG THỦY VĂN THIẾT KẾ VÙNG CỦA SÔNG VEN BIỂN.

7.4.1. Vấn đề khai thác vùng cửa sông ven biển và nhiệm vụ tính toán thủy văn.

Sử dụng tài nguyên nước vùng cửa sông ven biển có những đặc thù riêng so với những vùng thượng và trung lưu sông. Tính đa dạng và phức tạp của các biện pháp khai thác nguồn nước cùng với những phức tạp của chế độ thủy văn gây cho những khó khăn trong tính toán các đặc trưng thủy văn vùng cửa sông ven biển. Trong giáo trình này chỉ trình bày những nguyên lý cơ bản trong tính toán cho một số loại đặc trưng quan trọng và phổ biến trong các bài toán thực tế.

7.4.1.1 – Phân loại các biện pháp khai thác vùng cửa sông ven biển

1 – Khai thác vùng ven biển

Đối với vùng ven biển và vùng vịnh, các biện pháp công trình và hình thức khai thác bao gồm:

- + Quy hoạch các đê ven biển nhằm bảo vệ các vùng đất thấp.
- + Bảo vệ bờ biển không bị xạt lở dưới tác dụng của sóng, tác dụng của dòng ven bờ
- + Cải tạo và qui hoạch các công trình giao thông ngoài biển.
- + Khai thác thủy sản vùng ven bờ, chẳng hạn như các qui hoạch nuôi tôm và các hải sản khác.
- + Các mục tiêu khai thác tổng hợp khác.

2 – Khai thác vùng sông ảnh hưởng triều:

Vấn đề khai thác vùng cửa sông cũng rất đa dạng, có thể kể ra một số yêu cầu và loại hình khai thác như sau:

- + Quy hoạch và thiết kế các cống ngăn triều với mục đích làm tăng khả năng tiêu thụ chảy cho các vùng ven sông và ngăn mặn xâm nhập vào vùng cửa sông.
- + Thiết kế và qui hoạch hệ thống đê ven sông vùng sông ảnh hưởng triều.
- + Thiết kế và qui hoạch hệ thống tiêu úng cho các khu vực canh tác trong nội đồng.
- + Quy hoạch, cải tạo giao thông thủy, đặc biệt là vào thời gian mùa kiệt.
- + Quy hoạch và thiết kế các công trình lấy nước tưới cho các vùng canh tác, qui hoạch cấp nước cho công nghiệp và dân sinh.
- + Quy hoạch các công trình điều tiết mặn và ngăn mặn vùng sông ảnh hưởng triều.

Ngoài ra còn những biện pháp khai thác khác, chẳng hạn như chống nhiễm mặn cho các vùng canh tác ven sông, cải tạo phèn mặn v.v...

7.4.1.2 – Nhiệm vụ tính toán thủy văn:

Yêu cầu và nhiệm vụ tính toán thủy văn phụ thuộc vào mục đích, phương thức khai thác và biện pháp công trình. Chẳng hạn khi làm các cống ngăn triều, cần tính toán quá trình mực nước triều trong một thời kỳ nhất định, ngoài ra cần tính toán quá trình mực nước triều đối với triều cường để thiết kế các công trình tiêu năng. Đối với qui hoạch giao thông thủy cần xác định không những quá trình mực nước, mà còn cần xác định đường duy trì mực nước trong một thời kỳ khai thác nào đó.

Có thể phân loại một số yêu cầu tính toán thủy văn chính như sau:

- 1) Tính toán mực nước triều thiết kế hoặc là mực nước lớn nhất, mực nước nhỏ nhất, hoặc mực nước bình quân trong thời đoạn thiết kế nào đó.
- 2) Tính toán đường quá trình mực nước triều thiết kế trong thời đoạn tính toán T nào đó.
- 3) Tính toán đường mặt nước trong sông theo trạng thái thiết kế của hệ thống.
- 4) Tính toán quá trình mực nước trong cả một vùng biển ven bờ, diễn biến mặn ở vùng ven bờ.

- 5) Tính toán đường duy trì mực nước trong thời đoạn tính toán T nào đó.
- 6) Tính toán diễn biến mạn vùng cửa sông và ven biển trong điều kiện tự nhiên hoặc có công trình.
- 7) Tính toán điều tiết mạn cho các vùng nuôi hải sản.
- 8) Tính toán ảnh hưởng của các hoạt động ở thượng lưu đến sự thay đổi chế độ thủy văn vùng cửa sông ven biển v.v.

Sau đây sẽ trình bày những nội dung chủ yếu trong tính toán các đặc trưng thủy văn vùng sông ảnh hưởng triều.

7.4.2. Tính toán các đặc trưng mực nước triều thiết kế.

Tính toán quá trình mực nước triều có thể được tiến hành theo ba loại phương pháp sau đây:

- Đối với các vùng ven biển, chế độ mực nước ít bị chi phối bởi dòng chảy trong sông có thể sử dụng phương pháp phân tích điều hòa để tính các đặc trưng mực nước thiết kế.
- Dùng phương pháp thống kê xác suất để tính ra các đặc trưng mực nước thiết kế trên cơ sở có tài liệu thực đo.
- Sử dụng các mô hình toán để tính ra quá trình mực nước trên toàn đoạn sông vùng ảnh hưởng thủy triều.

Loại thứ nhất có nhược điểm là không đánh giá được các nhiễu động ngẫu nhiên, chẳng hạn như gió bão, ảnh hưởng địa hình v.v., nên chỉ được dùng trong dự báo và lập các bảng thủy triều với mục đích sử dụng cho công tác quản lý và phòng chống thủy triều trong thời gian vận hành hệ thống. Trong giáo trình này sẽ không trình bày phương pháp này.

7.4.2.1- Tính toán mực nước triều thiết kế:

Mực nước triều thiết kế là mực nước triều ứng với tần suất thiết kế công trình. Tùy theo yêu cầu thiết kế công trình mà tính toán mực nước nào đó: Có thể là mực nước đỉnh triều, chân triều, mực nước bình quân v.v... Có thể chia ra làm 3 loại bài toán: có tài liệu, không có tài liệu và ít tài liệu.

- 1) Tính toán mực nước triều thiết kế trong trường hợp có đủ tài liệu.

Khi có đủ tài liệu, ta chọn ra mỗi năm một mẫu, tiến hành vẽ đường tần suất tương tự như tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế khác, tức là cần tìm mực nước thiết kế Z_p mà:

$$Z_p = f(\bar{Z}_v, C_v, C_s), \quad (7-74)$$

trong đó $\bar{Z}_v$ là giá trị bình quân, C_v , C_s là hệ số phân tán và hệ số thiên lệch.

Vấn đề phải quan tâm ở đây là, mốc cốt của hệ thống sẽ ảnh hưởng rất lớn đến sự thay đổi của C_v , và do đó các đặc trưng thống kê sẽ khó xác định chính xác, đặc biệt là khi C_s gấp nhiều lần C_v . Cho nên khi xây dựng đường tần suất cần thiết phải thay đổi mốc cốt và chuyển các mực nước thực đo về mốc cốt mới. Sau đó, mực nước thiết kế lại được chuyển về mốc cũ của nó. Dưới đây sẽ xem xét vấn đề này.

Giả sử có chuỗi số liệu thực đo, ký hiệu là Z_1 . Ta thêm vào từng số hạng của chuỗi một giá trị bằng a ($a \geq 0$) ta được chuỗi mới là Z_2 . Như vậy chuỗi số liệu cũ đã được chuyển về hệ thống mốc cốt mới, chênh với mốc cũ một đại lượng bằng a . Ta có giá trị bình quân của Z_2 là:

$$\bar{Z}_2 = \frac{\sum_{i=1}^n Z_{2i}}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n (Z_{1i} + a)}{n} = \bar{Z}_1 + a \quad (7-75)$$

Như vậy trị số bình quân đã thay đổi một đại lượng là a .

Vì rằng:

$$(Z_2 - \bar{Z}_2)^n = [Z_1 + a - (\bar{Z}_1 + a)]^n = (Z_1 - \bar{Z}_1)^n$$

nên ta có $\sigma_2 = \sigma_1$ và $C_{s2} = C_{s1}$, trong đó σ_1 , σ_2 là phương sai của hai chuỗi, C_{s1} , C_{s2} là hệ số thiên lệch tương ứng.

Ta có:

$$C_{v1} = \frac{\sigma_1}{\bar{Z}_1}; \quad C_{v2} = \frac{\sigma_2}{\bar{Z}_1 + a} \quad \text{mà } \sigma_2 = \sigma_1 \text{ nên}$$

$$C_{v2} = \frac{\bar{Z}_1}{\bar{Z}_1 + a} C_{v1} \quad (7-76)$$

Như vậy khi thay đổi mốc cốt, hệ số C_s không thay đổi, còn hệ số phân tán C_{v2} thay đổi theo công thức (7-76). Mực nước thiết kế theo mốc mới sẽ thay đổi như thế nào? Ta có:

$$Z_{2p} = \bar{Z}_2 (\phi C_{v2} + 1) = (\bar{Z}_1 + a) (\phi C_{v1} \frac{\bar{Z}_1}{\bar{Z}_1 + a} + 1) =$$

$$= \phi C_{v1} \bar{Z}_1 + \bar{Z}_1 + a = \bar{Z}_1 (\phi C_{v1} + 1) + a = Z_{1p} + a \quad (7-77)$$

Như vậy mực nước thiết kế theo mốc mới cũng thay đổi một đại lượng bằng a . Ta chuyển mực nước thiết kế về mốc cũ theo công thức

$$Z_{1p} = Z_{2p} - a \quad (7-78)$$

Trong tính toán cần chọn a sao cho sai số tính toán đường tần suất nhỏ.

- 2) Tính toán mực nước triều thiết kế trong trường hợp có ít tài liệu thủy văn.

Trong trường hợp có ít tài liệu đo đạc, nếu có thể được, ta có thể sử dụng phương pháp phân tích tương quan, tương tự như đã làm đối với các đặc trưng thủy văn khác.

- 3) Tính toán mực nước thiết kế khi không có tài liệu đo đạc thực đo.

Trong trường hợp không có tài liệu đo đạc, khi cần tính toán các đặc trưng thiết kế tại một tuyến nào đó bắt buộc phải sử dụng hai phương pháp sau đây.

+ Phương pháp nội suy được tiến hành trên cơ sở có tài liệu đo đạc ở tuyến trên và tuyến dưới. Các giá trị nội suy có thể thực hiện theo qui luật tuyến tính, tức là coi đường mặt nước là một đường thẳng. Điều kiện ứng dụng của phương pháp này là: tuyến tính toán có khoảng cách không lớn đến các tuyến có tài liệu; nhập lưu khu giữa nhỏ; điều kiện địa hình lòng sông biến đổi đều.

+ Phương pháp mô hình toán đó là sự ứng dụng các mô hình dòng không ổn định đã trình bày trong các giáo trình thủy lực

7.4.2.2- Xác định dạng triều thiết kế.

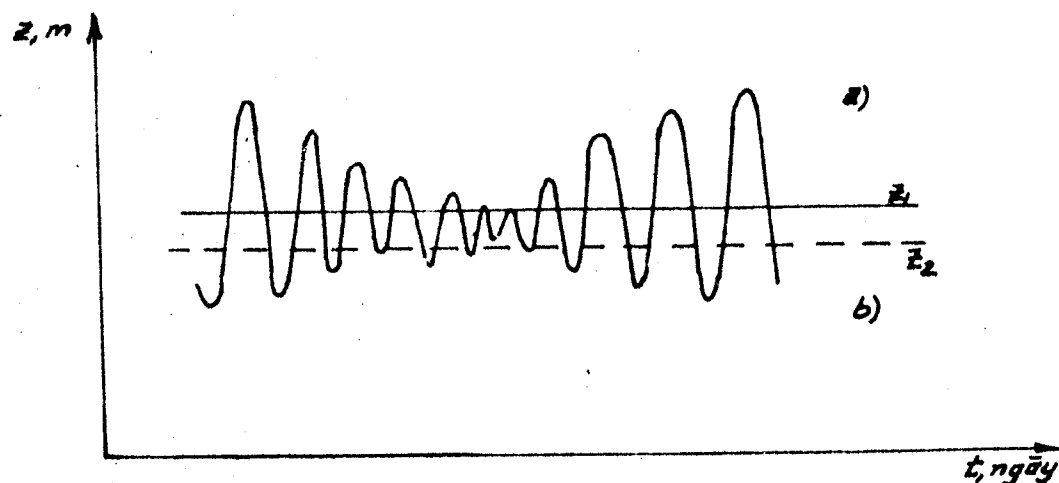
Dạng triều thiết kế là đường quá trình mực nước triều trong thời đoạn T ứng với một tần suất thiết kế P.

Thời đoạn tính toán T được lựa chọn tùy thuộc vào nhiệm vụ của bài toán qui hoạch hay thiết kế công trình.

Trình tự tính toán dạng triều thiết kế tương tự như tính toán đường quá trình lũ thiết kế. Các bước tính toán như sau:

1- Xác định thời đoạn tính toán T: việc lựa chọn T phụ thuộc và yêu cầu cụ thể của bài toán đặt ra. Chẳng hạn đối với bài toán tiêu, thời hạn tính toán có thể là 3 ngày, 5 ngày, 7 ngày hoặc có khi đến 15 ngày, việc chọn T bằng bao nhiêu phụ thuộc vào thời gian cần tiêu đối với vùng được tiêu ứng.

2- Chọn thời kỳ để thống kê đường quá trình mực nước trong thời đoạn T. Việc lựa chọn thời kỳ thống kê cũng phụ thuộc vào trạng thái của hệ thống và yêu cầu qui hoạch hay thiết kế. Trên hình (7-20) minh họa hai trường hợp chọn thời kỳ thống kê khác nhau. Ở trường hợp (a) cho thấy trong những ngày triều kém, mực nước trong đồng thường cao



Hình 7-20

- Chọn thời kỳ thống kê quá trình mực nước tiêu cho thiết kế công trình tiêu tự chảy.

Z_1, Z_2 - mức nước trong đồng tương ứng với:

a) - Chọn thời kỳ triều cường

b) - Chọn thời kỳ triều kém.

hơn mực nước ngoài sông nên không bất lợi, ta chọn thời kỳ triều cường để thống kê. Trường hợp (b) cho thấy thời gian tiêu tự chảy ở thời kỳ triều cường lớn hơn nhiều so với kỳ triều kém, bởi vậy chọn thời kỳ triều kém để thống kê. Trên đây là sự minh họa để phân tích lựa chọn thời kỳ thống kê cho hợp lý. Trong thực tế giữa mực nước trong đồng và ngoài sông có mối quan hệ chặt chẽ với nhau thông qua quy trình điều hành hệ thống, bởi vậy trong tính toán cần xem xét mối quan hệ giữa chúng mới có thể lựa chọn được thời kỳ thống kê hợp lý.

3- Tính giá trị bình quân của mực nước triều trong thời đoạn T và tính mực nước triều bình quân ứng với tần suất thiết kế.

4- Lựa chọn trong chuỗi thống kê một dạng triều điển hình, với điều kiện dạng đó phải bất lợi và có trị số bình quân của mực nước triều gần bằng giá trị mực nước bình quân thiết kế.

5- Thu phóng hoặc sửa chữa đường quá trình triều điển hình thành đường quá trình mực nước triều thiết kế. Hệ số thu phóng tính như sau:

$$K = \frac{Z_p}{Z_d} \quad (7-79)$$

Quá trình mực nước triều thiết kế được xác định theo công thức (7-80)

$$Z_{tp} = K \cdot Z_{ld} \quad (7-80)$$

trong đó Z_p, Z_{tp} là mực nước triều bình quân và mực nước triều tại thời điểm t của quá trình triều thiết kế; Z_d, Z_{ld} là mực nước bình quân và mực nước tại thời điểm t của quá trình triều điển hình.

Trong trường hợp có ít tài liệu thực đo, cũng có thể dùng phương pháp phân tích tương quan giữa mực nước tuyến có nhiều tài liệu với tuyến tính toán, nếu sai số của quan hệ tương quan nhỏ hơn giới hạn cho phép.

Trong trường hợp không có tài liệu thực đo, cần thiết phải tính toán bằng phương pháp thủy lực theo mô hình dòng không ổn định trong sông thiên nhiên.

7.4.3. Tính toán quá trình truyền mặn trong sông ở vùng sông có ảnh hưởng thủy triều.

Giải bài toán truyền mặn trong hệ thống sông ở nước ta hiện nay còn đang là vấn đề thời sự và chưa được giải quyết một cách trọn vẹn. Hiện nay tồn tại nhiều cách khác nhau, nhưng phần lớn mới chỉ dừng lại ở bài toán một chiều. Bài toán truyền mặn có thể được giải bằng phương pháp giải tích, phương pháp số và phương pháp áp dụng các mô hình tương tự, trong đó việc áp dụng các phương pháp số chiếm ưu thế. Dưới đây sẽ trình bày một số cách giải bài toán mặn đối với các trường hợp đơn giản nhất.

7.4.3.1- Phương hướng giải bài toán truyền mặn dạng một chiều.

Bài toán truyền mặn được giải trên cơ sở hợp giải hệ phương trình Saint - Venant và phương trình truyền mặn; đó là các phương trình (7-44), (7-45) và (7-58) hoặc (7-63).

Các phương trình đó được viết lại như sau:

$$B \frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (7-81)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{gA Q |Q|}{K^2} = 0 \quad (7-82)$$

$$\frac{\partial(AS)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (AUS) = \frac{\partial}{\partial x} \left(AE \frac{\partial S}{\partial x} \right) + R + F(C) \quad (7-83)$$

trong đó các hệ số α_0, α trong phương trình (7-45) lấy bằng một. Giải hệ phương trình (7-81), (7-82) và (7-83) cho nghiệm của bài toán là: $Q = Q(x, t)$ hoặc $U = U(x, t)$; $Z = Z(x, t)$ và $S = S(x, t)$.

Giải hệ phương trình trên là một công việc rất phức tạp và khó khăn. Hầu hết các tác giả nghiên cứu về vấn đề này đều đề nghị giải hệ phương trình trên theo hai giai đoạn:

- Giai đoạn một chỉ giải hệ phương trình Saint - Venant để tìm nghiệm $Q(x, t)$ và $Z(x, t)$ bằng các lược đồ sai phân với sơ đồ ẩn hoặc sơ đồ hiện, hoặc nửa ẩn nửa hiện.
- Giai đoạn hai tiếp tục giải phương trình (7-83) với $Q(x, t)$ hoặc $U(x, t)$ đã tìm được ở giai đoạn một.

Phương trình (7-83) cũng được giải bằng những phương pháp khác nhau. Đa số các phương pháp số đề nghị giải (7-83) theo hai giai đoạn:

- Giai đoạn một chưa kể đến quá trình khuếch tán, tức là mới xem xét quá trình chuyển tải, khi đó có:

$$\frac{\partial(AS)}{\partial t} + \frac{\partial(AUS)}{\partial x} = R + F(S) \quad (7-84)$$

Đối với chất hòa tan là muối sẽ có $F(S) = 0$, và nếu không xét đến lượng ra nhập của muối thì $R = 0$

- Giai đoạn hai sẽ xem xét quá trình truyền chất do khuếch tán sau khi quá trình chuyển tải đã được xác định, giả sử nghiệm của (7-84) là $S_1(x, t)$, khi đó phương trình khuếch tán có dạng:

$$\frac{\partial(AS_2)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(AE \frac{\partial S_2}{\partial x} \right) \quad (7-85)$$

Nghiệm của bài toán sẽ là $S_2(x, t)$. Như vậy nghiệm của (7-84) là điều kiện ban đầu để giải (7-85).

Hai giai đoạn giải bài toán truyền mặn được thực hiện theo các lớp thời gian tức là trong một bước thời gian cần giải cả hai phương trình (7-84) và (7-85). Giả sử ta đang giải bài toán ở bước thời gian thứ n thì nghiệm S_2^{n-1} là điều kiện ban đầu của bài toán

(7-84) và S_1^n là điều kiện ban đầu của bài toán (7-85), trong đó $(n-1)$ và n là ký hiệu về bước thời gian.

Phương trình (7-83) trong một số bài toán thực tế còn có thể giải bằng các phương pháp gián hóa, chẳng hạn như các phương pháp giải tích, hoặc các phương pháp mô phỏng tương tự.

Phương pháp giải hệ phương trình Saint - Venant đã được trình bày trong các giáo trình thủy lực. Trong giáo trình này chỉ trình bày các phương pháp giải bài toán truyền mặn.

7.4.3.2 - Xác định thành phần chuyển tải bằng phương pháp số.

Phương trình (7-84) có thể giải bằng phương pháp đường đặc trưng hoặc bằng phương pháp sai phân hữu hạn đối với các sơ đồ ẩn hoặc hiện.

Dưới đây sẽ trình bày phương pháp giải của Holly và Preissmann. Cách giải được thực hiện bằng phương pháp sai phân hữu hạn với sơ đồ ẩn và áp dụng cho bài toán chuyển tải không có nhập lưu. Phương trình có dạng:

$$\frac{\partial(AS)}{\partial t} + \frac{\partial(AUS)}{\partial x} = 0 \quad (7-86)$$

Với giả thiết $A = cost$ và tốc độ $U = U(x, t)$ đã tính được trong mô hình thủy lực, phương trình (7-86) sẽ có dạng:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + U \frac{\partial S}{\partial x} = 0 \quad (7-87)$$

Với phương trình trên, các tác giả đã tìm được nghiệm của bài toán dưới dạng:

$$S_1(i+1, n+1) = a_1 S_1(i-1, n) + a_2 S_1(i, n) + a_3 S_2(i-1, n) + a_4 S_2(i, n) \quad (7-88)$$

Trong (7-88), các hệ số được tính như sau:

$$a_1 = C_r^2 (3 - 2C_r); \quad (7-89a)$$

$$a_2 = 1 - a_1; \quad (7-89b)$$

$$a_3 = C_r^2 (1 - C_r) (x_i - x_{i-1}); \quad (7-89c)$$

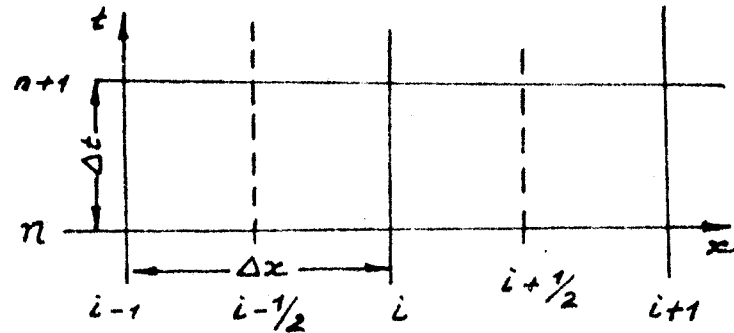
$$a_4 = -C_r (1 - C_r)^2 (x_i - x_{i-1}); \quad (7-89d)$$

$$\text{và} \quad S_2(.) = \left(\frac{\partial S}{\partial x} \right) (.) \quad (7-90)$$

Thông số C_r gọi là số Courant:

$$C_r = \frac{U \Delta t}{\Delta x} \quad (7-91)$$

trong đó Δt là bước thời gian; Δx khoảng cách giữa các mặt cắt sông, được biểu diễn trên các trục của lưới sai phân (hình 7-21).



Hình 7-21 - Lưới sai phân dùng trong toán truyền mặn của Preissmann.

Số Courant trong công thức (7-91) có ý nghĩa tương tự như số Courant khi giải bài toán truyền sóng động lực ($C_r = C\Delta t/\Delta x$, trong đó C là tốc độ truyền sóng). Ở đây, tốc độ U có ý nghĩa như tốc độ truyền chất trong nước (trong trường hợp chỉ xét thành phần chuyển tải).

Chỉ số i là chỉ số bước không gian còn chỉ số n là chỉ số bước thời gian trong lược đồ lưới sai phân, trong đó cặp (i, n) biểu diễn tọa độ điểm trên lưới sai phân (hình 7-21). Cặp chỉ số $(i+1, n+1)$ là tọa độ điểm mà tại đó ta cần tìm nghiệm của bài toán. Trong công thức (7-88), các thành phần $S_{i-1, n}$, $S_{i, n}$, $S_{i+1, n}$ là các thành phần đã biết ở bước thời gian n trước đó. Các số hạng x_i , x_{i-1} là tọa độ điểm ở bước không gian thứ i và $i-1$, tức là $\Delta x_i = x_i - x_{i-1}$.

Bằng các công thức (7-88), (7-89) có thể xác định được độ mặn tại thời điểm đang xét trên toàn đoạn sông, và là nghiệm của bài toán chuyển tải.

Sơ đồ tính trên đây đòi hỏi điều kiện ban đầu và một điều kiện biên, đó là quá trình biến đổi độ mặn theo thời gian tại biên trên. Trong bài toán truyền mặn biên trên được chọn lại tuyến tiếp giáp với biển.

7.4.3.3- Xác định thành phần khuếch tán bằng phương pháp số của Preissmann.

Phương trình (7-85) cũng được giải bằng các phương pháp khác nhau. Preissmann đã áp dụng phương pháp sai phân hữu hạn với sơ đồ hiện đề giải, lưới sai phân được trình bày trên hình (7-21).

Giả sử ta viết lại phương trình (7-85) dưới dạng sai phân tại điểm (i, n) , khi đó cần xét thêm hai điểm trung gian $(i-1/2, n)$ và $(i+1/2, n)$. Các thành phần bên trái và bên phải của (7-85) sẽ có các dạng sau;

- Tốc độ khuếch tán tại điểm $i-1/2$ là:

$$AE \frac{\partial S_2}{\partial x} \Big|_{i-1/2} \approx A_{i-1/2} E_{i-1/2} \frac{S_2(i, n) - S_2(i-1, n)}{x_i - x_{i-1}} \quad (7-92)$$

- Tốc độ khuếch tán tại điểm $i+1/2$ là:

$$A \frac{\partial S_2}{\partial x} \Big|_{i+1/2} \approx A_{i+1/2} E_{i+1/2} \frac{S_2(i+1, n) - S_2(i, n)}{x_{i+1} - x_i} \quad (7-93)$$

- Sự thay đổi độ mặn tại i là:

$$A \frac{\partial S_2}{\partial t} \approx A_i \frac{S_2(i, n+1) - S_2(i, n)}{\Delta t} \quad (7-94)$$

Cân bằng hai vế phương trình (7-85) với dạng sai phân suy ra công thức tính $S_2(i, n+1)$ theo dạng (7-95)

$$S_2(i, n+1) = S_2(i, n) + \frac{(F_1 - F_2)\Delta t}{A_i(x_{i+1/2} - x_{i-1/2})} \quad (7-95)$$

trong đó: $F_1 = A_{i-1/2} E_{i-1/2} \frac{S_2(i, n) - S_2(i-1, n)}{x_i - x_{i-1/2}} \quad (7-96)$

$$F_2 = A_{i+1/2} E_{i+1/2} \frac{S_2(i+1, n) - S_2(i, n)}{x_{i+1} - x_i} \quad (7-97)$$

Vì rằng, trong công thức (7-97) có chứa các số hạng của mặt cắt thứ $i+1$, và theo (7-95), mỗi bước thời gian bài toán chỉ xác định được các số hạng ở mặt cắt thứ i . Bởi vậy, ở mặt cắt thứ i_c-1 ; trong đó i_c là mặt cắt cuối, cần phải có biên mặn tại mặt cắt cuối i_c . Như vậy, bài toán cần có hai điều kiện biên: biên trên và biên dưới. Tại biên trên cần cho trước hàm số của độ mặn theo thời gian tại mặt cắt giáp biên, biên dưới ở thượng lưu sông, thường chọn mặt cắt tại đó không còn hiện tượng khuếch tán, tức là tại đó $\partial S_2^2 / \partial x^2 = 0$. Từ phương trình (7-85) có thể thấy ngay là $\partial S_2 / \partial t = 0 \rightarrow$ tức là độ mặn tại biên dưới (biên phía thượng lưu) không biến đổi theo thời gian. Do đó có thể lấy giá trị $S_1(t_c, n+1)$ nhận được khi giải bài toán chuyển tải ở trên.

Điều kiện ổn định của lược đồ trên đây là:

$$\frac{E\Delta t}{(x_{i+1} - x_i)(x_i - x_{i-1})} \leq 0,5 \quad (7-98)$$

7.4.3.4- Giải bài toán truyền mặn bằng phương pháp giải tích.

Trong thực tế, nhiều khi người ta cần đánh giá quá trình xâm nhập mặn trong một chu kỳ triều hoặc một khoảng thời gian bằng nửa chu kỳ triều. Trong trường hợp như vậy, phương trình truyền mặn được viết dưới dạng sau:

$$\frac{\partial}{\partial t} (A_T S_T) + \frac{\partial}{\partial x} (U_T A_T S_T) = - \frac{\partial}{\partial x} (A_T E_T \frac{\partial S_T}{\partial x}) \quad (7-99)$$

Trong đó A_T , S_T , U_T , E_T được tính bình quân trong thời gian T . Có thể giả định rằng, khi lấy bình quân trong một thời đoạn dài như vậy thì độ mặn S_T là ổn định, tức là không

phụ thuộc vào biến thời gian, khi đó $\partial(A_T S_T)/\partial t = 0$.

Trong một chu kỳ triều xảy ra hiện tượng là: Khi triều lên, nước biển chảy ngược về phía sông một lượng nước khá lớn, trong khi đó nước ở trong sông không thoát ra được, khi triều xuống, lượng nước chảy về phía biển sẽ bao gồm cả lượng nước biển tràn vào và lượng nước trong sông tích đọng lại. Lưu lượng bình quân trong khoảng thời gian T là:

$$\bar{Q} = \frac{W_x - W_l}{T}, \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (7-100)$$

trong đó W_x, W_l là tổng lượng dòng triều xuống và tổng lượng dòng triều lên của một chu kỳ triều. Giá trị $\bar{Q}$ chính là lưu lượng nước ngọt bổ sung vào đoạn sông. Khi đó tốc độ bình quân trong chu kỳ triều U_T trong công thức (7-99) chính là tốc độ bình quân của dòng chảy ngọt ở tuyến thượng lưu đoạn sông.

$$U_S = U_T = \frac{\bar{Q}}{T} \quad (7-101)$$

Vì rằng nguồn mặn tính theo chiều từ cửa sông lên phía thượng nguồn, còn lưu lượng ngọt lại lấy giá trị dương theo chiều ngược lại, do vậy U_S có giá trị âm so với chiều tính mặn. Phương trình (7-99) khi đó được viết lại như sau:

$$U_S S_T = -E_T \frac{\partial S_T}{\partial x} \quad (7-102)$$

Lấy tích phân phương trình (7-102), nhận được công thức tính độ mặn bình quân theo tọa độ x như sau.

$$S_T(x) = S_m e^{-\frac{U_S}{E_T} x} \quad (7-103)$$

$$\text{hoặc} \quad S_T(x) = S_m e^{-\frac{Q}{AE_T} x} \quad (7-104)$$

trong đó S_m là độ mặn lớn nhất tại cửa sông ($x = 0$).

Hệ số khuếch tán mặn E_T được tính ngược từ tài liệu thực đo, suy ra từ công thức (7-102):

$$E_T = -\frac{U_S S_T}{\partial S_T / \partial x}, \quad (7-105)$$

trong đó U_S luôn có trị số âm khi trục tọa độ hướng từ biển về đất liền. Các giá trị S_T và $\partial S_T / \partial x$ được xác định từ tài liệu thực đo. Cũng có thể xác định E_T bằng các công thức kinh nghiệm, chẳng hạn công thức của Vander Burgh có dạng:

$$E_T = 0,9 E_m, \quad (7-106)$$

trong đó E_m là hệ số khuếch tán mặn lớn nhất tại cửa biển lấy bình quân trong một chu kỳ triều:

$$E_m = 26(m_s g)^{1/2} R^{3/2}, \quad (7-107)$$

trong đó: g: là gia tốc trọng trường,

- R: là bán kính thủy lực

- m_s : là tỷ số tổng lượng nước ngọt và tổng lượng triều lên, nó phản ánh mức tham gia của nước nguồn vào đoạn sông đang xét.

$$m_s = \frac{V_s}{V_u}, \quad (7-108)$$

trong đó V_s là tổng lượng nước ngọt chảy vào đoạn sông trong thời gian triều lên; V_u là tổng lượng dòng triều lên.

$$V_s = \bar{Q} \cdot T; \quad V_u = \int_0^T Q(t) dt. \quad (7-109)$$

$\bar{Q}$ là lưu lượng bình quân của nước ngọt chảy vào tuyến trên; $Q(t)$ là lưu lượng dòng triều tại thời điểm t.

Trong một số tài liệu, m_s có tên gọi là "số lượng triều lên".

Cần chú ý E_T là hệ số khuếch tán mặn khi xem xét sự xâm nhập bình quân của mặn trong một chu kỳ triều, bởi vậy nó có ý nghĩa khác với các hệ số khuếch tán mặn trong các phương trình (7-58), (7-59) (7-60), (7-62). Từ đó cần nhớ rằng việc xác định hệ số khuếch tán trong bài toán truyền chất phụ thuộc vào dạng của bài toán và phương pháp giải bài toán đó, tức là phải nắm vững ý nghĩa vật lý của hệ số khuếch tán, mà nó được sử dụng khi thiết lập các mô hình toán.

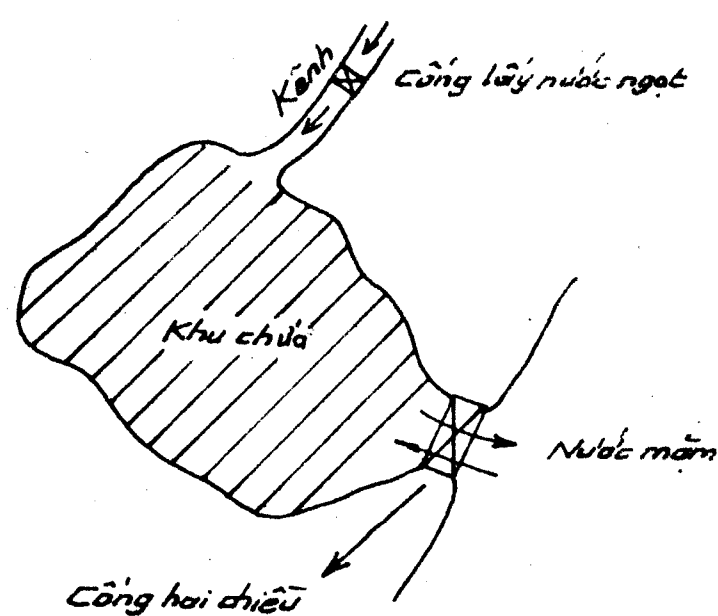
7.4.3.5- Tính toán điều tiết mặn.

1. Nhiệm vụ của điều tiết mặn.

Ở vùng ven biển hoặc các vùng châu thổ có các yêu cầu khai thác thủy lợi có liên quan đến điều tiết độ mặn ở trong nước. Đó là các vùng nuôi tôm và các hải sản khác, các vùng canh tác các loại cây nông nghiệp, chẳng hạn như lúa nước. Đối với các khu vực nuôi tôm, cần có các công trình điều tiết mặn, nhằm giữ độ mặn thích hợp cho tôm. Đối với các vùng cấy lúa, cần có biện pháp rửa mặn, và các chất nhiễm bẩn khác bằng cách dẫn nước ngọt vào đồng. Nói chung các vùng khai thác có thể hình dung như một khu chứa nước, có liên quan với môi trường xung quanh bằng các công trình dẫn nước vào và ra.

Các loại công trình dẫn nước có thể chia làm 2 loại: loại dẫn nước một chiều và loại dẫn nước hai chiều, (xem hình 7-22). Loại dẫn nước một chiều là loại chỉ làm một nhiệm vụ dẫn nước hoặc vào, hoặc ra.

Loại công trình dẫn nước hai chiều có thể dẫn nước vào hoặc ra qua cùng một cửa. Ở mỗi công trình dẫn nước vào khu chứa có thể có cống đóng mở hoặc không có cống đóng mở, tuy nhiên để có thể điều tiết được độ mặn cần phải có cống đóng mở.



Hình 7-22 - Sơ đồ khu chứa và các công trình dẫn nước.

2- Phương pháp tính cân bằng nước và cân bằng mặn đối với các khu chứa ven biển.

Khi tính toán điều tiết mặn, cần thiết lập hệ phương trình bao gồm một phương trình mặn và một phương trình cân bằng nước.

Gọi $V(t)$ là dung tích khu chứa ở thời điểm t ; $Q(t)$ là tổng lưu lượng chảy vào khu chứa, $q(t)$ là tổng lưu lượng ra khỏi khu chứa với:

$$Q(t) = \sum_{i=1}^n Q_i(t), \quad (7-110)$$

và
$$q(t) = \sum_{j=1}^m q_j(t), \quad (7-111)$$

trong đó n là số các thành phần vào còn m là số các thành phần ra của khu chứa.

Đặt $S_i(t)$, $S_j(t)$ là độ mặn tương ứng với các thành phần vào và ra của khu chứa $S(t)$ là độ mặn của khu chứa. Phương trình cân bằng nước được viết dưới dạng phương trình vi phân dạng:

$$dV(t) = [Q(t) - q(t)]dt, \quad (7-112)$$

trong đó $dV(t)$ là vi phân dung tích khu chứa; dt là vi phân của biến thời gian. Dạng sai phân của (7-112) là:

$$\Delta V = [\bar{Q}(t) - \bar{q}(t)]\Delta t, \quad (7-113)$$

trong đó $\bar{Q}(t)$, $\bar{q}(t)$ là các giá trị bình quân trong thời gian Δt .

Phương trình cân bằng muối được thiết lập theo quy luật bảo tồn khối lượng, tức là tổng lượng muối vào trừ đi tổng lượng muối ra khỏi khu chứa bằng lượng muối tích lại.

Tổng lượng nước vào khu chứa trong một đơn vị thời gian là $m_v(t)$; trong đó:

$$m_v(t) = \int \sum_{i=1}^n Q_i(t) \cdot S_i(t) \quad (7-114)$$

Tổng lượng muối ra khỏi khu chứa là m_r với:

$$m_r = \int \sum_{j=1}^m q_j(t) S_j(t) \quad (7-115)$$

Nếu không có công trình xử lý độ mặn thì độ mặn của dòng chảy ra bằng độ mặn của khu chứa tức là: $S_j(t) = S(t)$ với $j = \overline{1, m}$. Khi đó (7-115) trở thành (7-116):

$$m_r = \int S(t) \sum_{j=1}^m q_j(t) \quad (7-116)$$

Sự biến đổi độ mặn trong khu chứa là $dS(t)$, và lượng muối tăng lên trong khoảng thời gian dt là $V(t) \cdot dS(t)$.

Phương trình cân bằng muối khi đó có dạng:

$$\begin{aligned} \int V(t) dS(t) &= \int (m_v - m_r) dt, \text{ hoặc} \\ \int V(t) dS(t) &= \int \left[\sum_{i=1}^n Q_i(t) \cdot S_i(t) - S(t) \sum_{j=1}^m q_j(t) \right] dt \end{aligned} \quad (7-117)$$

Sau khi biến đổi ta được (7-118);

$$V(t) \frac{dS(t)}{dt} + S(t)q(t) = m_v \quad (7-118)$$

Phương trình cân bằng nước (7-112) và phương trình cân bằng mặn (7-118) là cơ sở để giải các bài toán điều tiết mặn cho các khu canh tác vùng ven biển.

3) Tính toán diễn biến mặn trong các kho chứa.

a/ Phương pháp giải tích.

Diễn biến mặn trong khu chứa được xác định bằng cách hợp giải hệ phương trình (7-112) và (7-118). Trong phương trình (7-112), ba biến số $V(t)$, $q(t)$ và $Q(t)$ có liên quan chặt chẽ với nhau, bởi vì $q(t)$ và $Q(t)$ phụ thuộc vào mực nước trong khu chứa, tức là phụ thuộc vào $V(t)$, mà $V(t)$ lại phụ thuộc vào $q(t)$ và $Q(t)$. Như vậy trong phương trình (7-112) có ba loại ẩn số. Phương trình (7-118) có thêm ẩn số $S(t)$, như vậy hệ hai phương trình này có $(n + m + 2)$ ẩn số, mà ở đây mới chỉ có 2 phương trình. Để giải được hệ phương trình này, cần bổ sung $n + m$ phương trình động học nữa, các phương trình đó mô tả qui luật chảy qua công trình dẫn nước bằng các công thức thủy lực có liên quan gián tiếp với dung tích kho $V(t)$, tức là:

$$q_j = f_j(V(t)), j = \overline{1, m} \quad (7-119)$$

$$\text{và} \quad Q_i = f_i(V(t)), i = \overline{1, n} \quad (7-120)$$

Trong mục này sẽ trình bày phương pháp xác định diễn biến mặn trong khu chứa khi $q(t)$ và $Q(t)$ đã được xác định trước.

Diễn biến độ mặn $S(t)$ được xác định bằng cách giải phương trình vi phân (7-118). Nghiệm của phương trình vi phân (7-118) với $V(t) = \text{const} = V_0$; $m_v = m_{v0} = \text{const}$ và $q(t) = q_0 = \text{const}$ có dạng

$$S(t) = S_1 + (S_0 - S_1)e^{-\frac{q_0}{V_0}t} \quad (7-121)$$

$$\text{trong đó:} \quad S_1 = \frac{mv_0}{q_0} \quad (7-122)$$

S_1 có thứ nguyên của độ mặn, nó phản ánh mức trao đổi nước qua khu chứa giữa lượng vào và lượng ra. S_0 là độ mặn ban đầu của khu chứa.

Nếu lưu lượng chảy vào là nước ngọt, tức là S_i với $i = \overline{1, n}$ bằng không (0). Khi đó (7-121) có dạng:

$$S(t) = S_0 e^{-\frac{q_0}{V_0}t} \quad (7-123)$$

b) Phương pháp sai phân.

Vì rằng rất ít trường hợp có $V(t)$, $q(t)$, $Q(t)$ và $S_i(t)$ là hằng số, bởi vậy diễn biến độ mặn ở khu chứa được giải bằng phương pháp sai phân. Dạng sai phân của (7-113) và (7-118) được viết như sau:

$$V_2 - V_1 = (\bar{Q} - \bar{q}) \Delta t, \quad (7-124)$$

$$\frac{V_2 + V_1}{2\Delta t} (S_2 - S_1) + \frac{S_2 + S_1}{2} \bar{q} = \bar{m}_v, \quad (7-125)$$

trong đó $\bar{q}$, $\bar{Q}$, $\bar{m}_v$ là các trị số bình quân trong thời đoạn Δt đã được xác định; V_2 , S_2 là dung tích và độ mặn của khu chứa ở cuối thời đoạn; V_1 , S_1 là dung tích và độ mặn ở cuối thời đoạn trước đã biết trước. Giá trị V_2 , S_2 ở cuối thời đoạn được xác định như sau:

$$V_2 = V_1 + (\bar{Q} - \bar{q})\Delta t \quad (7-126)$$

- Thay V_2 từ (7-126) vào (7-125) rút ra giá trị S_2 :

$$S_2 = \frac{2\bar{m}_v\Delta t + (a_1 - b_1) S_1}{a_1 + b_1}, \quad (7-127)$$

trong đó

$$\begin{aligned} a_1 &= V_2 - V_1 \\ b_1 &= \bar{q} \cdot \Delta t \end{aligned} \quad (7-128)$$

Giá trị S_2 lại được chọn làm giá trị ban đầu của thời đoạn sau và tiếp tục tính toán cho những thời đoạn tiếp sau.

4) Vấn đề điều tiết mặn:

Điều tiết mặn là bài toán xác định quá trình dẫn nước vào $Q_i \sim t$, và dẫn nước ra khỏi khu chứa $q_j \sim t$ sao cho có thể giữ được độ mặn của khu chứa dao động trong một giới hạn cho phép, tức là:

$$|S(t) - S_c| \leq \epsilon, \quad (7-129)$$

trong đó ϵ là số dương, S_c là độ mặn cho phép của khu chứa.

Có rất nhiều các tổ hợp khác nhau khi lựa chọn các giá trị Q_i và q_j để thỏa mãn điều kiện (7-129). Trong tính toán cần lựa chọn một phương án có lợi nhất. Có hai cách lựa chọn nghiệm hợp lý cho bài toán đặt ra đó là phương pháp tối ưu hóa và phương pháp sử dụng mô hình mô phỏng. Lựa chọn nghiệm theo mô hình mô phỏng được tiến hành theo các bước sau đây:

1) Giả định các giá trị q_j và Q_i , tính V_2 theo (7-126) và S_2 theo (7-127).

2) So sánh S_2 với ràng buộc (7-129). Nếu điều kiện (7-129) thỏa mãn chuyển sang bước (3), nếu không thỏa mãn cần quay lại bước (1).

3) Phân tích phương án chọn có lợi và hợp lý nhất chưa, nếu thấy hợp lý chuyển sang bước (4), nếu không cần quay lại bước (1).

4) Chuyển sang thời đoạn tiếp theo.

Sơ đồ trên đây được thực hiện trên máy tính điện tử với chương trình đã được lập sẵn.

7.4.3.6- Mô hình toán vùng cửa sông ven biển:

Đối với vùng cửa sông ven biển, các vùng châu thổ có nước chảy tràn, cần phải hoặc là cải tiến các mô hình một chiều, hoặc là sử dụng mô hình hai chiều để tính toán truyền chất và truyền mặn. Đối với vùng vịnh hay vùng cửa sông, các mô hình hai chiều được ứng dụng trong tính toán. Dạng của các mô hình hai chiều được giản hóa theo các phương pháp khác nhau, tuy nhiên cơ sở của việc thiết lập mô hình là các phương trình cơ bản đã được trình bày ở các mục trên. Dưới đây sẽ trình bày một mô hình điển hình của loại bài toán hai chiều.

1) Mô hình động học

Mô hình động học được viết theo các phương ngang có dạng cơ bản là phương trình (7-35) và (7-36). Đa số các tác giả đã bỏ qua cách thành phần quán tính theo không gian, tức là:

$$\frac{U_z}{g} \frac{\partial U_z}{\partial x} = \frac{V_z}{g} \frac{\partial U_z}{\partial y} = \frac{U_z}{g} \frac{\partial V_z}{\partial x} = \frac{V_z}{g} \frac{\partial V_z}{\partial y} = 0 \quad (7-130)$$

Thêm vào đó, các thành phần lực thể tích khác như Coriolit và áp lực của gió lên mặt chất lỏng được kể đến. Phương trình chuyển động có dạng sau:

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} = -gh \frac{\partial Z}{\partial x} - ghJ_x + X_w - F_c \cdot q_y \quad (7-131)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} = -gh \frac{\partial Z}{\partial y} - gh J_y + Y_w + F_c q_x \quad (7-132)$$

Phương trình liên tục có dạng:

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = S_c - \frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\partial q_y}{\partial y} \quad (7-133)$$

Trong các phương trình trên, các ký hiệu được sử dụng như sau:

- q_x, q_y là lưu lượng dòng triều trên một đơn vị độ dài theo trục x và y
- h là độ sâu nước, Z là cao trình mực nước so với mặt chuẩn, t là biến thời gian, g là gia tốc trọng trường
- X_w và Y_w là áp lực gió lên một đơn vị diện tích mặt nước theo trục x và y .
- F_c là lực Coriôlít.
- S_c là tổng tốc độ bốc hơi, mưa và ngưng tụ.
- J_x, J_y là độ dốc năng lượng theo trục x và y .

Trong đó

$$J_x = \frac{n^2}{2,21 h^{10/3}} q q_x \quad (7-134)$$

$$J_y = \frac{n^2}{2,21 h^{10/3}} q q_y \quad (7-135)$$

và $q = \sqrt{q_x^2 + q_y^2} \quad (7-136)$

$$X_w = (\tau_w/\rho) \cos\theta = K_w V_w^2 \cos\theta \quad (7-137)$$

$$Y_w = (\tau_w/\rho) \sin\theta = K_w V_w^2 \sin\theta \quad (7-138)$$

$$F_c = 2\omega \sin\varphi \quad (7-139)$$

ω là tốc độ góc quay của trái đất ($\omega = 7,27 \cdot 10^{-5}$ rad/s); φ - vĩ độ.

2) Mô hình chất lượng nước.

Khi tính toán truyền chất vùng vịnh ngoài cửa sông, phương trình truyền chất (trong đó có mặn) được thiết lập dưới dạng phương trình bảo tồn chất như sau.

$$\frac{\partial(hC)}{\partial t} = -q_x C - q_y C + E_x h \frac{\partial C}{\partial x} + E_y h \frac{\partial C}{\partial y} \pm C' \dots \quad (7-140)$$

Trong đó C là nồng độ chất hòa tan, E_x, E_y là hệ số khuếch tán chất hòa tan theo phương x và y .

C' lượng chất bổ xung hay kết tủa trong một đơn vị thời gian.

Việc tính toán truyền chất được thực hiện bằng phương pháp số, phương pháp tính toán có thể tham khảo ở các tài liệu chuyên khảo.

TÀI LIỆU THAM KHẢO.

1. Nguyễn Sinh Huy - Phạm Phở - Nguyễn Lại:
- Giáo trình thủy văn công trình; - NXB Nông thôn, Hà Nội 1974.
2. J. A Cunge, F.M Molly, A. Verwey: - Phương pháp số trong thủy lực sông ngòi (bản tiếng Nga), NXB Năng lượng, Mácva - 1985
3. D. M. Medowell, B.A O'Connor: - Thủy lực vùng cửa sông - (bản tiếng Nga), - NXB Năng lượng - Mácva - 1983.
4. A. James: - Mô hình toán quản lý chất nhiễm bẩn (bản tiếng Nga) - NXB "MIR", Mácva - 1981
5. J. J. Dronkers Tính toán thủy triều trong sông và vùng ven bờ. (bản tiếng Nga) - NXB - Khí tượng Thủy văn - Leningrát - 1967.

PHẦN THỨ HAI

TÍNH TOÁN ĐIỀU TIẾT DÒNG CHẢY

CHƯƠNG VIII

KHO NƯỚC VÀ ĐIỀU TIẾT DÒNG CHẢY BẰNG KHO NƯỚC

8.1. KHO NƯỚC VÀ ĐIỀU TIẾT DÒNG CHẢY

8.1.1. — Các yêu cầu về nước và phân loại:

Các hoạt động dân sinh kinh tế của con người có những đòi hỏi khác nhau về nước, ta gọi chung là các yêu cầu về nước. Các yêu cầu về nước được đánh giá bởi các đặc trưng: lượng, chất lượng, động thái và mức đảm bảo. Các yêu cầu về tưới được đánh giá bằng lượng nước được cấp, chất lượng của nước mà nó nhận được, chế độ tưới và thể nước cùng mức bảo đảm của các đặc trưng trên. Yêu cầu nước cho phát điện được đánh giá bởi công suất theo thời gian (động thái), tổng diện năng (lượng), mức đảm bảo của công suất được cấp. Những đối tượng có yêu cầu về nước gọi chung là các hộ có yêu cầu về nước. Các yêu cầu về nước có thể chia làm hai loại: Yêu cầu cấp nước và yêu cầu bảo vệ. Những hộ có yêu cầu cấp nước gọi chung là các hộ dùng nước, còn những hộ được bảo vệ khỏi bị mối đe dọa về nước gọi là các hộ có yêu cầu bảo vệ.

Các hộ dùng nước lại có thể chia làm hai loại sau đây.

a/ Các hộ tiêu hao nước là các hộ trong quá trình dùng nước làm tiêu hao một lượng nước đáng kể mà nó được cung cấp. Đại diện cho loại này là các khu tưới, các khu công nghiệp như ngành luyện kim, các khu dân cư v.v...

b/ Các hộ sử dụng nước là các hộ trong quá trình dùng nước không làm tiêu hao hoặc tiêu hao không đáng kể lượng nước được cấp. Đại diện cho loại này là các nhà máy thủy điện, các yêu cầu giao thông thủy, ngành thủy sản, v.v...

Nói chung, các ngành dùng nước làm thay đổi không những lượng nước, chất lượng nước mà cả động thái của nó nữa.

Các hộ có yêu cầu bảo vệ, không có yêu cầu cấp nước nhưng lại có yêu cầu được bảo vệ khỏi bị tai họa do nước gây ra, đó là các vùng có nguy cơ bị ô nhiễm môi trường do nước bị nhiễm bẩn, các khu có yêu cầu phòng chống lũ, tiêu úng v.v.... Nói chung, các hộ có yêu cầu cấp thường kèm theo yêu cầu bảo vệ.

8.1.2. — Điều tiết dòng chảy bằng kho nước

8.1.2.1 Nhiệm vụ của điều tiết dòng chảy

Sự phát triển của xã hội loài người gây ra hiện tượng mất cân bằng về trạng thái tự

nhiên trong đó có nước.

Các trạng thái tự nhiên của dòng chảy sông ngòi không đáp ứng được các yêu cầu về nước, và con người đã tìm các biện pháp làm thay đổi trạng thái tự nhiên của nó cho phù hợp với yêu cầu mà họ cần có. Một trong những biện pháp đó là tạo ra các hồ chứa nước (gọi là kho nước) nhằm khống chế sự thay đổi tự nhiên của dòng chảy sông ngòi. Điều tiết dòng chảy là sự khống chế sự thay đổi tự nhiên của dòng chảy sông ngòi cho phù hợp với các yêu cầu về nước của con người. Kho nước là biện pháp quan trọng nhất trong hệ thống các công trình điều tiết, nó có khả năng làm thay đổi sâu sắc về nguồn nước theo thời gian và không gian. Ngoài ra, kho nước còn làm thay đổi thế năng và động năng ở những vị trí cục bộ. Sự tích lũy năng lượng bằng kho nước để chuyển thành năng lượng điện do động năng sinh ra là nguyên lý cơ bản cho việc xây dựng các nhà máy thủy điện.

Cần lưu ý rằng, khái niệm điều tiết dòng chảy sử dụng trong chương này bao hàm những khống chế sự thay đổi tự nhiên của sông ngòi bằng biện pháp công trình, các dạng điều tiết bởi tác động tự nhiên khác không được đề cập trong phần tính toán điều tiết dòng chảy.

8.1.2.2. — Kho nước và công trình đầu mối

a) Kho nước:

Kho nước là nơi dự trữ. Kích thước của kho nước có thể nhỏ (vài trăm m^3) hoặc rất lớn (hàng tỷ m^3), chẳng hạn như các hồ chứa xây dựng trên các sông lớn. Kho nước được phân thành các loại sau đây:

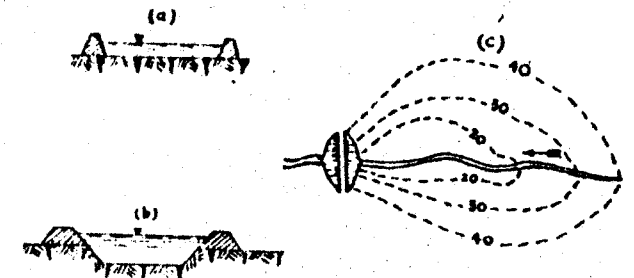
(1) Bể chứa nước kín: Bể chứa nước kín bằng kim loại, đá hoặc bê tông. Loại này có thể đặt trên cao (các tháp nước), trên mặt đất hoặc ở dưới nước (xem hình 8 - 1)

(2) Bể chứa nước hở; loại này được xây dựng ngay trên mặt đất hoặc vừa đào vừa đắp.

(3) Kho nước kiểu hồ chứa: Loại này được xây dựng ngay trên các khe suối, trên sông bằng các đập chắn ngang sông.

Loại kho nước kiểu hồ thường có kích thước rất lớn. Ví dụ hồ chứa Hòa bình có dung tích tổng cộng xấp xỉ $9,5$ tỷ m^3 . Vì rằng, kho nước kiểu hồ chứa là đối tượng chủ yếu được nghiên cứu trong quy hoạch, thiết kế hệ thống thủy lợi, nên từ "hồ chứa" và từ "kho nước" trong giáo trình này được sử dụng với ý nghĩa như nhau.

b) Các công trình chủ yếu của kho nước.



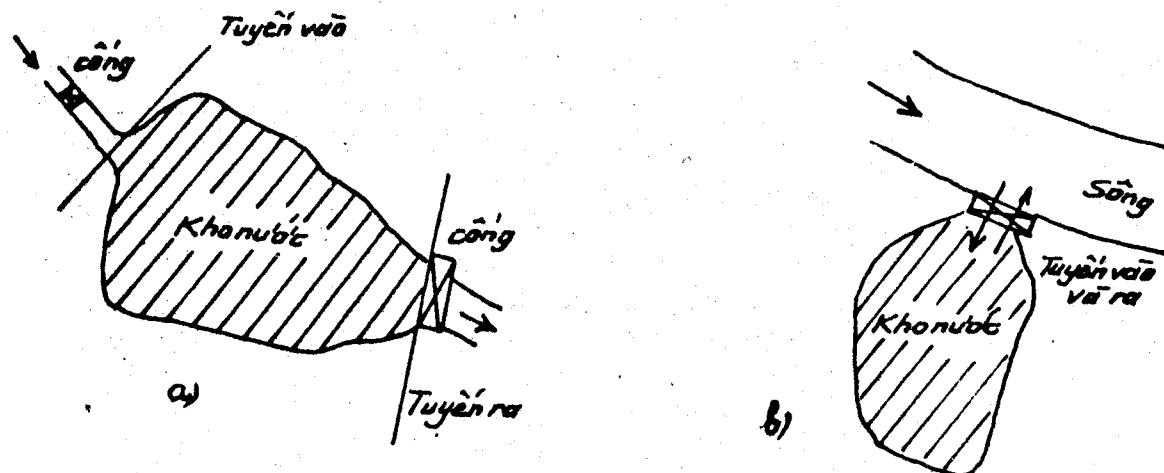
Hình 8-1

Các loại kho nước

1— Đập nối; 2— Nửa đào nửa đắp; 3— hồ chứa.

Kho nước là một thành phần của hệ thống thủy lợi, được liên kết với hệ thống các công trình thủy lợi khác bởi các cửa vào và các cửa ra của nó. Các tuyến mặt cắt tại cửa vào, cửa ra gọi là các tuyến vào và tuyến ra. Như vậy, một kho nước được mô tả như một hệ thống mà sự trao đổi nước của nó với các hệ thống khác trong mối quan hệ giữa lượng nước vào, lượng nước ra và dung tích chứa.

Một kho nước có thể có nhiều tuyến vào, tại đó, nước nhận nước từ các hệ thống bên ngoài (từ kho nước khác, từ các lưu vực sông, nước thải từ công nghiệp v.v...) Tương tự vậy, kho nước có thể có nhiều cửa ra: Nước từ kho qua cửa đóng mở vào các khu cấp nước, qua cửa xả xuống hạ lưu v.v... Một kho nước có thể chỉ có một cửa, từ đó nước có thể chảy vào kho hoặc chảy ra và nhập vào hệ thống khác. (Xem hình 8 - 2).



Hình 8 - 2. Kho nước và cấu trúc các cửa vào và ra.

a) Kho nước có cửa vào và ra riêng biệt

b) Kho nước có chung cửa vào và ra

Các công trình chủ yếu của kho nước bao gồm: đập chắn, cống lấy nước và công trình tháo lũ.

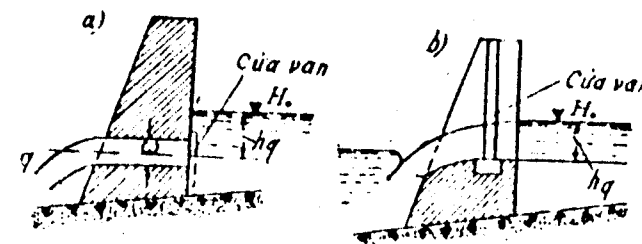
(1) Đập chắn được xây dựng ở tuyến vào hoặc tuyến ra. Các đập chắn ở tuyến ra được xây dựng với mục đích tích nước vào kho, còn ở tuyến vào (nếu có) được xây dựng với mục đích điều tiết lượng nước vào kho, hoặc làm nhiệm vụ tích nước vào kho nước phía trên nó. Các kho nước làm việc độc lập thường ở tuyến vào có cửa vào là lòng sông thiên nhiên.

(2) Công trình lấy nước: là các cống lấy nước được xây dựng với mục đích lấy nước vào kênh dẫn đến các vùng được cấp nước: Các khu tưới, các vùng dân cư, nhà máy thủy điện v.v.. Cống lấy nước thường được xây dựng ngay trong thân đập theo hình thức chảy có áp hay không áp (hình 8-3)

3) Công trình tháo lũ.

Công trình tháo lũ có nhiệm vụ xả thừa lượng nước trong mùa lũ đảm bảo an toàn cho công trình hoặc điều tiết phòng lũ cho vùng hạ du công trình. Đối với kho nước không có nhiệm vụ phòng lũ cho hạ lưu, công trình tháo lũ có nhiệm vụ bảo đảm an toàn cho bản

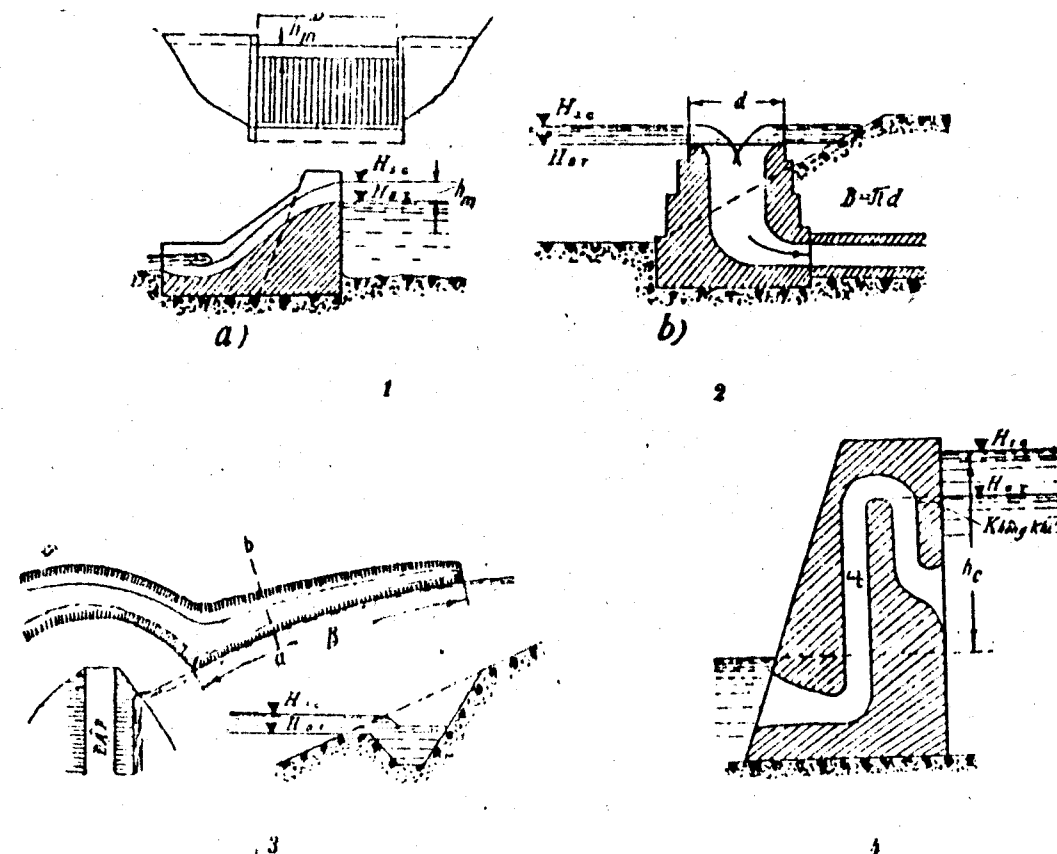
thân công trình khỏi bị phá hủy khi có lũ lớn. Nếu kho nước có nhiệm vụ phòng lũ cho hạ lưu, công trình tháo lũ sẽ điều tiết quá trình lưu lượng xả xuống hạ lưu để đảm bảo hạ du không bị ngập lụt khi xảy ra lũ lớn. Công trình tháo lũ có nhiều loại: loại đập tràn chảy tự do, loại cống ngầm, xi phông hoặc hình thức kết hợp: các công trình tháo lũ có hai hình thức: loại có cửa đóng mở và loại không có cửa đóng mở.



Hình 8-3

Công trình lấy nước

a- Cống chảy có áp; b- Cống chảy tự do



Hình 8 - 4

1- Đập tràn tự do; 2- Giếng đứng; 3- Đập tràn bên; 4- Xi phông

8.1.2.3 – Đặc trưng địa hình kho nước và các thông số chính của công trình.

a) Đặc trưng địa hình kho nước:

Các đặc trưng địa hình của kho nước là các quan hệ giữa diện tích mặt hồ (F), dung tích kho (V) và chiều sâu bình quân của nước trong hồ (h) với cao trình mực nước trong hồ Z. Mực nước mặt hồ Z là cao trình mực nước hồ so với mặt chuẩn qui ước. Cần phân biệt đặc trưng mực nước Z với độ sâu h của hồ chứa. Độ sâu của mực nước hồ là khoảng cách trung bình từ mặt nước đến cao trình đáy hồ.

$$h = Z - Z_d, \quad (8-1)$$

trong đó Z_d là cao trình bình quân của đáy hồ so với mặt chuẩn qui ước.

Để xây dựng các quan hệ trên dưới dạng bảng hoặc đồ thị (hình 8 – 5), cần có bản đồ địa hình lòng hồ với tỷ lệ thích hợp.

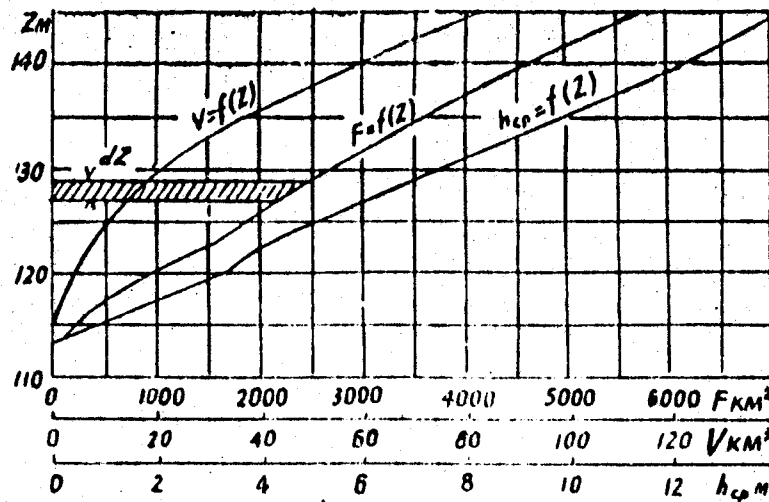
Dựa vào bản đồ địa hình, diện tích mặt hồ tương ứng với các mực nước khác nhau được xác định bằng các phương pháp đo vẽ diện tích trên bản đồ. Dung tích không chế giữa hai đường đồng mức kề nhau được tính theo công thức:

$$\Delta V = \frac{1}{2} (F_i + F_{i+1}) \Delta H$$

hoặc

$$\Delta V = \frac{1}{3} (F_i + \sqrt{F_i F_{i+1}} + F_{i+1}) \Delta H, \quad (8-2)$$

trong đó ΔH là chênh lệch cao độ giữa hai đường đồng mức i và i + 1.



H. (8-5a)

H. (8-5a) Các đường đặc trưng địa hình của kho nước.

Z_m	$F(\text{km}^2)$	$\frac{F_i + F_{i+1}}{2}$	$\Delta V(\text{km}^3)$	$V(\text{km}^3)$	$h(\text{m})$
0	0	$F_{bq}(0-1)$	$\Delta V(0-1)$	0	0
1	F_1	$F_{bq}(1-2)$	$\Delta V(1-2)$	V_1	h_1
2	F_2	$F_{bq}(2-3)$	$\Delta V(2-3)$	V	h_2
3	F_3	$F_{bq}(3-4)$	$\Delta V(3-4)$	V_3	h_3
4	F_4			V_4	h_4

Hình (8-5b) Các đặc trưng địa hình của kho nước

b) Các thông số về công trình:

Các công trình lấy nước và tháo lũ cần được mô tả đầy đủ về hình thức kết cấu, cao trình các ngưỡng, kích thước của nó và chế độ làm việc của nó.

8.1.3– Phân loại điều tiết dòng chảy:

Dựa vào chu kỳ, mục đích điều tiết, mức độ sử dụng dòng chảy v.v., người ta phân loại điều tiết như sau.

a) Phân loại theo mục đích điều tiết: Mỗi một ngành dùng nước có những yêu cầu khác nhau về lượng nước, phân phối theo thời gian và chất lượng nước, có thể phân loại như sau.

1) Điều tiết phục vụ tưới ruộng:

Điều tiết phục vụ tưới ruộng nhằm làm thỏa mãn yêu cầu tưới của cây trồng trong thời kỳ thiếu nước. Yêu cầu về tưới bao gồm biểu đồ lượng nước cần cho tưới theo thời gian trong năm, chất lượng nước và đầu nước cần thiết cho tưới. Kho nước điều tiết phục vụ tưới gọi là kho nước điều tiết cho tưới.

2) Điều tiết phục vụ phát điện.

Nhiệm vụ của điều tiết phục vụ phát điện là tạo đầu nước cần thiết cho phát điện và điều hòa lượng dòng chảy vào nhà máy thủy điện. Hiệu ích mang lại cho nhà máy thủy điện là công suất phát ra của nhà máy và điện năng thu được. Kho nước điều tiết phục vụ phát điện gọi là kho nước điều tiết phát điện.

3) Điều tiết cấp nước:

Điều tiết cấp nước là điều tiết nhằm thỏa mãn yêu cầu về nước cho các ngành kinh tế quốc dân bao gồm công nghiệp chế biến, các nhà máy, các khu công nghiệp, các khu dân cư, các trại chăn nuôi v.v..

4) Điều tiết phục vụ vận tải thủy

Nhiệm vụ của điều tiết loại này nhằm tăng độ sâu nước ở thượng lưu và hạ lưu công trình nhằm thỏa mãn các yêu cầu giao thông thủy.

5) Điều tiết phòng lũ nhằm làm giảm mức nước lũ ở vùng hạ du bảo đảm an toàn cho các khu kinh tế và dân sinh khi gặp lũ lớn. Kho nước điều tiết loại này gọi là kho nước điều tiết phòng lũ.

6) kho nước điều tiết lợi dụng tổng hợp.

Kho nước lợi dụng tổng hợp là kho nước điều tiết phục vụ nhiều yêu cầu về nước.

Nguyên tắc lợi dụng tổng hợp là nguyên tắc cao nhất khi lập các qui hoạch khai thác nguồn nước.

7) các loại điều tiết khác:

Ngoài các loại điều tiết trên, còn có những hình thức điều tiết khác nữa, chẳng hạn như điều tiết dẫn dòng thi công, các kho nước điều tiết cho tiêu úng v.v...

Kho nước điều tiết dẫn dòng thi công có nhiệm vụ điều tiết nước qua công trình dẫn dòng nhằm đảm bảo an toàn cho các yêu cầu và tiến độ thi công các công trình đầu mối.

Kho nước điều tiết cho tiêu có nhiệm vụ tích nước khi có mưa lớn nhằm giảm nhỏ qui mô kích thước của các công trình tiêu úng.

b) Phân loại theo chu kỳ điều tiết.

Chu kỳ điều tiết bao gồm hai thời kỳ: thời kỳ tích nước, xả thừa và thời kỳ tiêu nước từ kho. Dựa vào chu kỳ điều tiết, có thể chia thành các hình thức sau đây.

1) Điều tiết ngày là loại điều tiết mà chu kỳ của nó bằng một ngày. Loại này thường phục vụ nước cho sinh hoạt, phát điện khi mà yêu cầu về nước trong một ngày không đồng đều. Kho nước có hình thức điều tiết ngày gọi là kho nước điều tiết ngày.

2) Điều tiết tuần nhằm giải quyết tình trạng thiếu nước trong những ngày nghỉ trong tuần.

3) Điều tiết mùa (điều tiết năm)

Điều tiết mùa là loại điều tiết có chu kỳ bằng một năm. Mục đích điều tiết mùa là trữ lại lượng nước thừa trong mùa lũ để cung cấp cho thời kỳ mùa kiệt

4) Kho nước điều tiết nhiều năm

Điều tiết nhiều năm có chu kỳ điều tiết bằng một số năm. Điều tiết nhiều năm nhằm khắc phục tình trạng thiếu nước trong thời kỳ nhiều năm của các hồ dùng nước có mức sử dụng nước rất lớn so với trạng thái tự nhiên của dòng chảy sông ngòi.

Một kho nước có thể làm việc với nhiều chu kỳ điều tiết khác nhau. Tên gọi của kho nước lấy theo chu kỳ lớn nhất của điều tiết. Ví dụ kho nước điều tiết nhiều năm vừa có nhiệm vụ điều tiết mùa, vừa có nhiệm vụ điều tiết nhiều năm.

8.2. NGUYÊN LÝ ĐIỀU TIẾT DÒNG CHẢY BẰNG KHO NƯỚC.

8.2.1- Các biến vào ra và biến trạng thái:

Như đã trình bày ở những mục trên, kho nước là một biện pháp thủy lợi với mục đích chủ yếu là làm thay đổi động thái của dòng chảy sông ngòi cho phù hợp với các yêu cầu về nước của các hoạt động kinh tế của con người. Sự thay đổi đó bao gồm sự thay đổi của phân phối dòng chảy theo thời gian và sự thay đổi thế năng hoặc động năng ở những vị

trí cục bộ. Tính toán điều tiết dòng chảy thực chất là giải bài toán động học, tìm ra quan hệ giữa các biến vào, biến ra và biến trạng thái của kho nước hoặc hệ thống kho nước.

Theo quan điểm cân bằng nước, các biến vào (hoặc hàm vào) là các quá trình lưu lượng chảy vào hồ chứa ở các cửa vào; biến ra của kho nước và các quá trình lưu lượng ra khỏi kho nước; biến trạng thái đặc trưng cho sự thay đổi trạng thái của kho được biểu thị bằng quá trình thay đổi mực nước hoặc dung tích kho nước theo thời gian.

Ký hiệu $Q(t)$ là tập hợp các hàm vào của kho nước $q(t)$ là tập hợp các hàm ra của kho nước, ta có:

$$Q(t) = \{Q_1(t), Q_2(t), \dots, Q_j(t), \dots, Q_n(t)\} \quad (8-3)$$

trong đó $Q_j(t)$ với $j = \overline{1, n}$, là quá trình lưu lượng vào ở tuyến thứ j .

$$q(t) = \{q_b(t), q_l(t), q_1(t), \dots, q_i(t), \dots, q_m(t)\} \quad (8-4)$$

trong đó $q_b(t)$ là lưu lượng tính đối từ bốc hơi mặt nước; $q_l(t)$ là lưu lượng tổn thất qua công trình do thấm và rò rỉ tại thời điểm t bất kỳ; $q_1(t), \dots, q_m(t)$ là lưu lượng chảy ra từ hồ chứa qua các cửa lấy nước và công trình xả lũ. Như vậy tập hợp $Q(t)$ có n phần tử, tập hợp $q(t)$ có $m + 2$ phần tử.

Thông thường, khi tính toán điều tiết người ta coi mực nước trong hồ nằm ngang, và do đó biến trạng thái của hồ chứa $Z(t)$ hoặc dung tích kho $V(t)$ là mực nước tính trong hồ. Các biến vào, biến ra và biến trạng thái có quan hệ với nhau theo nguyên lý cân bằng nước được trình bày ở các mục sau.

8.2.2- Nguyên lý cân bằng nước và ứng dụng trong tính toán điều tiết dòng chảy.

8.2.2.1- Phương trình cân bằng nước:

Khi giải các bài toán điều tiết dòng chảy bằng kho nước, người ta ứng dụng nguyên lý cân bằng nước được suy ra từ định luật bảo toàn vật chất. Nguyên lý được phát biểu như sau:

Hiệu số giữa lượng nước vào và lượng nước ra khỏi kho bằng sự thay đổi dung tích trong kho nước trong khoảng thời gian đó, tức là:

$$[Q(t) - q(t)] dt = dV(t) \quad (8-5)$$

Phương trình (8-5) gọi là phương trình cân bằng nước đối với kho nước bất kỳ. Trong phương trình (8-5), $Q(t)$ là tổng lưu lượng nước chảy vào kho:

$$Q(t) = \sum_{j=1}^n Q_j(t), \quad (8-6)$$

$q(t)$ là tổng lưu lượng nước ra khỏi kho nước:

$$q(t) = q_b(t) + q_l(t) + \sum_{i=1}^m q_i(t) \quad (8-7)$$

Các quá trình $Q_j(t)$ đối với kho nước hoạt động độc lập chính là quá trình lưu lượng

đến của lưu vực và các khu vực thải nước đã được xác định trong phần tính toán thủy văn.

Trong trường hợp ở phía thượng lưu còn có các kho nước khác thì các $Q_j(t)$ là tổng lưu lượng xả từ kho trên cộng với quá trình lưu lượng của diện tích khu giữa, nằm giữa các tuyến công trình.

Nếu tại cửa vào của kho nước có các công trình khống chế lưu lượng vào kho nước, thì khi đó quá trình lưu lượng vào kho phụ thuộc vào mực nước phía thượng lưu, mực nước trong kho và thông số công tác của cửa vào, tức là:

$$Q_j(t) = f_o(A_o, Z_o(t), Z(t)), \quad (8-8)$$

trong đó A_o là biến số hình thức, đặc trưng cho thông số công tác của cửa vào (diện tích mặt cắt cống, chiều rộng công trình tràn hoặc kênh dẫn v.v.); $Z_o(t)$ là quá trình mực nước phía thượng lưu cửa vào; $Z(t)$ là quá trình mực nước trong kho nước.

8.2.2.2- Các phương trình động lực.

Các quá trình chảy vào hoặc ra khỏi kho nước tuân thủ qui luật động học của quá trình chuyển động và được mô tả bằng các phương trình động lực. Cửa vào hoặc cửa ra có thể là một đoạn kênh, một công trình đập tràn, cống ngầm hoặc lòng sông tự nhiên. Tương ứng với nó sẽ có các phương trình động lực mô tả qui luật chuyển nước qua các cửa vào hoặc ra. Trong phương trình (8-7) các quá trình $q_i(t)$ một cách tổng quát, phụ thuộc vào mực nước thượng lưu (hồ chứa) và mực nước hạ lưu tại tuyến cửa ra:

$$q_i(t) = f_i(A_i, Z(t), Z_{hi}(t)), \quad (8-9)$$

trong đó A_i là tham số hình thức đặc trưng cho thông số công tác của các cửa ra; $Z_{hi}(t)$ là quá trình mực nước ở hạ lưu tuyến ra thứ i ($i = \overline{1, m}$)

Ví dụ, đối với loại cửa ra là công trình đập tràn đỉnh rộng có chế độ chảy ngập lưu lượng nước qua công trình được tính gần đúng bằng công thức.

$$q = \varphi_n B h \sqrt{2g(Z - Z_h)}, \quad (8-10)$$

trong đó φ_n hệ số lưu lượng, B là chiều rộng đường tràn; h là độ sâu nước ở sau đập; Z là mực nước thượng lưu đập, Z_h là mực nước hạ lưu đập.

Như vậy, nếu có m cửa ra, sẽ có tương ứng m giá trị $q_i(t)$ và m phương trình động lực dạng (8-9). Các phương trình dạng (8-9) là các phương trình động lực của dòng chảy qua cửa ra của kho nước.

8.2.2.3 Công thức tính tổn thất.

Tổn thất do bốc hơi $q_b(t)$ được tính đối theo lớp nước bốc hơi trên mặt hồ.

$$q_b(t) = K \cdot F(t) \cdot Z_N(t), \quad (8-11)$$

trong đó K là hệ số đổi đơn vị; $F(t)$ là diện tích mặt hồ tại thời điểm t ; $Z_N(t)$ là lớp bốc hơi trên mặt hồ trong một đơn vị thời gian. Nếu $Z(t)$ là lượng bốc hơi trong một ngày tính bằng (mm); $F(t)$ tính bằng (Km²); $q_b(t)$ tính bằng (m³/s) thì $K=1/86,4$.

Tổn thất thấm $q_t(t)$ phụ thuộc vào mực nước trong kho $Z(t)$ và điều kiện địa chất của công trình và lòng hồ:

$$q_t(t) = f_t(Z(t), D_c), \quad (8-12)$$

trong đó D_c là tham số hình thức đặc trưng cho điều kiện địa chất của công trình.

8.2.2.4- Nguyên lý cơ bản của điều tiết dòng chảy qua kho nước.

Các bài toán điều tiết dòng chảy bằng kho nước đều được giải trên cơ sở tìm mối quan hệ giữa quá trình $q(t)$ và $V(t)$ bằng cách sử dụng phương trình cân bằng nước (8-5) và các phương trình động lực dạng (8-9) trong đó các giá trị $Q(t)$ coi như đã được xác định. Phương trình (8-5) có một ẩn số là $V(t)$ và $m+2$ ẩn số đối với $q(t)$. Các hàm $q(t)$ lại có quan hệ dưới dạng không tường minh với $V(t)$ thông qua quan hệ $Z \sim V$ của kho nước, được mô tả ở phương trình (8-9), (8-11) và (8-12). Ngoài ra ở các phương trình (8-9) lại xuất hiện m ẩn số $Z_{hi}(t)$, và các ẩn số $V(t)$, $Z(t)$, $q_b(t)$, $q_t(t)$

Tổng số nghiệm của bài toán là $2m+4$ phương trình, bao gồm m ẩn $q_i(t)$; m ẩn $Z_{hi}(t)$ và 4 ẩn $V(t)$, $q_b(t)$, $q_t(t)$, $Z(t)$. Để giải bài toán cần thiết lập $2m+4$ phương trình, mà trên đây mới có $m+3$ phương trình chứa các ẩn số trên (phương trình (8-5), (8-9), (8-11), (8-12)). Cần thiết lập thêm $m+1$ phương trình nữa thông qua quan hệ $Z \sim V$ (đã cho trước) và quan hệ lưu lượng với mực nước ở hạ lưu mỗi cửa ra $H \sim Q$ (cũng đã biết trước). Như vậy đã có đủ $2m+4$ phương trình hệ (8-13) được viết như sau:

$$(Q(t) - q(t)) dt = dV(t) \quad (8-13a)$$

$$q_i(t) = f_i[A_i, Z(t), Z_{hi}(t)] \quad (8-13b)$$

$$q_b(t) = K \cdot F(t) \times Z(t) \quad (8-13c)$$

$$q_t(t) = f_t(Z(t), D_c) \quad (8-13d)$$

$$Z(t) = f_z(V(t)) \quad (8-13e)$$

$$Z_{hi}(t) = f_h(q_i(t)), \quad (8-13f)$$

trong đó có m phương trình dạng (8-13b) và m phương trình dạng (8-13f). Phương trình (8-13e) được suy ra từ quan hệ $Z \sim V$; phương trình (8-13f) suy ra từ quan hệ $H \sim Q$ hạ lưu mỗi cửa ra.

Các bài toán liên quan đến điều tiết phát điện, phải sử dụng toàn bộ các phương trình ở (8-13). Những bài toán còn lại có thể giản hóa tùy thuộc vào tính chất của bài toán.

8.2.2.5- Các trường hợp giản hóa.

a) Điều tiết cấp nước.

Đối với các bài toán điều tiết cấp nước, chẳng hạn cấp nước cho tưới, trước tiên người ta chỉ quan tâm đến cân bằng nước mà chưa quan tâm qui luật chuyển nước qua công trình lấy nước. Qui luật chuyển nước qua các cửa ra sẽ được xác định sau khi đã tính toán cân bằng nước. Mặt khác, thường thì các hàm $q_i(t)$ đã định trước, bởi vậy hệ (8-13) chỉ còn 4 nghiệm. Khi đó có thể sử dụng hệ 4 phương trình sau đây để tính toán điều tiết:

$$\begin{aligned} [Q(t) - q(t)] dt &= dV(t) \\ q_t(t) &= f_t(Z(t), D_c) \end{aligned} \quad (8-14)$$

$$Z(t) = f_z(V(t))$$

$$q_b(t) = K.F(t).ZN(t)$$

b) Tính toán điều tiết lũ:

Đối với bài toán điều tiết lũ, thời đoạn tính toán ngắn, do vậy phương trình động lực lại rất cần thiết. Trong khi đó, các tổn thất có thể bỏ qua, do đó phương trình 8-13c và 8-13d bị loại ra khỏi hệ phương trình (8-13).

8.2.2.6. Các điều kiện ban đầu và các ràng buộc.

Khi giải hệ phương trình (8-13), cần xác định các điều kiện ban đầu, chủ yếu là các đại lượng q_{i0} và V_0 (hoặc Z_0), trong đó q_{i0} lưu lượng chảy ra tuyến thứ i và Z_0 là mực nước ban đầu của kho nước. Các giá trị này được xác định tùy thuộc vào đặc điểm và điều kiện cụ thể của các bài toán (sẽ trình bày ở các chương sau).

Các điều kiện ràng buộc cũng chủ yếu liên quan đến hai đại lượng này. Có thể kể ra một số ràng buộc sau:

$$a) Z(t) \leq Z_{\max} \text{ hoặc } V(t) \leq V_{\max} \quad (8-15)$$

$$b) Z(t) \geq Z_{\min} \text{ hoặc } V(t) \geq V_{\min} \quad (8-16)$$

$$c) q_i(t) \leq [q] \quad (8-17)$$

$$c) q_i(t) \leq q_{y_i}(t) \quad (8-18)$$

Trong đó, $Z_{\max}$, $Z_{\min}$ là mực nước cao nhất và nhỏ nhất cho phép của hồ chứa $Z_{\max}$ liên quan đến ngập lụt thượng lưu hồ; $Z_{\min}$ liên quan đến mực nước chết; $[q]$ là lưu lượng lớn nhất cho phép tháo xuống hạ lưu để thỏa mãn yêu cầu phòng lũ ở hạ lưu; $q_{y_i}(t)$ là yêu cầu cấp nước mà công trình phải thỏa mãn.

Tùy thuộc vào điều kiện cụ thể có thể còn có những ràng buộc khác nữa. Những ràng buộc đó mô tả điều kiện cân bằng nước, điều kiện kỹ thuật, những hạn chế về kinh tế, những yêu cầu về nước cần phải thỏa mãn.

8.3. CÁC THÀNH PHẦN CỦA DUNG TÍCH KHO NƯỚC VÀ NGUYÊN TẮC LỰA CHỌN.

8.3.1- Dung tích chết và mực nước chết:

Dung tích chết thường ký hiệu là V_0 , là phần dung tích không tham gia vào quá trình điều tiết dòng chảy. Phần dung tích nằm ở phần dưới cùng của kho nước nên còn gọi là dung tích lớt đáy. Dung tích chết chính là giới hạn dưới của kho nước (ràng buộc 8-16)

Mực nước chết ký hiệu là Z_0 (hoặc H_0 là mực nước tương ứng với dung tích chết V_0 (hình 8-6). Mực nước chết và dung tích chết có quan hệ với nhau theo đường quan hệ địa hình kho nước $Z \sim V$.

8.3.2- Dung tích công tác và mức nước lớn nhất trong kho nước.

Dung tích công tác là phần dung tích nằm trên dung tích chết, đây là toàn bộ phần dung tích tham gia vào quá trình điều tiết dòng chảy. Dung tích tổng cộng của kho nước

bằng tổng dung tích công tác và dung tích chết

$$V_T = V_0 + V_{CT}; \quad (8-19)$$

trong đó, V_{CT} là dung tích công tác của kho nước; V_T là tổng dung tích của kho. V_T chính là dung tích lớn nhất của kho nước ($V_{\max}$), là giới hạn trên tương ứng với biểu thức ràng buộc (8-15)

Mực nước lớn nhất trong kho nước $Z_{\max}$ là mực nước khống chế toàn bộ dung tích của kho nước V_T .

Trên đường quan hệ $Z \sim V$ của kho nước, có V_T có thể suy ra giá trị $Z_{\max}$ và ngược lại.

Dung tích công tác có thể đảm nhiệm nhiều nhiệm vụ điều tiết, cũng có thể chỉ đảm nhiệm một nhiệm vụ điều tiết nào đấy. Kho nước điều tiết chống úng chỉ làm một nhiệm vụ điều tiết, đó là sự tích nước tạm thời để giảm quy mô công trình tiêu nước ra sông khi có mưa lớn. Thường thì dung tích công tác có nhiều nhiệm vụ điều tiết. Trong trường hợp đó, có thể mỗi một phần của dung tích công tác làm một nhiệm vụ điều tiết, cũng có thể có những phần dung tích được sử dụng với những nhiệm vụ điều tiết khác nhau được gọi là phần dung tích kết hợp. Trên hình (8-6), phần dung tích V_{kh} vừa làm nhiệm vụ điều tiết cấp nước, vừa làm nhiệm vụ điều tiết phòng lũ. Trong thời gian mùa lũ, phần dung tích này sẽ được bỏ trống để tích nước tạm thời khi có lũ lớn, hết thời kỳ lũ căng thẳng, phần dung tích này được tích nước để cấp cho thời kỳ ít nước về mùa kiệt.

8.3.3- Dung tích hiệu dụng và mực nước dâng bình thường.

Dung tích hiệu dụng, thường ký hiệu là V_h , là phần dung tích nằm trên phần dung tích chết. Dung tích hiệu dụng làm nhiệm vụ điều tiết cấp nước hoặc tạo đầu nước cho nhà máy thủy điện. Về mùa lũ, nước được tích vào phần dung tích V_h để bổ sung nước dùng cho thời kỳ mùa kiệt khi nước đến không đủ cấp cho các hộ dùng nước.

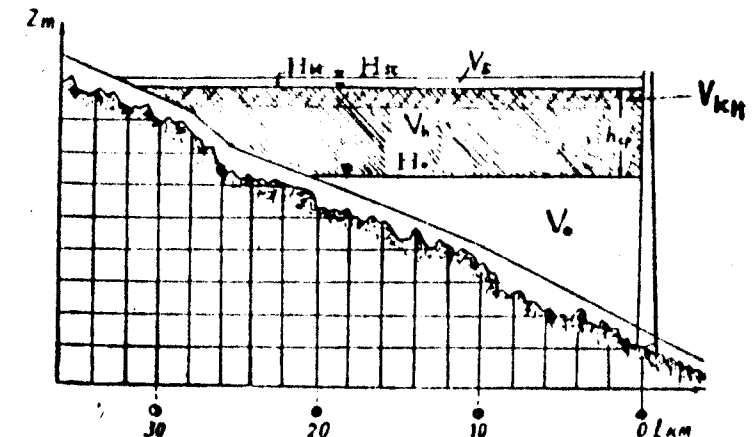
Mức nước dâng bình thường là mực nước trong kho không chế phần dung tích chết và dung tích hiệu dụng V_{BT}

$$V_{BT} = V_0 + V_h \quad (8-20)$$

Mực nước dâng bình thường được ký hiệu là H_{bt} . Giá trị của H_{bt} được suy ra trên đường cong $Z \sim V$ khi biết giá trị V_{BT}

8.3.4- Dung tích siêu cao và mực nước siêu cao:

Dung tích siêu cao là phần dung tích nằm phía trên phần dung tích hiệu dụng. Dung tích siêu cao có nhiệm vụ tích một phần nước lũ khi có lũ lớn để



Hình 8 - 6

Các thành phần dung tích kho và mực nước đặc trưng

giảm lưu lượng tháo xuống hạ lưu, nhằm giảm qui mô tích trữ của công trình tháo lũ hoặc đảm nhiệm nhiệm vụ phòng lũ cho hạ du (khi có yêu cầu). Dung tích siêu cao chỉ tích nước tạm thời khi có lũ, lượng nước này phải được tháo hết khi lũ chấm dứt.

Mức nước siêu cao thường ký hiệu H_{sc} , là mức nước khống chế toàn bộ phần dung tích kho nước bao gồm dung tích chết, dung tích hiệu dụng và dung tích siêu cao. H_{sc} cũng có thể suy ra từ quan hệ $Z-V$ của kho nước khi đã biết V_{sc} , V_o , V_h

$$H_{sc} = Z(V_o + V_h + V_{sc}) \quad (8-21)$$

Đối với kho nước có nhiệm vụ phòng lũ, kho nước cần bố trí một dung tích để điều tiết lưu lượng xả xuống hạ lưu sao cho không gây ra ngập lụt ở hạ lưu khi có lũ thiết kế xảy ra, thường ký hiệu là V_{pl} , gọi là dung tích phòng lũ. Phần dung tích phòng lũ có thể chỉ là dung tích kho nước nằm giữa mức nước H_{bt} và H_{sc} , khi đó $V_{pl} = V_{sc}$. Trong nhiều trường hợp, một phần của dung tích phòng lũ nằm dưới mức nước dâng bình thường đó chính là phần dung tích kết hợp, khi đó:

$$V_{pl} = V_{kh} + V_{sc} \quad (8-22)$$

Dung tích trước khi lũ về gọi là dung tích trước lũ:

$$V_{tl} = V_o + V_h - V_{kh} \quad (8-23)$$

Mức nước khống chế phần dung tích trước lũ gọi là mức nước trước lũ (H_{tl}) (xem hình 8-6)

8.3.4- Nguyên tắc lựa chọn các mức nước và dung tích đặc trưng.

8.3.4.1- Lựa chọn dung tích chết và mức nước chết:

Dung tích chết và mức nước chết có những nhiệm vụ chính sau đây:

(1) Phải chứa được hết phần bùn cát lắng đọng trong hồ chứa trong thời gian hoạt động của công trình, tức là:

$$V_o \geq V_b.T, \quad (8-24)$$

trong đó V_b là thể tích bồi lắng hàng năm của bùn cát, T là số năm hoạt động của công trình (tuổi thọ của công trình)

(2) Đối với kho nước có nhiệm vụ tưới tự chảy, mức nước chết không được nhỏ hơn cao trình mức nước tối thiểu để có thể đảm bảo được tưới tự chảy.

$$H_o \geq Z_{min} \quad (8-25)$$

(3) Đối với các nhà máy thủy điện, mức nước chết và dung tích chết phải được lựa chọn sao cho hoặc là công suất đảm bảo của nhà máy là lớn nhất, hoặc là đảm bảo cột nước tối thiểu cho việc phát điện.

(4) Đối với giao thông thủy ở thượng lưu, mức nước chết phải là mức nước tối thiểu cho phép tàu bè đi lại bình thường.

(5) Đối với thủy sản, dung tích chết và mức nước chết phải đảm bảo dung tích cần thiết cho chăn nuôi cá và thủy sản khác, ngoài ra mật thoáng của nước cũng cần phải xem xét.

(6) Đối với yêu cầu về du lịch và bảo vệ môi trường, mức nước chết và dung tích chết đảm bảo yêu cầu tối thiểu cho du lịch và yêu cầu vệ sinh thượng và hạ lưu hồ chứa.

Trong các nhiệm vụ trên đây, thì nhiệm vụ đầu tiên là yêu cầu liên quyết khi lựa chọn dung tích chết. Trong trường hợp có nhiều yêu cầu cần phải đáp ứng, việc lựa chọn dung tích chết phải thông qua phân tích hiệu quả kinh tế, kỹ thuật để lựa chọn cho hợp lý.

8.3.4.2- Lựa chọn dung tích hiệu dụng và mức nước dâng bình thường:

Khi lựa chọn dung tích hiệu dụng và mức nước dâng bình thường phải xuất phát từ những điều kiện ràng buộc từ (8-15) đến (8-18). Ngoài ra cần phân tích các chỉ tiêu kinh tế và các ràng buộc về môi trường, các vấn đề xã hội, chính trị v.v... Điều kiện (8-15), (8-16) mô tả các ràng buộc kỹ thuật, dung tích hồ chứa không thể vượt quá giới hạn cho phép vì có yêu cầu về ngập lụt thượng lưu hoặc điều kiện địa chất và điều kiện kỹ thuật khác không cho phép đập quá cao. Điều kiện (8-18) là đòi hỏi của yêu cầu về nước đối với kho nước. Cần phân tích các yêu cầu về nước và chi phí cho xây dựng công trình. Chỉ tiêu hợp lý khi lựa chọn H_{bt} và V_h là hoặc chi phí là nhỏ nhất, hoặc là chi phí cần không vượt quá giới hạn nào đó:

$$Z(V_h) \rightarrow \min$$

$$\text{hoặc } Z(V_h) \leq [Z] \quad (8-26)$$

Các chi phí bao gồm chi phí cho xây dựng công trình, chi phí vận hành, thiệt hại do thượng lưu bị ngập lụt và những thiệt hại do không có công trình, hoặc không đảm bảo các yêu cầu về nước v.v.. Như vậy việc lựa chọn H_{bt} và V_h là sự kết hợp các điều kiện (8-15), (8-16), (8-18) và (8-26).

8.3.4.3- Lựa chọn dung tích siêu cao và mức nước siêu cao.

Trong trường hợp không có yêu cầu phòng lũ cho hạ lưu, việc lựa chọn H_{sc} và V_{sc} liên quan đến các điều kiện sau đây:

(1) Điều kiện cho phép về ngập lụt ở thượng lưu

$$H_{sc} \leq [Z], \quad (8-27)$$

trong đó $[Z]$ là giá trị lớn nhất cho phép của mức nước siêu cao.

(2) Chỉ tiêu về chi phí cho xây dựng công trình tháo lũ, sự tăng lên của chiều cao đập và thiệt hại do ngập lụt phải nhỏ nhất tức là:

$$Z(V_{sc}) \rightarrow \min \quad (8-28)$$

Trong trường hợp có nhiệm vụ phòng lũ cho hạ du, cần phân tích thêm những lợi ích mà nó mang lại cho vùng hạ du. Đối với kho nước lợi dụng tổng hợp, cần phải đồng thời phân tích hiệu ích kinh tế mang lại và những thiệt hại khi xây dựng hồ chứa khi lựa chọn cả ba loại đặc trưng V_o , V_h và V_{sc}

8.4. TẦN SUẤT ĐẢM BẢO CẤP NƯỚC.

Khi thiết kế một kho nước để đảm bảo cung cấp nước cho một ngành nào đó, cần thỏa mãn yêu cầu cấp nước với một số những điều kiện do tính chất của hộ có yêu cầu về nước quyết định. Dòng chảy hàng năm của sông ngòi thay đổi từ năm này sang năm khác, phân phối dòng chảy trong năm cũng thay đổi từ năm này sang năm khác. Kết quả là, sẽ xảy ra tình trạng cấp nước không đảm bảo trong một số năm. Hiện tượng không đảm bảo cấp nước bình thường cho một ngành dùng nước được đánh giá bởi ba đặc trưng:

- (1) Số năm thiếu nước.
- (2) Thời gian liên tục bị thiếu nước trong một năm.
- (3) Lượng nước thiếu ở những năm bị thiếu.

Để đánh giá mức độ của tình trạng thiếu nước, người ta thường sử dụng một đặc trưng gọi là mức đảm bảo cấp nước. Mức đảm bảo cấp nước là tần suất để cho các yêu cầu về nước không bị phá hoại, thường gọi là tần suất đảm bảo cấp nước. Đặt W_q là lượng nước cần trong thời kỳ dùng nước khẩn trương hàng năm; T là thời kỳ thiếu nước liên tục trong thời kỳ đó; W_k là lượng nước thiếu hụt cũng trong thời kỳ đó; W_l là lượng nước có thể cấp được cùng thời kỳ. Tần suất đảm bảo cấp nước được đánh giá bởi các đặc trưng tần suất P_1, P_2, P_3 :

$$P_1 = P(W_l \geq W_q), \quad (8-29)$$

$$P_2 = P(T \leq [T]), \quad (8-30)$$

$$P_3 = P(W_k \geq [W_l]), \quad (8-31)$$

Trong đó $[T], [W_l]$ là giới hạn cho phép của các đặc trưng T và W_l .

Tần suất đảm bảo cấp nước thường được đánh giá bằng số năm đảm bảo cấp nước tính bằng phần trăm. Thí dụ tần suất $P_1 = 90\%$ có nghĩa là trung bình cứ 100 năm thì có 90 năm đảm bảo cấp nước theo yêu cầu (8-29).

Đối với mỗi ngành dùng nước, có thể sử dụng cả ba mức đảm bảo cấp nước trên đây, cũng có thể chỉ dùng một hoặc hai tiêu chuẩn đánh giá. Do đặc điểm của sự thay đổi dòng chảy sông ngòi, cho nên thường thì khi mức đảm bảo P_1 lớn, thì mức đảm bảo P_2, P_3 cũng đạt các giá trị cao. Chính vì vậy, trong thực tế, người ta thường dùng mức đảm bảo cấp nước theo tiêu chuẩn thứ nhất (8-29).

Mức bảo đảm cấp nước được lựa chọn tùy thuộc vào tính chất sử dụng nước của ngành dùng nước. Nếu yêu cầu về nước không đảm bảo gây ra thiệt hại lớn thì mức đảm bảo cấp nước phải cao và ngược lại. Để xác định mức đảm bảo cấp nước hợp lý khi thiết kế một công trình cụ thể, cần thông qua tính toán kinh tế để quyết định. Trong thực tế, để không mất thời gian tính toán, lựa chọn tần suất bảo đảm, người ta quy định mức đảm bảo cho các ngành dùng nước. Bảng 8-1 là tần suất thiết kế của một số ngành dùng nước.

Bảng 8-1

Tính chất việc cấp nước	Tần suất đảm bảo cấp nước P(%)
- Không cho phép gián đoạn hoặc giảm lượng cấp nước	≥ 95
- Không cho phép gián đoạn, song đôi khi tạm thời cho phép giảm lượng nước được cấp	$90 \div 97$
- Ngành luyện kim, nước cho sinh hoạt	$90 \div 95$
- Khai thác than, cơ khí khai thác dầu lửa	$85 \div 90$
- Nhiệt điện	$85 \div 95$
- Thủy điện	$85 \div 90$
- Tưới	$75 \div 85$

8.5. TÀI LIỆU CƠ BẢN DÙNG TRONG TÍNH TOÁN KHO NƯỚC

Trong tính toán điều tiết dòng chảy cho kho nước, tùy thuộc vào nhiệm vụ và mức độ chi tiết của tính toán, cần phải sử dụng các tài liệu ở mức độ khác nhau về Thủy văn, địa hình, dân sinh kinh tế và các tài liệu có liên quan khác.

Có thể chia các loại tài liệu cơ bản thành ba loại: tài liệu Thủy văn, tài liệu địa hình, tài liệu dân sinh kinh tế xã hội.

8.5.1 Tài liệu khí tượng thủy văn

Tài liệu khí tượng thủy văn cần thiết cho phân tích đặc điểm của lưu vực để định hướng khai thác và sử dụng trong tính toán điều tiết dòng chảy.

Đối với mỗi loại tài liệu, cần phân tích những đặc điểm, tính chất của nó có ảnh hưởng đến quy hoạch sử dụng nước, quy mô kích thước của công trình kho nước và phương thức khai thác thích hợp. Những tài liệu khí tượng thủy văn có thể liệt kê theo các mục dưới đây.

1- Tình hình địa lý, chế độ khí tượng thủy văn.

Trong phần này nêu rõ tình hình lưu vực sông ngòi, đặc điểm về nguồn nước, các chế độ khí hậu: gió, nhiệt độ, mưa bốc hơi v.v. và những đặc điểm của nó khí quy hoạch, thiết kế kho nước và hệ thống kho nước.

2 - Dòng chảy sông ngòi:

Trong phần này, cần phân tích chế độ dòng chảy và các đặc trưng thủy văn thiết kế, đã được tính toán trong phần tính toán thủy văn, đó là:

– Chế độ dòng chảy năm và các đặc trưng thiết kế về lượng và phân phối dòng chảy trong năm.

– Chế độ lũ và các tính toán lũ thiết kế.

– Chế độ kiệt và tính toán kiệt thiết kế.

– Dòng chảy bùn cát và những tính toán về bùn cát bị bồi lắng trong kho nước.

– Bốc hơi và các đặc trưng thiết kế về bốc hơi.

8.5.2. Tài liệu dân sinh kinh tế:

Các tài liệu về dân sinh kinh tế sẽ được sử dụng trong khi phân tích các yêu cầu về cấp nước, bảo vệ môi trường, phòng chống ngập lụt cho vùng thượng hạ lưu công trình và cũng là cơ sở cho phân tích kinh tế khi thiết kế hồ chứa. Các loại tài liệu cơ bản về dân sinh kinh tế bao gồm:

– Dân cư và phân bố dân cư ở hạ lưu và thượng lưu hồ, phân bố các vùng dân sinh theo độ cao.

– Các tài nguyên thiên nhiên: Rừng, khoáng sản, các tài nguyên khác nằm trong vùng ảnh hưởng của hồ khi bị ngập lụt ở thượng lưu hồ.

– Các yêu cầu về nước bao gồm yêu cầu cấp nước, thủy năng, giao thông thủy, phòng lũ v.v...

– Các hoạt động kinh tế ở vùng bị ảnh hưởng khi xây dựng hồ chứa, các yêu cầu về bảo vệ môi trường, các vấn đề chính trị, xã hội và dân tộc.

Mức độ chi tiết của các loại tài liệu này tùy thuộc vào tính chất và qui mô của hệ thống công trình.

8.5.3 – Tài liệu địa hình kho nước:

Tài liệu địa hình kho nước được sử dụng trong tính toán điều tiết để xác định các thành phần dung tích và các mực nước đặc trưng của kho nước. Các bản đồ địa hình được khảo sát và xây dựng với tỷ lệ thích hợp, và từ đó xây dựng các đường quan hệ $Z \sim V$, $Z \sim F$, $Z \sim h$ (xem mục 8.1.2)

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Nguyễn Sinh Huy + Phạm Phò, Nguyễn Lại: – Giáo trình Thủy Văn Công Trình; NXB Nông thôn, Hà Nội – 1974
2. Baktriarôp V.A: – Kinh tế nước và tính toán thủy lợi (tiếng Nga) Nxb khí tượng Thủy văn Leningrat – 1961.
3. Pletkôv – P. : – Điều tiết dòng chảy sông ngòi.
– Nxb khí tượng Thủy văn Leningrat, 1972
4. Vodohospodaiski! Thiết kế hệ thống nguồn nước (bản tiếng Nga) Maskva – 1983.
5. Priazinskaia – B.G: – Mô hình toán trong hệ thống nguồn nước (Bản tiếng Nga) – nauka – 1985
6. Biswas . A. K: Modelling of Water resaurces Systems –Ottawa – 1973.

CHƯƠNG 9

TÍNH TOÁN KHO NƯỚC ĐIỀU TIẾT DÀI HẠN

9.1. MỘT SỐ KHÁI NIỆM CƠ BẢN, GIỚI HẠN NGHIÊN CỨU, NỘI DUNG VÀ CƠ SỞ CỦA CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN.

Kho nước điều tiết dài hạn gồm kho nước điều tiết năm và kho nước điều tiết nhiều năm, đó là 2 loại rất thường gặp trong thực tế. Ở chương này chỉ xem xét các kho nước độc lập làm nhiệm vụ cấp nước (các kho nước bậc thang, bổ sung, chum kho nước và làm nhiệm vụ phát điện sẽ được đề cập ở Chương 12 và giáo trình chuyên môn khác). Đồng thời cũng chỉ xem xét bài toán thiết kế (xác định các thông số cơ bản của kho nước) với yêu cầu cấp nước cố định (không thay đổi từ năm này qua năm khác), vấn đề quản lý vận hành sẽ được đề cập ở Chương 11 (Điều phối kho nước). Khi kho nước có nhiệm vụ phòng lũ cho hạ du (có dung tích kết hợp V_{kh}) hoặc tính dung tích chống lũ (V_{sc}) sẽ được xét ở Chương 10 (Tính toán điều tiết lũ).

Với bài toán thiết kế kho nước độc lập thì hàm vào ở biểu thức (8 – 3) thường tính ngay tại mặt cắt của tuyến đập ngăn nước (cửa ra), nên mưa khu giữa không có nữa và $Q(t)$ chỉ là một quá trình dòng chảy của lưu vực tính đến tuyến đập, quá trình này ký hiệu là $(Q \sim t)$, nếu biểu thị theo tổng lượng là $(W \sim t)$ và theo giá trị tương đối là $(K \sim t)$. Thí dụ: Với thời đoạn năm, ở năm thứ i có hệ số biến suất k_i

$$K_i = \frac{Q_i}{Q_0} \quad \text{hoặc} \quad k_i = \frac{W_i}{W_0}$$

Trong đó: Q_i là lưu lượng bình quân ở năm thứ i

W_i là tổng lượng dòng chảy ở năm thứ i

Q_0 và W_0 là dòng chảy chuẩn.

Dòng chảy năm ứng với tần suất bảo đảm cấp nước của công trình (P) gọi là dòng chảy năm thiết kế (ký hiệu là Q_p , W_p hoặc K_p) và phân phối dòng chảy năm thiết kế ký hiệu là $(Q \sim t)_{ik}$ (các khái niệm này đã được xét ở Chương 5). Để xét mối quan hệ giữa dòng chảy những năm kề nhau sẽ sử dụng hệ số tương quan r ($0 \leq r \leq 1$). Cách ký hiệu hệ số tương quan dồn, dòng chảy hai năm liên nhau là r_1 , hai năm cách nhau 1 năm là r_2 , hai năm cách nhau 2 năm là r_3 v.v...

Giả sử có lượng nước yêu cầu ở năm thiết kế là W_q và phân phối trong năm là $(q \sim t)$.

$$\text{Tỷ số } \alpha = \frac{W_q}{W_0} \quad \text{hoặc} \quad \alpha = \frac{q}{Q_0} \quad \text{gọi là hệ số nước dùng (hoặc hệ số điều}$$

tiết), trong đó q là lưu lượng nước dùng bình quân của năm thiết kế.

Nếu có dung tích hiệu dụng của kho nước là V_h , tỷ số $\beta_h = \frac{V_h}{W_o}$ gọi là hệ số dung tích kho.

Mức độ điều tiết của kho nước do sự thay đổi của dòng chảy hàng năm và yêu cầu cấp nước quyết định. Dấu hiệu để phân biệt kho nước điều tiết năm và kho nước điều tiết nhiều năm có thể căn cứ vào các chỉ tiêu sau đây:

– Khi yêu cầu cấp nước (kể cả tổn thất) có mâu thuẫn với quá trình nước đến và nếu: $W_q \leq W_p$ hoặc $q \leq Q_p$ thì tiến hành điều tiết năm.

Ngược lại, nếu có:

$W_p < W_q \leq W_o$ hoặc $Q_p < q \leq Q_o$ thì cần tiến hành điều tiết nhiều năm.

Với điều tiết năm: khi $q < Q_p$ là điều tiết năm không hoàn toàn, q càng gần Q_p thì điều tiết càng sâu và đến khi $q = Q_p$ là điều tiết năm hoàn toàn.

Với điều tiết nhiều năm: cũng tương tự như trên, khi q càng tiến gần Q_o thì mức độ điều tiết càng sâu. Khi $q = Q_o$ là trường hợp điều tiết nhiều năm hoàn toàn. Đây là trường hợp giới hạn, toàn bộ lượng nước của sông thiên nhiên được triệt để lợi dụng, quá trình dao động dòng chảy hàng năm được phân phối lại đều hoàn toàn thành một đường thẳng nằm ngang ứng với trị số Q_o .

– Phụ thuộc vào hệ số biến động dòng chảy năm C_v , hệ số nước dùng α và tần suất thiết kế P (xem bảng 9-1):

Bảng (9 - 1): Quan hệ $\alpha \sim C_v \sim P$

$\begin{matrix} P \\ C_v \end{matrix}$	90	95	97	99
0,2	0,75	0,70	0,65	0,60
0,3	0,65	0,60	0,55	0,45
0,4	0,55	0,45	0,40	0,35
0,5	0,45	0,35	0,30	0,20

Nếu α lớn hơn trị số trong bảng (9 - 1) thì tiến hành điều tiết nhiều năm [1].

– Phân biệt theo hệ số dung tích kho: khi $\beta_h = 0,02 \div 0,3$ là điều tiết năm, khi $\beta_h > 0,3$ là điều tiết nhiều năm [2]

Ghi chú: 1) Để xét sơ bộ lượng tổn thất vào lượng nước cần cung cấp, theo kinh nghiệm có thể tính bằng $5 \div 10\%$ lượng nước yêu cầu [3].

2) Như đã biết, kho nước điều tiết nhiều năm có chu kỳ điều tiết kéo dài trong một số năm và số năm này cũng không phải là cố định mà luôn luôn biến đổi phụ thuộc vào quá trình dòng chảy đến và quá trình dùng nước. Kho nước điều tiết nhiều năm đồng thời tiến hành điều tiết năm, nghĩa là nó phải làm hai nhiệm vụ:

– Phân phối lại dòng chảy trong một năm.

– Phân phối lại dòng chảy giữa năm này và năm khác.

Do đó dung tích hiệu dụng V_h có thể quy ước được chia làm hai phần tương ứng với hai nhiệm vụ trên: thành phần điều tiết năm V_n và thành phần nhiều năm $V_{n,n}$

$$V_h = V_n + V_{n,n}$$

hoặc dưới dạng hệ số: $\beta_h = \beta_n + \beta_{n,n}$

Cũng vì thế mà cần lưu ý rằng: nếu tính toán điều tiết với tài liệu dòng chảy là đường quá trình lưu lượng bình quân năm thì kết quả chỉ cho thành phần $V_{n,n}$; nếu tính toán điều tiết với tài liệu dòng chảy cho biết sự thay đổi của dòng chảy trong từng năm (quá trình lưu lượng bình quân ngày, bình quân tháng hoặc bình quân mùa thì kết quả sẽ cho toàn bộ dung tích hiệu dụng V_h (xem hình vẽ 9-8).

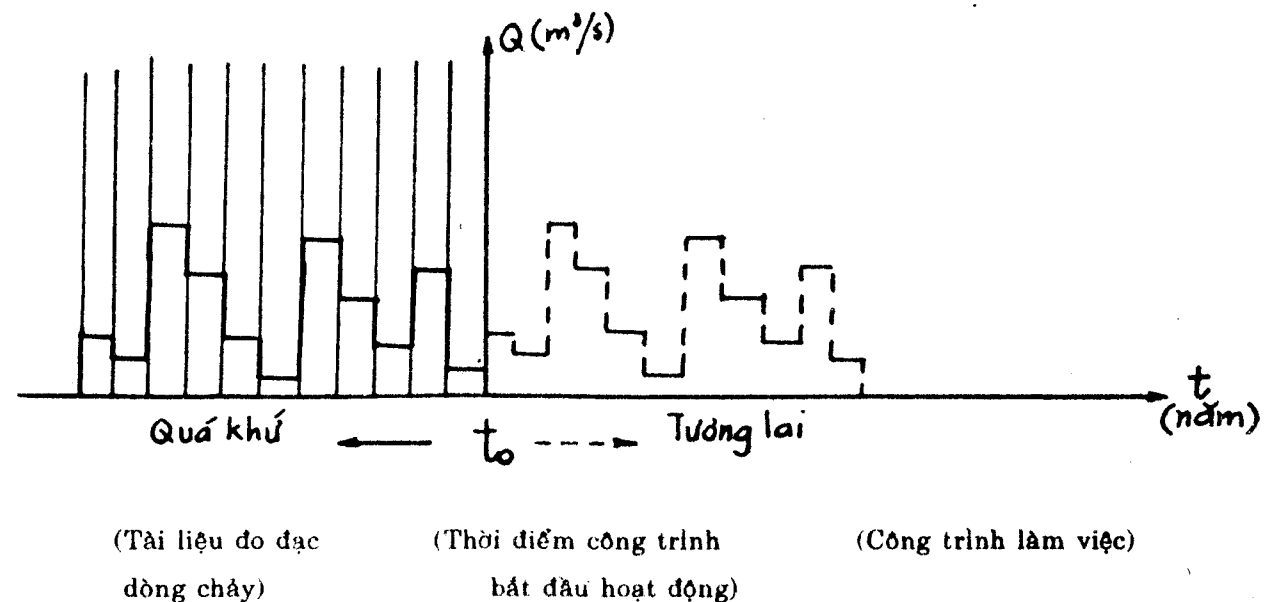
Tính toán điều tiết kho nước là nhằm xác định mối quan hệ giữa 3 đại lượng V_h , q và P (hoặc β_h , α và P). Khi biết 2 đại lượng sẽ tìm được đại lượng thứ ba. Trong thực hành có thể biểu thị thành 3 bài toán cơ bản sau đây:

1) Tìm dung tích hiệu dụng của kho nước:

$$V_h = F_1(q, P) \text{ hoặc } \beta_h = F'_1(\alpha, P).$$

2) Tìm khả năng cung cấp nước của kho nước:

$$q = F_2(V_h, P) \text{ hoặc } \alpha = F'_2(\beta_h, P)$$



Hình (9-1): Mô tả ý nghĩa về mặt thời gian của việc đo đạc và đánh giá nguồn nước đến công trình.

3) Tìm mức độ đảm bảo cấp nước của kho nước:

$$P = F_3(V_h, q) \text{ hoặc } P = F'_3(\beta_h, \alpha)$$

Do sự hạn chế về mặt số liệu quan trắc dòng chảy, do tính chất phức tạp của vấn đề điều tiết dài hạn (đặc biệt là điều tiết nhiều năm) mà đã hình thành hàng loạt các phương pháp khác nhau khi giải 3 bài toán cơ bản nêu trên. Để thấy rõ cơ sở của từng phương pháp tính toán điều tiết kho nước hãy xét sơ đồ sau (hình 9-1):

Phân tích sơ đồ trên thấy rằng: tài liệu đo đạc dòng chảy (đường nét đậm $Q_1, Q_2, \dots, Q_{11}$ trên hình 9-1) thuộc thời gian quá khứ, còn công trình làm việc thuộc thời gian tương lai. Do đó, để thiết kế công trình thì về nguyên tắc phải sử dụng quá trình dòng chảy đến trong tương lai. Như đã biết, quá trình này chưa thể biết được. Tùy thuộc vào cách đánh giá dòng chảy đến trong tương lai mà người ta đã phân thành hai phương pháp tính toán điều tiết dòng chảy là: phương pháp trình tự thời gian và phương pháp thống kê.

1) Phương pháp trình tự thời gian:

Phương pháp này đã giả thiết dòng chảy đến trong tương lai lặp lại hoàn toàn như quá khứ (cả về lượng và thứ tự sắp xếp - đường chấm chấm trên hình 9-1), từ đó so sánh với biểu đồ nước dùng để tính toán điều tiết. Tùy theo cách diễn toán khi tính cân bằng nước lại chia ra phương pháp lập bảng và phương pháp đồ giải.

2) Phương pháp thống kê:

Phương pháp này đã giả thiết rằng dòng chảy tương lai là một đại lượng ngẫu nhiên cũng nằm trong một tổng thể với dòng chảy trong quá khứ. Điều đó có nghĩa là các đặc trưng thống kê của cả tổng thể (Q_0, C_v, C_s) có thể tính từ tài liệu dòng chảy quan trắc trong quá khứ. Theo cách xác định này không thể biết được một trị số lưu lượng (thí dụ Q_4) sẽ xuất hiện tại thời điểm nào trong tương lai, nhưng biết được nó sẽ xuất hiện với xác suất bằng bao nhiêu. Như vậy các trị số lưu lượng đã được quan trắc trong quá khứ ($Q_1, Q_2, \dots, Q_{11}$) có thể chiếm một vị trí bất kỳ trên trục thời gian tương lai, tạo nên vô vàn những tổ hợp dòng chảy khác nhau, trong đó có cả những tổ hợp bất lợi nhất (thí dụ các năm ít nước nhất đứng cạnh nhau như Q_2, Q_6 và Q_{11} đứng cách nhau). Những tổ hợp này đều ứng với những xác suất nhất định do phân phối xác suất đã biết qui định. Từ đó so sánh với yêu cầu dùng nước sẽ tính toán ra dung tích hiệu dụng ứng với mức đảm bảo cấp nước P. Phương pháp thống kê được sử dụng chủ yếu cho các kho nước điều tiết nhiều năm.

9.2. TÍNH TOÁN ĐIỀU TIẾT THEO PHƯƠNG PHÁP LẬP BẢNG

Đây là phương pháp xuất hiện sớm nhất và cách giải theo đúng nguyên lý cân bằng nước (so sánh quá trình dòng chảy đến kho nước và quá trình cấp nước của kho nước) như Chương 8 đã giới thiệu. Với điều tiết dài hạn thì phương trình vi phân (8-5) được đưa về dạng sai phân như sau:

$$Q_i \cdot \Delta t_i - q_i \cdot \Delta t_i = V_i - V_{i-1} \quad (9-1)$$

Trong đó:

- V_{i-1} là dung tích kho ở thời điểm t_{i-1} , đây là đầu thời đoạn tính toán nên V_{i-1} là trị số đã biết.

- V_i là dung tích kho ở thời điểm t_i , đây là cuối thời đoạn tính toán nên V_i sẽ là trị số cần tìm.

- $\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$ là thời đoạn tính cân bằng thứ i, thường lấy cố định là 1 tháng hoặc 1 tuần (10 ngày), vì thời đoạn đó đủ để xét sự thay đổi dòng chảy hàng năm và cả trong từng năm, đồng thời cũng đáp ứng mức độ chính xác cho phép.

- q_i lưu lượng nước chảy từ kho ra bình quân trong thời đoạn Δt_i , nó bao gồm lượng nước yêu cầu của toàn hệ thống (q_{yi}), tổn thất bốc hơi (q_{bi}), tổn thất do thấm và rò rỉ qua công trình (q_{ti}) và lượng nước xả thừa (q_{xi}):

$$q_i = q_{yi} + q_{bi} + q_{ti} + q_{xi} \quad (9-2)$$

Trong biểu thức (9-2) thì:

- q_{yi} là đại lượng đã biết (theo kế hoạch dùng nước)
- q_{bi} phụ thuộc vào khả năng bốc hơi từ mặt nước (ΔZ_i đã xét ở chương 5) và diện tích mặt hồ (F_{hi}). Ở đây F_{hi} được tính tương ứng với dung tích bình quân V_i :

$$V_i = \frac{V_{i-1} + V_i}{2} \quad (9-3)$$

Do V_i là trị số cần tìm nên việc xác định q_{bi} phải qua tính thử.

- q_{ti} phụ thuộc vào địa chất lòng hồ, hình dạng bờ, loại công trình ngăn nước và lượng trữ nước ở trong kho v.v... Xác định chính xác q_{ti} là một vấn đề khó khăn. Theo đề nghị của M.V. Pô-ta-pốp có thể xác định gần đúng q_{ti} theo phần trăm lượng nước chứa bình quân trong hồ hoặc lớp thấm tính theo mặt hồ bình quân (xem bảng 9-2) [4]. Như vậy thì việc xác định q_{ti} cũng phải qua tính thử.

Bảng (9-2): Tiêu chuẩn thấm trong kho nước

Điều kiện địa chất lòng hồ	Lượng thấm tính theo lượng nước bình quân		Lớp thấm tính theo diện tích bình quân	
	(Năm (%))	Tháng (%)	Năm(m)	Ngày đêm (mm)
Tốt	5 + 10	0,5 + 1	<0,5	1 + 2
Bình quân	10 + 20	1 + 1,5	0,5 + 1	2 + 3
Xấu	20 + 30	1,5 + 3	1 + 2	3 + 4

- q_{xi} phụ thuộc vào quá trình nước đến, quá trình nước cần và phương thức vận hành kho nước (có thể trữ sớm, trữ muộn hoặc theo các ràng buộc về yêu cầu phòng chống lũ ...). Với các công trình hồ chứa làm nhiệm vụ cấp nước thì công trình xả lũ thường là tràn không có cửa khống chế và khả năng dự báo thủy văn cũng còn rất hạn chế, nên thường điều hành theo phương thức trữ sớm nhất (thừa bao nhiêu trữ bấy nhiêu, khi nào hồ đầy thì xả thừa qua tràn).

– Q_i là lưu lượng dòng chảy đến kho nước trung bình trong thời đoạn Δt_i , nó được xác định từ đường quá trình dòng chảy ($Q \sim t$). Vấn đề cần bàn là chọn năm nào hoặc thời đoạn nào để tính toán điều tiết?

9.2.1. Tính toán điều tiết theo năm thiết kế

Việc giải bài toán 1 là quá trình lập bảng để thiết lập sự cân bằng nước theo biểu thức (9-1) tương ứng với quá trình nước đến là dòng chảy năm thiết kế. Xin trình bày cách làm qua một ví dụ và từ đó sẽ đưa ra những nhận xét cần thiết.

Ví dụ: Thiết kế hồ chứa nước sông Rác (Kỳ Anh, Hà Tĩnh)

1) Các tài liệu cần thiết cho tính toán điều tiết

a- Đặc trưng địa hình của hồ chứa (bảng 9 - 3)

Bảng (9 - 3)

Z (m)	F ($10^6 m^3$)	V ($10^6 m^3$)
0	0	0
10	1,11	3,70
11	1,69	5,08
12	2,47	7,14
13	3,40	10,07
14	4,18	13,85
15	5,13	18,50
16	6,19	24,15
17	7,11	30,80
18	8,05	38,37
19	9,03	46,91
20	10,20	56,52
21	11,35	67,30
22	12,26	79,10
23	13,01	91,74
24	13,72	105,1
25	14,69	119,3
26	15,59	134,4

b- Dòng chảy năm thiết kế

Có $Q_0 = 6,4 m^3/s$, $C_v = 0,39$, $C_s = 2C_v$,

Với $P = 75\%$, có $Q_p = 4,5 m^3/s$

Phân phối dòng chảy năm thiết kế ($Q \sim t$)_{tk} trong bảng (9-4)

Bảng (9 - 4)

THÁNG	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
$Q_i (m^3/s)$	9,4	19,2	6,5	4,18	3,67	3,37	2,59	1,92	1,47	0,97	0,54	1,25
$\Delta Z_i (mm)$	52,4	37	44,2	16,3	24,8	14,3	16,1	31,4	40,4	82	86,1	76

c- Lượng bốc hơi ở hồ chứa

Lượng bốc hơi cả năm $\Delta Z = 521 mm$

Phân phối bốc hơi thiết kế ($\Delta Z \sim t$)_{TK} trong Bảng (9 - 4)

d- Yêu cầu cấp nước

Diện tích khu tưới 7990ha, mức bảo đảm cấp nước (tần suất thiết kế) là 75%, lượng nước cần tưới cho từng tháng ghi ở cột (4) bảng (9 - 5a). Lượng nước yêu cầu này nhỏ hơn lượng dòng chảy năm thiết kế, vậy cần thiết kế kho nước điều tiết năm.

e- Mục nước chết và dung tích chết.

Theo yêu cầu tưới tự chảy đã tính được $H_c = 12,30m$, tương ứng có $V_c = 8,0.10^6 m^3$.

2) Tính V_h chưa kể tổn thất (xem bảng 9 - 5a). Giải thích bảng (9-5a):

- Cột (1): Thứ tự các tháng xếp theo năm thủy lợi (cũng trùng với năm thủy văn)

- Cột (2): số ngày của từng tháng.

- Cột (3): Tổng lượng nước đến của từng tháng

$$W_{Q_i} = Q_i \cdot \Delta t_i$$

Q_i lấy ở bảng (9-4)

Δt_i : thời gian của 1 tháng (giây)

- Cột (5): lượng nước thừa (khi $W_Q > W_q$)

$$(5) = (3) - (4)$$

- Cột (6): Lượng nước thiếu (khi $W_Q < W_q$)

$$(6) = (4) - (3)$$

Tổng cộng cột (6) sẽ có dung tích nước cần trữ để điều tiết đảm bảo yêu cầu cấp nước và đó chính là dung tích hiệu dụng chưa kể tổn thất: $V'_h = 83,465.10^6 m^3$.

- Cột (7): Tích nước thì lũy tích cột (5) nhưng chú ý không để vượt quá trị số V_h , phần xả thừa này ghi vào cột (8). Khi cấp nước thì lấy lượng nước có ở kho trừ đi lượng nước cần cấp ở cột (6).

3) Tính tổn thất trong kho nước (Xem bảng 9 - 5 b)

Giải thích bảng (9 - 5 b):

- Cột (2) là cột (7) của bảng (9 - 5a) cộng với dung tích chết V_c , vậy V_i là dung tích của kho nước ở cuối mỗi thời đoạn tính toán Δt_i . Khi kho bắt đầu tích nước, trong thiết kế thường giả thiết trước đó kho nước đã tháo cạn đến H_c (trong bảng là đầu tháng IX dung tích kho chính là V_c).

Bảng (9 - 5a)

Tháng	Δt (ngày)	WQ ($10^6 m^3$)	Wq ($10^6 m^3$)	ΔV^+ ($10^6 m^3$)	ΔV^- ($10^6 m^3$)	Lượng nước ($10^6 m^3$)	Lượng nước ($10^6 m^3$)
1	2	3	4	5	6	7	8
IX	30	24,300	12,348	11,952		11,952	
X	31	51,250	7,097	44,153		51,105	
XI	30	18,770	0	18,770		72,875	
XII	31	11,180	0	11,180		83,465	0,590
I	31	9,830	1,973	7,857		83,465	7,857
II	28	8,140	4,254	3,886		83,465	3,886
III	31	6,940	15,713		8,773	74,692	
IV	30	4,970	20,488		15,518	59,174	
V	31	3,940	11,259		7,319	51,855	
VI	30	2,510	8,043		5,533	46,322	
VII	31	1,440	28,203		26,763	19,559	
VIII	31	3,330	22,889		19,559	0	
Cộng		144,600	132,267	95,798	83,465		12,333

Bảng (9 - 5b)

Tháng	V_1 ($10^6 m^3$)	V_1 ($10^6 m^3$)	F_h ($10^6 m^3$)	W_b ($10^6 m^3$)	W_t ($10^6 m^3$)	W_{tt} ($10^6 m^3$)
1	2	3	4	5	6	7
	8,000					
IX	19,952	13,976	4,075	0,214	0,140	0,354
X	64,105	42,028	8,200	0,304	0,420	0,724
XI	80,875	72,494	11,688	0,516	0,725	1,241
XII	91,645	86,170	12,687	0,207	0,862	1,069
I	91,465	91,465	13,000	0,323	0,915	1,238
II	91,465	91,465	13,000	0,186	0,915	1,101
III	82,692	87,077	12,750	0,205	0,871	1,076
IV	67,174	74,933	12,075	0,379	0,749	1,128
V	59,855	63,515	11,075	0,447	0,635	1,082
VI	54,322	57,088	10,175	0,835	0,571	1,406
VII	27,559	40,940	8,225	0,708	0,409	1,117
VIII	8,000	17,780	4,700	0,357	0,178	0,535
Cộng				4,681	7,390	12,071

Cột (3): V_1 là dung tích bình quân trong hồ chứa nước, xác định theo (9 - 3).

Cột (4): F_h là diện tích mặt hồ tương ứng với V_1 (tra từ quan hệ địa hình cho ở bảng

9 - 3)

- Cột (5): W_{bi} là lượng tổn thất do bốc hơi

$$W_{bi} = \Delta Z_i \cdot F_{hi}$$

Trong đó ΔZ_i cho ở bảng (9 - 4)

F_{hi} đã xác định ở cột (4).

- Cột (6): W_{ti} là lượng tổn thất do thấm $W_{ti} = k \cdot V_1$

Trong đó V_1 đã xác định ở cột (3).

K là tiêu chuẩn thấm trong kho nước, lòng hồ sông Rác có điều kiện địa chất bình thường, tra bảng 9-2 đã chọn $K = 1\%$ lượng nước bình quân.

- Cột (7): W_{tti} là lượng tổn thất tổng cộng

$$W_{tti} = W_{bi} + W_{ti}$$

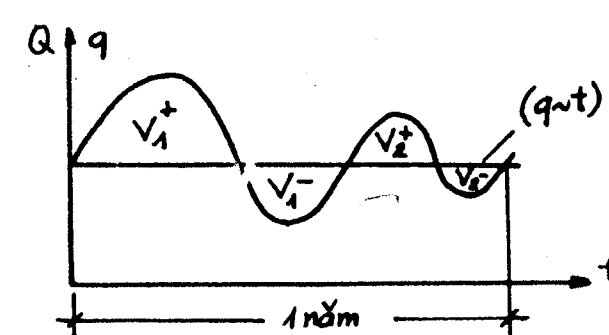
4) Tính V_h có kể tổn thất

Lập bảng tính giống như bảng (9 - 5a), nhưng lúc này lượng nước yêu cầu ở cột (4) là lượng nước cần tưới cộng với lượng nước tổn thất vừa tính ở trên.

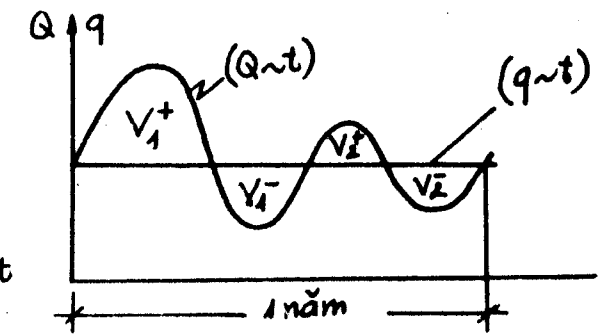
Trong ví dụ này có kết quả $V_h = 89,809.10^6 m^3$ và sử dụng nó để thiết kế hồ chứa nước sông Rác [5].

Ghi chú: 1) Nếu muốn tăng mức độ chính xác của kết quả tính tổn thất thì sử dụng số liệu vừa tính để lập lại bảng (9 - 5b) và xác định lại V_h . Có thể lập lại nhiều lần và cách làm như vậy gọi là nguyên lý tính đúng dần; nhưng thực tế cho thấy kết quả thay đổi rất ít nên thường chỉ tính một lần như trên là đủ.

2) Nếu trong 1 năm có nhiều thời kỳ thừa nước và nhiều thời kỳ thiếu nước thì khi xác định V_h cần phải lưu ý. Xin dẫn ra 2 trường hợp để minh họa:



Hình (9-2)



Hình (9 - 3)

- Trường hợp 1 (hình 9-2): trong 1 năm có hai lần trữ và 2 lần cấp nước, lượng nước thừa và thiếu tương ứng là $V_1^+ > V_1^-$ và $V_2^+ > V_2^-$, lúc đó xác định $V_h = V_{\max}^- = V_1^-$.

- Trường hợp 2 (hình 9-3): ở đây có $V_1^+ > V_1^-$ và $V_2^+ < V_2^-$, lúc đó xác định $V_h = V_1^+ + (V_2^- - V_2^+)$. Nhưng chú ý so sánh V_h với V_2^- , nếu $V_h < V_2^-$ thì phải lấy $V_h = V_2^-$ mới đảm bảo việc cấp nước.

Nhận xét: Trị số V_h vừa tìm được ở trên là đáp số của bài toán 1, như vậy đã thừa nhận tần suất tính toán nước đến là tần suất bảo đảm cấp nước. Điều đó chỉ đúng với 2 điều kiện sau đây:

- Lượng dòng chảy hàng năm thay đổi nhưng hình dạng phân phối dòng chảy trong từng năm phải hoàn toàn như nhau (các quá trình $(k \sim t)$ trùng hoàn toàn với $(K \sim t)_{TK}$).

- Lượng nước đến cả năm thiết kế được sử dụng toàn bộ, có nghĩa rằng hồ chứa được thiết kế là kho nước điều tiết năm hoàn toàn.

Như đã sơ bộ nhận xét ở Chương 5, khi phân tích chế độ thủy văn của sông ngòi thấy rằng: dạng phân phối dòng chảy của các năm khác nhau là khác nhau (tỷ lệ đóng góp của mỗi tháng và toàn mùa so với toàn năm, thời gian xuất hiện tháng lớn nhất và nhỏ nhất... là khác nhau). Dạng phân phối bất lợi lại rơi vào những năm nhiều nước, ngược lại những năm khô hạn có dạng phân phối tương đối điều hòa [6]. Do vậy mà đã có nhiều ý kiến đề nghị với những công trình quan trọng và có liệt tài liệu dòng chảy thực đo dài nên tính toán điều tiết toàn liệt, thậm chí tốt hơn nữa là với liệt tài liệu đã được mô hình hóa dài hàng nghìn hoặc hàng vạn năm (sẽ trình bày ở phần sau).

Cũng cần khẳng định rằng, tính toán điều tiết năm theo năm thiết kế bằng phương pháp lập bảng như trên rất thường gặp trong thực tế và trong nhiều trường hợp đó là cách làm duy nhất.

Nếu gặp bài toán 2 thì đưa về bài toán 1 bằng cách giả thiết nước dùng sao cho trị số V_h tìm được chính là dung tích hiệu dụng của kho nước.

9.2.2. Tính toán điều tiết toàn liệt.

Ở đây sẽ giải bài toán 3 cũng trên cơ sở thiết lập sự cân bằng nước theo biểu thức (9-1) nhưng tương ứng với toàn bộ quá trình dòng chảy đến công trình (đó là liệt dòng chảy thực đo hoặc liệt dòng chảy dài vô hạn nhờ phương pháp mô hình hóa), bởi vậy đã gọi là tính toán điều tiết toàn liệt. Trình tự tính toán điều tiết được thực hiện theo bảng (9-6)

Bảng (9-6)

Năm	Tháng	Q(i)	q(k)	ΔW	VT	V(i)	W_x	W_{th}
1	2	3	4	5	6	7	8	9

Bảng giải thích (9-6);

- Cột (1) và (2) là các năm và các tháng xếp theo thứ tự tương ứng với quá trình dòng chảy đến hồ chứa. Độ dài của liệt tính theo số năm là SN và theo số tháng là $ST = 12.SN$.

- Cột (3): lưu lượng nước đến của tháng thứ i ($i = 1 + ST$)

- Cột (4): lưu lượng nước yêu cầu (kể cả tổn thất) của tháng thứ k ($k = 1 + 12$ vì không thay đổi hàng năm). Cách tính tổn thất sẽ giới thiệu sau.

- Cột (5): $\Delta W = (Q(i) - q(k)). \Delta t$ (9-4)

Trong đó Δt là thời gian của 1 tháng, có thể lấy trung bình bằng $2,63.10^6$ séc.

- Cột (6): Dung tích kho ở cuối thời đoạn tính toán nếu như lưu lượng lấy từ hồ chứa chỉ là q(k)

$$VT = V(i-1) + \Delta W \quad (9-5)$$

Trong đó V(i-1) là dung tích kho ở đầu thời đoạn tính toán thứ i (không kể dung tích chết).

Khi bắt đầu tính toán, dung tích kho ở thời điểm đó là V(o) sẽ được chọn theo những quy tắc điều phối. Chẳng hạn, nếu quá trình dòng chảy sắp xếp theo năm thủy lợi và kho bắt đầu tích nước thì V(o) = 0. Ngược lại, có thể chọn V(o) = V_h . Trường hợp có liệt tính toán đủ dài thì trị số V(o) có thể tùy chọn vì nó không ảnh hưởng tới kết quả tính toán.

- Cột (7) ghi dung tích kho ở cuối thời đoạn, cột (8) ghi lượng nước xả thừa và cột (9) ghi lượng nước không đủ cấp theo yêu cầu. Có 3 trường hợp như sau:

a) Nếu $0 \leq VT \leq V_h$ thì V(i) = VT, $W_x = 0$ và $W_{th} = 0$

b) Nếu $VT > V_h$ thì V(i) = V_h (vì không thể tích quá $H_{bđ}$), $W_{th} = 0$ và $W_x = VT - V_h$ được tháo qua công trình xả lũ.

c) nếu $VT < 0$ thì V(i) = 0, (vì không cho phép cấp dưới H_c), $W_x = 0$ và $W_{th} = VT$.

Từ đây tính được: tổng lượng nước thiếu $\sum W_{th}$, tổng lượng nước xả thừa $\sum W_x$, số tháng xảy ra thiếu nước STT và số năm thiếu nước SNT.

Cuối cùng sẽ xác định tần suất bảo đảm cấp nước theo đúng các công thức định nghĩa của nó:

- Tần suất đảm bảo theo năm:

$$P_n = \frac{SN - SNT}{SN} \cdot 100\% \quad (9-6)$$

- Tần suất đảm bảo theo tháng:

$$P_t = \frac{ST - STT}{ST} \cdot 100\% \quad (9-7)$$

- Tần suất đảm bảo theo lượng nước cấp

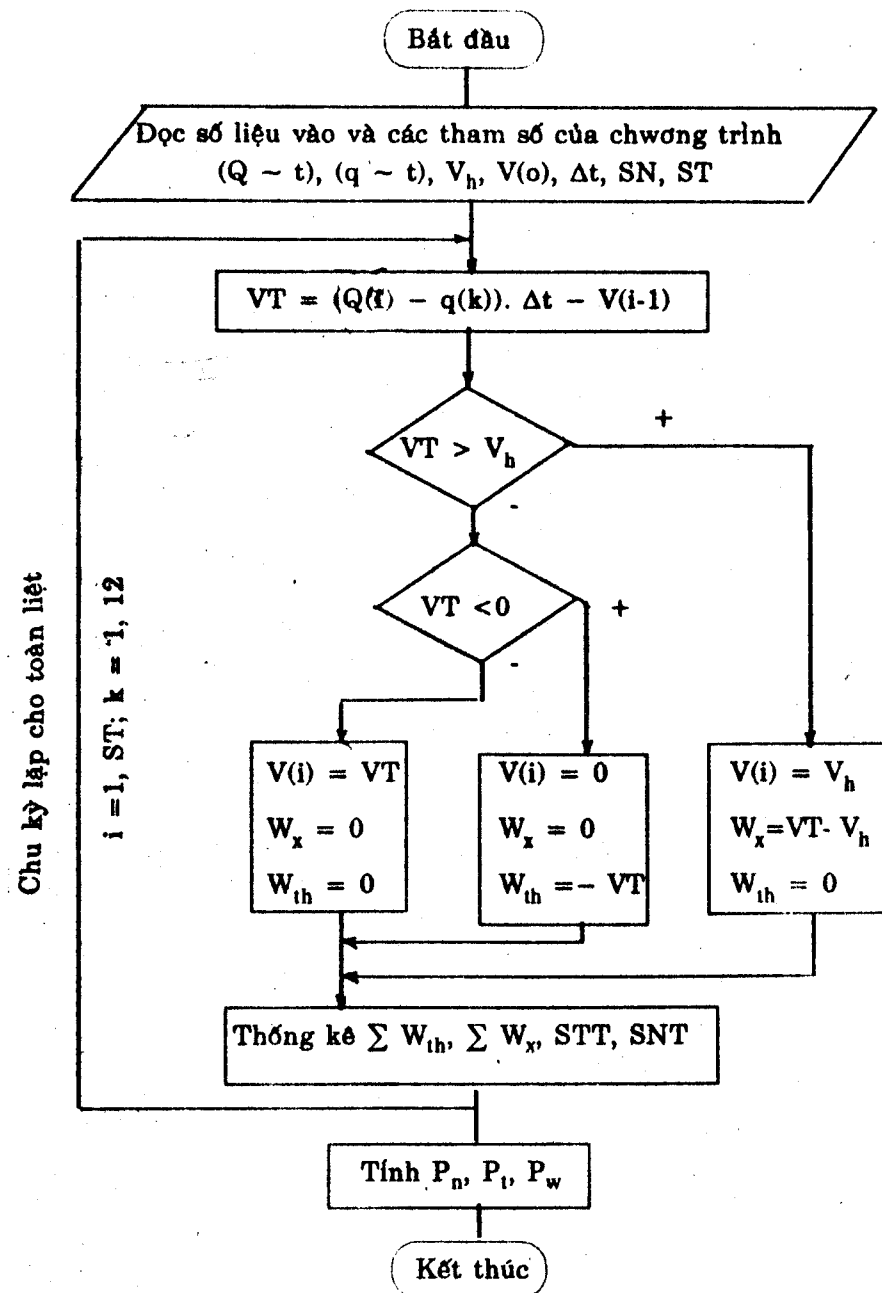
$$P_w = \frac{\sum W_q - \sum W_{th}}{\sum W_q} \cdot 100\% \quad (9-8)$$

Nếu gặp các bài toán 1 và 2 thì việc giải sẽ đưa về bài toán 3 như đã làm ở trên bằng cách giả thiết ngay đại lượng cần tìm.

Khi liệt tính toán dài (đặc biệt là với liệt dòng chảy đã được mô hình hóa tới hàng ngàn hoặc hàng vạn năm) thì kết quả tính toán theo điều tiết toàn liệt sẽ đáng tin cậy, nhưng kéo theo nó là khối lượng tính toán cũng sẽ rất lớn. Ngày nay khó khăn này đã hoàn toàn bị loại bỏ nhờ kỹ thuật tin học vì máy tính đã trở thành công cụ thông dụng trong nhà trường và các cơ sở sản xuất.

Theo cách giải ở trên và sử dụng sơ đồ khối trên hình (9-4), bạn đọc có thể tự mình

xây dựng được chương trình tính toán hoặc có thể tham khảo chương trình mẫu (có số thứ tự 24 trong tài liệu [7]). Chương trình cho phép tính được tần suất đảm bảo theo cả 3 loại của kho nước (không phân biệt điều tiết mùa hay điều tiết nhiều năm). Chương trình đặc biệt tiện lợi khi giải bài toán 1 và 2 vì phải đưa về bài toán 3 thông qua việc tính thử dần. Vậy điều quan trọng nhất là làm thế nào để có liệt tài liệu dòng chảy đủ dài và phản ánh đúng quy luật khách quan của tự nhiên. Với điều tiết nhiều năm thì độ dài của liệt tài liệu quan trắc dòng chảy có ý nghĩa hàng đầu để kết quả tính toán được ổn định. Sẽ phân tích kỹ nhận xét này ở phần sau.



Hình 9 - 4: Sơ đồ khối của chương trình tính toán điều tiết toàn liệt.

Ghi chú: Tổn thất nước (để đưa vào lượng nước yêu cầu của cột (4)) được tính một cách đơn giản như sau:

- Lượng tổn thất do thấm trong cả năm:

$$W_t = K \cdot V \quad (9 - 9)$$

Trong đó: K là tiêu chuẩn thấm được tra theo bảng (9 - 2).

V là dung tích kho bình quân trong năm:

$$V = V_c + \frac{V_h}{2} \quad (9 - 10)$$

- Lượng tổn thất do bốc hơi trong cả năm:

$$W_b = \Delta Z \cdot F_h \quad (9 - 11)$$

Trong đó: ΔZ là chênh lệch bốc hơi thiết kế (cách xác định đã giới thiệu ở chương 5).

F_h là diện tích mặt nước hồ ứng với V vừa tính ở trên (tra từ quan hệ đặc trưng địa hình của hồ chứa)

- Lượng tổn thất tổng cộng

$$W_{tt} = W_t + W_b$$

Lấy W_{tt} chia đều cho 12 tháng và gộp vào lượng nước yêu cầu của từng tháng để tính toán điều tiết.

9.3. TÍNH TOÁN ĐIỀU TIẾT THEO PHƯƠNG PHÁP DỒ GIẢI.

9.3.1. Đường lũy tích lượng dòng chảy vuông góc.

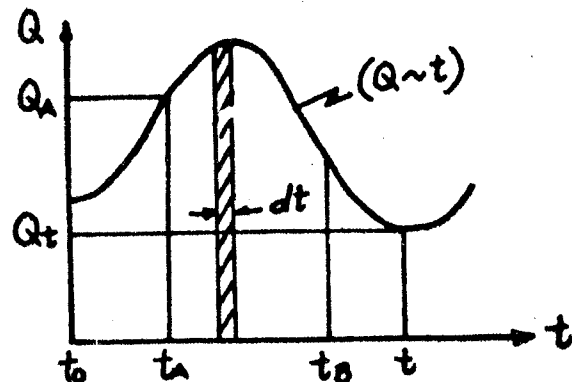
Giả sử có quá trình lưu lượng (Q ~ t) như hình (9 - 5a).

Xét trong khoảng thời gian dt sẽ có lượng nước là dw = Qdt và lượng nước từ t₀ đến t sẽ là:

$$W_t = \int_{t_0}^t Q dt \quad (9 - 12)$$

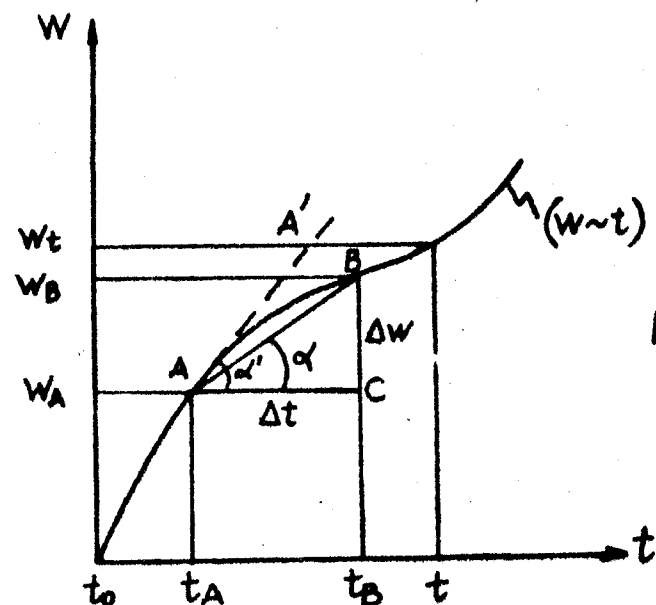
Vậy tương ứng với (Q ~ t) sẽ có (w ~ t) và gọi là đường lũy tích lượng dòng chảy vuông góc (Hình 9 - 5b). Đường này có những tính chất sau:

- Mỗi trung độ của đường là tổng lượng nước từ đầu thời đoạn đến thời điểm đó, nên (W ~ t) là đường cong không giảm. Khi Q = const thì (w ~ t) là đường thẳng đi lên và Q = 0 thì (w ~ t) là đường thẳng nằm ngang. Hiệu số W_B - W_A = ΔW là lượng dòng chảy trong khoảng thời gian từ t_A đến t_B.

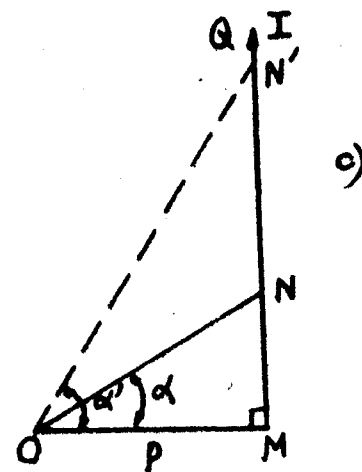


a)

Hình (9 - 5): Đường quá trình lưu lượng (a), đường lũy tích lưu lượng dòng chảy vuông góc (b) và thước tỷ lệ chòm (c).



b)



c)

- Xét ΔABC , về mặt hình học có: $\text{tg } \alpha = \frac{||BC||}{||AC||}$,

trong đó độ dài: $||BC|| = \frac{\Delta W}{m_w}$ và $||AC|| = \frac{\Delta t}{m_t}$, ở đây m_w là tỷ lệ xích của trục w

và m_t là tỷ lệ của trục t .

Thay vào công thức trên và rút gọn được:

$$\text{tg } \alpha = \frac{m_t}{m_w} \cdot \frac{\Delta w}{\Delta t} = \frac{m_t}{m_w} \cdot Q_{AB} \quad (9 - 13)$$

Khi B tiến về A thì cát tuyến AB trở thành tiếp tuyến AA', góc α trở thành α' và có:

$$\text{tg } \alpha' = \frac{m_t}{m_w} \cdot Q_A \quad (9 - 14)$$

Trong đó Q_{AB} là lưu lượng trung bình trong thời đoạn Δt và Q_A là lưu lượng tức thời tại t_A .

Như vậy, nếu đã có đường $(w \sim t)$ thì lại có thể tìm được $(Q \sim t)$ bằng cách đo góc tạo bởi tiếp tuyến tại từng thời điểm α' , rồi tính

$$Q_t = \frac{m_w}{m_t} \cdot \text{tg } \alpha'_t \quad (9 - 15)$$

Để tránh việc đo góc đã đề nghị sử dụng biểu đồ như hình (9 - 5c) và gọi là thước tỷ lệ chòm. Trong đó điểm O gọi là cực, đoạn nằm ngang OM = p gọi là đoạn cực và kẻ đường thẳng MI $\perp$ OM. Từ O kẻ ON' // AB, độ dài của đoạn thẳng MN' là:

$$||MN'|| = p \cdot \text{tg } \alpha' = p \cdot \frac{m_t}{m_w} \cdot Q_A \quad (9 - 16)$$

Theo (9 - 16) thì mỗi đoạn thẳng $||MN'||$ trên đường thẳng MI sẽ mang ý nghĩa biểu thị lưu lượng dòng chảy. Vậy nếu gán cho MI là trục lưu lượng với tỷ lệ xích là m_Q thì có:

$$\frac{MN'}{m_Q} = p \cdot \frac{m_t}{m_w} \cdot Q_A$$

$$\text{Vậy } MN' = p \cdot \frac{m_Q \cdot m_t}{m_w} \cdot Q_A$$

$$\text{Để cho } MN' = Q_A \text{ thì: } p \cdot \frac{m_Q \cdot m_t}{m_w} = 1$$

muốn vậy phải chọn độ dài của đoạn cực OM là:

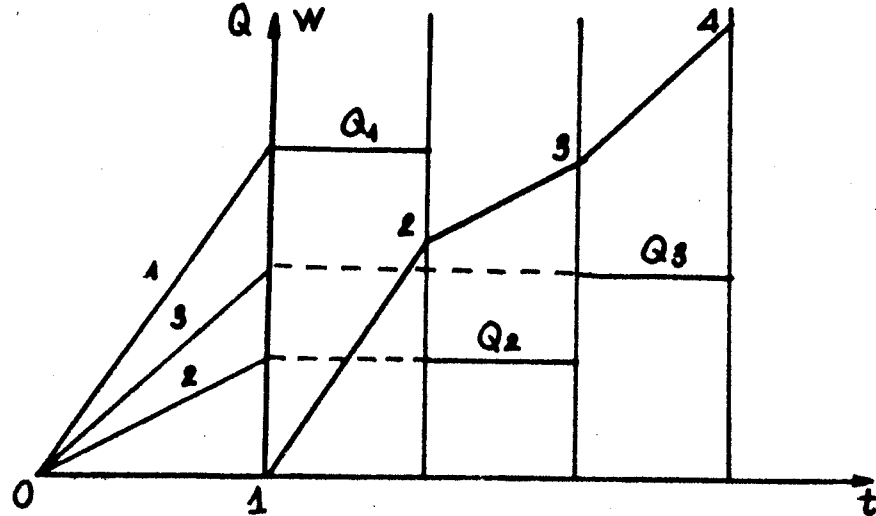
$$p = \frac{m_w}{m_Q \cdot m_t} \quad (9 - 17)$$

Thí dụ: Có $m_w = 50 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{cm}$, $m_Q = 10 \cdot \text{m}^3/\text{s} - \text{cm}$ và $m_t = 2,63 \cdot 10^6 \text{ s}/\text{cm}$ thì $p = 1,9 \text{ cm}$.

Ghi chú: Trong thực tế quá trình $(Q \sim t)$ được chia ra nhiều thời đoạn Δt và lưu lượng Q trong mỗi thời đoạn là hằng số, để vẽ đường $(W \sim t)$ thì công thức (9 - 12) được đưa về dạng sau:

$$W_t = \sum_{t_0}^t Q \cdot \Delta t \quad (9 - 18)$$

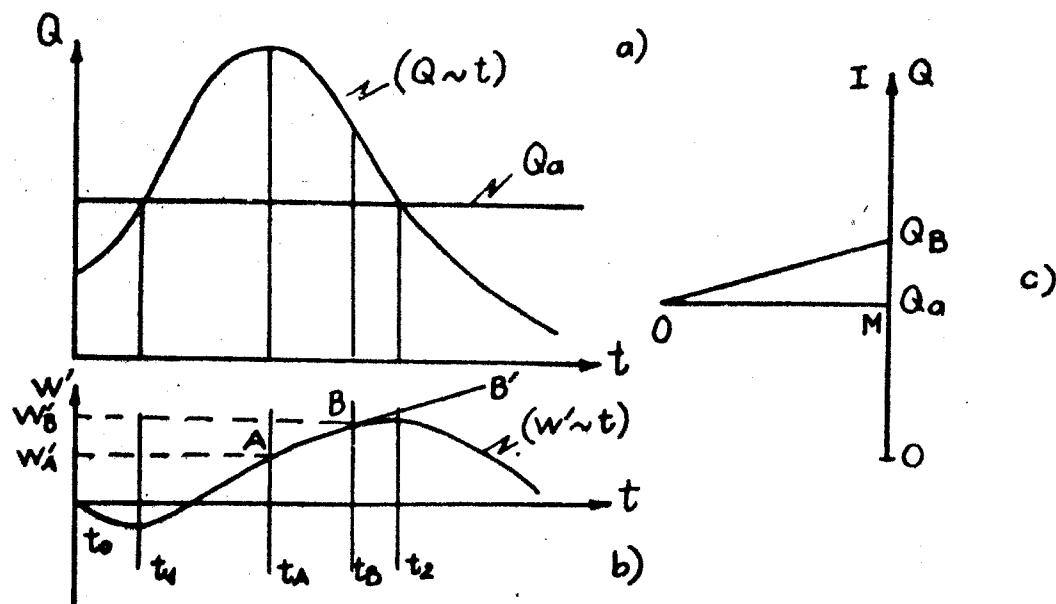
Hoặc sử dụng thước tỷ lệ chòm có thể vẽ đường $(w \sim t)$ như hình (9 - 6):



Hình (9 - 6): Cách vẽ đơn giản đường lũy tích.

- Từ O kẻ các tia 1, 2 và 3 ứng với các lưu lượng Q_1 , Q_2 và Q_3 .
- Các đoạn 12, 23 và 34 lần lượt song song với các tia 1, 2 và 3.

9.3.2. Đường lũy tích lượng dòng chảy hiệu số



Hình (9 - 7): Đường lũy tích lượng dòng chảy hiệu số.

Đường lũy tích lượng dòng chảy vuông góc bao giờ cũng hướng lên trên nên hình vẽ không gọn, nhất là khi vẽ cho toàn liệt, nên thực tế rất ít sử dụng.

Giả sử có quá trình lưu lượng ($Q \sim t$) như hình 9 - 7a. Vẫn sử dụng nguyên lý ở phần trên nhưng khi lũy tích lượng dòng chảy thì lấy các trị số Q trừ bớt đi 1 số cố định Q_a này đó, nghĩa là:

$$W'_t = \int_{t_0}^t (Q - Q_a) dt \quad (9 - 19)$$

Vậy tương ứng với ($Q \sim t$) sẽ có ($W' \sim t$) và gọi là đường lũy tích lượng dòng chảy hiệu số (hình 9 - 7b).

Tương tự như trên có thể rút ra những tính chất của đường ($W' \sim t$) như sau:

- Từ (9 - 19) có thể rút ra:

$$\frac{dW'_t}{dt} = Q - Q_a \quad (9 - 20)$$

Nên W'_t sẽ đi lên khi $Q > Q_a$, đi xuống khi $Q < Q_a$ và đạt cực trị khi $Q = Q_a$. Để đường ($W' \sim t$) dao động quanh trục hoành (hình vẽ như vậy sẽ đẹp và tính toán thuận tiện) thì trị số cố định Q_a được chọn là trị số lưu lượng trung bình nhiều năm Q_0 .

Khi $Q_a = 0$ thì đường lũy tích dòng chảy hiệu số trở thành đường lũy tích dòng chảy vuông góc.

$$\begin{aligned} \text{- Hiệu số } \Delta W' &= W'_B - W'_A = \int_{t_0}^{t_B} (Q - Q_a) dt - \int_{t_0}^{t_A} (Q - Q_a) dt \\ &= \int_{t_A}^{t_B} (Q - Q_a) dt = W_B - W_A - Q_a \cdot \Delta t \end{aligned} \quad (9 - 21)$$

- Suy luận tương tự như công thức (9 - 15) sẽ có

$$Q_t - Q_a = \frac{m_w}{m_l} \cdot \text{tg} \alpha'_t \quad (9 - 22)$$

Do đó thước tỷ lệ chũm sẽ có đoạn cực OM được nâng lên 1 đoạn tương ứng với trị số Q_a (xem hình 9-7c).

Trong thực hành để vẽ đường ($W' \sim t$) thì công thức (9 - 19) cũng được đưa về dạng sau:

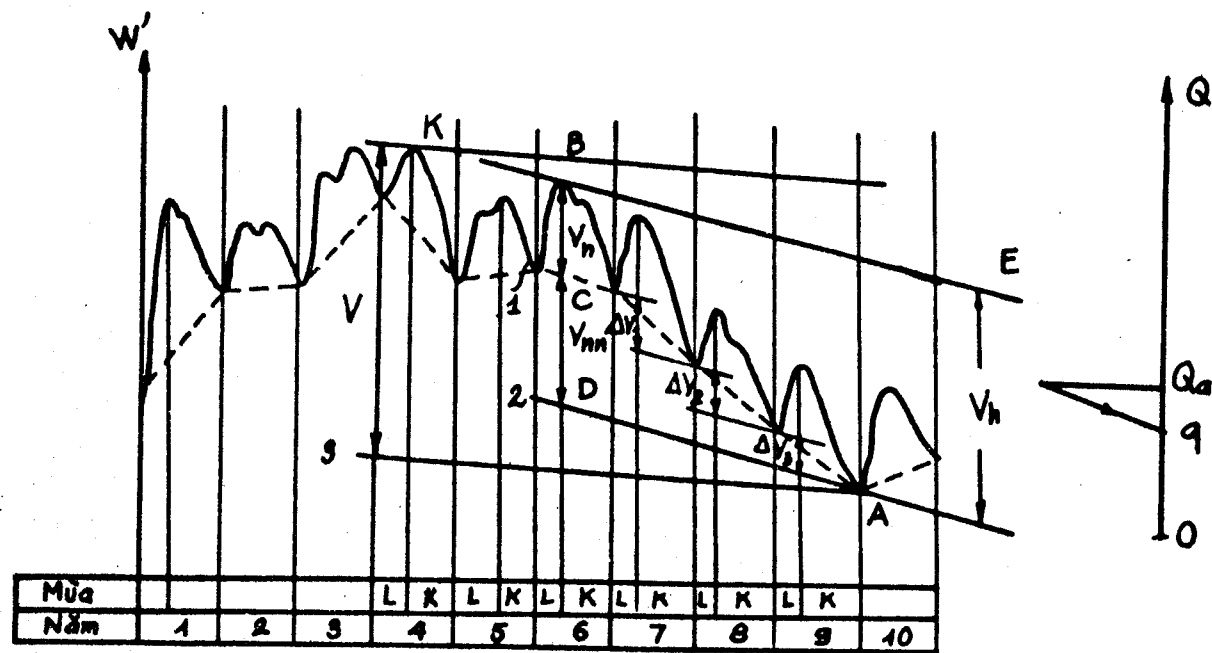
$$W'_t = \sum_{t_0}^t (Q - Q_a) \cdot \Delta t \quad (9 - 23)$$

9.3.3. Tính toán điều tiết nhiều năm bằng phương pháp đồ giải

Tính toán kho nước điều tiết năm rất ít khi dùng phương pháp đồ giải (thường sử dụng phương pháp lập bảng).

Khi tính toán điều tiết nhiều năm bằng đồ giải do thời đoạn tính toán dài chỉ nên dùng đường lũy tích lượng dòng chảy hiệu số.

Giả sử đã có quá trình nước đến ($Q \sim t$) và biết yêu cầu dùng nước ($q \sim t$) (để đơn giản đã vẽ với trường hợp $q = \text{const}$), cần xác định dung tích kho V_h . Tương ứng với tài



Hình (9 - 8): Xác định V_h trong điều tiết nhiều năm.

liệu đã cho sẽ vẽ được các đường lũy tích lượng dòng chảy hiệu số ($W'_Q \sim t$) và ($W'_q \sim t$). Trên các đường này cần tìm các thời kỳ ít nước (cần phải điều tiết dòng chảy), thí dụ 1 thời kỳ cần tìm được minh họa trên hình (9 - 8). Trên hình vẽ thì đường (1) là đường ($W'_Q \sim t$) và đường (2) là phương của đường ($W'_q \sim t$) (đường (2) song song với đường ($W'_Q \sim t$)). Thời kỳ này phải bao gồm cả mùa kiệt của năm đứng trước những năm thiếu nước. Kẻ tiếp tuyến trên và dưới với đường (1) của thời kỳ này (phương của tiếp tuyến song song với đường (2), trong phạm vi giữa 2 tiếp điểm các tiếp tuyến không cắt đường (1) - trên hình vẽ là đường BE và AD). Khoảng cách thẳng đứng giữa BE và AD chính là V_h .

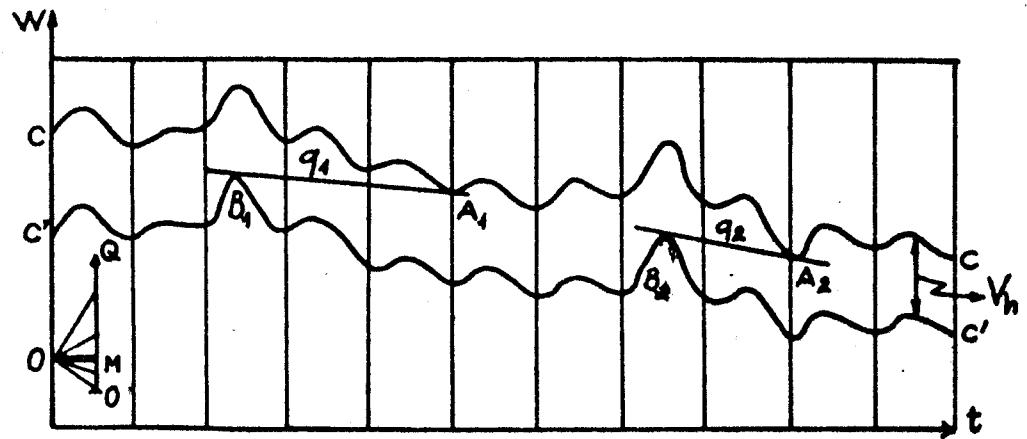
Trên hình vẽ cũng thấy rõ, nếu tài liệu cho dưới dạng dòng chảy năm (đường gạch gạch trên hình 9-8) thì kết quả chỉ cho thành phần nhiều năm $V_{n.n} = CD$, trong đó:

$$V_{n.n} = \Delta V_1 + \Delta V_2 + \Delta V_3.$$

Theo tính chất của đường lũy tích thấy ngay rằng ý nghĩa của ΔV_1 , ΔV_2 , ΔV_3 là lượng nước thiếu trong những năm 7, 8, 9 và rõ ràng tổng của chúng phải là thành phần nhiều năm của dung tích kho. Đoạn còn lại BC là dung tích để điều tiết năm V_n .

Nếu mức độ điều tiết tăng tức là tăng lưu lượng nước dùng (thí dụ đường (3)) thì thời kỳ cấp nước của kho cũng dài ra đạt đến thời đoạn giữa K và A và dung tích cần để điều tiết cũng tăng lên.

Trường hợp có quá trình nước đến ($Q \sim t$) và biết dung tích kho V_h , để tìm khả năng cấp nước của kho cần tịnh tiến đường (1) lên trên (hoặc xuống dưới) 1 đoạn thẳng đứng bằng V_h , sau đó kẻ tiếp tuyến giữa 2 đường này và theo phương của tiếp tuyến chung đó đọc trên thước tỷ lệ chùm giá trị lưu lượng điều tiết q (xem hình vẽ 9 - 9)



Hình (9 - 9): Xác định lưu lượng điều tiết q trong điều tiết nhiều năm

Một vấn đề nan giải nhưng cũng rất dễ nhận ra khi tính toán điều tiết nhiều năm là quá trình dòng chảy dùng để tính toán còn quá ngắn (thường chỉ vài chục năm) nên chỉ tìm được vài ba thời kỳ ít nước. Do vậy đã đề nghị sử dụng thời kỳ ít nước nhất để xác định V_h (ngược lại khi tìm khả năng cấp nước thì sử dụng lưu lượng điều tiết nhỏ nhất). Rõ ràng kết quả đó sẽ không ổn định và rất khó giải quyết vấn đề tần suất đảm bảo cấp nước của công trình.

Về vấn đề độ dài của liệt tài liệu quan trắc dòng chảy ảnh hưởng như thế nào đến kết quả tính toán điều tiết đã được nhiều tác giả nghiên cứu. Dưới đây xin dẫn ra kết quả khảo sát của Kritsky và Menkel [8]:

- Sông Mat-sơ-va (CHLB Nga) có liệt tài liệu quan trắc trong 40 năm (từ 1891 đến 1931), nếu $\alpha = 0,90$ thì nửa đầu của liệt tài liệu cho kết quả $\beta_h = 0,36$ và nửa sau cho $\beta_h = 1,26$ có nghĩa là gấp 3,5 lần, nếu $\alpha = 0,80$ thì nửa đầu của liệt tài liệu cho kết quả $\beta_h = 0,25$ và nửa sau cho $\beta_h = 0,62$.

- Ở một sông khác khảo sát với 2 thời đoạn từ 1881 + 1910 và từ 1891 + 1924, nếu $\alpha = 0,90$ thì đoạn đầu cho $\beta_h = 0,82$ và đoạn sau cho $\beta_h = 0,42$, nếu $\alpha = 0,80$ thì kết quả tương ứng là 0,40 và 0,30.

Nói chung có thể kết luận rằng với liệt tài liệu ngắn thì kết quả chỉ là gần đúng, khi mức độ điều tiết tăng lên ($\alpha \rightarrow 1$) và khi sự biến động dòng chảy năm càng lớn (C_v lớn) thì để đạt được kết quả tính toán đáng tin cậy càng đòi hỏi liệt tài liệu quan trắc dòng chảy càng phải dài.

Tính toán điều tiết nhiều năm bằng phương pháp trình tự thời gian có ưu điểm là đơn giản và cho phép xét được phân phối dòng chảy không đều trong năm một cách dễ dàng. Nhưng trong bản chất của phương pháp tồn tại một nhược điểm rất khó khắc phục. Đó là do phương pháp dựa trên giả thiết quá trình dòng chảy tương lai lặp lại như trong quá khứ. Hiển nhiên là giả thiết này chỉ được chấp nhận trong điều kiện liệt tài liệu dòng chảy quan trắc trong quá khứ phải đủ dài để có thể đại diện cho cả tổng thể. Ngay cả khi có liệt tài liệu dài, nếu dùng đồ giải để tính toán điều tiết thì cũng rất khó đánh giá mức độ đảm bảo về cấp nước của công trình và rất phức tạp khi giải bài toán 3, lúc này tốt nhất là dùng phương pháp lập bảng tính toán điều tiết toàn liệt.

Ở Việt Nam các sông có liệt tài liệu dòng chảy quan trắc trên 30 năm không phải là nhiều, do đó để tính toán điều tiết nhiều năm nên dùng các phương pháp thống kê.

9.4. TÍNH TOÁN ĐIỀU TIẾT NHIỀU NĂM BẰNG PHƯƠNG PHÁP THỐNG KÊ.

9.4.1. Vài nét về sự phát triển của những phương pháp thống kê tính toán điều tiết nhiều năm.

Công trình đầu tiên của Ha-zen, phục vụ cho vấn đề cấp nước, được công bố năm 1914 ở Mỹ. Do cách giải thô thiển nên ý nghĩa thực tiễn còn rất hạn chế, nhưng cách làm của Ha-zen đã mở đường cho một xu hướng áp dụng lý thuyết xác suất và thống kê toán để tính toán điều tiết. Phương hướng này thực sự phát triển từ năm 1930, nhờ các công trình của Kritsky, Menkel, Xavarensky, Rupkin, Ivanốp v.v... mà lý thuyết điều tiết dòng chảy trở thành một bộ môn khoa học độc lập. Hàng loạt các phương pháp cơ bản tính toán điều tiết nhiều năm đã ra đời, có thể quy thành 3 loại nhóm phương pháp như sau [9], [10]:

1) Nhóm thứ nhất gồm các phương pháp dựa trên cơ sở tổ hợp tần suất: Đây là phương hướng giải quyết bài toán điều tiết thuần túy bằng lý thuyết. Các tác giả không sử dụng tài liệu thực đo của một con sông nào, mà tài liệu dòng chảy được cho dưới dạng đường tần suất lý luận. Như vậy đặc điểm của nhóm này là dựa trên việc sử dụng những mô hình toán (xác suất) của quá trình dòng chảy. Trong quá trình tính toán phải tổ hợp các đường tần suất và tính thử nhiều lần.

Công trình đầu tiên thuộc nhóm này là của Kritsky - Menkel, công bố năm 1930, gọi là phương pháp KritskyMenkel 1, cho phép tính $\beta_{n,n}$ khi biết α , C_v , C_s và P . Nó tiếp tục được Ephimôvik và Rupkin hoàn thiện thành các biểu đồ rất thuận tiện cho việc tính toán. Do nhược điểm cơ bản là lấy tần suất bảo đảm cấp nước bằng tần suất dòng chảy mà đến năm 1935 chính các tác giả của nó lại đề nghị một phương pháp mới, gọi là phương pháp Kritsky - Menkel 2. Do cách giải phức tạp nên phải nhờ các công trình của Pleskóp (1939), Milôxapsky (1950) và Gugly (1959) thì phương pháp Kritsky - Menkel 2 mới thực sự hoàn thiện và được ứng dụng rộng rãi trong thực tế. Cũng trên cơ sở này mà Xavarensky còn tính được các đặc trưng điều tiết khác như phân bố xác suất thể tích nước trong kho, đường tần suất nước thiếu, nước thừa và khả năng tổng hợp ra thẳng dung tích hiện dụng β_h . Tiếp đó, năm 1967 Kartvelixvili đã tiến hành giải bài toán trên bằng giải tích hoàn toàn.

Vấn đề tính toán điều tiết trong trường hợp nước dùng biến động, phụ thuộc vào lượng dòng chảy đều được Pôtapốp giải quyết.

2) Nhóm thứ hai gồm các phương pháp tổng hợp hoặc các biểu đồ bán kinh nghiệm: nhóm này dựa trên cơ sở tổng hợp kết quả tính toán theo liệt tài liệu dòng chảy thực đo của các sông thuộc các khu vực địa lý khí hậu khác nhau và sự khái quát tính toán (xác suất) được dành cho các kết quả tính toán điều tiết dung tích kho $V_{n,n}$ hoặc lưu lượng điều tiết q . Vì dùng mô hình "thực" của dòng chảy nên có một số ưu điểm so với nhóm trên:

a/ Đơn giản, không phải tính thử nhiều lần.

b/ Các đặc tính thật của dao động chu kỳ dòng chảy, quan hệ giữa dòng chảy những năm kề nhau (không phụ thuộc vào vấn đề tương quan là tuyến tính hay phi tuyến) v.v... đã được xem xét một cách tự động trong quá trình xây dựng biểu đồ.

Phương pháp của Hazen mở đầu cho những phương pháp thuộc nhóm này. Tiếp đó là các biểu đồ của Ivanốp (1946), Xavarensky (1950), Druzhnin và Mamatkarốp (1963). Một điều rất lý thú là kết quả tính toán từ các biểu đồ của nhóm 1 và từ các biểu đồ của nhóm 2 rất khớp nhau, các trường hợp có sự sai lệch nhau đều có thể lý giải được.

3) Nhóm thứ ba là nhóm phương pháp Monte - Carlo:

Phương pháp này thực sự được phát triển chỉ khi máy tính điện tử được sử dụng rộng rãi trong tính toán. Phương pháp này dựa trên việc sử dụng liệt tài liệu nhân tạo lý luận rất dài (1000 năm) được xây dựng bằng những phương pháp thử thống kê (phương pháp Monte - Carlo) xuất phát từ giả thiết tính dừng và tính ergodic của quá trình dòng chảy. Trong việc mô hình hóa liệt tài liệu nhân tạo, quá trình dòng chảy được biểu diễn dưới dạng xích Máccốp đơn, còn quan hệ tương quan giữa dòng chảy các năm kề nhau coi là tuyến tính và được xét nhờ hàm truyền.

Năm 1964 Xvanhide trên cơ sở phương pháp Monte - Carlo tiến hành lập một tập biểu đồ gồm 60 chiếc để xác định $\beta_{n,n}$ với những hệ số r và tỷ số C_s/C_v khác nhau. Sau đó Rernhicốpsky và Zubarép cũng trên cơ sở phương pháp này lập các biểu đồ tính toán cho các trường hợp $0 \leq r \leq 0,6$ và $C_s = C_v$, $C_s = 2C_v$, $C_s = 4C_v$. Các biểu đồ Pleskóp và Gugly ở nhóm 1 chỉ là các trường hợp riêng của nhóm này.

Như vậy bắt đầu từ 1930 lý thuyết điều tiết chảy không ngừng được phát triển. Những nhóm phương pháp tính toán nêu trên đều có giá trị độc lập và bổ sung lẫn cho nhau. Nó cũng không thể coi là đã hoàn hảo, nhất là trong việc xét tương quan dòng chảy những năm kề nhau. Cho nên vẫn cần phải tiếp tục nghiên cứu những tính chất của quá trình dòng chảy và cải tiến những phương pháp tính toán điều tiết (như tương quan phi tuyến và xích Máccốp phức).

Dưới đây sẽ trình bày một phương pháp tiêu biểu và giới thiệu các biểu đồ cần thiết áp dụng trong thực tế.

9.4.2. Phương pháp Kritsky - Menkel 2

1. Cách tổ hợp tần suất;

I. Bài toán tổ hợp tần suất:

Cho hai đại lượng ngẫu nhiên X và Y có các đường tần suất tương ứng ($x \sim P$) và ($y \sim P$). Tìm đường tần suất của đại lượng ngẫu nhiên $Z = X + Y$.

Với giả thiết mối quan hệ giữa 2 đại lượng X và Y là tuyến tính nên chỉ có 3 trường hợp xảy ra:

a. X và Y độc lập với nhau hoàn toàn, nghĩa là hệ số tương quan giữa chúng $r = 0$.

b. X và Y có mối quan hệ phụ thuộc thống kê $0 < r < 1$

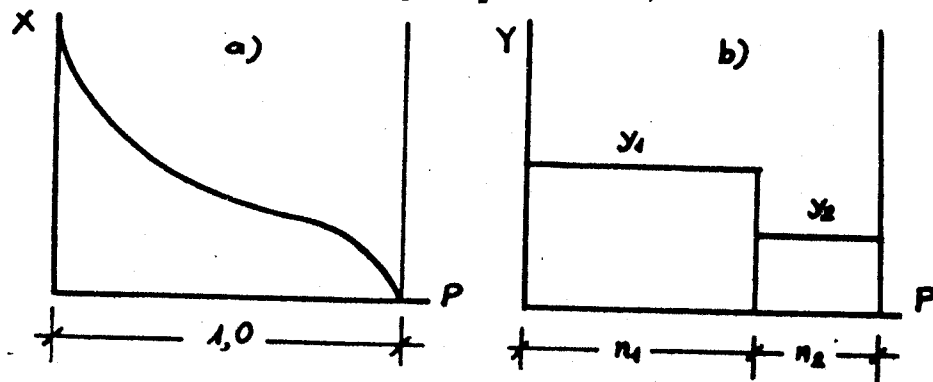
c. X và Y có mối quan hệ phụ thuộc hàm số $r = 1$

Phương pháp Kritsky – Menkel 2 tính toán điều tiết nhiều năm trong trường hợp dòng chảy hàng năm không có tương quan với nhau nên chỉ giới hạn ở trường hợp thứ nhất.

II. Tổ hợp tần suất trong trường hợp giữa X và Y không có quan hệ ($r = 0$)

Đặc điểm của trường hợp tổ hợp này là một trị số của X có thể gặp gỡ bất kỳ một trị số nào đó của Y. Do đó Z sẽ là tổng của 2 trị số bất kỳ thuộc X và Y.

Đầu tiên hãy giả sử đường tần suất của X là đường cong liên tục còn đường tần suất của Y có dạng bậc thang gồm 2 bậc y_1 và y_2 (hình 9-10)



Hình (9-10): Đường tần suất của X (a) và của Y (b).

Giả thiết trị số Z_i bất kỳ. Trị số Z_i này có thể có 2 khả năng tạo thành do trị số x_1 nào đó thuộc X cộng với y_1 thuộc Y hoặc do trị số x_2 nào đó thuộc X cộng với y_2 thuộc Y:

$$Z_i = x_1 + y_1$$

$$\text{hoặc } Z_i = x_2 + y_2$$

Vấn đề đặt ra là phải tính tần suất của Z_i

$$P(Z \geq Z_i) ?$$

$$\text{Đặt } A_1 \text{ là biến cố } X \geq x_1$$

$$A_2 \text{ là biến cố } X \geq x_2$$

$$B_1 \text{ là biến cố } Y = y_1$$

$$B_2 \text{ là biến cố } Y = y_2$$

$$C \text{ là biến cố } Z \geq Z_i$$

Rõ ràng theo định nghĩa về biến cố tổng và biến cố tích

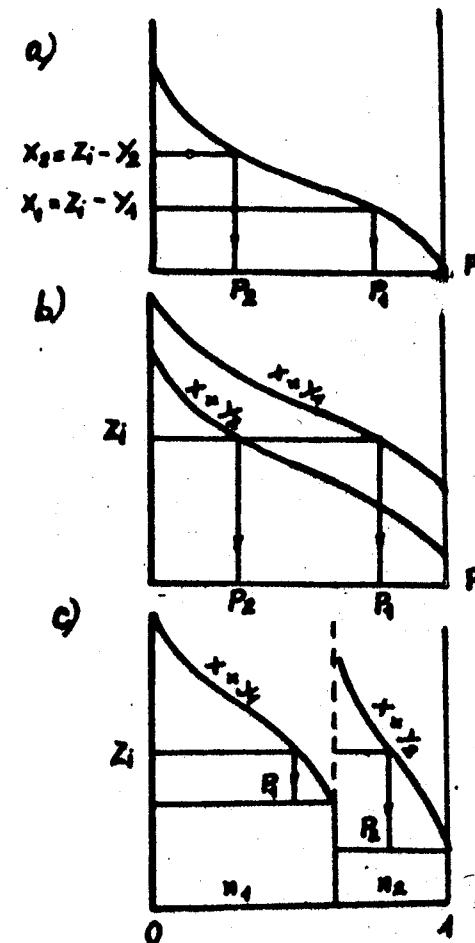
$$C = A_1 \cdot B_1 + A_2 \cdot B_2$$

Và áp dụng các định lý cộng và nhân xác suất ta được:

$$P(C) = P(Z \geq Z_i) = P_1 \cdot n_1 + P_2 \cdot n_2 \quad (9-24)$$

Trong đó n_1, n_2 là xác suất của biến cố B_1, B_2 đã biết. Chúng là đáy của 2 bậc thang

của đường tần suất ($y \sim P$). Còn P_1, P_2 là tần suất của các trị số x_1, x_2 và có thể xác định bằng 3 cách.



Hình 9-11: Sơ đồ xác định P_1 và P_2 .

a) Có trị số $x_1 = Z_i - y_1$ và $x_2 = Z_i - y_2$ tra ngay trên đường tần suất của X và được các tần suất P_1, P_2 tương ứng (hình 9-11a).

b) Tính tiến theo phương thẳng đứng đường tần suất của x lên 1 đoạn y_1 ta được đường $x + y_1$ và lên 1 đoạn y_2 ta được đường $x + y_2$. Các đường tần suất này gọi là đường tần suất riêng. Có trị số Z_i tra trên các đường tần suất riêng được P_1 và P_2 tương ứng (hình 9-11b).

c) Các đường tần suất riêng có thể được xây dựng theo cách khác. Quy ước coi n_1 và n_2 bằng 1, tiến hành xây dựng đường tần suất của X ngay trên các bậc thang của đường tần suất Y. Có Z_i tra ra các tần suất P_1, P_2 tương ứng (hình 9-11c).

Giả thiết nhiều trị số Z_i khác, theo công thức (9-24) lần lượt tính được các tần suất tương ứng của chúng, trên cơ sở đó vẽ đường tần suất của $Z = X + Y$.

Nếu như đường tần suất Y cho dưới dạng nhiều bậc thang $\Delta n_1, \Delta n_2, \dots$ ($\sum \Delta n_i = 1,0$) thì

$$P(Z \geq Z_i) = \sum p_i \cdot \Delta n_i \quad (9-25)$$

Và nếu như đường tần suất Y cho dưới dạng các bậc thang có đáy bằng nhau, có nghĩa là $\Delta n = \frac{1}{S}$, S là số bậc thang thì:

$$P(Z \geq Z_i) = \frac{1}{S} \sum P_i \quad (9-26)$$

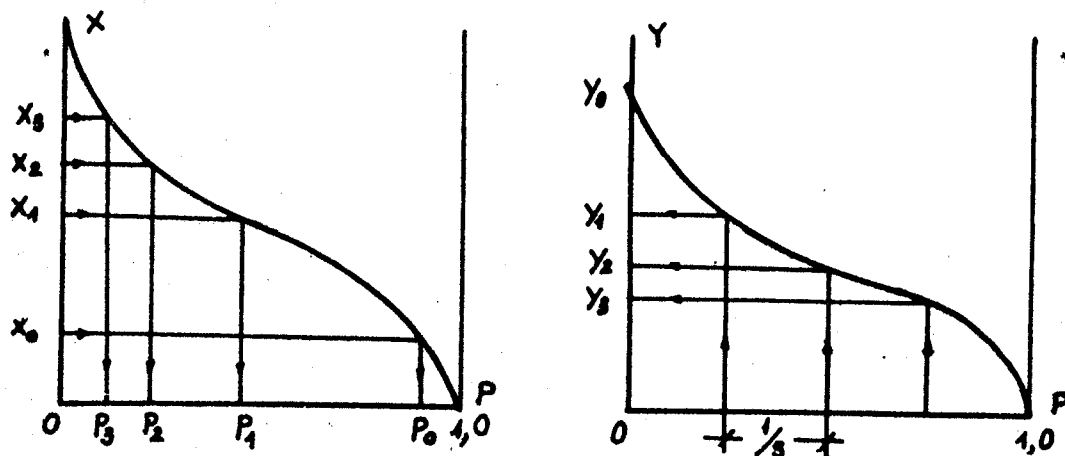
Còn trong trường hợp đường tần suất Y cũng là đường cong liên tục thì

$$P(Z \geq Z_i) = \int_0^1 P_n \cdot dn \quad (9-27)$$

Trong đó P_n là 1 hàm của n.

Thực tế khi gặp trường hợp đường tần suất y là đường cong liên tục thì để tính $P(Z \geq Z_i)$ người ta thường tiến hành như sau:

1. Chia đáy đường tần suất ($Y \sim P$) ra S phần rồi tìm các trị số $y_0, y_1, y_2, \dots, y_s$ tương ứng



Hình (9-12): Sơ đồ xác định P trong trường hợp đường tần suất của X và Y là những đường cong liên tục.

Giả thiết trị số Z_i rồi tính :

$$x_0 = Z_i - y_0$$

$$x_1 = Z_i - y_1$$

$$\dots\dots\dots$$

$$x_s = Z_i - y_s$$

Có các trị số $x_0, x_1, \dots, x_s$ tra trên đường tần suất của x tìm ra các trị số $P_0, P_1, \dots, P_s$ tương ứng (hình 9-12). Vì tổng số các tần suất ($P_0, P_1, \dots, P_s$) nhiều hơn số khoảng chia S là 1 cho nên công thức (9-26) được cải biên như sau:

$$P(Z \geq Z_i) = \frac{1}{S} \left(\frac{P_0}{2} + P_1 + P_2 + \dots + P_{s-1} + \frac{P_s}{2} \right) \quad (9-27)$$

Giả thiết nhiều trị số Z_i rồi theo (9-27) tính các tần suất tương ứng. Trên cơ sở đó vẽ đường tần suất $Z = X + Y$.

2. Phương pháp Kritsky - Menkel 2

Phương pháp này được Kritsky và Menkel công bố năm 1935.

I. Bài toán Kritsky - Menkel 2 và phương pháp giải.

Phương pháp Kritsky - Menkel 1 không tính chính xác được tần suất đảm bảo cấp nước, do đó phương pháp Kritsky - Menkel 2 ra đời trực tiếp giải quyết vấn đề đó.

Bài toán Kritsky - Menkel 2 đặt ra như sau: Cho đường tần suất dòng chảy năm ($K \sim P$) gọi là đường tần suất cơ bản, dung tích $\beta_{n,n}$ và nước dùng α . Hãy tính tần suất thiếu nước S. Vậy nó tương ứng với việc giải bài toán 3.

Vẽ đường tần suất cơ bản ($K \sim P$).

Trên trục K lấy từ gốc O lên 1 đoạn α , rồi từ α lấy xuống 1 đoạn $\beta_{n,n}$. Như vậy trục

K được chia làm 3 phần (Hình 9-13).

1. Phần 1: Bao gồm những năm có $K \geq \alpha$. Đây là những năm đủ nước tuyệt đối vì rằng dòng chảy năm luôn luôn vượt quá lượng nước dùng. Xác suất của những năm này là P_α .

2. Phần hai: gồm những năm có dòng chảy ($K < \alpha - \beta_{n,n}$ tức là $K + \beta_{n,n} < \alpha$). Đây là những năm thiếu nước tuyệt đối vì rằng dòng chảy năm cộng với toàn bộ dung tích kho vẫn nhỏ hơn yêu cầu dùng nước. Xác suất của những năm này là:

$$S_1 = 1 - P_\alpha - \beta_{n,n}$$

3. Phần ba: gồm những năm có dòng chảy

$$\alpha - \beta_{n,n} \leq K < \alpha.$$

Sự đủ nước hay thiếu nước của những năm này chưa rõ ràng. Nếu chỉ xét riêng về lượng dòng chảy thì đây là những năm thiếu nước vì $K < \alpha$. Nhưng nếu kết hợp Hình 9-13: Đường tần suất cơ bản ($K \sim P$) với lượng nước có trong kho đầu năm thì chưa chắc. Gọi lượng nước thực có trong kho đầu năm là β_{th} ($0 \leq \beta_{th} \leq \beta_{n,n}$).

- Nếu $K + \beta_{th} \geq \alpha$ thì năm đó đủ nước

- Nếu $K + \beta_{th} < \alpha$ thì năm đó thiếu nước.

Vì tính chất chưa xác định của sự đủ nước hay thiếu nước nên những năm này được gọi là những năm thiếu nước có điều kiện. Xác suất của chúng là $N_2 = P_\alpha - \beta_{n,n} - P_\alpha$. Vậy trong số những năm thuộc nhóm N_2 này có 1 số năm thiếu nước, gọi xác suất của nó là S_2 . Tách S_2 ra khỏi N_2 như thế nào?

Sự thiếu nước của những năm này rõ ràng phụ thuộc vào dòng chảy của năm đó và lượng nước thực có trong kho đầu năm β_{th} .

$$S_2 = f(K, \beta_{th})$$

Đến lượt mình β_{th} lại được quyết định bởi dòng chảy của năm đứng trước. Do đó sự thiếu hay đủ nước này do dòng chảy của 2 năm liên nhau quyết định ($K_1 + K_2$), trong đó K_2 thuộc 1 năm của nhóm N_2 còn K_1 là dòng chảy năm đứng trước nó.

$$S_2 = f(K_1 + K_2)$$

Do giả thiết dòng chảy những năm kề nhau không có quan hệ nên K_1 này sẽ là 1 trị số bất kỳ thuộc đường tần suất cơ bản. Để tính S_2 cần xây dựng đường tần suất dòng chảy 2 năm kề nhau ($K_1 + K_2$). Muốn vậy phải tổ hợp đường tần suất cơ bản với 1 đoạn của nó trong phạm vi N_2 . (tổ hợp không xét tương quan). Vì $N_2 < 1$ nên trong quá trình tổ hợp phải quy ước $N_2 = 1$. (xem phần trên).

Có đường tần suất dòng chảy 2 năm kề nhau (hình 9-14). Trên trục tung lấy từ gốc lên 1 đoạn 2α rồi lấy xuống 1 đoạn $\beta_{n,n}$. Như vậy trục $(K_1 + K_2)$ được chia làm 3 phần.

1. Phần 1: $(K_1 + K_2) \geq 2\alpha$, đây là 2 năm liền nhau đủ nước tuyệt đối. Xác suất của nó là $P_{2\alpha}$.

2. Phần 2: $(K_1 + K_2) < 2\alpha - \beta_{n,n}$, đây là 2 năm liền nhau thiếu nước tuyệt đối. Xác suất của chúng chính là $S_2 = 1 - P_{2\alpha} - \beta_{n,n}$.

3. Phần 3: $2\alpha - \beta_{n,n} < K_1 + K_2 < 2\alpha$.

Đây là 2 năm liền nhau thiếu nước có điều kiện. Xác suất của nó là:

$$N_3 = P_{2\alpha} - \beta_{n,n} - P_{2\alpha}$$

Cũng lập luận tương tự như trên, sự thiếu hay đủ nước của 2 năm này phụ thuộc vào dòng chảy 3 năm liền nhau trong đó có 2 năm thuộc nhóm N_3 còn dòng chảy 1 năm đứng trước nó lấy bất kỳ trên đường tần suất cơ bản $(K \sim P)$. Và để tính xác suất 3 năm thiếu nước tuyệt đối S_3 phải tiến hành xây dựng đường tần suất dòng chảy 3 năm kề nhau bằng cách tổ hợp đường tần suất cơ bản $(K \sim P)$ với 1 đoạn của đường tần suất $(K_1 + K_2) \sim P$ trong phạm vi N_3 . Trong khi tổ hợp cần quy ước $N_3 = 1$.

Bằng cách tương tự sẽ tính toán được:

- Xác suất 4 năm thiếu nước tuyệt đối S_4
- Xác suất 5 năm thiếu nước tuyệt đối S_5 , v.v...

Khi số năm tăng lên các S_i này sẽ giảm dần và tính toán dừng lại khi S_i khá nhỏ gần bằng không. Và tần suất thiếu nước S sẽ bằng:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + \dots \quad (9 - 28)$$

Trong (9-28) chỉ có S_1 là tuyệt đối, còn $S_2, S_3, \dots$ đều là tương đối vì rằng trong quá trình tìm nó đã quy ước $N_2 = 1, N_3 = 1, \dots$. Vì vậy chúng phải được hiệu chỉnh và tần suất thiếu nước bằng:

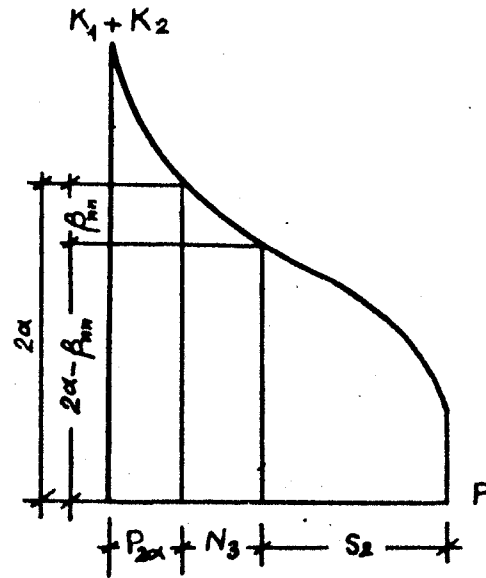
$$S = S_1 + S_2 \cdot N_2 + S_3 \cdot N_2 \cdot N_3 + \dots \quad (9 - 29)$$

Như vậy bài toán Kritsky - Menkel 2 đã giải xong.

Sau khi tìm được tần suất thiếu nước S theo (9-29), có thể dùng công thức sau đây để tìm tần suất bảo đảm cấp nước tương ứng P :

$$P = (1 - S) 100\% \quad (9 - 30)$$

Trong thực tế thiết kế thường gặp phải dạng toán sau đây: cho đường tần suất dòng chảy năm $(K \sim P)$, yêu cầu dùng nước α và tần suất đảm bảo cấp nước P . Yêu cầu xác



Hình (9-14): Đường tần suất dòng chảy 2 năm kề nhau.

định dung tích kho nước $\beta_{n,n}$ cần thiết. Giải bài toán này phải thử dần: giả thiết 1 trị số $\beta_{n,n}$, sau đó dùng phương pháp trình bày ở trên tính tần suất bảo đảm cấp nước P (9-30). Nếu kết quả tính toán P này trùng với P của đầu bài đã cho thì trị số $\beta_{n,n}$ giả thiết là được. Nếu không phải giả thiết trị số $\beta_{n,n}$ khác và lập lại tính toán.

Để thí dụ, bảng (9-7) có số liệu tính toán theo phương pháp Kritsky - Menkel 2 với tài liệu đã cho: $\alpha = 0,90$; $\beta_{n,n} = 0,60$; $C_v = 0,35$ và $C_s = 2C_v = 0,70$.

Bảng 9-7: Thí dụ tính toán theo phương pháp Kritsky - Menkel 2 - 1935.

n	$n\alpha - \beta$	$P_{n\alpha - \beta}$ %	$n\alpha$	$P_{n\alpha}$ %	Xác suất tương đối %		Xác suất tuyệt đối %	
					$S_n = 1 - P_{n\alpha - \beta}$	$N_{n+1} = P_{n\alpha - \beta} \cdot P_{n\alpha}$	$S_n = S_n \cdot N_2 \dots N_n$	$N_{n+1} = N_{n+1} \cdot N_n \dots N_2$
1	0,30	99,7	0,90	57,4	0,3	42,3	0,3	42,3
2	1,20	91,7	1,80	35,2	8,3	56,5	3,5	23,9
3	2,10	87,2	2,70	30,2	12,8	57,0	3,1	13,6
4-7							4,2	
8	6,60	85,5	7,20	28,5	14,5	57,0	0,2	0,8
							$\Sigma = 11,3$	

Trong thí dụ trên tính toán kết thúc khi $n = 8$, bởi vì rằng sau đó S_n khá nhỏ, có thể bỏ qua. Tần suất thiếu nước sẽ bằng:

$$S = 11,3\%$$

và tần suất đảm bảo cấp nước:

$$P = 100 - 11,3 = 88,7\%.$$

Trong thí dụ trên sai số tính toán S và do đó tính P không quá 0,8%, tức là không quá xác suất tuyệt đối $(N_{n+1})\%$.

Phương pháp Kritsky - Menkel 2 không xét tương quan dòng chảy những năm kề nhau $r = 0$. Thực tế mối quan hệ này trong 1 số trường hợp thể hiện khá rõ và không nên bỏ qua.

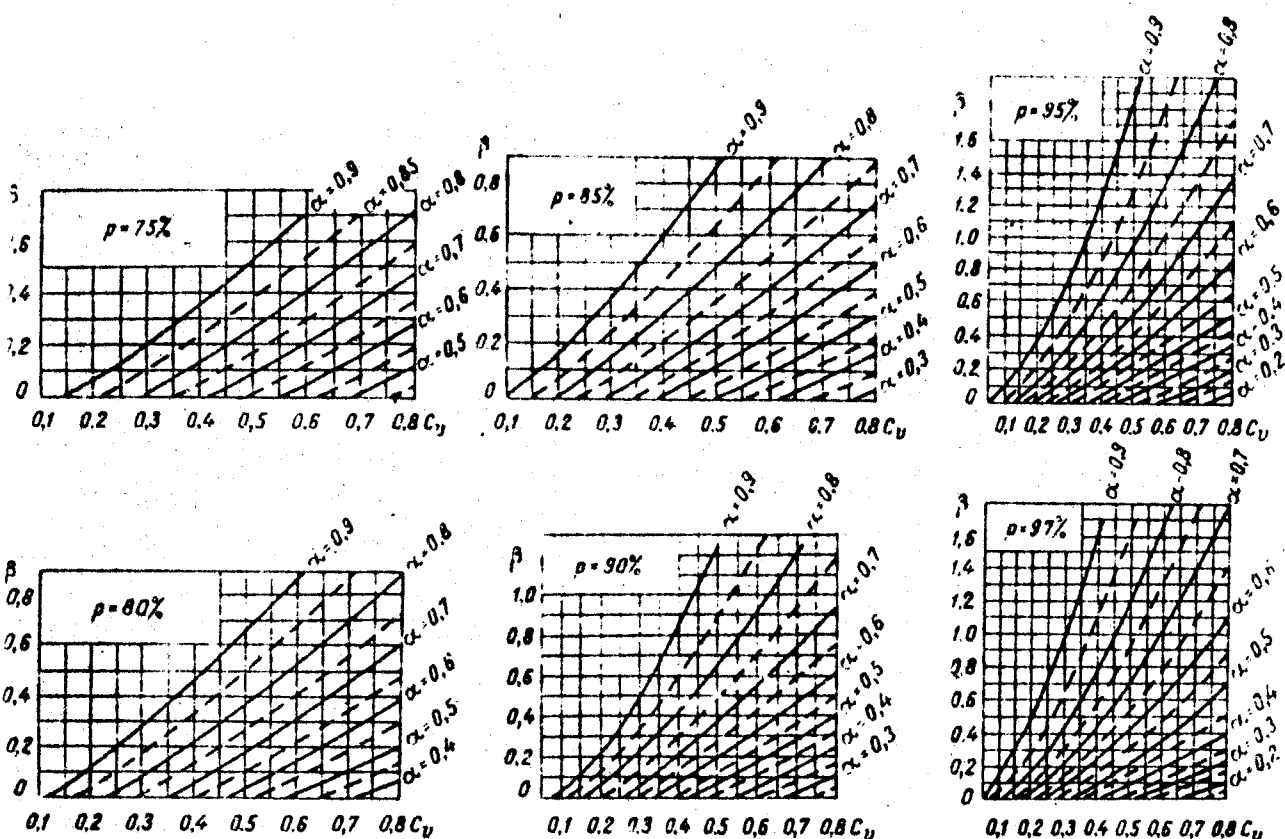
II. Biểu đồ Pleskóp

Do phương pháp quá công kềnh, bản thân các tác giả của nó cũng đã phát biểu về sự cần thiết phải lập các biểu đồ để việc giải các bài toán điều tiết nhiều năm được nhanh và dễ dàng.

Công việc lập các biểu đồ này được Pleskóp hoàn thành năm 1939. Pleskóp đã giải hàng loạt bài toán Kritsky – Menkel 2 cho trường hợp $C_s = 2C_v$ và vẽ lên các biểu đồ biểu diễn quan hệ (hình 9-15):

$$\beta_{n,n} = f(\alpha, C_v, P)$$

Sử dụng các biểu đồ này không có khó khăn gì, chỉ cần biết ba trị số trong 4 trị số $P, \alpha, \beta_{n,n}$ và C_v là có thể biết được trị số thứ tư.



Hình 9-15: Biểu đồ Pleskóp để tính toán điều tiết nhiều năm khi $C_s = 2C_v$ và $r = 0$.

Khi cần tìm α hoặc $\beta_{n,n}$ ta có thể tra trực tiếp trên biểu đồ ứng với P . Nếu P đã quy định không có trong các biểu đồ (ví dụ $P = 92\%$) thì có thể dựa vào 2 biểu đồ khác (biểu đồ có $P = 90\%$ và $P = 95\%$) để tìm ra từng kết quả và nội suy theo đường thẳng sẽ tìm được trị số cần biết. Như trên đã nói biểu đồ được lập cho trường hợp $C_s = 2C_v$, vì vậy khi $C_s \neq 2C_v$ không thể sử dụng những biểu đồ này được và điều này phần nào cũng làm giảm tính vạn năng của chúng.

III- Biểu đồ N.M. Mi-lô-xláp-xky.

Biểu đồ Pleskóp chỉ sử dụng trong trường hợp $C_s = 2C_v$. Đây là trường hợp phổ biến nhất, nhưng trong một số trường hợp khác nhất là đối với các sông vùng khô cạn, hệ số C_v và C_s của dòng chảy năm không tuân theo hệ thức trên. Khi $C_s \neq 2C_v$ cách duy nhất để giải bài toán điều tiết nhiều năm là áp dụng phương pháp Kritsky – Menkel 2. Như đã nêu ở trên, tính toán theo phương pháp này rất khó khăn và công kênh do phải tính thử nhiều lần. Vì vậy V.I. Ai-va-di-an trong bài báo "Xác định dung tích kho nước điều tiết dòng chảy" (năm 1941) đã trình bày cơ sở có thể xây dựng lại những biểu đồ Pleskóp cho những trường hợp $C_s \neq 2C_v$. Công trình này được N.M. Mi-lô-xláp-xky hoàn thành năm 1950 (hình 9 - 16). Biểu đồ này biểu diễn quan hệ:

$$\beta_{n,n} = f(C_v, C_s, \alpha, P)$$

Tương quan dòng chảy những năm kề nhau ở đây cũng không được xét đến ($r = 0$)

IV. Biểu đồ I.V. Gugly

Năm 1959 Kritsky và Menkel đã phát triển phương pháp 1935 có xét đến tương quan dòng chảy 2 năm kề nhau. Và riêng khi $C_s = 2C_v$ đã đưa ra các công thức tổ hợp tần suất thay cho các cách tổ hợp bằng đồ giải.

Theo công thức này I. V. Gugly đã xây dựng các đồ thị với $r_1 = 0,30$ (hình 9 - 17).

Chú ý rằng: Khi $r_1 < 0,20$ thì tương quan dòng chảy 2 năm kề nhau không ảnh hưởng tới kết quả tính toán điều tiết, nghĩa là có thể sử dụng biểu đồ Pleskóp.

Khi $0,2 < r_1 < 0,30$ muốn tìm kết quả tính toán chính xác phải nội suy từ hai hệ thống biểu đồ này. Với C_s và r khác nhau tốt nhất là sử dụng tập biểu đồ của G. G. Xva – nhit – de (gồm 60 chiếc xây dựng theo phương pháp Monte-Carlo).

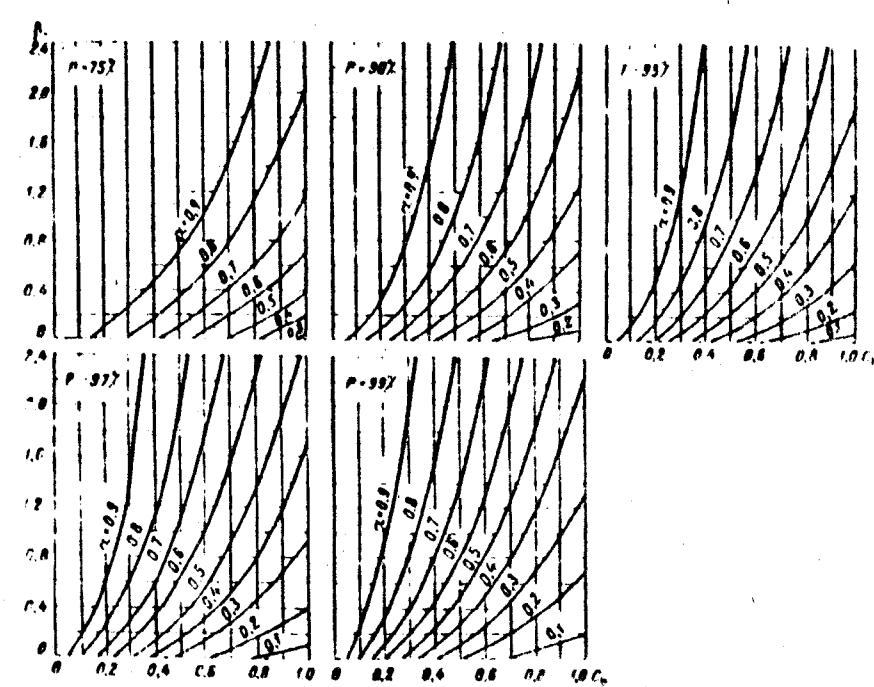
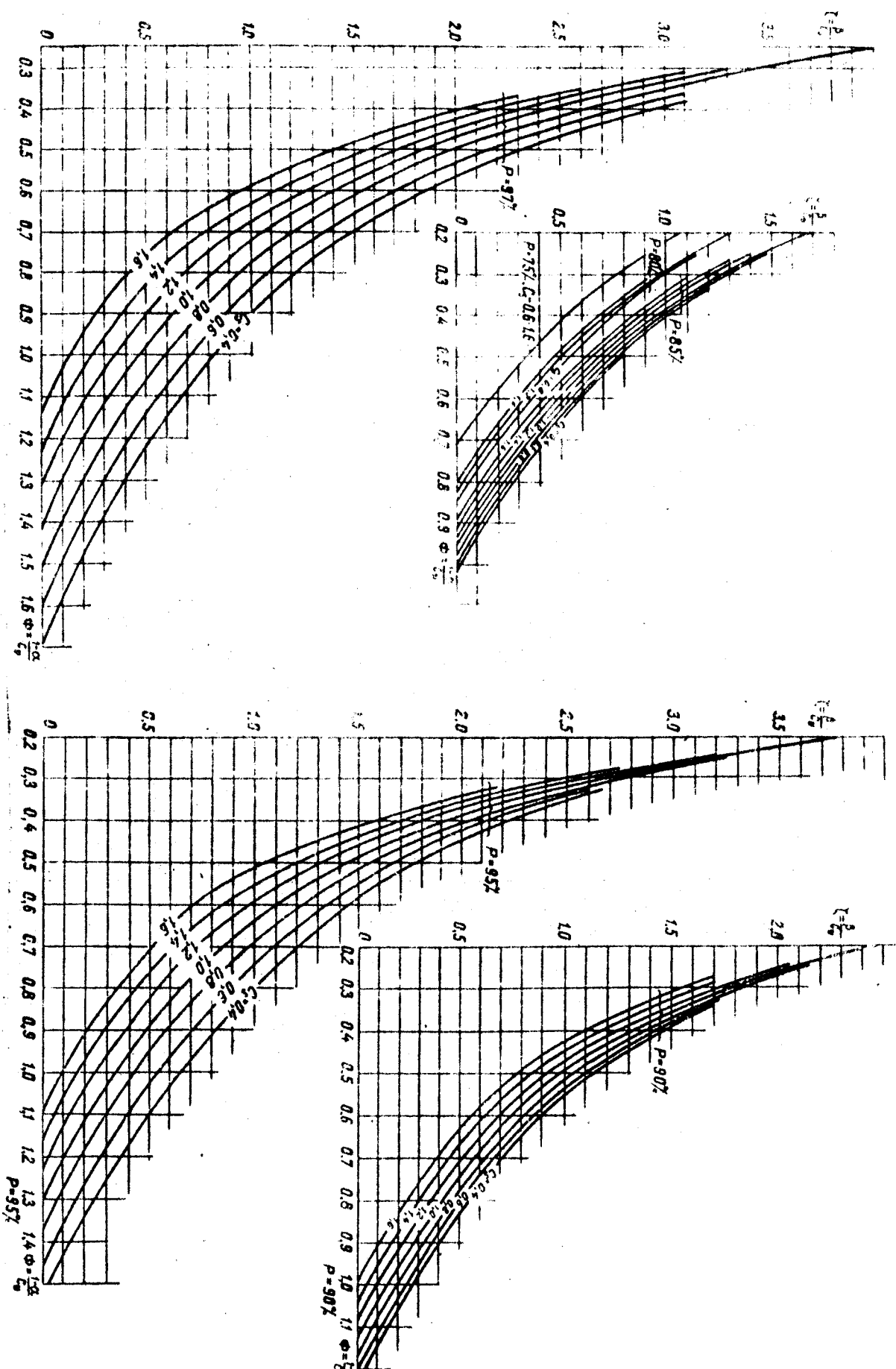
3. Tính toán dung tích điều tiết năm.

Các phương pháp ở nhóm 1 và 2 với các biểu đồ ứng dụng đã dẫn ra ở phần trên mới chỉ xác định được thành phần điều tiết nhiều năm $V_{n,n}$. Để thiết kế kho nước điều tiết nhiều năm còn cần phải xác định thành phần điều tiết năm V_n .

Để xác định V_n vấn đề mấu chốt là căn cứ vào dòng chảy đến của năm nào (có lượng dòng chảy năm bằng bao nhiêu và phân phối dòng chảy trong năm ra sao) để tính toán điều tiết? Năm được chọn này gọi là năm tính toán V_n . Có nhiều cách làm tùy theo cách chọn năm tính toán V_n , sau đây sẽ giới thiệu phương pháp của Kritsky – Menkel.

Tác giả bắt đầu phương pháp của mình bằng sự so sánh giữa vai trò của V_n trong kho nước điều tiết và trong kho nước điều tiết nhiều năm. Khi điều tiết năm V_n (cũng chính là V_h) là thành phần duy nhất để bổ xung cho lượng nước thiếu trong mùa cấp nước. Còn trong kho điều tiết nhiều năm V_n chỉ là một bộ phận của dung tích kho được quy ước tách

Hình 9-16: Biểu đồ Mi-lô-xlop-xky để xác định $\beta_{n,n}$.



Hình 9-17: Biểu đồ Gugly với $C_s = 2C_v$ và $r = 0,3$.

ra cùng $V_{n,n}$ và khi xác định kích thước của nó phải xét dung tích hiện dụng là một thể nguyên vẹn, thống nhất.

Bởi vậy, trong kho điều tiết năm để đáp ứng yêu cầu cấp nước α với mức bảo đảm $P\%$ đã chọn năm thiết kế đồng thời có lượng dòng chảy mùa kiệt cũng tương ứng với tần suất P và dung tích hiệu dụng của kho nước là:

$$V_n = W_{qk} - W_{kp} \quad (9 - 31)$$

Trong đó: W_{kp} là lượng dòng chảy mùa kiệt thiết kế

W_{qk} là lượng nước yêu cầu trong toàn mùa kiệt.

Có thể biến đổi (9-31) như sau:

$$V_n = W_q \cdot t_k - W_{kp} \quad (9 - 32)$$

Trong đó: W_q là lượng nước yêu cầu trong cả năm.

$t_k = \frac{T_K}{T_n}$ với T_n là thời gian 1 năm, T_K là thời gian kho cần cung cấp nước (xem hình 9 - 19)

Tiếp tục biến đổi (9 - 32):

$$\frac{V_n}{W_o} = \frac{W_q}{W_o} \cdot t_k - \frac{W_{kp}}{W_o} \cdot \frac{W_k}{W_k}$$

Trong đó W_k là chuẩn dòng chảy mùa kiệt.

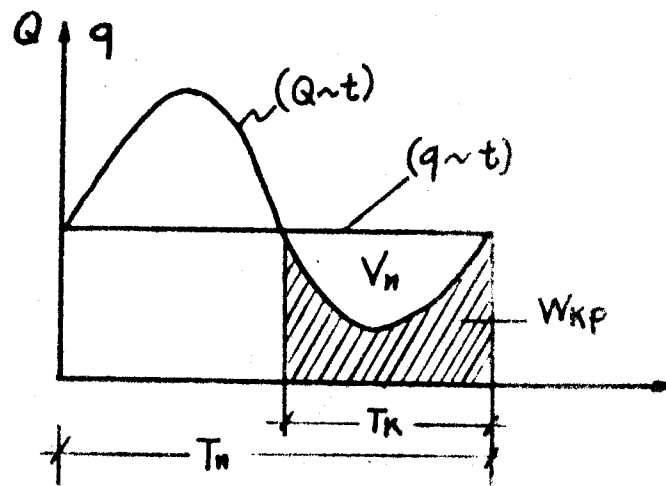
Ký hiệu:

$$m = \frac{W_k}{W_o}$$

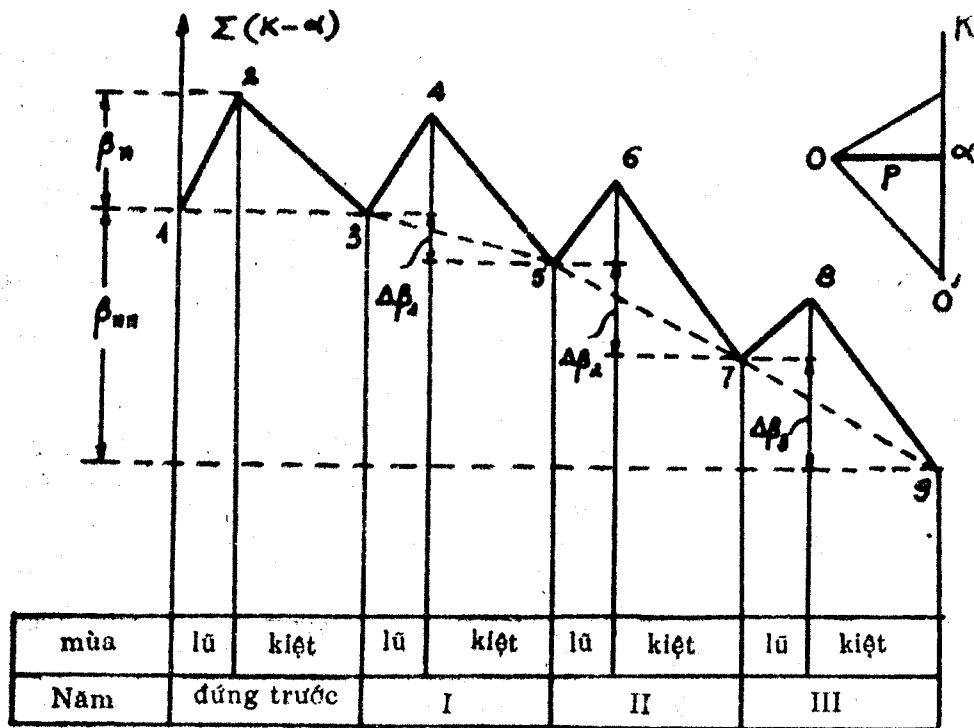
$$K_{kp} = \frac{W_{kp}}{W_k}$$

$$\text{Vậy có: } \beta_n = \alpha \cdot t_k - m \cdot K_{kp} \quad (9-33)$$

Công thức này đúng cho điều tiết năm, tức là đúng với điều kiện $\alpha \leq K_p$. Trong trường hợp điều tiết mùa hoàn toàn ($\alpha = K_p$), tức là giành giới điều tiết năm và điều tiết nhiều năm công thức (9-33) vẫn đúng.



Hình 9 - 18: Tìm V_n của kho nước.



Hình 9-19: Sơ đồ xác định thành phần năm trong cho nước điều tiết nhiều năm.

Bây giờ cần xét với kho nước điều tiết nhiều năm. Giả sử có đường lũy tích dòng chảy hiệu số trong thời kỳ cấp nước như hình 9-19. Thời kỳ thiếu nước này gồm 3 năm I, II, III. Đường gạch gạch 1-3-5-7-9 biểu diễn đường lũy tích dòng chảy hiệu số của dòng chảy năm, tức là coi phân phối dòng chảy trong năm là đều. Đường nét liền 1-2-3-4-

5-6-7-8-9 là đường lũy tích hiệu số dòng chảy mùa, do đó đã xét cả sự phân bố dòng chảy không đều trong năm. Các trị số $\Delta \beta_1$, $\Delta \beta_2$, $\Delta \beta_3$ chính là lượng nước thiếu so với yêu cầu cần dùng nước α của các năm ít nước I, II, III.

Do đó:

$$\beta_{n,n} = \Delta \beta_1 + \Delta \beta_2 + \Delta \beta_3$$

Cũng từ sơ đồ trên thấy rằng:

- Năm tính toán V_n không thể là năm thiếu nước ($K < \alpha$), một mặt năm này đã có $V_{n,n}$ điều tiết hỗ trợ, mặt khác nếu dùng nó để xác định V_n chắc chắn sẽ không an toàn (năm ít nước thì dù có điều tiết hoàn toàn thì dung tích kho xác định theo nó vẫn nhỏ).

- Năm tính toán V_n cũng không thể là năm thừa nước ($K > \alpha$), vì đối với sông ngòi, dòng chảy năm chủ yếu do dòng chảy mùa lũ quyết định, dòng chảy mùa lũ lớn thì dòng chảy mùa kiệt kế tiếp thường cũng lớn (điều ngược lại không đúng, dòng chảy mùa kiệt không có ảnh hưởng gì lớn đến dòng chảy mùa lũ kế tiếp, vì dòng chảy mùa lũ kế tiếp này chủ yếu do lượng mưa trong mùa mưa năm sau quyết định), nếu căn cứ vào đó để xác định V_n cũng sẽ không an toàn.

Vậy rõ ràng chỉ còn trường hợp năm tính toán V_n phải là năm có $k = \alpha$ và là năm đứng trước thời kỳ thiếu nước.

Tiếp tục cần xét phân phối trong năm của năm tính toán V_n ? Khi kho nước điều tiết năm hoàn toàn thì $\beta_{n,n} = 0$, thành phần β_n đóng vai trò duy nhất $\beta_n = \beta_n$, dòng chảy năm thiết kế có $K_p = \alpha$, dòng chảy mùa kiệt được chọn để tính toán là dòng chảy mùa kiệt ứng với tần suất bảo đảm cấp nước W_{kp} và công thức để tính β_n là công thức (9-33):

$$\beta_n = \alpha \cdot t_k - m \cdot K_{kp}$$

Theo mức độ điều tiết tăng dần $\alpha \rightarrow 1$, $\beta_{n,n} > 0$ và tăng dần thì vai trò của β_n giảm đi và W_k dùng để tính β_n lớn lên (như phân tích ở trên đã chọn năm có $k = \alpha$). Đến trường hợp giới hạn điều tiết nhiều năm hoàn toàn $\alpha = 1$ thì có thể chọn $W_k = W_k$ khi đó:

$$K_k = \frac{W_k}{W_k} = 1,0$$

và công thức (9 - 33) trở thành:

$$\beta_n = t_k - m \quad (9 - 34)$$

Như vậy các công thức (9 - 33) và (9 - 34) tương ứng với 2 trường hợp cực đoan: điều tiết mùa hoàn toàn ($\alpha = K_p$, $\beta_{n,n} = 0$, $W_k = W_{kp}$) và điều tiết nhiều năm hoàn toàn ($\alpha = 1$, $\beta_{n,n} > 0$, $W_k = W_k$).

Trong trường hợp trung gian ($\alpha = K_p + 1$) thì dòng chảy mùa kiệt được chọn để tính β_n sẽ nội suy theo đường thẳng trong khoảng ($W_{kp} \div W_k$) - xem hình 9 - 20.

Theo hình 9 - 20 có:

$$\frac{\alpha - K_p}{x} = \frac{1 - K_p}{W_k - W_{kp}} \quad (9 - 35)$$

$$\text{Từ đây: } x = (W_k - W_{kp}) \cdot \frac{\alpha - K_p}{1 - K_p} \quad (9 - 36)$$

Dòng chảy mùa kiệt dùng để tính β_n sẽ là:

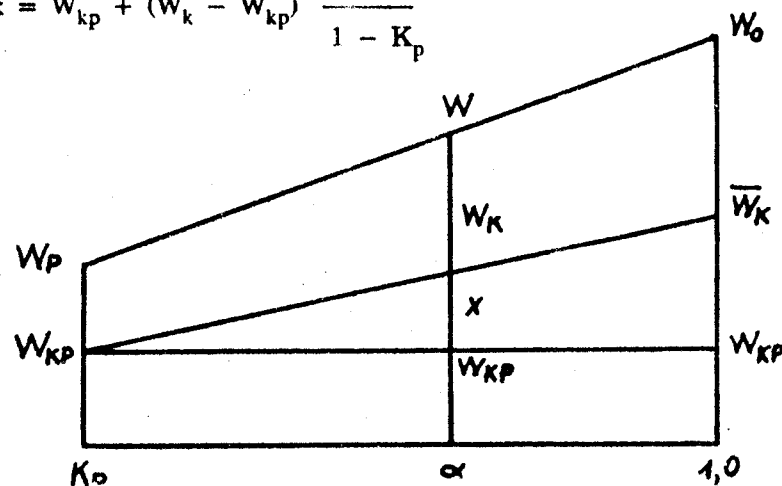
$$W_k = W_{kp} + x = W_{kp} + (W_k - W_{kp}) \cdot \frac{\alpha - K_p}{1 - K_p}$$

và thành phần điều tiết năm trong kho nước điều tiết nhiều năm sẽ là

$$V_n = W_q \cdot t_k - W_k$$

$$V_n = W_q \cdot t_k - W_{kp}$$

$$-(\bar{W}_k - W_{kp}) \frac{W_q - W_p}{W_o - W_p}$$



Biến đổi tiếp có:

$$V_n = W_q \cdot t_k - \bar{W}_k + (\bar{W}_k - W_{kp}) \frac{W_o - W_q}{W_o - W_p} \quad (9 - 37)$$

chia 2 vế cho W_o ta có:

$$\beta_n = \alpha \cdot t_k - m + m(1 - \alpha) \frac{1 - K_{kp}}{1 - K_p} \quad (9 - 38)$$

Công thức (9-38) là công thức do Kritsky - Menkel đề nghị để tính thành phần β_n trong kho nước điều tiết nhiều năm. Ta có thể dễ dàng thấy rằng hai công thức (9-33) và (9-34) chỉ là hai trường hợp riêng của (9-38). Khi cho $\alpha = K_p$ và cho $\alpha = 1$.

Trong trường hợp hệ số biến động của dòng chảy kiệt và dòng chảy năm bằng nhau $C_{vk} = C_{vn}$, tức là $K_{kp} = K_p$ công thức (9 - 38) sẽ có dạng đơn giản hơn

$$\beta_n = \alpha(t_k - m) \quad (5 - 39)$$

Trong thực tế hệ số C_{vk} có thể khác C_{vn} . Nhưng qua sự khảo sát của nhiều tác giả thấy sự khác biệt giữa C_{vk} và C_{vn} không gây ra sai số lớn lắm đến kết quả tính β_n . Thí dụ theo

số liệu của Ka-dắc và Ghin-đen-bơ-lát tính cho phương án $C_{vk} = 0,40$, $C_{vn} = 0,60$, tức là sai khác 50%, $\alpha = 0,40$, $P = 97\%$ thì kết quả tính theo (9 - 38) và (9 - 39) chỉ khác nhau 0,09. Do vậy công thức (9 - 39) được dùng phổ biến trong thực tế thiết kế kho nước.

Khi xác định β_n theo các công thức ở trên cần phải có các đặc trưng của dòng chảy mùa kiệt (t_k , m , C_{vk}). Để xác định các giá trị t_k và m cần phân tích dạng phân phối điển hình của dòng chảy theo mùa cho những năm nhiều nước, ít nước và nước trung bình. Thông thường m được xác định bình quân theo 3 + 4 năm ít nước hoặc theo năm có $K = \alpha$. Tuy vậy, thận trọng và hợp lý hơn cả là xác định m bình quân cho nhiều năm.

Đến đây đã có kết quả tính toán dung tích hiệu dụng của kho nước điều tiết nhiều năm.

$$V_h = V_{n,n} + V_n$$

Cần nhắc lại rằng cách phân chia này chỉ là quy ước thuận tiện cho việc tính toán xác định chúng, nó không đúng với điều kiện thực tế điều tiết dòng chảy. Do chế độ làm việc của kho nước là biến động theo thời gian cho nên giữa 2 thành phần dung tích kho dùng để phân phối lại dòng chảy giữa năm này với năm khác và để phân phối lại dòng chảy trong 1 năm không có ranh giới rõ ràng. Bản chất tổng của 2 thành phần này trong quá trình điều tiết dòng chảy là một thể thống nhất đáp ứng yêu cầu cấp nước α với mức đảm bảo là $P\%$. Vì vậy giữa chúng với các nhân tố quyết định chúng (như α , P , Q_o , C_v , C_s , $(Q - t)_{ik}$...) có một mối quan hệ phụ thuộc lẫn nhau.

So sánh với phương pháp tính toán $\beta_{n,n}$ thì cách xác định β_n quả là rất thô thiển và điều nan giải là không đánh giá được tần suất bảo đảm cấp nước của nó. Do đó khi tổng cộng lại để có trị số V_h thì kết quả này cũng đương nhiên chứa đựng những tồn tại vốn có của các thành phần đơn lẻ đã tạo nên nó. Với chế độ thủy văn vùng nhiệt đới gió mùa (có mức độ biến động dòng chảy hàng năm nhỏ nhưng phân phối dòng chảy trong năm lại rất không đều) các kho nước điều tiết nhiều năm trên các sông suối ở nước ta thường có thành phần điều tiết năm V_n lớn hơn rất nhiều thành phần điều tiết nhiều năm $V_{n,n}$, vì thế càng phải quan tâm xét phân phối dòng chảy không đều trong năm khi tính toán điều tiết [6].

9.4.4. Tính toán lượng tổn thất trong kho nước điều tiết nhiều năm.

Khi thiết kế kho nước thường mới chỉ có lượng nước yêu cầu ở đầu hệ thống W_q , nghĩa là chưa xét lượng tổn thất trong kho nước. Như đã biết lượng tổn thất này bao gồm tổn thất do bốc hơi và tổn thất do thấm, trị số của nó phụ thuộc ngay vào lượng nước chứa trong kho. Đối với kho nước điều tiết nhiều năm, lượng nước trong kho thường là mỗi năm một khác, muốn tính toán chính xác cần phải tiến hành tính toán vận hành kho nước, nhưng sẽ mất nhiều thời gian, nhất là khi phải xét nhiều phương án với nhiều trị số α khác nhau.

Trong thực hành vẫn thường cho phép sử dụng cách tính gần đúng, quá trình tính toán được thể hiện trong bảng 9-8 như sau:

Bảng 9-8:

	α	$\beta_{n,n}$	β_n	V_h	$\bar{V}$	F_h	W_t	W_b	W_{tt}	W'_q
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

Giải thích bảng 9-8;

- Cột (1): Thứ tự của số lần tính toán.
- Cột (2): Hệ số nước dùng $\alpha = W_q/W_0$ bằng cách tự cho lượng nước yêu cầu W_q , W_0 là lượng dòng chảy chuẩn.
- Cột (3): Tính $\beta_{n,n}$ tương ứng với α (theo một trong các biểu đồ đã giới thiệu ở mục 9-4-2)
- Cột (4): Tính β_n (theo công thức đã giới thiệu ở mục 9-4-3)
- Cột (5): Dung tích hiện dụng $V_h = \beta_h \cdot W_0$
với $\beta_h = \beta_{n,n} + \beta_n$.
- Cột (6): Dung tích kho bình quân trong năm

$$\bar{V} = V_c + \frac{V_h}{2}$$

- Cột (7): Diện tích mặt hồ F_h ứng với $\bar{V}$ (tra trên quan hệ đặc trưng lòng hồ $Z \sim V$ và $Z \sim F$)
- Cột (8): Tổn thất do thấm $W_t = K \cdot \bar{V}$, K là tiêu chuẩn thấm (xác định theo bảng 9-2).
- Cột (9): Tổn thất bốc hơi $W_b = \Delta Z \cdot F_h$
Với ΔZ là chênh lệch bốc hơi thiết kế
- Cột (10): Tổng tổn thất: $W_{tt} = W_t + W_b$
- Cột (11): Lượng nước dùng không kể tổn thất $W'_q = W_q - W_{tt}$

So sánh W'_q với lượng nước yêu cầu ở đầu hệ thống đã cho, khi có sự phù hợp thì việc tính toán kết thúc (nghĩa là việc xác định dung tích kho đã bao hàm cả tổn thất trong kho nước).

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. M. Stary: Hồ chứa và hệ thống thủy lợi, Brno, 1986 (tiếng Séc)
2. Nguyễn Văn Cung (chủ biên): Sổ tay kỹ thuật thủy lợi (tập 3), Nxb Nông nghiệp, Hà Nội, 1982.

3. Dương Văn Tiến (chủ biên): Hướng dẫn đồ án môn học Thủy văn công trình, Trường Đại học Thủy Lợi, Hà Nội, 1983.
4. Ngô Đình Tuấn, Đỗ Cao Đàm: Tính toán thủy văn cho các công trình thủy lợi vừa và nhỏ, NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 1986
5. Dương Văn Tiến: Báo cáo tính toán thủy văn công trình sông Rác (trong Nhiệm vụ thiết kế hồ chứa nước sông Rác), Hà Nội 1979.
6. Dương Văn Tiến, Trịnh Quang Hòa: Quản lý vận hành các hồ chứa vừa và nhỏ, Nxb Nông nghiệp, Hà Nội, 1992.
7. Phạm Hồng Giang (chủ biên): Một số chương trình máy tính thông dụng trong phát triển tài nguyên và công trình nước, Nxb Nông nghiệp, Hà Nội 1991.
8. Nguyễn Sinh Huy, Nguyễn Lai, Phạm Phò: Giáo trình Thủy văn công trình - Nxb Nông thôn, Hà Nội, 1974.
9. Trịnh Quang Hòa: Giáo trình Tính toán thủy lợi, Trường đại học Thủy lợi (số xuất bản).
10. Pleskóp IA.F.: Điều tiết dòng chảy, Nxb KTTV, 1975 (tiếng Nga).

TÍNH TOÁN ĐIỀU TIẾT LŨ

MỞ ĐẦU:

Điều tiết lũ có nhiệm vụ cơ bản là nghiên cứu cách hạ thấp lưu lượng lũ, nhằm đáp ứng các yêu cầu phòng chống lũ cho các công trình ven sông và khu vực hạ lưu. Mục đích của nghiên cứu điều tiết lũ là thông qua tính toán tìm ra các biện pháp phòng chống lũ thích hợp và có hiệu quả nhất, như xác định dung tích phòng lũ cần thiết, của kho nước, phương thức vận hành công trình, quy mô công trình xả lũ hay kích thước đường tràn trong thi công hoặc cửa vào các khu chậm lũ v.v... Trong chương này cung cấp cho chúng ta những khái niệm cơ bản về điều tiết lũ, các bài toán điều tiết lũ trong thực tế và một số phương pháp tính toán thường dùng trong điều tiết lũ bằng kho nước.

10.1 CÁC BIỆN PHÁP PHÒNG CHỐNG LŨ VÀ TIÊU CHUẨN PHÒNG LŨ.

10.1.1 Biện pháp phòng chống lũ:

Dòng chảy lũ được coi là đặc trưng nhất của chế độ dòng chảy trong sông. Điều này được thể hiện qua tính chất phức tạp và những tác hại do nó gây ra. Dòng chảy lũ biến đổi rất lớn theo thời gian với lưu lượng và năng lượng vượt quá rất nhiều những yêu cầu khai thác và khả năng tải nước của sông. Do vậy nó đã và đang gây ra rất nhiều tác hại cho con người và môi trường sống trên các lưu vực sông. Để hạn chế những tác hại do lũ gây ra, từ ngàn xưa đến nay con người đã không ngừng đấu tranh nhằm phòng, tránh và chế ngự dòng chảy lũ.

Các biện pháp phòng chống lũ có thể được chia ra hai loại sau:

- Biện pháp bị động.
- Biện pháp chủ động.

10.1.1.1 Các biện pháp bị động:

Các biện pháp thuộc loại này đã được con người sử dụng từ xưa dưới nhiều hình thức khác nhau như:

a– Dấp dề dọc theo dòng sông và xung quanh khu vực phòng chống lũ. Mục đích của biện pháp này là tăng mặt cắt tải nước của sông, bảo vệ những khu vực cục bộ. Biện pháp này có ưu điểm là tăng đáng kể khả năng tải nước của sông, bảo vệ trực tiếp được khu vực phòng lũ, song có nhược điểm là mực nước sông nâng cao và phải thường xuyên tu bổ.

b– Cải tạo lòng sông: Biện pháp này bao gồm việc nắn thẳng những đoạn sông cong và nạo vét lòng sông, bãi bồi với mục đích làm tăng độ dốc lòng sông, mở rộng mặt cắt, tạo khả năng xuôi thuận cho dòng chảy lũ. Biện pháp này cũng rất tốn kém và phức tạp nhất là đối với những sông có lượng bùn cát lớn và ở vùng đồng bằng.

c– Biện pháp phân lũ và chậm lũ:

Đây là biện pháp làm giảm lưu lượng lũ trước khi đến khu vực cần phòng chống lũ. Với biện pháp này một phần dòng chảy lũ được đưa qua một đường khác, hoặc được trữ vào một khu trũng nào đó trước khi xuống hạ lưu, ví dụ như công trình phân lũ Đập Dáy trên sông Hồng, nhằm giảm lưu lượng lũ trước khi tới Hà Nội. Nói chung biện pháp này rất bị động và tốn kém vì có thể phải chịu ngập một vùng khá lớn để làm phân chậm, lũ.

10.1.1.2 Các biện pháp chủ động.

Hiện nay loại biện pháp này đặc biệt được chú trọng vì có khả năng phòng chống lũ một cách khá tích cực và các tiến bộ khoa học kỹ thuật cho phép con người thực hiện chúng không quá khó khăn.

a– Bảo vệ rừng, trồng rừng và cải tạo đất.

Chúng ta đã biết cơ chế hình thành lũ phụ thuộc một phần rất lớn vào mặt đệm lưu vực. Nếu thâm phủ rừng dày và đất tơi xốp sẽ làm cho dòng chảy lũ bị tổn thất và bị điều tiết khá lớn trước khi tập trung được vào hệ thống sông. Biện pháp này ngoài khả năng chống lũ còn có vai trò chống xói mòn và bảo vệ môi trường, tạo lập cân bằng sinh thái trên lưu vực.

b– Biện pháp kho nước phòng lũ.

Đây là biện pháp được phát triển rất mạnh trong những thập kỷ gần đây. Thực hiện biện pháp này bằng việc xây dựng những kho nước trên hệ thống sông nhằm chứa một phần dòng chảy lũ và điều tiết nó trước khi chảy xuống hạ lưu. Kho nước phòng lũ là một biện pháp tích cực vì nó có khả năng chủ động và thường được kết hợp với các mục đích gây lợi khác như phát điện, thủy sản v.v... Đây là biện pháp được coi là hiệu quả nhất vì việc quản lý vận hành khá thuận tiện. Tuy vậy nó có nhược điểm là vốn đầu tư ban đầu rất lớn, khu vực lòng kho nước bị ngập vĩnh viễn, làm thay đổi điều kiện môi trường. Một điều cần lưu ý nhấn mạnh là biện pháp này cần phải kết hợp với biện pháp bảo vệ rừng đầu nguồn. Trong chương này sẽ đi sâu về điều tiết lũ bằng kho nước.

10.1.2 Tiêu chuẩn phòng lũ.

Trong tính toán nghiên cứu phòng chống lũ bằng kho nước, tiêu chuẩn phòng lũ gồm hai loại (i) tiêu chuẩn phòng lũ cho hạ lưu và (ii) tiêu chuẩn phòng lũ cho bản thân công trình thủy công. Nói chung tiêu chuẩn phòng lũ được biểu thị bằng loại lũ (theo tần suất) mà khu vực được bảo vệ hay công trình có thể chịu đựng được. Lựa chọn tiêu chuẩn phòng lũ bắt buộc phải xuất phát từ tầm quan trọng của đối tượng phòng lũ và trên cơ sở phát triển của nền kinh tế quốc dân. Đây là vấn đề rất phức tạp có liên quan tới các mặt kinh tế, kỹ thuật, chính trị, xã hội, v.v... Do vậy phải hết sức thận trọng khi lựa chọn.

10.1.2.1 Tiêu chuẩn phòng lũ cho hạ lưu:

Đối với các khu vực cần phòng lũ ở hạ lưu, tiêu chuẩn bao gồm lưu lượng hoặc mực nước an toàn (Q an toàn, H an toàn) và tần suất phòng lũ. Ở đây lưu lượng an toàn là lưu lượng tối đa mà sông có thể chịu đựng được tại nơi phòng lũ, còn tần suất phòng lũ chính là mức đảm bảo phòng lũ cho hạ lưu. Tiêu chuẩn phòng lũ cho hạ lưu tùy thuộc vào tầm quan trọng của khu vực phòng lũ và điều kiện kinh tế mà quyết định.

10.1.2.2 Tiêu chuẩn phòng lũ cho công trình

Các công trình thủy lợi nói chung và kho nước phòng lũ nói riêng, khi xảy ra sự cố hỏng hóc có thể gây ra những tổn thất vô cùng to lớn. Do vậy tiêu chuẩn phòng lũ cho bản thân công trình thủy công phải cao hơn tiêu chuẩn phòng lũ cho hạ lưu. Tiêu chuẩn phòng lũ cho công trình bao gồm: lưu lượng đỉnh lũ $Q_{\max}$, tổng lượng dòng chảy lũ $W_{\max}$ và quá trình lũ $(Q - t)_{\max}$, các yếu tố này phải ứng với tần suất thiết kế phòng lũ. Tần suất này tùy thuộc vào tầm quan trọng của công trình hay phụ thuộc vào cấp của công trình (có quy phạm riêng cho tần suất chống lũ của công trình).

Một điều lưu ý là để xác định lưu lượng tháo lũ qua công trình kho nước phải lấy tiêu chuẩn phòng lũ cho bản thân công trình.

10.2 CÁC BÀI TOÁN CHUNG CỦA ĐIỀU TIẾT LŨ.

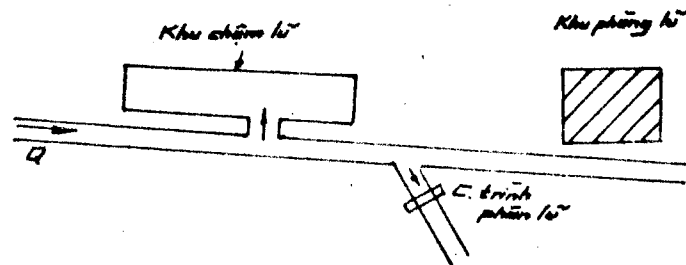
Điều tiết lũ nói chung là quá trình làm thay đổi dòng chảy lũ dọc theo đường vận chuyển của nó, cụ thể là đỉnh lũ giảm nhỏ, thời gian lũ dài ra. Nguyên nhân làm cho quá trình dòng chảy lũ thay đổi dọc sông chủ yếu là do địa hình lòng sông, bãi sông, lũng sông và sự can thiệp của con người. Ví dụ như các bãi sông, vùng trũng ven sông, đập... đã làm điều tiết dòng chảy lũ.

Trên cơ sở những tác nhân ảnh hưởng tới điều tiết của dòng chảy lũ, điều tiết lũ có thể gồm các bài toán thực tế sau đây:

- Điều tiết lũ vào các khu chậm lũ
- Điều tiết lũ cho thi công các công trình thủy công.
- Điều tiết phòng lũ bằng kho nước.

10.2.1 Bài toán phân chậm lũ.

Bài toán này với một khu vực trũng ven sông (Như hình vẽ 10.1) được sử dụng vào mục đích chứa một phần lũ đến để giảm lưu lượng lũ tới khu vực cần phòng lũ. Với các điều kiện địa hình khu chứa, quá trình lũ đến tại khu chậm lũ, coi cấu trúc của vào khu chậm lũ như đập tràn (có thể là tự nhiên hoặc nhân tạo). Sử dụng nguyên lý cân bằng nước và chế độ thủy lực ta có thể xác định được quá trình chảy vào khu chậm lũ và quá trình lũ trong sông sau công trình chặn lũ này.



Hình 10-1

10.2.2 Bài toán điều tiết lũ cho thi công:

Khi thi công công trình thủy công, chủ yếu là đập ngăn sông trong thời kỳ lũ chúng ta cần biết được sự thay đổi mực nước ở thượng lưu, khả năng lũ chảy qua các công trình khi thi công như đập, kênh dẫn dòng v.v... Do vậy để giải quyết bài toán này chúng ta phải dựa trên cơ sở cân bằng nước lũ đến và lũ chảy qua các công trình đang thi công, có điều lưu lượng chảy xuống hạ lưu trong trường hợp này gồm $q = q_d + q_{th} + q_d$

Trong đó q_d là lưu lượng chảy tràn trên đập thi công (đá đổ), q_{th} là lưu lượng chảy thấm qua đập, q_d là lưu lượng qua công trình dẫn dòng. Các lưu lượng này được xác định tùy theo chế độ chảy là ngập hay không ngập.

10.2.3 Bài toán điều tiết phòng lũ bằng kho nước

Bài toán này sẽ được trình bày chi tiết trong chương này. Nhiệm vụ của bài toán phụ thuộc vào yêu cầu cụ thể, nhưng nói chung là tính toán xác định dung tích phòng lũ cần thiết, quy mô và hình thức công trình xả lũ cũng như quá trình lũ sau kho nước.

Trong mỗi bài toán nêu trên được tách ra nhiều bài toán khác nhau tùy thuộc vào điều kiện thủy lực (trạng thái chảy qua công trình) và các yêu cầu ràng buộc khác. Ví dụ như bài toán điều tiết trong trạng thái chảy tự do với quy mô hình thức công trình xả đã biết...

Để giải các bài toán chung này chúng ta đều dựa trên cơ sở dòng chảy lũ là dòng không ổn định được biểu thị bằng hệ phương trình Saint - Venant với

- Phương trình liên tục:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (10-1)$$

- Phương trình momen:

$$\frac{\partial z_0}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} \cdot \frac{Q}{K^2} \quad (10-2)$$

Trong những phần sau chúng ta sẽ đi sâu phân tích và sử dụng hệ phương trình này trong bài toán điều tiết lũ bằng kho nước.

10.3 KHO NƯỚC PHÒNG LŨ VÀ ĐIỀU TIẾT LŨ BẰNG KHO NƯỚC

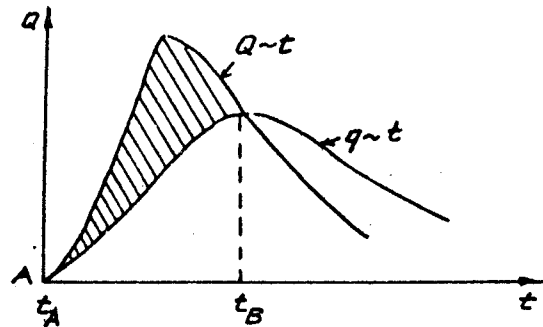
10.3-1 Khái niệm về kho nước phòng lũ

10.3.1-1 Kho nước phòng lũ và công trình xả lũ

Trong kho nước phòng lũ gồm có hai công trình đầu mối quan trọng nhất đó là đập dâng và công trình tháo lũ.

a- Kho nước phòng lũ là một khu chứa nước được tạo ra một cách nhân tạo bằng việc xây dựng một đập trong lực ngang sông tại tuyến có điều kiện thích hợp. Nhiệm

vụ của kho nước phòng lũ là giữ lại một phần lượng nước của các trận lũ rồi sau đó xả ra từ từ, tức là làm giảm đỉnh lũ trước khi xuống hạ du. Hình vẽ 10-2 là quá trình lũ vào và ra khỏi kho nước. Trong hình vẽ, từ t_A đến t_B lũ đến lớn hơn lượng lũ xả xuống hạ lưu nên diện tích giới hạn bởi 2 đường trong thời đoạn đó biểu thị lượng nước trữ lại trong kho, và sau t_B lưu lượng xả lớn hơn lưu lượng đến, tức lượng nước trữ lại đã được xả ra.



Hình 10-2

Kho nước phòng lũ có thể chỉ có một nhiệm vụ đơn thuần là phòng lũ, cũng có thể là một kho nước nhiều mục tiêu (lợi dụng tổng hợp) như cấp nước, phát điện, phòng lũ v.v... Trong kho nước nhiều mục tiêu thì thành phần dung tích phòng lũ có thể là riêng biệt (thành phần trên cùng), cũng có thể được kết hợp với thành phần dung tích hữu ích. Về mặt vận hành kho nước phòng lũ được chia ra hai loại:

- Loại kho nước với công trình xả lũ tự do (không có cửa điều khiển)
- Loại kho nước với công trình xả lũ có cửa điều khiển được lưu lượng xả xuống hạ lưu, loại này chủ động đáp ứng được yêu cầu vận hành và phòng lũ.

b- Công trình xả lũ trong kho nước:

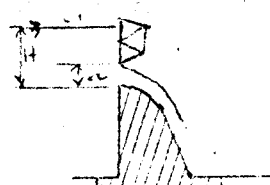
Trong kho nước, công trình xả lũ có vai trò đảm bảo yêu cầu phòng lũ cho hạ lưu và an toàn cho bản thân công trình. Hiện nay có hai loại công trình xả lũ được sử dụng là:

- Loại công trình xả mặt, loại này thường được cấu trúc là đập tràn gồm một hoặc nhiều khoang có cửa đóng mở hoặc không có cửa, vị trí của công trình có thể là tại ngay đập hoặc tại một tuyến khác của kho nước tùy thuộc vào thiết kế và điều kiện cụ thể của kho nước.

- Loại công trình xả đáy, loại này được cấu tạo là dạng giếng, cống ngầm hoặc xiphông.

Loại này thường có cửa đóng mở. Một số loại công trình xả lũ đặc trưng được biểu thị ở bảng 10-1 sau đây.

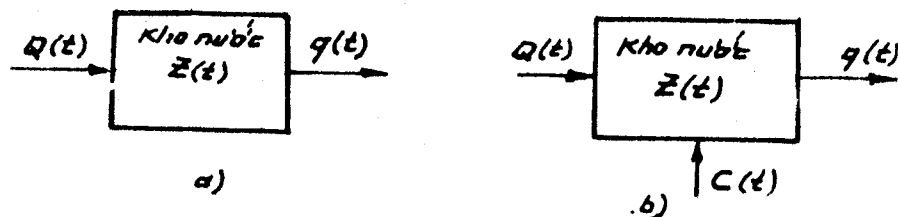
Bảng 10-1: Phương trình lưu lượng của công trình xả

Loại công trình xả	Hình thức chảy Phương trình lưu lượng	Ký hiệu giải thích
1. Đập tràn không cửa 	a) Chảy tự do $q = mB\sqrt{2g}H^{3/2}$ b) Chảy ngập $q = mB\sigma_n\sqrt{2g}H^{3/2}$	m: Hệ số lưu lượng B: Chiều rộng tràn H: Cột nước trên những tràn σ_n : Hệ số chảy ngập
2. Đập tràn có cửa 	$q = mB.a\sqrt{2g(H - \alpha a)}$	m: Hệ số lưu lượng B: Chiều rộng tràn H: Cột nước trên những tràn a: Độ mở cửa van α : Hệ số co hẹp đúng
3. Cống ngầm. 	a) Chảy tự do $q = m\frac{\pi D^2}{3}\sqrt{2g}H$ b) Chảy ngập $q = m\frac{\pi D^2}{4}\sqrt{2gz}$	m: Hệ số lưu lượng D: Đường kính cống H: Cột nước thượng lưu. z: Chênh lệch cột nước.

Trong thực tế các kho nước phòng lũ loại nhỏ thường được cấu trúc với một trong hai loại công trình xả lũ trên, còn các kho nước phòng lũ loại lớn thì kết hợp cả hai loại công trình xả lũ đáy và mặt, ví dụ như kho nước Hòa Bình trên sông Đà. Hình thức và kích thước của công trình xả lũ có ảnh hưởng trực tiếp đến quá trình xả lũ và hiệu quả phòng chống lũ, chúng ta sẽ phân tích kỹ ở phần sau.

10.3.1.2 Bài toán hệ thống của kho nước phòng lũ

Trên quan điểm hệ thống, kho nước phòng lũ được coi là một hệ thống động cơ cấu trúc bên trong được mô tả. Hệ thống này được biểu diễn như hình 10-3a. Trong đó $Q(t)$ là biến vào, $q(t)$ là biến ra và kho nước là một hệ thống được mô tả bởi cấu trúc gồm các quan hệ địa hình $Z \sim V$ và $Z \sim F$, cấu trúc về công trình xả lũ tức quan hệ $Z \sim q$, ngoài ra hệ thống còn có biến trạng thái đó là quá trình thay đổi mực nước trong kho $Z(t)$. Tùy thuộc vào yêu cầu phòng lũ và vận hành kho nước phòng lũ mà hệ thống có thể thêm biến điều khiển $c(t)$, lúc này hệ thống được biểu thị như hình 10.3b.



Hình 10-3

Với quan điểm hệ thống chúng ta dễ dàng nhận thấy hai bài toán chính của điều tiết lũ bằng kho nước là: (i) bài toán thiết kế, tức xác định kích thước công trình xả lũ và dung tích phòng lũ, (ii) bài toán vận hành và điều khiển kho nước phòng lũ. Tất nhiên trong mỗi bài toán này còn được tách ra nhiều bài toán cụ thể hơn.

10.4 NGUYÊN LÝ CƠ BẢN CỦA ĐIỀU TIẾT LŨ BẰNG KHO NƯỚC VÀ DẠNG ĐƯỜNG XẢ LŨ.

10.4.1 Nguyên lý cơ bản:

Dòng chảy lũ là dòng không ổn định tuân theo hệ phương trình cơ bản sau (Đó cũng chính là hệ phương trình để diễn toán dòng chảy lũ trong sông.)

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (10-1)$$

$$\frac{\partial Z_0}{\partial x} = -\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \frac{Q}{K^2} \quad (10-2)$$

Trong đó: Q là lưu lượng

x khoảng cách

A diện tích mặt cắt ướt

t thời gian

Z_0 là cao trình đáy sông

h độ sâu dòng chảy

v vận tốc dòng chảy

K mô đun lưu lượng.

Khi dòng chảy lũ chuyển động trong sông nó hoàn toàn tuân theo hệ phương trình này, tuy vậy tùy từng điều kiện cụ thể mà một số thành phần trong các phương trình có thể bỏ qua, hoặc được đưa về các dạng đơn giản hơn để thuận tiện trong việc giải hệ phương trình. Đối với trường hợp dòng chảy lũ vào kho nước, chúng ta thấy những đặc điểm sau đây, mặt cắt mở rộng đột ngột, do đập ngăn độ dốc mặt nước rất nhỏ, độ sâu dòng chảy

rất lớn và tốc độ dòng chảy cũng rất nhỏ. Do đó chúng ta có thể coi bài toán điều tiết lũ bằng kho nước là một bài riêng của diễn toán lũ nói chung. Lúc này có thể đưa phương trình (10-1) về dạng vi phân sau:

$$Qdt - qdt = F.dh \quad (10-3a)$$

Trong đó: Q là lưu lượng đến kho nước

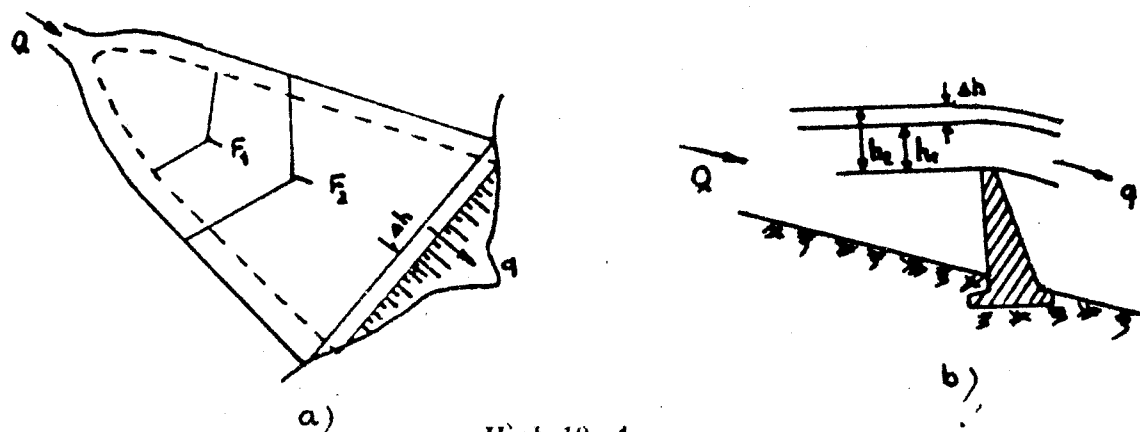
q là lưu lượng ra khỏi kho nước

F: diện tích mặt thoáng của kho nước

dt: khoảng thời gian vô cùng nhỏ

dh: vi phân của cột nước trên công trình xả lũ.

Phương trình (10-3a) được biểu thị trên hình vẽ 10-4



Hình 10-4

Nếu ta thay $F.dh = dv$ thì ta được

$$(Q - q)dt = dv \quad (10 - 3b)$$

và nếu thay dt bằng khoảng thời gian đủ lớn $\Delta t = t_2 - t_1$, ở đây t_1 là thời điểm đầu và t_2 là thời điểm cuối của khoảng thời gian tính toán thì chúng ta có phương trình cân bằng nước dạng sai phân sau đây:

$$\left(\frac{Q_1 + Q_2}{2} \right) \Delta t - \left(\frac{q_1 + q_2}{2} \right) \Delta t = V_2 - V_1 \quad (10-4)$$

ở đây Q_1, Q_2 là lưu lượng đến ở đầu và cuối thời đoạn tính toán

q_1, q_2 là lưu lượng xả tương ứng

V_1, V_2 là lượng nước có trong kho ở đầu và cuối thời đoạn Δt .

Với mục đích là tìm quá trình xả lũ $q \sim t$ thì phương trình (10-4) chưa thể giải trực tiếp được vì có hai số hạng chưa biết là q_2 và V_2 . Vậy chúng ta cần có một phương trình nữa, đó chính là phương trình thủy lực của công trình xả lũ với dạng tổng quát:

$$q = f(Z_t, Z_h, C) \quad (10-5)$$

Trong đó: Z_t : mực nước thượng lưu công trình xả lũ

Z_h : mực nước hạ lưu

C : tham số biểu thị công trình,

Phương trình (10 - 5) sẽ được cụ thể tùy theo hình thức công trình và chế độ chảy như trong bảng 10 - 1.

Như vậy nguyên lý cơ bản của điều tiết lũ là việc hợp giải phương trình cân bằng nước dạng (10 - 4) và phương trình thủy lực (10 - 5).

10.4.2 Phân tích dạng đường xả lũ.

Để tiện lợi cho việc phân tích, từ phương trình (10-3a) ta đưa về:

$$Q - q = F \cdot \frac{dh}{dq} \cdot \frac{dq}{dt} \quad (10 - 6)$$

* Đối với đập tràn ta có: $q = M.B.h^{3/2}$, nên

$$\frac{dh}{dq} = \frac{2}{3} \cdot \frac{q^{-1/3}}{(M.B)^{2/3}} = K_1 \cdot q^{-1/3}. \text{ Thay vào (10-6)}$$

ta có

$$\frac{dq}{dt} = \frac{(Q - q)}{K_1 \cdot F} \cdot q^{1/3} \quad (10-7)$$

* Đối với cống ngầm: $q = M_2 \cdot \omega \cdot h^{1/2}$, nên

$$\frac{dh}{dq} = \frac{2 \cdot q}{(M_2 \omega)^2} = K_2 \cdot q. \text{ Thay vào (10-6). Ta có}$$

$$\frac{dq}{dt} = \frac{(Q - q)}{K_2 \cdot F \cdot q} \quad (10 - 8)$$

Hai phương trình (10-7) và (10-8) là cơ sở cho việc phân tích dạng đường xả lũ cho các trường hợp cụ thể sau:

10.4.2.1 - Công trình xả lũ là đập tràn chảy tự do, mực nước trong kho khi lũ đến bằng cao trình ngưỡng tràn.

Đường quá trình xả lũ trong trường hợp này như hình 10-5 tại t_0 có $Q = q$ nên

$$\text{Theo (10-7)} \quad \frac{dq}{dt} = 0,$$

đường $q \sim t$ tiếp tuyến với trục hoành.

- Từ t_0 đến t_1 , vì $q > 0$ và $Q > q$ nên

$$\frac{dq}{dt} > 0 \text{ cũng có nghĩa là mực}$$

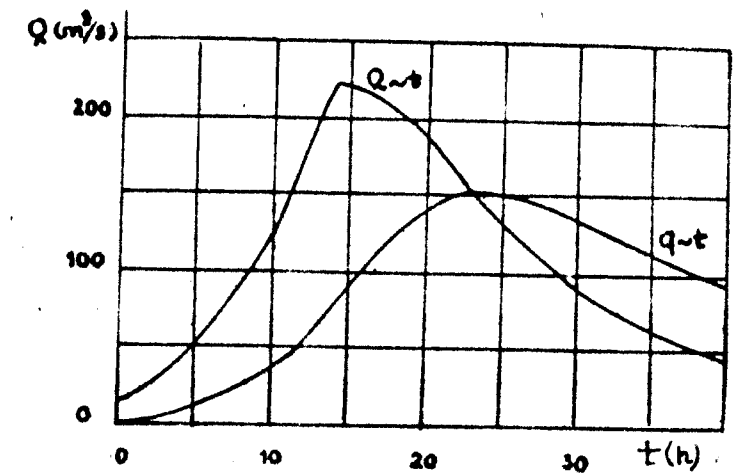
nước trong kho tăng, đến tại t_1

$$\text{thì } Q = q \text{ nên } \frac{dq}{dt} = 0 \text{ và lúc}$$

này q đạt giá trị lớn nhất, cũng là lúc mực nước trong kho đạt giá trị cao nhất.

$$\text{- Sau } t_1 \quad Q < q, \frac{dq}{dt} < 0, \text{ lưu}$$

lượng xả giảm dần và mực nước trong kho cũng giảm cho đến khi trở về trạng thái trước lũ.



Hình 10-5

10.4.2.2- Công trình xả lũ là cống ngầm, khi lũ đến mực nước kho cao hơn tâm cống và mở toàn bộ cửa cống.

Đường quá trình xả trong trường hợp này như hình 10-6.

- Từ t_0 đến t_1 , theo (10-8) và nếu Q

$$\text{đến nhỏ thì } Q < q \text{ và } \frac{dq}{dt} < 0, \text{ giai đoạn}$$

này một phần lượng nước trong kho được xả ra, mực nước kho giảm tại t_1 có

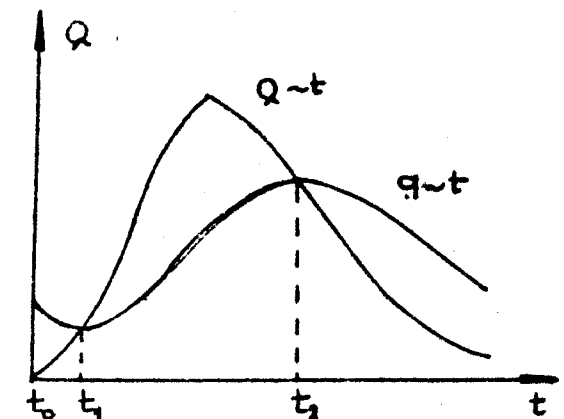
$$Q = q, \frac{dq}{dt} = 0 \text{ và } q \text{ đạt giá trị cực tiểu cục bộ.}$$

$$\text{- Từ } t_1 - t_2, Q > q \text{ và } \frac{dq}{dt} > 0,$$

lưu lượng xả tăng lên và nước được trữ lại

$$\text{vào kho, tại } t_2 \quad Q = q \text{ và } \frac{dq}{dt} = 0, \text{ lưu lượng xả đạt giá trị lớn nhất.}$$

- Sau t_2 thì q giảm dần nhưng vẫn lớn hơn Q nên giai đoạn này lượng nước tích lại trong kho trước đó được xả ra.



Hình 10 - 6

10.4.2.3- Công trình xả lũ là đập tràn hoặc cống ngầm có cửa điều khiển và mực nước trước lũ không trùng với ngưỡng tràn.

Quá trình xả lũ trong trường hợp này như hình 10-7

- Từ $t_0 - t_1$ có thể điều khiển của van để $q \equiv Q$

- Từ $t_1 - t_2$ mở toàn bộ cửa và có $Q > q$
 $\frac{dq}{dt} > 0$ nên lưu lượng xả tăng, tại t_2 đạt
 $Q = q$ nên $\frac{dq}{dt} = 0$, lưu lượng xả đạt giá trị
 lớn nhất.

- Sau t_2 q giảm nhưng vẫn lớn hơn Q , và
 lượng trữ trong kho giảm xuống.

10.4.2.4- Công trình xả lũ là đập tràn
 hoặc cống ngầm của cửa điều khiển và có yêu
 cầu phòng lũ ở hạ lưu với q_{an} toàn.

Quá trình xả lũ trong trường hợp này như ở hình 10-8

- Từ $t_0 - t_1$ điều chỉnh cửa van để $q = Q$

- Từ $t_1 - t_2$ xả tự do theo thủy lực,

lúc này $q < Q$ và $\frac{dq}{dt} > 0$ nên lưu lượng
 xả tăng, đến khi $q = q_{at}$ thì không chế để
 q xả chỉ bằng q_{at}

- Sau t_3 có thể giảm bớt q_{at} nhưng vẫn
 đảm bảo $q > Q$ để mực nước trong kho giảm
 xuống.

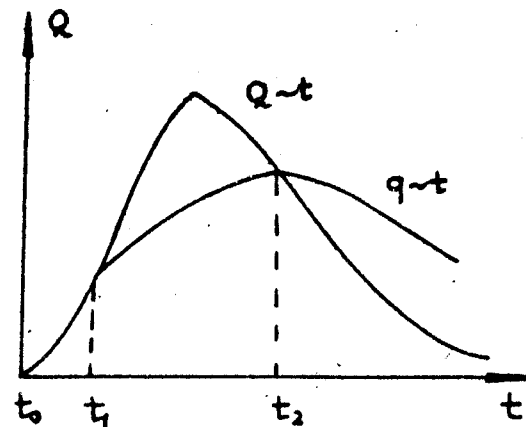
Trên đây là những trường hợp điển
 hình của các dạng đường xả lũ qua kho
 nước. Ngoài ra còn có những trường hợp
 phức tạp khác, như có dự báo lũ hoặc
 trường hợp có lũ bổ sung sau kho nước trước
 khi tới khu vực cần phòng lũ ở hạ du v.v...

10.4.3. Các yếu tố ảnh hưởng đến quá trình xả lũ

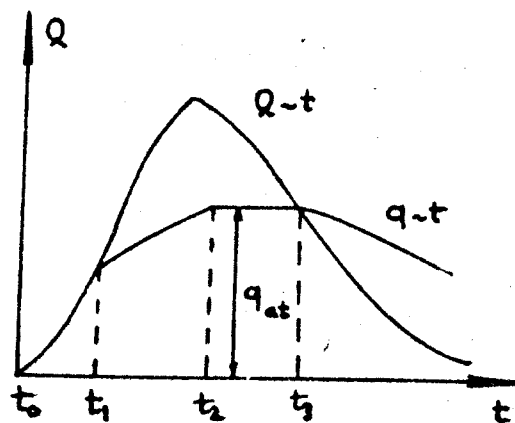
Các yếu tố chủ yếu ảnh hưởng đến quá trình xả lũ là quá trình lũ đến ($Q \sim t$), cấu
 trúc của kho nước gồm đặc trưng địa hình, loại và quy mô công trình xả lũ và các điều kiện
 ràng buộc khác. Để đơn giản chúng ta chỉ xét trong trường hợp công trình xả lũ không có
 cửa điều khiển.

10.4.3.1- Ảnh hưởng của quá trình lũ đến.

Việc phân tích ảnh hưởng này rất phức tạp vì hình dạng phong phú của quá trình lũ
 đến. Do vậy theo [8] đã so sánh ảnh hưởng của các quá trình lũ các dạng hình học khác
 nhau như hàm mũ, hình thang và parabol với dạng quá trình lũ đến là tam giác và rút ra
 được kết quả như hình vẽ số 10-9.



Hình 10-7



Hình 10-8

Trong đó nếu lấy

$$\Delta = \frac{q_{\max} - q_{\max T}}{q_{\max T}} 100\%$$

với $q_{\max}$ là đỉnh quá trình xả với
 quá trình lũ nào đó, $q_{\max T}$ là
 đỉnh của quá trình xả ứng với lũ
 đến dạng tam giác.

V_{dt} là dung tích cắt lũ của kho
 nước, V_{lu} là tổng lượng lũ đến.

1 Lũ đến dạng hàm mũ,

2 Lũ đến dạng hình thang và

3 lũ đến dạng parabol.

Cũng qua khảo sát cho thấy nếu tỷ số $\gamma = t_{len}/t_{lu}$ tăng lên 10% thì $q_{\max}$ xả tăng khoảng
 3 - 7%.

10.4.3.2- Ảnh hưởng của công trình xả lũ.

Về định tính của ảnh hưởng này đã được phân tích ở phần 10-4.2. Nhưng về mặt định
 lượng có thể được biểu thị ở hình vẽ 10- 9b. Trong đó 1 là đập tràn tự do, 2 - Cống ngầm,
 3 - Đập tràn có cửa, 4 - Xi phông.

Qua đây chúng ta thấy nếu cùng mức độ
 điều tiết thì khả năng làm giảm tình lũ xả
 như sau:

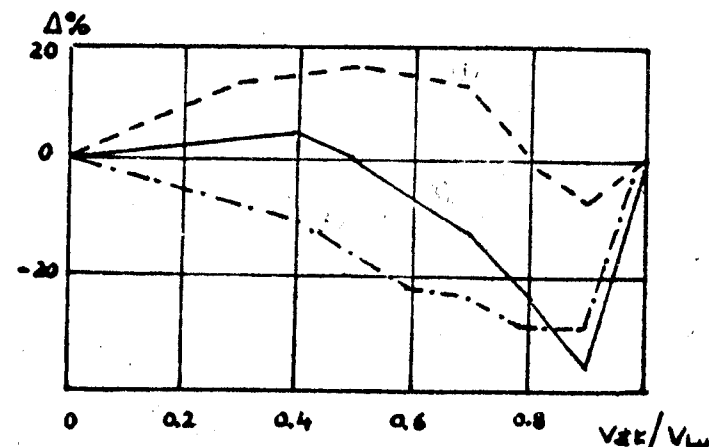
$q^1_{\max} > q^2_{\max} > q^3_{\max} > q^4_{\max}$. Điều này
 có nghĩa là công trình xả lũ bằng xi phông có
 tác dụng giảm đỉnh lớn nhất với cùng một
 quá trình lũ đến.

c- Ảnh hưởng của địa hình kho nước:
 Nếu như cùng một quá trình lũ đến và công
 trình xả lũ thì theo [8] nếu quan hệ $Z \sim V$
 ứng với phần dung tích phòng lũ càng thoải
 thì quá trình lũ xả có đỉnh càng nhỏ, tức

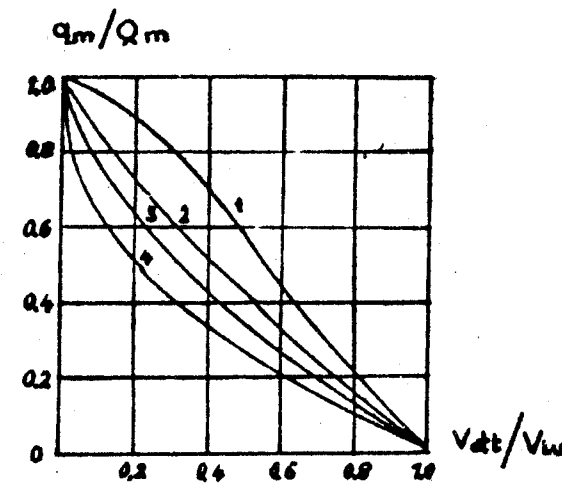
$\frac{dz}{dv}$

— nhỏ thì $q_{\max}$ nhỏ.

$\frac{dv}{dz}$



Hình vẽ 10- 9a



Hình 10-9b

10.4.4 Các bài toán của điều tiết lũ bằng kho nước và phân loại phương pháp tính.

10.4.4.1 Các bài toán của điều tiết lũ bằng kho nước.

Như đã đề cập ở các phần trước. Nếu trên cơ sở trạng thái chảy qua công trình xả lũ

thì có thể chia ra hai loại là chảy tự do và chảy ngập. Về nguyên lý tính toán của hai chế độ chảy này là như nhau chỉ có điều khác là trong phương trình thủy lực có thêm hệ số nhập $\sigma_{ngập}$ (với $\sigma_{ng} < 1.0$). Cả hai chế độ chảy này đều có các bài toán điều tiết lũ khác nhau như sau:

1- Tính toán kho nước phòng lũ khi không có cửa đóng mở gồm: a) Tìm kích thước công trình xả (B hoặc ω khi đã biết mực nước lớn nhất trong kho; b) Tìm mực nước lớn nhất trong kho khi mực nước dâng bình thường đã định.

2- Tính toán điều tiết khi công trình có cửa đóng cửa gồm:

- Tìm V_{max} , kích thước công trình xả lũ và phương thức vận hành.
- Tính toán điều tiết khi có dự báo lũ,
- Tính điều tiết lũ bổ sung.

10.4.4.2. Phân loại phương pháp tính điều tiết lũ bằng kho nước.

Hiện nay có hàng chục phương pháp khác nhau được dùng trong tính toán điều tiết lũ bằng kho nước. Nhưng tất cả đều dựa trên nguyên lý cơ bản đã trình bày ở phần trước. Tùy thuộc vào cách thức hợp giải hai phương trình (10-4) và (10-5) mà có các phương pháp khác nhau. Nói chung các phương pháp có thể chia làm hai nhóm:

1- Nhóm các phương pháp chi tiết. Các phương pháp thuộc nhóm này cho phép ta xác định chính xác và chi tiết quá trình lũ xả qua kho nước, thường được dùng trong giai đoạn thiết kế kỹ thuật và quản lý vận hành kho nước phòng lũ.

2- Nhóm các phương pháp gần đúng. Các phương pháp này chỉ cho phép ta biết được lưu lượng xả lớn nhất với quá trình lũ đến và xả thường được khái quát theo dạng hình học đơn giản. Nhóm phương pháp này thường chỉ dùng trong giai đoạn định hướng và quy hoạch sơ bộ các kho nước phòng lũ.

Sau đây chúng ta sẽ xem xét chi tiết một số phương pháp thường dùng.

10.5 - CÁC PHƯƠNG PHÁP THƯỜNG DÙNG TRONG TÍNH TOÁN ĐIỀU TIẾT LŨ BẰNG KHO NƯỚC

10.5.1 Phương pháp thử dần

Phương pháp này dựa trên cơ sở phương trình (10-4)

$$\frac{Q_1 + Q_2}{2} \Delta t - \frac{q_1 + q_2}{2} \Delta t = V_2 - V_1$$

Với bài toán đã cho biết quá trình lũ đến, quan hệ mực nước và dung tích kho nước, mực nước trước khi lũ đến trong kho và hình thức công trình xả ($Z \sim q$). Yêu cầu cần tính toán là quá trình xả lũ tương ứng và mực nước lớn nhất đạt tới trong kho hay dung tích phòng lũ.

Quá trình tính toán theo phương pháp này theo các bước sau đây:

(1) - Chia quá trình lũ đến ra nhiều thời đoạn bởi các Δt_i (có thể Δt là hằng số) sao

cho điểm chia đi qua đỉnh lũ

(2) - Xây dựng quan hệ $Z \sim V$ và $Z \sim q$.

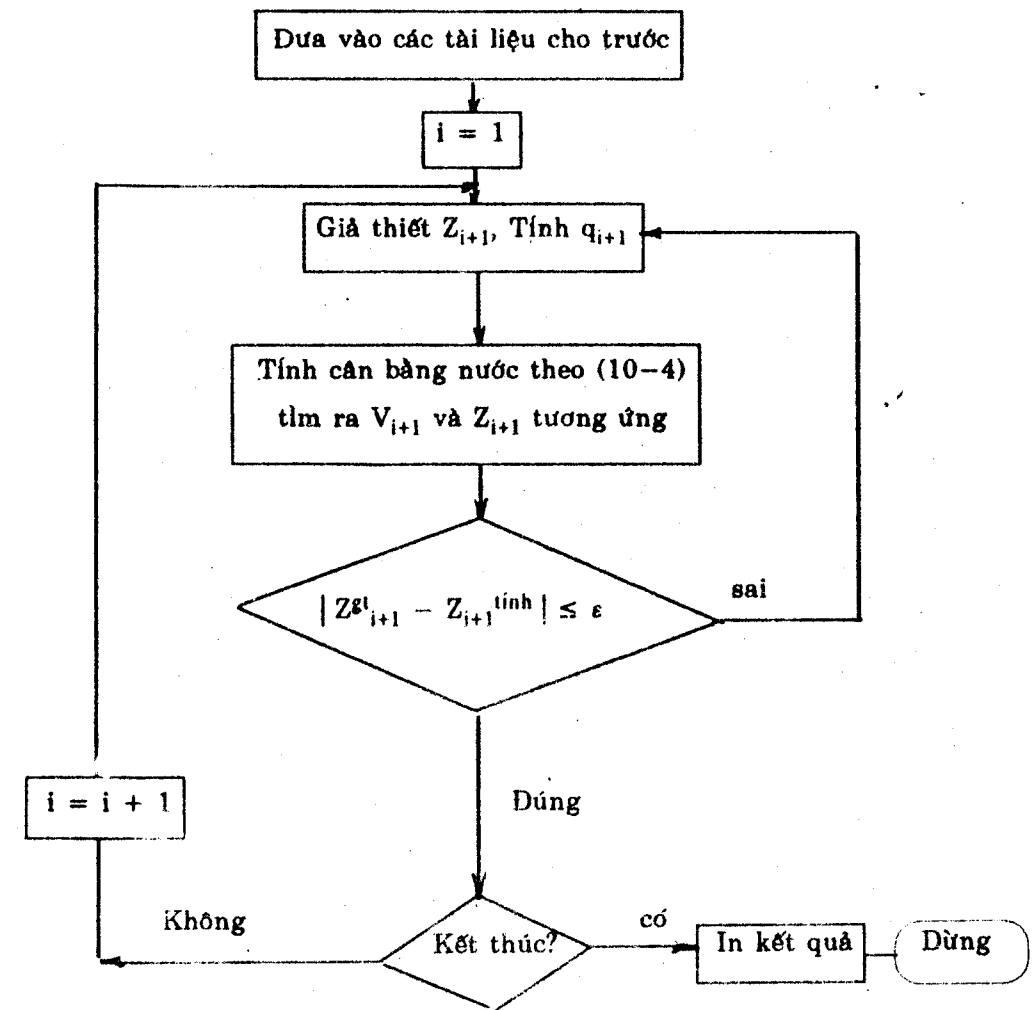
(3) - Tính tổng lượng lũ đến kho trong thời đoạn Δt_i

(4) - Giả thiết mực nước Z_2 trong kho cuối thời đoạn Δt_i để tìm ra q_2 , từ đó theo phương trình cân bằng nước tính ra V_2 .

(5) - Từ V_2 vừa tính được xác định được mực nước trong kho dựa vào quan hệ $Z \sim V$. Nếu mực nước này trùng với mực nước giả thiết trên thì đúng, nếu không phải giả thiết lại cho tới khi thỏa mãn.

(6) - Tiếp tục tính cho các thời đoạn sau bằng cách lặp lại từ bước (3) đến (5).

Phương pháp này có thể tính bằng tay với việc lập bảng tính đơn giản như ví dụ 1. Phương pháp có ưu điểm là có thể dùng cho trường hợp Δt_i thay đổi và với mọi hình thức công trình xả cũng như các yêu cầu vận hành khác. Để tiết kiệm thời gian, tốt nhất là lập chương trình tính trên máy tính theo sơ đồ khối ở hình 10-10.



Hình 10 - 10: Sơ đồ khối tính điều tiết lũ theo phương pháp thử dần.

Sau đây là một ví dụ đơn giản của phương pháp thử dần.

Ví dụ 1: Xác định quá trình xả lũ của kho nước với công trình xả là đập tràn tự do có ngưỡng tràn 31.2m, mực nước kho trước lũ cũng là 31,2m. Quá trình lũ đến như hình vẽ (10-11a) và cột (3) trong Bảng 10-2. Quan hệ $Z \sim q$ và $Z \sim V$ như hình 10-11

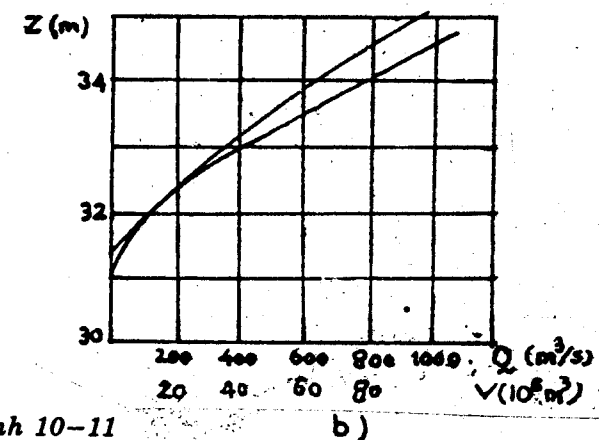
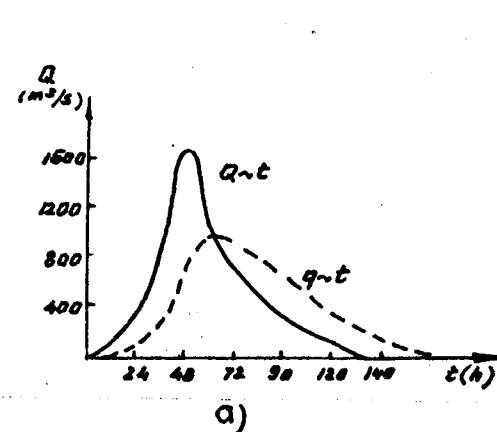
Giải:

- Ở đây quan hệ $Z \sim V$, $Z \sim Q$ đã được xây dựng. Ta chọn $\Delta t = 12h$
- Tính tổng lượng lũ đến trong Δt như cột (4) cho từng thời đoạn
- Giả thiết mực nước theo Z_{gt} như cột (9) và tìm ra lưu lượng xả q_2 như cột (5) tính sự thay đổi lượng nước trong kho và V_2 tương ứng như cột (7) và (8)
- Từ V_2 tìm ra Z_2 và so sánh với Z_{gt} .

Tất cả các kết quả được trình bày ở bảng 10-2:

Bảng 10-2: Tính toán điều tiết lũ bằng phương pháp thử dần

T/T	Thời gian (h)	Q (m ³ /s)	Q. Δt (10 ⁶ m ³)	q (m ³ /s)	q. Δt (10 ⁶ m ³)	ΔV (10 ⁶ m ³ /s)	V (10 ⁶ m ³ /s)	Z (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	0	0	2,78	0	0,31	2.47	2.47	31.2
2	12	127.5	10.50	14.2	1.85	8.65	11.12	31.8
3	24	350.4	23.75	71.0	6.79	16.98	28.08	32.5
4	36	736.0	53.00	341.0	20.05	32.95	61.03	33.9
5	48	1700.0	59.80	695.0	36.05	23.75	84.78	34.8
6	60	1050.0	38.60	977.0	41.00	-2.40	82.38	34.7
7	72	732.0	26.80	905.0	36.60	-9.80	72.58	34.0
8	84	510.0	18.20	780.0	31.10	-12.90	59.68	33.8
9	96	325.0	11.40	651.0	25.00	-13.60	46.08	33.4
10	108	198.5	6.48	481.0	17.88	-11.40	34.68	33.0
11	120	99.3	3.08	340.0	12.34	-11.40	25.42	32.5
12	132	42.5		227.0	8.02	-9.26	17.53	32.2
13	144	0	0.93	142.0		-7.89	11.28	32



Hình 10-11

10.5.2 Phương pháp Pôtapôp:

Trên cơ sở hai phương trình (10-4) và (10-5). Tác giả đưa phương trình (10-4) về dạng sau:

$$\left(\frac{V_2}{\Delta t} + 0.5q_2\right) = 0.5(Q_1 + Q_2) + \left(\frac{V_1}{\Delta t} - 0.5q_1\right) \quad (10-9)$$

Như vậy ở đây với bất kỳ thời đoạn Δt nào thì vế phải đều đã biết và có:

$$q = f_1\left(\frac{V}{\Delta t} - 0.5q\right), \quad q = f_2\left(\frac{V}{\Delta t} + 0.5q\right) \quad (10-10)$$

Hai quan hệ này gọi là quan hệ phụ trợ để tính điều tiết lũ. Thay chúng vào (10-9) ta có:

$$f_2 = \bar{Q} + f_1 \quad (10-11)$$

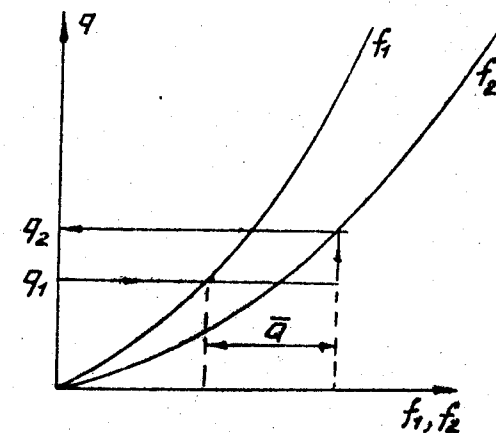
Với bài toán cho quá trình lũ đến, địa hình kho nước, công trình xả lũ. Yêu cầu xác định quá trình xả lũ và dung tích cát lũ hoặc mực nước cao nhất đạt tới trong kho nước, thì chúng ta ứng dụng phương pháp này với các bước sau đây:

(1) - Xây dựng biểu đồ phụ trợ:

+ Lựa chọn bước thời gian tính toán Δt , sau đó giả thiết nhiều trị số mực nước trong kho để tính lưu lượng xả tương ứng (tính theo các công thức thủy lực ở bảng 10-1).

+ Dựa vào quan hệ $Z \sim V$, ứng với các mực nước giả thiết ở trên tìm ra dung tích kho tương ứng là V_K và từ đó tìm được $V = V_K - V_{IL}$ (trong đó V_{IL} là dung tích kho ứng với khi lũ đến).

+ Tính giá trị f_1 và f_2 ứng với các giá trị q vừa tính ở trên rồi vẽ lên biểu đồ như hình 10-12



hình 10-12

(2) Sử dụng biểu đồ để tính toán điều tiết:

+ Với mỗi thời đoạn Δt , tính $\bar{Q} = (Q_1 + Q_2).0.5$

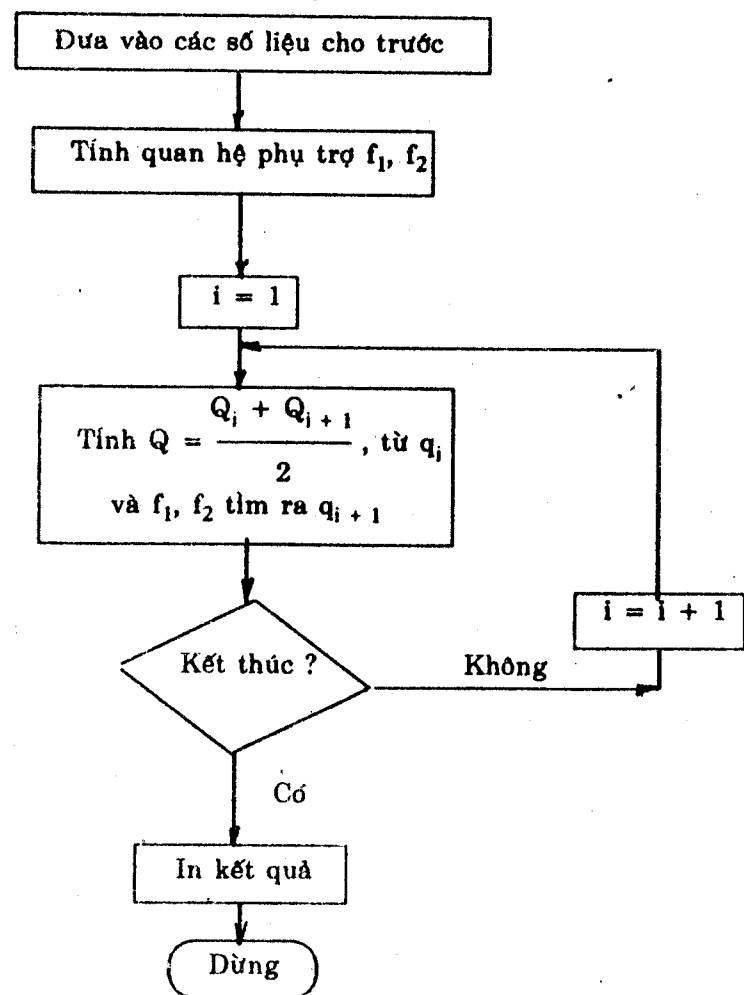
+ Từ q_1 đã biết tra trên biểu đồ được giá trị f_1 và tính $f_2 = \bar{Q} + f_1$

+ Từ f_2 tra biểu đồ ngược lại sẽ được q_2 . Đó chính là lưu lượng xả lũ ở cuối mỗi thời đoạn.

(3) Lập lại bước (2) cho các thời đoạn sau cho đến khi kết thúc.

(4) Từ quá trình lũ đến và xả ta có thể xác định được dung tích tích cát lũ và mực nước lớn nhất trong kho.

Phương pháp này khá đơn giản và thông dụng cho các bài toán điều tiết lũ với công trình xả lũ tự do, nhưng có hạn chế là bước thời gian Δt là hằng số và không thuận tiện khi công trình xả có của điều khiển. Để tiết kiệm thời gian tính toán, chúng ta có thể lập chương trình tính bằng máy tính theo sơ đồ ở hình 10-13.



Hình 10-13: Sơ đồ khối tính điều tiết lũ theo phương pháp Potapop

Ví dụ 2: Tính điều tiết lũ theo phương pháp Potapop cho kho nước A với các tài liệu cho như sau: - Quá trình lũ đến (như cột 3 bảng 10-4b)

- Đặc trưng địa hình kho nước (Bảng 10-3)

- Mực nước trong kho trước khi xả lũ là 40.0m và ngang bằng cao trình ngưỡng tràn, chiều rộng ngưỡng tràn B = 16.0m, hệ số lưu lượng m = 0.49 và công trình xả tự do, không chảy ngập.

Yêu cầu xác định quá trình xả lũ qua kho nước và mực nước cao nhất trong kho.

Giải: (1) chọn thời gian tính toán $\Delta t = 2$ giờ và giả thiết nhiều trị số mực nước trong kho tính ra lưu lượng xả tương ứng theo công thức thủy lực, từ đó tính ra biểu đồ phụ trợ

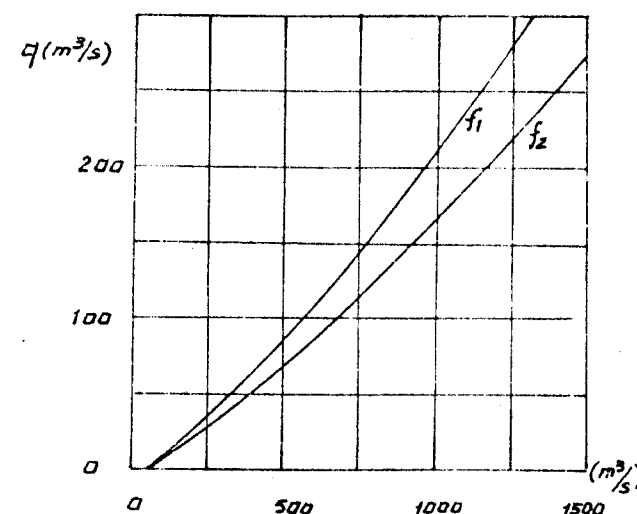
$$q = f\left(\frac{v}{\Delta t} \pm \frac{q}{2}\right), \text{ như bảng 10 - 4a.}$$

(2) Vẽ biểu đồ phụ trợ, tính lưu lượng lũ đến bình quân thời đoạn, với lưu lượng xả đầu thời đoạn chúng ta sẽ dùng biểu đồ tìm ra được lưu lượng xả cuối thời đoạn, liên tiếp tính như vậy cho các thời đoạn tiếp chúng ta được kết quả như bảng (10-4b) và như hình (10 - 14b).

Kết quả mực nước cao nhất trong kho $Z_{\max} = 42,63\text{m}$, lưu lượng xả lớn nhất $q_{\max} = 148\text{m}^3/\text{s}$.

Bảng 10-3 Quan hệ địa hình của kho nước A:

Z(m)	34	35	36	37	38	39
V(10 ⁶ m ³)	2.10	3.40	5.10	7.20	9.00	11.00
Z(m)	40	41	42	43	44	45
V(10 ⁶ m ³)	13.20	15.05	17.50	20.20	23.00	26.20



Hình 10-14a: Biểu đồ phụ trợ của kho nước A (V.D.2)

Bảng 10-4a: Tính toán biểu đồ phụ trợ của kho nước A

T/T	Z(m)	h(m)	q(m ³ /s)	$f_1 = \frac{V}{\Delta t} - \frac{q}{2}$	$f_2 = \frac{V}{\Delta t} + \frac{q}{2}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1	40.0	0	0	0.0	0.0
2	40.4	0.4	8.79	109.5	118.3
3	40.8	0.8	24.8	215.3	240.2
4	41.2	1.2	45.6	325.0	370.6
5	41.6	1.6	70.28	438.7	509.0
6	42.0	2.0	98.2	551.0	649.1
7	42.4	2.4	129.1	681.5	810.7
8	42.8	2.8	162.7	810.9	973.6
9	43.2	3.2	198.8	946.7	1145.5
10	43.6	3.6	237.2	1090.0	1326.0

Bảng 10-4b Kết quả tính toán điều tiết lũ

NS	T(h)	Q(m ³ /s)	qx(m ³ /s)	f1(m ³ /s)	f2(m ³ /s)	V(tr.m ³)	ZR(m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	.00	12.00	.00	.00	.00	13.200	40.00
2	2.00	20.00	.85	.00	16.00	13.312	40.05
3	4.00	34.00	2.24	15.15	42.15	13.495	40.14
4	6.00	52.00	5.43	39.91	82.91	13.777	40.28
5	8.00	70.00	11.24	77.49	138.49	14.157	40.47
6	10.00	94.00	20.45	127.125	209.25	14.633	40.70
7	12.00	122.00	33.88	188.80	296.80	15.215	40.98
8	14.00	175.00	52.67	262.92	411.42	15.973	41.32
9	16.00	222.00	79.66	358.74	557.24	16.925	41.74
10	18.00	215.00	107.02	477.59	696.09	17.827	42.12
11	20.00	204.00	126.75	589.07	798.57	18.493	42.37
12	22.00	184.00	140.29	671.81	865.81	18.929	42.54
13	24.00	162.00	146.96	725.52	898.52	19.140	42.62
14	26.00	140.00	147.81	751.56	902.56	19.166	42.63
15	28.00	122.00	144.33	754.75	885.75	19.058	42.58
16	30.00	106.00	138.18	741.42	855.42	18.862	42.51
17	32.00	97.00	130.75	717.24	818.74	18.624	42.42
18	34.00	84.00	122.84	687.99	778.49	18.363	42.32
19	36.00	42.00	114.09	655.65	733.65	18.072	42.21
20	38.00	68.00	105.80	619.57	689.57	17.784	42.10
21	40.00	62.00	98.15	583.77	648.77	17.518	42.00
22	42.00	55.00	90.05	550.62	609.12	17.261	41.89
23	44.00	50.00	82.44	519.07	571.57	17.019	41.78
24	46.00	44.00	75.55	489.13	536.13	16.788	41.68
25	48.00	40.00	69.10	460.58	502.58	16.570	41.58
26	50.00	35.00	63.29	433.48	470.98	16.363	41.49
27	52.00	28.00	57.45	407.69	439.19	16.155	41.40
28	54.00	20.00	51.70	381.73	405.73	15.935	41.30
29	56.00	14.00	45.72	354.04	371.04	15.707	41.20

VSC = 5.966 (tr.m³) Zmax = 42.63(m)
qxmax = 148. (m³/s)

10.5.3 Phương pháp Runge-Kutta bậc ba.

Dựa trên cơ sở phương trình liên tục viết dưới dạng vi phân:

$$\frac{dv}{dt} = Q(t) - q(t) \quad (10 - 12)$$

Trong kho nước vì $Z = f(t)$ do đó $q = f(z)$, và $dv = F(Z).dz$. Do vậy phương trình (10-12) có thể viết về dạng:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{Q(t) - q(z)}{F(z)} \quad (10 - 13)$$

Nội dung của phương pháp này như sau:

(1) Chọn bước thời gian tính toán Δt và chia ra ba thời đoạn nhỏ, từ đó tính được các trị số xấp xỉ của sự thay đổi cột nước dZ .

(2) Các trị số xấp xỉ ΔZ_1 , ΔZ_2 và ΔZ_3 được xác định cho mỗi bước thời gian Δt theo các công thức sau:

$$\Delta Z_1 = \frac{Q(t_i - q(Z_i))}{F(Z_i)} \cdot \Delta t \quad (10 - 14a)$$

$$\Delta Z_2 = \frac{\frac{\Delta t}{3} [Q(t_i + \frac{\Delta t}{3}) - q(Z_i + \frac{\Delta Z_1}{3})]}{F(Z_i + \frac{\Delta Z_1}{3})} \cdot \Delta t \quad (10.14b)$$

$$\Delta Z_3 = \frac{\frac{2\Delta t}{3} [Q(t_i + \frac{2\Delta t}{3}) - q(Z_i + \frac{2\Delta Z_2}{3})]}{F(Z_i + \frac{2\Delta Z_2}{3})} \cdot \Delta t \quad (10-14c)$$

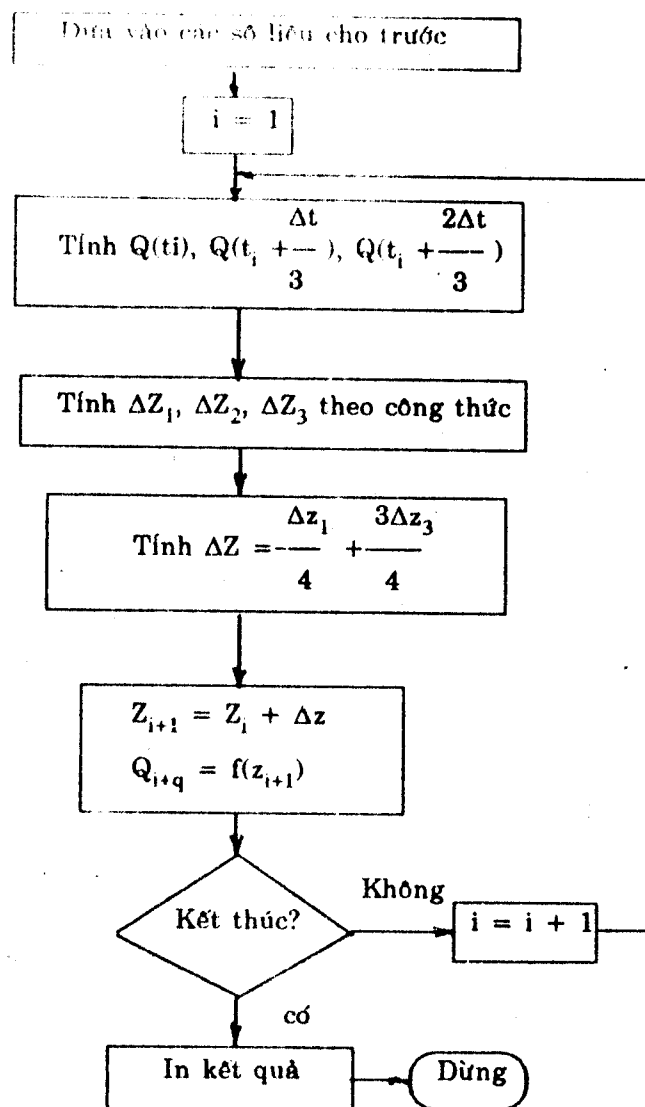
(3). Tính trị số ΔZ và Z_{i+1} theo công thức sau:

$$\Delta Z = \frac{\Delta Z_1}{4} + \frac{3\Delta Z_3}{4} \quad (10 - 15a)$$

$$Z_{i+1} = Z_i + \Delta Z \quad (10 - 15b)$$

(4) Với Z_{i+1} chúng ta sẽ tính được q_{i+1} theo công thức thủy lực hoặc quan hệ $q = f(Z)$. và các bước thời gian tiếp theo được lặp lại từ bước (2).

Chúng ta tính theo sơ đồ khối sau đây (hình 10-15) cho phương pháp này.



Hình 10-15

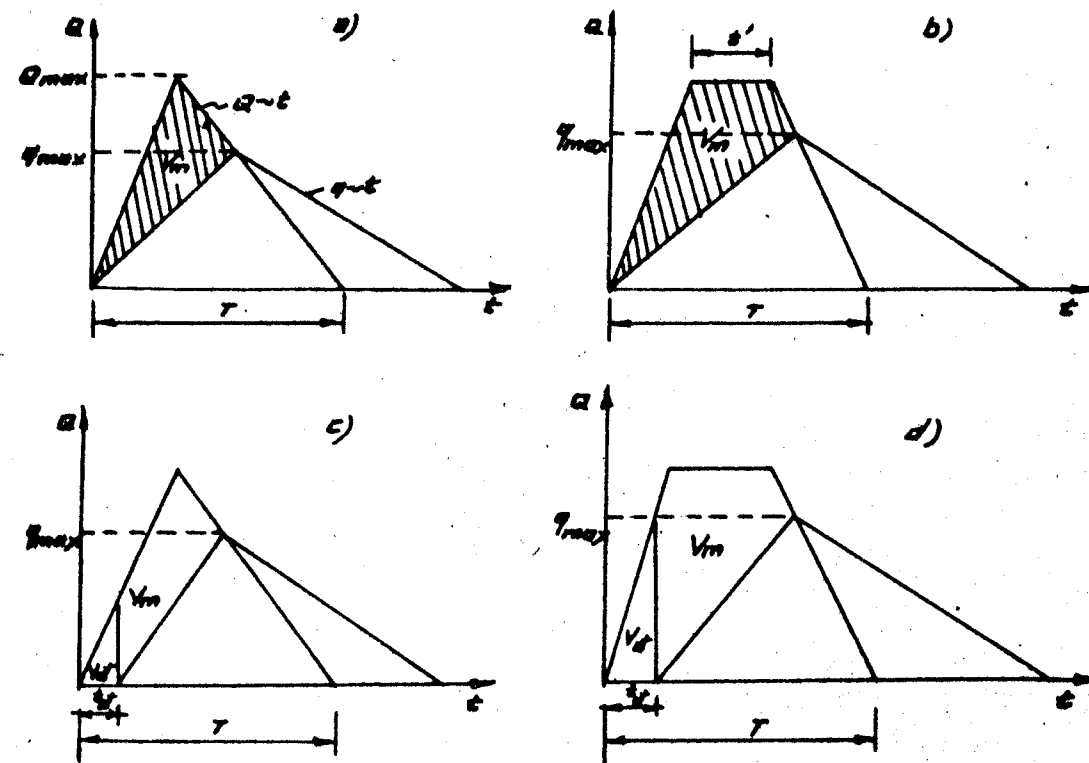
Sơ đồ khối tính điều tiết lũ theo phương pháp Runge-Kutta.

10.5.4. Tính toán điều tiết lũ bằng phương pháp đơn giản Kotrêrin.

Trong những trường hợp thiếu các tài về địa hình và yêu cầu độ chính xác không cao lắm như trong giai đoạn quy hoạch sơ bộ, chúng ta có thể sử dụng phương pháp đơn giản này. Sau đây là một số trường hợp cụ thể.

a. Trường hợp mực nước trước lũ bằng cao trình ngưỡng tràn tự do, lũ đến là dạng tam giác. Trong trường hợp này chúng ta có thể xác định dung tích phòng lũ hoặc lưu lượng xả lớn nhất và quá trình xả lũ theo các công thức sau (xem hình 10-16a)

$$V_m = W_L - \frac{1}{2} q_{\max} T \quad (10-16a)$$



Hình 5-15

hay $V_m = W_L (1 - \frac{q_{\max}}{Q_{\max}})$ (10-16b)

và $q_{\max} = Q_{\max} (1 - \frac{V_m}{W_L})$ (10-16c)

Trong đó V_m : dung tích phòng lũ của kho nước.

W_L : tổng lượng lũ đến

T : thời gian tràn lũ đến.

$q_{\max}$ và $Q_{\max}$ là đỉnh lũ xả và lũ đến.

b. Trường hợp mực nước trước lũ bằng cao trình tràn tự do và lũ đến dạng hình thang (hình 10-16b) thì có:

$$V_m = W_L (1 - \eta \cdot \frac{q_{\max}}{Q_{\max}})$$
 (10-17a)

$$q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{\eta} (1 - \frac{V_m}{W_L})$$
 (10-17b)

$$\text{Trong đó } \eta = \frac{T}{t' + T} \quad (10-17c)$$

c. Trường hợp mực nước trước lũ trong kho thấp hơn ngưỡng tràn tự do thì chúng ta có kết quả tương ứng với trường hợp lũ đến là tam giác và hình thang như sau (xem hình 10 - 16c,d)

* Dạng lũ đến hình tam giác thì ta có

$$V_m = W_L - V_d - \frac{q_{\max}}{2} (T - td)$$

$$\text{hay } V_m = W_L \left(1 - \frac{q_{\max}}{Q_{\max}} \cdot \alpha\right) - V_d \quad (10-18a)$$

$$\text{với } \alpha = \frac{T - td}{T}, \text{ td: thời gian chứa đầy } V_d$$

$$q_{\max} = \frac{1}{\alpha} Q_{\max} \left(1 - \frac{V_m + V_d}{W_L}\right) \quad (10-18b)$$

Trong đó V_d : Dung tích trống phía dưới ngưỡng tràn dùng để chứa một phần lũ, còn gọi là phần dung tích kết hợp.

* Dạng lũ đến hình thang thì chúng ta có:

$$V_m = W_L \left(1 - \alpha \cdot \eta \frac{q_{\max}}{Q_{\max}}\right) - V_d \quad (10-18c)$$

$$q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{\alpha \cdot \eta} \left(1 - \frac{V_m + V_d}{W_L}\right) \quad (10-18d)$$

Qua thực tế với những lưu vực và kho nước nhỏ thì phương pháp đơn giản này cho kết quả với sai số không lớn lắm so với các phương pháp chính xác trình bày phần trước.

10.5.5. Tính toán điều tiết lũ trong hệ thống gồm nhiều kho nước.

Bài toán điều tiết lũ trong hệ thống kho nước phức tạp hơn so với một kho nước độc lập do tính chất phòng lũ của các kho nước với đối tượng phòng lũ. Ở đây chúng ta chỉ xem xét một bài toán khá đơn giản như sau: Giả sử chúng ta có một hệ thống kho nước và khu phòng lũ như hình vẽ 10 - 17 và đã biết lưu lượng an toàn tại tuyến A là q_{at} , tần suất thiết kế chống lũ P. Cần phải xác định dung tích phòng lũ của kho nước B và C để thỏa mãn yêu cầu phòng lũ tại A.

Để giải quyết bài toán này chúng ta xem xét hai trường hợp sau:

a/ Trường hợp 1: Kho nước B có nhiệm vụ điều tiết bổ sung, còn kho C là kho được bổ sung. Quá trình tính toán trường hợp này gồm các bước sau đây:

(i). Tính toán điều tiết lũ cho kho nước C (kho được bổ sung) như trường hợp kho nước độc lập, tức là từ quá trình lũ thiết kế tại C tính toán tìm ra quá trình xả lũ $q \sim t$ và dung

tích phòng lũ V_m^c .

(ii). Tính toán điều tiết lũ cho kho nước B bằng cách đơn giản là trên đường quá trình lũ thiết kế ($Q \sim t$) tại B, kẻ đường nằm ngang ứng với q_{at} , từ đó vẽ ngược đường lưu lượng tổng cộng của lưu lượng xả từ C và lưu lượng khu giữa (xem hình vẽ 10-18a)

(iii). Trên hình vẽ xác định được dung tích phòng lũ của kho nước B và quá trình xả lũ qua kho nước B tương ứng. Kết quả tính toán trên phải đảm bảo tiêu chuẩn:

$$q_B + q_c + q_{kg} \leq q_{at}$$

b/ Trường hợp 2: Cả hai kho nước B và C đều có nhiệm vụ phòng lũ cho khu vực A. Trong trường hợp này tính toán theo các bước sau đây:

(i). Tính dung tích phòng lũ cho A bằng cách trên đường quá trình lũ thiết kế tại A, đặt lưu lượng an toàn q_{at} , (xem hình vẽ 10 - 18b), từ đó ta có V_m^A và thời gian gây hại tương ứng là T.

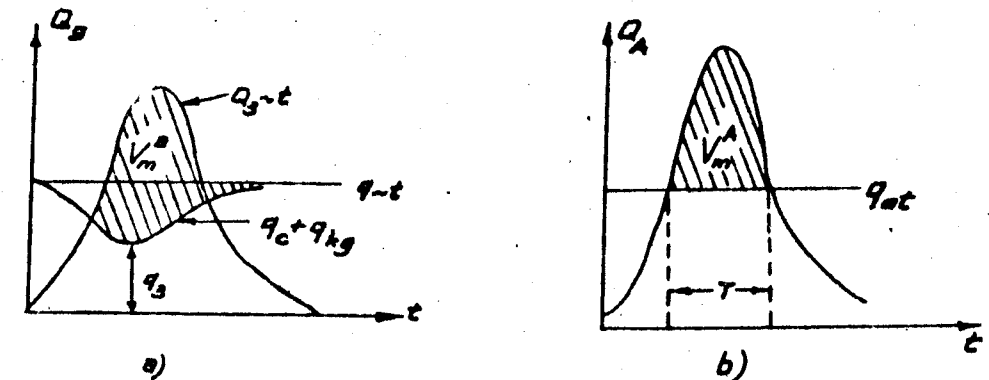
(ii). Phân phối dung tích phòng lũ V_m^A cho kho B và C trên cơ sở tỷ lệ tham gia của lũ từ B và C trong thời gian gây hại T:

$$W_T^A = \alpha W_T^B + \beta W_T^C$$

Trong đó α và β tỷ lệ lũ của B và C tham gia tại A, thường xác định α và β bằng cách thống kê. Từ đó chúng ta sẽ xác định được: $V_m^B = \alpha V_m^A$, $V_m^C = \beta V_m^A$

(iii). Biết được V_m^B và V_m^C chúng ta sẽ tìm được quá trình xả lũ qua kho nước B và C sao cho thỏa mãn điều kiện

$$q_B + q_c + q_{kg} \leq q_{at}$$



Hình 10 - 18

TÀI LIỆU THAM KHẢO:

1. Nguyễn Sinh Huy, Nguyễn Lai, Phạm Phò. Giáo trình thủy văn công trình, NXB Nông nghiệp Hà Nội, 1975.
2. Ngô Đình Tuấn, Đỗ Cao Đàm, Tính toán Thủy văn cho các công trình thủy lợi vừa và nhỏ, NXB Nông nghiệp, Hà Nội 1986
3. Nguyễn Văn Cung, Nguyễn Xuân Đặng, Ngô Trí Viêng, Công trình tháo lũ trong đầu mối hệ thống thủy lợi, NXB KHKT, Hà Nội 1977.
4. Sổ tay tính toán Thủy lực, NXB Mir Maxcova, 1984 Lưu Công Đào và Nguyễn Tài dịch từ tiếng Nga.
5. R.S. Varshney, Engineering Hydrology, Third Edition, Printed in India 1986.
6. V.T. Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays, Applied Hydrology, Mc Graw - Hill Book Company, 1988.
7. V.P. Singh, Hydrologic Systems Volum I, Printed in the United States of America, 1988.
8. I.A Gieletznhiak: Điều tiết dòng chảy lũ - (tiếng Nga) NXB khí tượng Thủy văn - Leningrát - 1965
9. A.H Ivanốp; T.A Niégovskaia: - Thủy văn và điều tiết dòng chảy (Tiếng Nga), Maxcova - 1979

CHƯƠNG XI

ĐIỀU PHỐI KHO NƯỚC

11.1. KHÁI NIỆM CHUNG

11.1.1. Điều phối kho nước.

Trong chương 9 và chương 10 đã trình bày các phương pháp tính toán điều tiết để xác định các thành phần dung tích của kho nước. Các thành phần dung tích đó được xác định theo trạng thái bất lợi của dòng chảy thiết kế. Chẳng hạn khi tìm dung tích hiệu dụng của kho nước điều tiết mùa người ta đã chọn năm có lượng dòng chảy năm và lượng dòng chảy mùa kiệt ứng với tần suất thiết kế và phân phối dòng chảy có dạng bất lợi (xem chương 5).

Đó chỉ là một trạng thái cá biệt trong vô số những trạng thái khác nhau của dòng chảy năm. Với dòng chảy năm thiết kế, thông qua tính toán điều tiết xác định được quá trình tích nước vào kho, tức là đường quá trình tích nước vào kho $V = V(t)$ hoặc quá trình mực nước $H = H(t)$. Quá trình tích nước vào kho phải hiệu theo nghĩa hoặc là nước trong kho tăng lên (tích nước), hoặc nước trong kho giảm xuống (cấp nước).

Trong giai đoạn vận hành kho nước, qui luật tích nước vào kho $V = V(t)$ chỉ đúng cho năm có lượng dòng chảy và phân phối dòng chảy giống hệt như dòng chảy năm thiết kế. Trong thực tế, dòng chảy năm và dạng phân phối của nó có thể là bất kỳ. Vậy thì ta sẽ tích nước theo qui luật nào? Đó là câu hỏi đặt ra đối với người quản lý vận hành kho nước.

Ta xét ba khả năng xảy ra:

1) Lượng dòng chảy năm thực tế xảy ra vượt dòng chảy năm thiết kế, đặc biệt là trong thời kỳ nhiều nước. Trong trường hợp này có thể tăng lượng nước dùng cho các hộ dùng nước mà kho nước vẫn hoạt động ở trạng thái bình thường.

2) Lượng dòng chảy đến nhỏ hơn dòng chảy năm thiết kế. Trong trường hợp đó phải hạn chế cấp nước ở những thời kỳ đầu để khỏi quá thiếu nước ở thời kỳ cuối.

3) Lượng dòng chảy đến bằng hoặc xấp xỉ dòng chảy năm thiết kế, nhưng phân phối dòng chảy trong năm đó khác với phân phối dòng chảy năm thiết kế. Có thể xảy ra các trường hợp sau:

* Nước đến trong thời gian thiếu nước nhỏ hơn trạng thái thiết kế, trong trường hợp này nếu cấp nước theo trạng thái thiết kế sẽ không đủ nước.

* Nước đến trong thời kỳ kiệt lớn hơn trạng thái thiết kế, nếu tích nước theo trạng thái thiết kế $V = V(t)$ sẽ thừa nước.

* Nước đến trong thời kỳ kiệt xấp xỉ trạng thái thiết kế sẽ đủ nước khi tích nước theo trạng thái thiết kế.

Rõ ràng là, để thiết lập qui trình tích nước vào kho $V_j = V_j(t)$ của một nămj nào đó với dung tích kho đã định V_h cần phải biết được quá trình dòng chảy đến $Q = Q(t)$ của cả năm đó. Từ phương trình cân bằng nước:

$$Q(t) - q(t) = dV/dt. \quad (1-1).$$

Với $Q(t)$ là nước đến, $q(t)$ là nước lấy từ kho (cấp nước hoặc xả thừa). Rõ ràng, nếu ta xác định được quá trình cấp nước $q = q(t)$ sẽ được quá trình tích nước $V = V(t)$ và ngược lại.

Giả sử ta cần lập kế hoạch sử dụng nước trong khoảng thời gian từ $t = t_0$ đến $t = t_0 + T$, trong đó T là khoảng thời gian cần phải lập kế hoạch dùng nước, tức là cần thiết lập qui luật cấp nước $q = q(t)$ hoặc quá trình tích nước $V = V(t)$ vào kho.

Giả thiết kho nước đang được vận hành tại thời điểm t ($t \in T$).

Khi đó cần thiết lập quy luật $V = V(t)$ trong khoảng thời gian còn lại từ t đến $t_0 + T$, tức là phải xác định được quá trình cấp nước $q = q(t)$ trong khoảng thời gian đó, sao cho kho nước hoạt động ở trạng thái bình thường. Quá trình cấp nước $q(t)$ sẽ phụ thuộc vào lượng nước có được trong khoảng thời gian đó bao gồm lượng nước có trong kho tại điểm t là $V(t)$ và quá trình nước đến trong thời gian còn lại $Q(t)$.

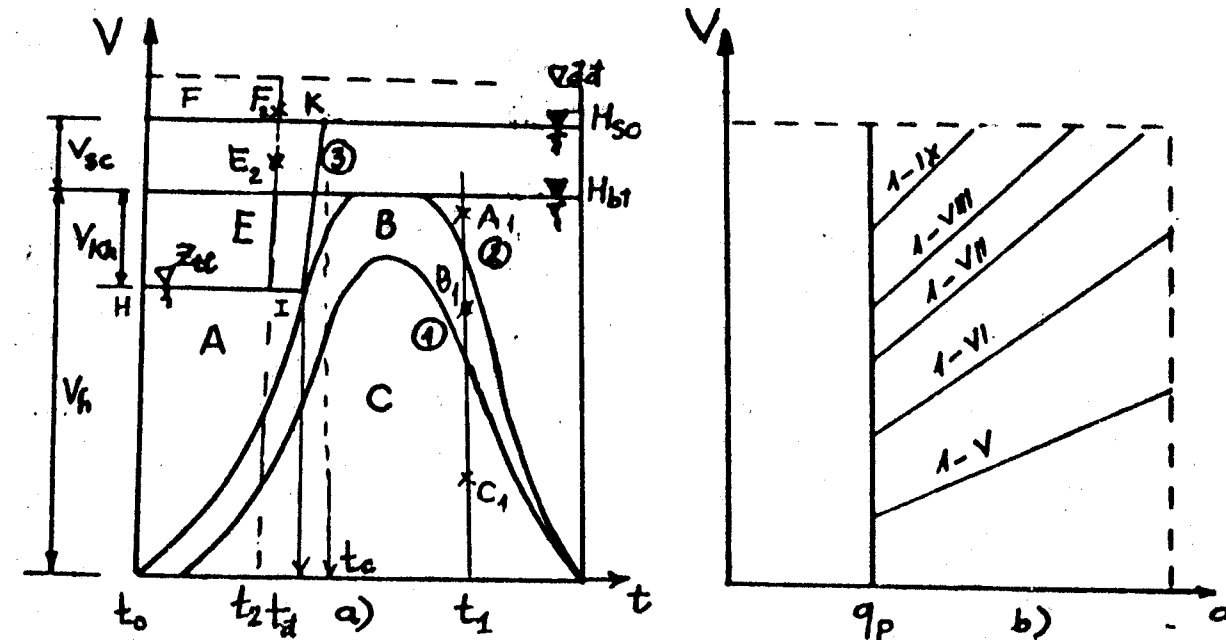
Thông thường, không thể dự báo chính xác được quá trình nước đến $Q(t)$, bởi vậy người quản lý chỉ biết được thành phần $V(t)$ tại thời điểm vận hành và phải phán đoán được liệu thời đoạn tiếp theo đó có thể cấp nước theo lưu lượng nào để cho trong suốt thời gian còn lại của vận hành không xảy ra tình trạng hoặc là thiếu nước nghiêm trọng, hoặc là thừa nước gây lãng phí. Cơ sở của sự phán đoán đó là những biểu đồ được xây dựng sẵn, đó là biểu đồ điều phối kho nước. Quá trình vận hành được thực hiện theo những biểu đồ lập sẵn gọi là điều phối kho nước.

11.1.2. Biểu đồ điều phối:

Biểu đồ điều phối có hai loại, một loại được xây dựng với những đường cong $V = V(t)$ trên mặt phẳng tọa độ (V, t) , loại thứ hai được xây dựng bởi các đường cong $V = V(q)$ trên mặt phẳng tọa độ (V, q) , trong đó q là lưu lượng cấp nước. (xem hình 11-1). Trong giáo trình này chỉ xét loại thứ nhất.

Trên mặt phẳng (V, t) , các đường cong $V = V(t)$ (cách xây dựng sẽ trình bày ở mục sau) chia mặt phẳng tọa độ (V, t) ra các vùng (hình 11-1a), với mỗi một vùng đó phản ánh tính chất và khả năng cấp nước của kho cũng như trạng thái bất lợi cho vận hành cấp nước hoặc phòng lũ cho kho nước. Tại một thời điểm vận hành t bất kỳ, trạng thái kho nước sẽ rơi vào một vùng nào đó trên biểu đồ, người quản lý sẽ dựa vào đó để ra quyết định về cấp nước q hoặc xả thừa cho kho nước ở thời đoạn tiếp theo.

Trên hình 11-1a là biểu đồ điều phối cho một kho nước điều tiết mùa có nhiệm vụ phòng lũ cho hạ lưu. Trục hoành là trục thời gian, trục tung phía bên trái là dung tích kho nước từ dung tích chết V_c đến dung tích lớn nhất của kho nước V_{max} ngang với cao trình đỉnh đập, phía bên phải là mực nước trong kho từ mực nước chết H_c đến cao trình đỉnh đập. (tương ứng với dung tích theo quan hệ $Z - V$ của kho nước).



Hình 11-1.

Mặt phẳng tọa độ (V, t) được chia thành 5 vùng A, B, C, E, F với các tính chất tương ứng như sau:

* Vùng B là vùng cấp nước bình thường, tại thời điểm t_1 nào đó, dung tích kho nước là V_1 tương ứng với điểm $B_1(V_1, t_1)$ rơi vào vùng B thì kho nước cấp nước bình thường, tức là kho nước có thể cấp nước ở thời đoạn tiếp sau nó với lưu lượng bằng lưu lượng thiết kế $q = q_{ik}$.

* Vùng C là vùng hạn chế cấp nước nằm giữa đường (1) và hoành độ. Nếu tại thời điểm t_1 , tọa độ (V_1, t_1) tương ứng với điểm C_1 rơi vào vùng C thì thời đoạn tiếp đó phải hạn chế cấp nước với lưu lượng nhỏ hơn lưu lượng thiết kế $q < q_{ik}$ nhằm nhanh chóng đưa trạng thái kho nước trở về vùng B để tình trạng thiếu nước nghiêm trọng không xảy ra ở những thời đoạn tiếp theo.

* Vùng A là vùng cấp nước gia tăng nằm giữa đường (3), đường (2) và đường thẳng ngang với H_{sc} . Tại thời điểm t_1 nếu tọa độ (V_1, t_1) tương ứng với điểm A_1 rơi vào vùng A, kho nước sẽ có thể cấp được một lưu lượng lớn hơn lưu lượng thiết kế $q > q_{ik}$, mà kho nước vẫn có thể cấp nước bình thường cho những giai đoạn còn lại của thời kỳ vận hành T.

* Vùng E là vùng giới hạn giữa đường cong (3), và đường thẳng nằm ngang tương ứng với mực nước siêu cao H_{sc} . Đây là vùng xả lũ bình thường. Giả sử tại thời điểm t_2 , nếu tọa độ (v_2, t_2) tương ứng với điểm E_2 rơi vào vùng E, thì kho nước phải xả lũ, đưa tọa độ (V_2, t_2) về đường cong (3) để đảm bảo yêu cầu phòng lũ cho hạ lưu và an toàn cho công trình kho nước. Vì rằng mực nước trong kho vẫn nằm dưới H_{sc} , nên quá trình xả lũ tiến hành theo trạng thái thiết kế $(q_{xả} \sim t)_{ik}$, bởi vậy gọi là vùng xả lũ bình thường.

* Vùng F là vùng giới hạn giữa hai mực nước siêu cao H_{sc} và đỉnh đập H_{dd} , gọi là vùng xả lũ không bình thường. Nếu tại t_2 , tọa độ (V_2, t_2) tương ứng với điểm F_2 , nằm trên mực nước siêu cao, bởi vậy qui trình xả lũ thiết kế bị phá hủy, cần tìm mọi cách xả lập tức lượng lũ chứa trong kho để đưa tọa độ (V_2, t_2) về vùng xả lũ bình thường E.

Các đường cong phân chia ra các vùng trên mặt phẳng tọa độ (V, t) có tên gọi như sau:

– Đường (1) gọi là đường hạn chế cấp nước, vì rằng nếu tọa độ (V_1, t_1) nằm dưới đường này thì cần hạn chế cấp nước để khỏi gây ra hiện tượng thiếu nước nghiêm trọng ở những thời đoạn sau.

– Đường (2) là đường phòng phá hoại vì rằng chỉ khi nào tọa độ điểm (V_1, t_1) nằm trên đường này mới cho phép gia tăng cấp nước mà vẫn có thể cấp nước theo lưu lượng thiết kế ở những thời đoạn còn lại của thời kỳ vận hành, tức là chế độ làm việc của kho nước chắc chắn là không bị phá hoại.

– Đường cong (3) gọi là đường điều phối phòng lũ, nó bao gồm hai đoạn từ t_n đến t_g và đoạn t_g đến t_c . Đoạn từ t_n đến t_g (là đoạn nằm ngang HI) tương ứng bằng mực nước trước lũ Z_{II} .

Trong thời gian này, kho nước phải bỏ trống một dung tích là $V_{kh} + V_{sc}$, trong đó V_{kh} là dung tích kết hợp. Trong suốt thời gian từ t_0 đến t_g khi mực nước trong kho vượt mực nước trước lũ, phải lập tức đưa về Z_{II} để có dung tích bỏ trống đón lũ lớn. Đoạn t_g đến t_c là đường cong điều tiết phòng lũ, tức là đường tích nước vào kho khi có lũ lớn, cho đến điểm t_c thì lưu lượng xả sẽ là lớn nhất tương ứng với mực nước siêu cao. Như vậy đoạn từ t_g đến t_c được xác định bằng tính toán điều tiết lũ đối với lũ thiết kế. Điểm t_c là điểm kết thúc của thời kỳ trữ lũ, sau đó có thể tích nước theo đường cong (2).

Trên đây là khái niệm về biểu đồ điều phối. Việc xây dựng biểu đồ điều phối là sự thiết lập các đường cong (1), (2), (3) từ tài liệu đã xây ra trong thực tế.

11.2. XÂY DỰNG BIỂU ĐỒ ĐIỀU PHỐI CHO KHO NƯỚC ĐIỀU TIẾT MÙA.

11.2.1. Vẽ đường phòng phá hoại và đường hạn chế cấp nước.

Đường phòng phá hoại (2) và đường hạn chế cấp nước (1) là giới hạn trên và dưới của vùng cấp nước bình thường B, tức là vùng cấp nước tương ứng với những năm có dòng chảy năm bằng dòng chảy năm thiết kế nhưng dạng phân phối của chúng không giống nhau. Đối với những năm này qui luật tích nước $V = V(t)$ sẽ tương ứng với lưu lượng cấp nước bình thường $q = q_{lk}(t)$, trong đó $q_{lk}(t)$ là quá trình cấp nước theo thiết kế. Đối với những năm như vậy, nếu tính toán điều tiết theo yêu cầu cấp nước $q = q_{lk}(t)$, sẽ được tập các đường $V = V(t)$ nằm trong giới hạn của đường (1) và (2). Bởi vậy phương pháp vẽ đường phòng phá hoại và đường hạn chế cấp nước được tiến hành theo những bước sau đây:

(1) Chọn các năm có lượng dòng chảy xấp xỉ hoặc nhỏ hơn lượng dòng chảy năm thiết kế. Hiệu chỉnh phân phối dòng chảy của năm đó sao cho tổng lượng sau khi hiệu chỉnh bằng tổng lượng dòng chảy năm thiết kế. Hệ số hiệu chỉnh được xác định theo tỷ lệ

$$K_c = \frac{W_p}{W_c}, \quad (11-2)$$

trong đó W_p, W_c là lượng dòng chảy năm tương ứng với năm thiết kế và năm chọn.

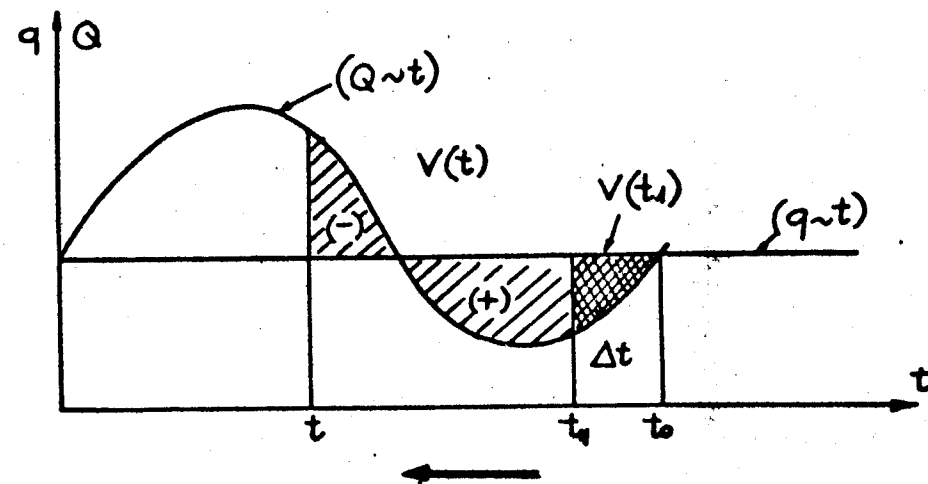
Phân phối dòng chảy của năm chọn được tính theo công thức (11-3).

$$W_T = K_c \times W_{CT} \quad (11-3)$$

Trong đó W_{CT} là tổng lượng dòng chảy tháng của năm chọn; W_T là tổng lượng dòng chảy tháng tương ứng sau khi đã hiệu chỉnh.

(2) Theo tài liệu dòng chảy năm của những năm đã chọn, sau khi đã hiệu chỉnh tiến hành tính toán điều tiết ngược từ thời điểm cuối cùng của thời kỳ cấp nước (xem hình 11-2), sẽ được đường quá trình tích nước $V(t)$. Trên hình (11-2), tại thời điểm t_0 có $V(t) = 0$, tại thời điểm t_1 có:

$$V(t_1) = V(t_0) + \Delta V_1. \quad (11-4)$$



Hình 11-2: Nguyên tắc tính toán điều tiết khi xây dựng biểu đồ điều phối.

⇐: Chiều tính toán (ngược chiều thời gian).

$$\text{Trong đó } \Delta V_1 = (\bar{q} - \bar{Q})\Delta t. \quad (11-5)$$

Với $\bar{q}$ và $\bar{Q}$ tương ứng là giá trị bình quân trong thời đoạn Δt của lưu lượng cấp nước q và lưu lượng đến Q . Dung tích $V(t_1)$ là dung tích cần có ở thời điểm t_1 , để cho đến thời điểm t_0 dung tích đạt giá trị $V(t) = V(t_0) = 0$ khi kho nước phải cấp nước với lưu lượng thiết kế q .

Tương tự vậy nếu lấy một thời điểm t_2 bất kỳ (với $t_2 > t_1$ theo chiều ngược lại) sẽ có dung tích $V(t) = V(t_2)$.

$$V(t_2) = V(t_1) + \Delta V_2 \quad (11-6)$$

Trong đó $V(t_2)$ là dung tích kho nước cần phải có ở thời điểm t_2 để đến thời điểm t_1 dung tích kho là $V(t_1)$ với lưu lượng cấp nước q . Cứ làm như vậy cho đến khi đạt thời điểm đầu tiên của thời kỳ cấp nước. Trong trường hợp khi $V(t_i) \geq V_h$, tức là dung tích tính toán ở thời điểm t_i vượt dung tích hiệu dụng thì lấy $V(t_i) = V_h$, lượng nước thừa sẽ xả thừa xuống hạ lưu (vì kho đã đầy).

3) Tương ứng với mỗi một năm, sẽ có một đường tích nước $V_j = V_j(t)$ với $j = 1, N$; N là số năm đã lựa chọn (xem hình 11-3). Trên hình 11-3, vẽ hai đường bao trên và bao dưới của họ đường cong sẽ được vùng cấp nước bình thường B và hai đường phòng phá hoặc (đường bao trên) và đường hạn chế cấp nước (đường bao dưới). Vùng nằm giữa trục hoành và đường bao dưới là vùng cấp nước hạn chế C.

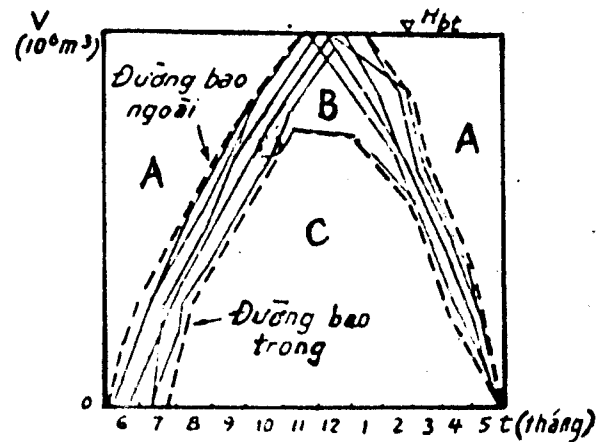
Sở dĩ phải tính toán theo chiều ngược từ điểm cuối cùng của thời kỳ cấp nước vì rằng thời gian cuối của thời kỳ thiếu nước là thời kỳ cấp nước khẩn trương, biểu đồ điều phối xây dựng theo cách này sẽ đảm bảo an toàn về mặt cấp nước cho cả thời kỳ cấp nước.

11.2.2. Vẽ đường phòng tháo thừa:

Đối với các kho nước làm nhiệm vụ phát điện và kho nước lợi dụng tổng hợp, để lợi dụng hết tiềm năng của nước trong những năm nước nhiều, người ta vẽ thêm vào biểu đồ điều phối một đường giới hạn nữa gọi là đường phòng tháo thừa (xem hình 11-4 và 11-5).

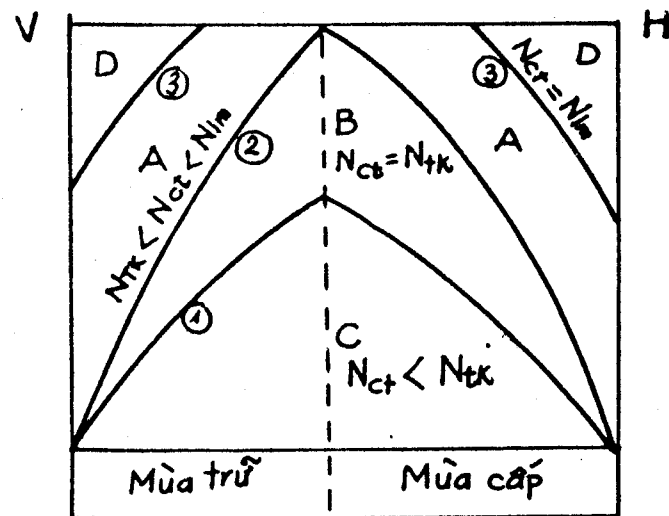
Đường phòng tháo thừa chia vùng A ra làm hai phần: Vùng A là vùng cấp nước gia tăng; vùng D là vùng cấp nước tối đa (hình 11-4).

Trên hình (11-4) là biểu đồ điều phối được xây dựng với kho nước phát điện không có nhiệm vụ phòng lũ. Hình 11-5 là biểu



Hình 11-3.

Phương pháp xác định đường phòng phá hoại và đường hạn chế cấp nước theo các đường bao.



Hình 11-4.

Biểu đồ điều phối của kho nước phát điện

- C- Vùng có công suất công tác nhỏ hơn công suất đảm bảo thiết kế (vùng hạn chế cấp nước)
- B- Vùng có công suất công tác bằng công suất đảm bảo (vùng cấp nước bình thường)
- A- Vùng có công suất công tác lớn hơn công suất đảm bảo nhưng nhỏ hơn công suất lắp máy (vùng cấp nước gia tăng)
- D- Vùng có công suất công tác bằng công suất lắp máy (vùng cấp nước tối đa).

(1)- Đường hạn chế cấp nước; (2)- Đường phòng phá hoại; (3)- Đường phòng tháo thừa.

đồ điều phối cho kho nước lợi dụng tổng hợp có nhiệm vụ phòng lũ cho hạ du. Vì có nhiệm vụ phòng lũ nên nhánh lên không có đường phòng tháo thừa, kho nước luôn phải bỏ trống một dung tích cần thiết để đón lũ thiết kế.

Đường phòng tháo thừa được xây dựng với mục đích chống xả thừa vô ích khi nước đến thuộc vào năm nhiều nước. Bởi vậy, nó được xây dựng tương tự như đường phòng phá hoại, nhưng tương ứng với những năm nhiều nước, tức là những năm có lượng dòng chảy tương ứng với tần suất 100-P.

11.2.3. Vẽ đường phòng lũ:

Đường phòng lũ được xây dựng đối với các kho nước có cửa đóng mở. Các kho nước mà công trình xả lũ là đập tràn tự do, mực nước trước khi lũ về ngang với mực nước dâng bình thường thì không vẽ đường này, vì rằng kho nước không khống chế được mực nước trong kho khi có lũ về.

Giả sử có quá trình lũ đến kho nước như hình vẽ 11-6, dễ dàng tìm được quá trình xả lũ $(q - t)_{x\lambda}$ (xem chương 10).

Điểm bắt đầu tính điều tiết lũ t_0 được ấn định trước (thường t_0 là thời điểm muộn nhất xuất hiện lũ, việc tìm t_0 phải căn cứ vào tài liệu quan trắc thủy văn). Từ t_2 lũy tích ngược chiều thời gian sẽ có dung tích cần bỏ trống để điều tiết lũ ở thời điểm t_1 là:

$$V_1 = \sum_{t_1}^{t_2} (Q - q) \cdot \Delta t \quad (11-7)$$

Vậy sẽ có đường hạn chế trữ nước trong kho $K_1 I_1 H_1$ tương ứng với quá trình lũ đã cho. Từ t_1 trở về trước cần bỏ trống là V_{m1} (chú ý lấy theo chiều ngược với trục tung kể từ mực nước siêu cao H_{sc}).

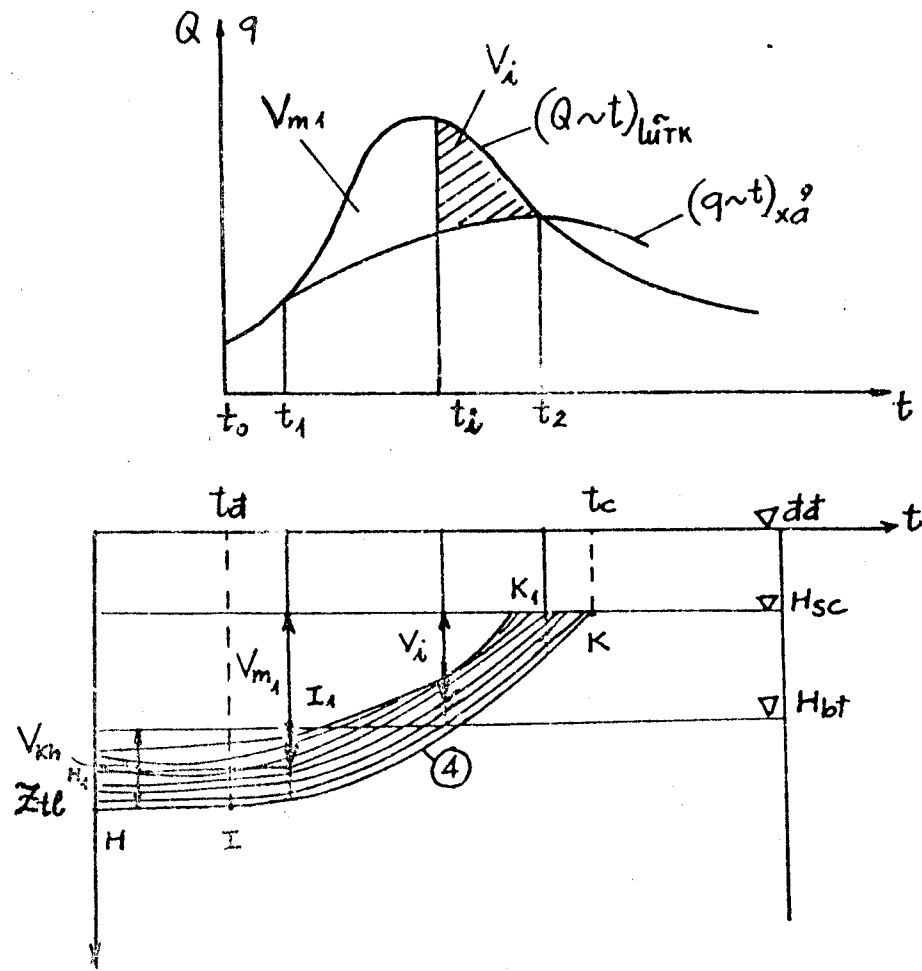
Để đảm bảo an toàn cần phải xét với nhiều dạng lũ thiết kế khác nhau, bởi vậy cần phải chọn một số trận lũ điển hình, thu phóng thành đường quá trình lũ thiết kế và xác định đường hạn chế trữ nước với các lũ thiết kế đó. Sau đó vẽ đường bao dưới làm đường phòng lũ (đường HIK trên hình 11-6).

Từ hình vẽ ta có mực nước trước lũ Z_{tl} và dung tích phòng lũ là:

$$V_m = V_{sc} + V_{kh}$$

Trước thời điểm t_1 mực nước trong kho được khống chế bởi Z_{tl} , từ t_1 đến t_c kho nước tiến hành điều tiết lũ nhưng không được vượt quá đường phòng lũ (4).

Ở các sông vừa và nhỏ, do lũ lên nhanh xuống nhanh, thời gian lũ ngắn nên đường (4) có đoạn từ t_1 đến t_c rất dốc, gần như thẳng đứng (xem hình 11-5).

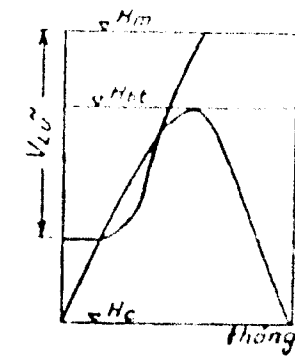


Hình 11-6: Vẽ đường phòng lũ.

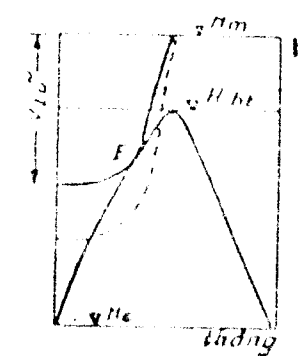
Khi vẽ đường phòng lũ sẽ xảy ra hai trường hợp: đường phòng lũ cắt đường phòng phá hoại, hoặc là đường phòng lũ nằm phía trên đường phòng phá hoại.

Khi đường phòng lũ cắt đường phòng phá hoại (hình 11-7) sẽ phát sinh mâu thuẫn giữa phòng lũ và cấp nước. Nếu tích nước theo đường phòng phá hoại thì dung tích phòng lũ sẽ nhỏ đi, không bảo đảm yêu cầu phòng lũ cho hạ du. Nếu tích lũ theo đường phòng lũ thì sẽ không đảm bảo việc tích nước an toàn. Để giải quyết mâu thuẫn đó cần tiến hành theo ba cách để đưa hai đường về trạng thái tiếp xúc với nhau, đó là:

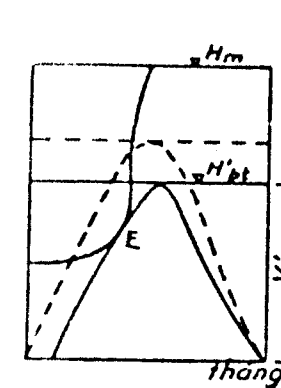
(1) Hạ thấp yêu cầu phòng lũ bằng cách nâng đường phòng lũ lên phía trên (hình 11-8a)



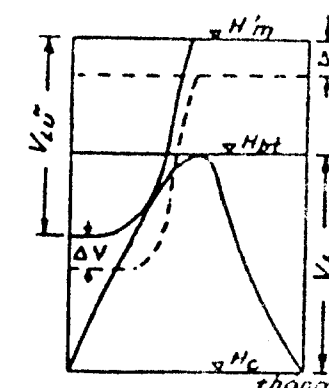
Hình 11-7.



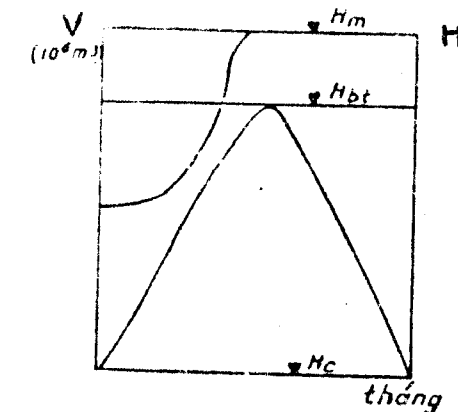
Hình 11-8a



Hình 11-8b



Hình 11-8c



Hình 11-9

(2) Hạ thấp yêu cầu cấp nước bằng cách hạ thấp đường phòng phá hoại xuống phía dưới (hình 11-8b)

(3) Tăng dung tích phòng lũ bằng cách nâng cao mực nước siêu cao (hình 11-8c):

Khi đường phòng lũ hoàn toàn tách rời đường phòng phá hoại (hình 11-9) sẽ gây ra sự lãng phí trong dùng nước hoặc không tận dụng hết phần dung tích bỏ trống để phòng lũ.

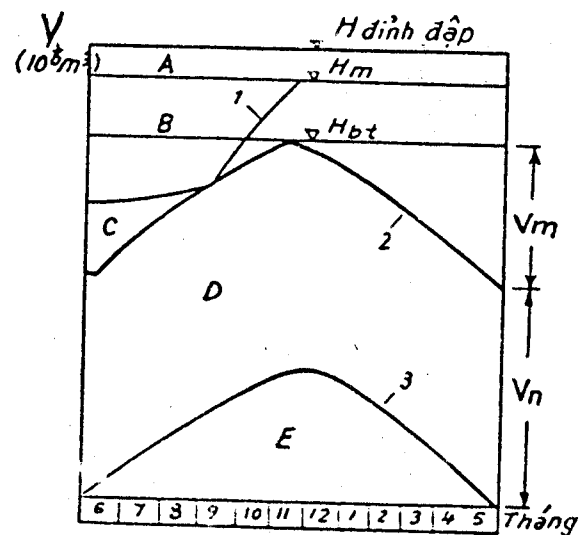
Trong trường hợp này có ba cách giải quyết tương tự như trường hợp hai đường cắt nhau nhưng theo hướng ngược lại: một là nâng cao yêu cầu phòng lũ, hai là nâng cao yêu cầu cấp nước, ba là giảm dung tích kho nước.

11.3. XÂY DỰNG BIỂU ĐỒ ĐIỀU PHỐI CHO KHO NƯỚC ĐIỀU TIẾT NHIỀU NĂM.

Đối với kho nước điều tiết nhiều năm, thì việc hạn chế cấp nước chỉ có thể xảy ra ở những năm mà dung tích kho nước nằm ở phần cuối cùng của dung tích hiệu dụng, còn việc gia tăng cấp nước chỉ được đề cập đến khi dung tích kho nước đã vượt phần dung tích điều tiết nhiều năm. Bất kể năm nào, khi mà dung tích kho nước còn đang nằm trong vùng dung tích điều tiết nhiều năm, đều được coi là làm việc bình thường theo yêu cầu thiết kế. Từ nhận xét trên mà phương pháp xác định các đường cong giới hạn trên mặt phẳng (V, t) được tiến hành như sau:

(1). Chọn một số năm có tổng lượng nước đến xấp xỉ bằng tổng lượng nước dùng, sau đó điều chỉnh theo hệ số để đảm bảo tổng lượng nước đến bằng tổng lượng nước dùng. Phương pháp làm tương tự như mục (11-2).

(2) Trên phần dung tích mùa (hình 11-10), tiến hành tính toán điều tiết dòng chảy theo chiều ngược lại từ cuối thời kỳ cấp nước trong một năm. Phương pháp được tiến hành tương tự như trường hợp xác định đường phòng phá hoại và hạn chế cấp nước đối với kho nước điều tiết mùa.



Hình 11-10. Biểu đồ điều phối của kho nước điều tiết nhiều năm.

1- Đường phòng lũ; 2- Đường phòng phá hoại
3- Đường hạn chế cấp nước; E- Vùng cấp nước hạn chế; D- Vùng cấp nước bình thường; C- Vùng cấp nước gia tăng; B- Vùng xả lũ bình thường;
A- Vùng xả lũ không bình thường

(3) Vẽ đường bao trên và bao dưới của các đường cong tích nước vào kho ($V = V(t)$) đối với những năm đã chọn. Đường bao trên chính là đường phòng phá hoại, đường bao dưới được di chuyển xuống phía dưới một khoảng cách tung độ bằng dung tích kho nước điều tiết nhiều năm, và trở thành đường hạn chế cấp nước.

(4) Đường phòng lũ được xây dựng tương tự như trường hợp kho nước điều tiết mùa.

Trên hình (11-10) mô tả các đường cong giới hạn và các khu cấp nước tương ứng của biểu đồ điều phối kho nước điều tiết nhiều năm.

11.3. ĐIỀU KHIỂN TRONG QUẢN LÝ KHO NƯỚC.

Quản lý kho nước bao gồm quản lý công trình kho nước, quản lý nước và quản lý kinh tế. Quản lý nước là sự thiết lập một chế độ phân phối nước hợp lý cho kho nước. Trong quá trình vận hành cần điều khiển hoạt động của kho nước sao cho đạt được chế độ làm việc hợp lý đã vạch ra. Công việc ấy gọi là điều khiển kho nước. Khi điều khiển kho nước

theo chế độ làm việc đã vạch ra, cần thỏa mãn các ràng buộc về kỹ thuật, kinh tế và môi trường, trong giáo trình này sẽ không đi sâu vào việc thiết lập các ràng buộc đó mà chỉ giới thiệu các nguyên tắc điều khiển kho nước độc lập, với những điều kiện khá đơn giản.

Vận hành kho nước chính là điều khiển kho nước để đạt mục tiêu đã đặt ra, được tiến hành theo hai phương pháp: phương pháp dùng biểu đồ điều phối và phương pháp thiết lập qui trình điều khiển có sử dụng tài liệu dự báo thủy văn.

11.3.1. Điều khiển kho nước theo biểu đồ điều phối kho nước.

Trên cơ sở biểu đồ điều phối đã thiết lập, người quản lý dựa vào dung tích trong kho nước tại thời điểm đó để phán đoán và quyết định phương án cấp nước q ở thời đoạn tiếp theo. Lấy ví dụ một kho nước điều tiết mùa không có nhiệm vụ phòng lũ, có biểu đồ điều phối đã được thiết lập như hình 11-11. Giả thiết rằng, tại thời điểm t_1 , người quản lý cần ra quyết định về cấp nước. Khi đó sẽ xảy ra các tình huống sau đây.

(1) Nếu tọa độ điểm (V_1, t_1) tương ứng với điểm C_1 rơi vào vùng hạn chế cấp nước sẽ chứng tỏ là tình trạng thiếu nước có thể xảy ra.

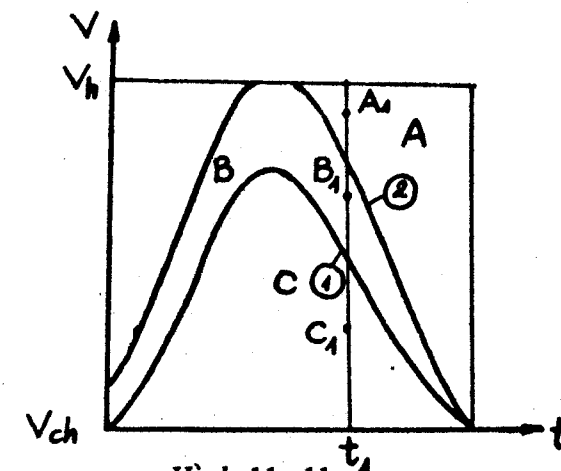
Tình trạng thiếu nước có xảy ra hay không còn tùy thuộc vào lượng nước đến ở thời điểm sau đó, mà người quản lý chưa biết. Tuy nhiên để an toàn người quản lý phải ra quyết định hạn chế cấp nước, tức là lưu lượng cấp nước không đạt giá trị thiết kế $q < q_{ik}$.

(2) Nếu tọa độ điểm (V_1, t_1) tương ứng với điểm B_1 , rơi vào vùng B là vùng cấp nước bình thường, chứng tỏ kho nước có khả năng cấp nước theo lưu lượng thiết kế. Tất nhiên với quyết định cho kho nước hoạt động với trạng thái thiết kế vẫn có thể xảy ra tình trạng thừa nước hoặc thiếu nước ở thời đoạn kế tiếp tùy thuộc vào lượng nước đến ở thời đoạn sau. Khi đó, chế độ cấp nước sẽ được hiệu chỉnh ở thời đoạn sau tùy thuộc vào tọa độ (V_2, t_2) ở thời đoạn sau đó rơi vào vùng nào của biểu đồ điều phối.

(3) Nếu tọa độ điểm (V_1, t_1) rơi vào vùng A (điểm A_1), chứng tỏ kho nước có khả năng cấp nước gia tăng. Do đó người quản lý có thể cho kho nước hoạt động với lưu lượng cấp nước lớn hơn trị số thiết kế $q > q_{ik}$. Cũng tương tự như hai trường hợp trên, tọa độ (V_2, t_2) ở thời đoạn tiếp theo nó có thể rơi vào vùng cấp nước bình thường và do đó quyết định về cấp nước sẽ được hiệu chỉnh ở thời đoạn đó.

Việc sử dụng biểu đồ điều phối kho nước đối với các loại kho nước khác cũng được tiến hành một cách tương tự.

Sử dụng biểu đồ điều phối kho nước trong điều khiển kho nước có những hạn chế sau đây.



Hình 11-11.
Sơ đồ về trạng thái kho nước tại thời điểm vận hành t_1 .

(1) Việc ra quyết định về phương án cấp nước cho thời kỳ tương lai chỉ dựa vào dung tích $V(t)$ tại thời điểm đó là không đủ thông tin. Vì rằng dung tích $V(t)$ tại thời điểm đó có thể do hậu quả của sự quyết định sai trong thời đoạn trước đó, và điều tương tự sẽ xảy ra khi quyết định phương án cấp nước cho thời đoạn tiếp theo khi chưa có thông tin về nước đến ở thời đoạn tiếp theo đó.

(2) Đối với kho nước nằm trong hệ thống bậc thang, việc quyết định phương án dùng nước cho các hồ chứa trong hệ thống bằng biểu đồ điều phối là không thể được. Bởi vì, chế độ làm việc của từng kho nước có liên quan đến hoạt động của các kho nước khác trong hệ thống. Chính vì vậy không thể thiết lập được biểu đồ điều phối kho nước cho các kho nước loại này, hoặc có thiết lập thì cũng rất phức tạp và khó sử dụng trong vận hành.

Trong những trường hợp như vậy, người ta quản lý cấp nước theo qui trình vận hành có sử dụng tài liệu dự báo thủy văn.

11.3.2- Điều khiển kho nước bằng qui trình vận hành có sử dụng tài liệu dự báo thủy văn.

Giả sử tại thời điểm t_0 , cần phải lập kế hoạch cấp nước cho những thời điểm tiếp theo $t_1, t_2, \dots, t_N$. Với N là số thời đoạn tính toán cấp nước trong tương lai. Khi đó, lưu lượng mà kho nước có thể cấp được trong khoảng thời gian còn lại của vận hành phụ thuộc vào dung tích nước có trong kho tại thời điểm t_0 và quá trình dòng chảy đến $Q(t)$ trong tương lai, tức là:

$$q(t_j) = F(V(t_0), Q), \quad j = \overline{1, N} \quad (11-8)$$

Với Q là vectơ hàng của giá trị lưu lượng nước đến trong các thời đoạn $j = \overline{1, N}$:

$$Q = (Q(t_1), Q(t_2), \dots, Q(t_N)) \quad (11-9)$$

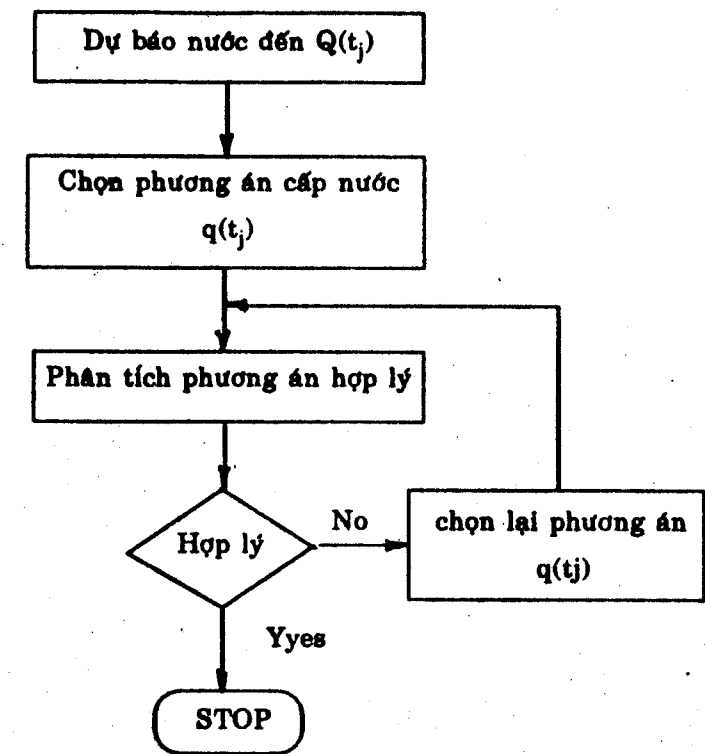
Và: $V(t_0)$ là dung tích kho tại thời điểm t_0 .

Như vậy, người quản lý phải đưa ra các phương án cấp nước $q(t_j)$ và chọn ra phương án hợp lý nhất. Công việc đó có thể tiến hành tính toán bằng tay hoặc sử dụng máy tính điện tử khi bài toán có cấu trúc phức tạp. Trình tự lựa chọn phương án hợp lý có thể thực hiện theo sơ đồ khối (hình 11-12).

Tại thời điểm t_0 , việc dự báo các $Q(t_j)$ cho cả thời kỳ còn lại thường có sai số lớn. Bởi vậy đến thời điểm t_1 , dung tích kho có thể không đạt giá trị mong muốn. Khi đó cần dự báo lại các giá trị $Q(t_j)$ với $j = \overline{2, N}$. Do rút ngắn thời gian dự kiến nên kết quả dự báo có độ chính xác cao hơn.

Giả sử dung tích kho tại t_1 là $V(t_1)$, theo kết quả dự báo mới, người quản lý lại lựa chọn phương án cấp nước hợp lý cho những thời đoạn còn lại từ t_2 đến t_N . Một cách tương tự, công việc và trình tự tiến hành sẽ được lặp lại ở thời đoạn thứ $t_3, t_4, \dots$ cho đến thời đoạn cuối cùng t_N .

Trên đây là những nguyên tắc chung cho việc lập qui trình vận hành (điều khiển) có sử dụng tài liệu dự báo. Độc giả có thể tham khảo vấn đề này ở các sách chuyên khảo khác.



Hình (11-12).

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- 1- Công trình thủy lợi kho nước - Yêu cầu kĩ thuật quản lí khai thác. 14TCN.55-88, Bộ thủy lợi, Hà Nội 1990.
- 2- Báo cáo một số kết quả sơ bộ về công tác tổng kết kho nước - Bộ thủy lợi, Hà Nội 1977.
- 3- Tống Đức Khang, Dương Văn Tiến - Tính toán kiểm tra và QLVH các kho nước Suối Hai và Đồng Mô - Ngải Sơn, Tập san Thủy lợi số 225/2 + 4 - 1982
- 4- Trịnh Quang Hòa, Dương Văn Tiến - Xây dựng qui trình điều phối cho nhà máy thủy điện Thác Bà, Công ty điện lực 1 - Bộ năng lượng, Hà Nội 1983.
- 5- Bakchiarop V.A.: Kinh tế nước và tính toán thủy lợi, NXB KTTV, 1961 (tiếng Nga)
- 6- Dương Văn Tiến: Ảnh hưởng của độ dài dự báo dòng chảy đến hồ chứa ở các giá trị đạt được của các chỉ tiêu vận hành lựa chọn (luận án PTS, 1988, tiếng Séc).
- 7- Nguyễn Sinh Huy, Nguyễn Lại, Phạm Phò: Giáo trình thủy văn công trình, NXB Nông thôn, Hà Nội, 1975.
- 8- Qui phạm tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế QP-TL - C6-77, Bộ thủy lợi, Hà Nội 1979.

- 9- Netopil R. và tập thể tác giả: Địa vật lý, Praha SPN, 1984 (tiếng Séc)
- 10- Hà Văn Khôi: Lý thuyết phân tích hệ thống và một số ứng dụng trong qui hoạch nguồn nước, DHTL, Hà Nội, 1991 (Tập bài giảng chuyên đề sau đại học).
- 11- Dương Văn Tiến: Quản lý vận hành kho nước DHTL, Hà Nội, 1991 (Tập bài giảng chuyên đề sau đại học)
- 12- Sổ tay kỹ thuật thủy lợi (tập 3), NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 1983.
- 13 - Votrula L. và Brôza V.: Điều tiết dòng chảy bằng hồ chứa nước, NXB ALFA, Praha, 1980 (tiếng Séc)
- 14 - Wen-Tung-Hue: Vận hành hồ chứa bằng đường cong điều phối và phân loại đường, ICID BULLETIN, 1987 (tiếng Anh)
- 15- Phạm Hồng Giang (chủ biên): Một số chương trình máy tính thông dụng trong phát triển tài nguyên và công trình nước - NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 1991.
- 16- Kritsky S.N. và Menkel M.F.: Tính toán thủy lợi, NXB KTTV, 1952 (tiếng Nga)
- 17- Nguyễn Đông, Nguyễn Duy Liêu: Giáo trình thủy năng, NXB Nông thôn, Hà Nội, 1975.
- 18- Trần Ngọc Trinh: Điều tiết lũ qua tràn có cửa ở hồ chứa Kè gổ, Tập san Thủy lợi, số 280/5 + 6 - 1991.

CHƯƠNG XII

PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN ĐIỀU TIẾT CHO HỆ THỐNG KHO NƯỚC

12.1. NHỮNG KHÁI NIỆM CƠ BẢN

12.1.1. Hệ thống kho nước và phân loại:

Trong qui hoạch khai thác các lưu vực sông, để khống chế dòng chảy một cách có hiệu quả và kinh tế nhất, người ta thường xây dựng trên sông chính và các sông nhánh một loạt các kho nước tạo thành hệ thống kho nước. Tùy thuộc vào cấu trúc, nhiệm vụ điều tiết, người ta có các cách phân loại khác nhau. Dưới đây sẽ trình bày một số cách phân loại hệ thống kho nước.

1) Phân loại theo cấu trúc:

Theo cấu trúc của hệ thống kho nước, có thể chia thành ba loại sau:

a) Hệ thống kho nước bậc thang là hệ thống kho nước bao gồm các kho nước được xây dựng thành từng bậc trên cùng một tuyến sông. Đối với loại kho nước bậc thang, lại có thể chia ra ba loại nữa là: bậc thang nối tiếp, bậc thang không nối tiếp và bậc thang nối tiếp bộ phận.

Hai bậc thang được gọi là nối tiếp nhau nếu như mực nước trong kho phía dưới lớn hơn mực nước hạ lưu đập của kho trên khi không xây kho nước phía dưới. Trong trường hợp không có kho nước phía dưới, mực nước ở hạ lưu đập của kho trên chỉ phụ thuộc vào lưu lượng tháo xuống hạ lưu từ kho phía trên. Gọi $Z_H^1(t)$ là mực nước hạ lưu đập khi chỉ có kho trên tại thời điểm t , được xác định theo đường quan hệ $H \sim Q$ hạ lưu đập:

$$Z_H^1(t) = f(q_x(t)), \quad (12-1)$$

trong đó $q_x(t)$ là lưu lượng tháo xuống hạ lưu từ kho trên. Gọi $Z_H^2(t)$ là mực nước kho dưới thì:

$$\text{Nếu } Z_H^2(t) \geq Z_H^1(t), \quad (12-2)$$

ta gọi hai kho nước nối tiếp nhau.

Nếu

$$Z_H^2(t) < Z_H^1(t), \quad (12-3)$$

ta gọi hai kho nước không nối tiếp nhau. Nếu biểu thức (12-2) thỏa mãn với mọi t , ta nói hai kho nước nối tiếp nhau thường xuyên, trường hợp ngược lại gọi là nối tiếp không thường xuyên. Nếu biểu thức (12-2) chỉ nhận dấu (=) ta gọi là kho nước nối tiếp nhau, trong trường hợp ngược lại gọi là hai kho nước gối nhau.

Trong hệ thống kho nước bậc thang, nếu không phải tất cả các kho nước đều nối tiếp nhau ta gọi là nối tiếp bộ phận.

b) Chùm kho nước là loại hệ thống kho nước bao gồm các kho nước xây dựng không cùng trên một tuyến sông mà được bố trí trên từng nhánh của sông chính.

c) Hệ thống kho nước hỗn hợp là loại có cấu trúc của cả hai loại trên (xem hình 12-1). Trên hình (12-1) các kho nước 4, 5, 6 tạo thành hệ thống kho nước bậc thang; các kho 1, 2, 3 tạo thành chùm kho nước ở thượng lưu; cũng có thể coi hệ thống kho 1, 2, 3 là bậc thang so với kho thứ 4. Các kho 4 và 5 là nối tiếp nhau, kho 5 và 6 là không nối tiếp nhau.

2) Phân loại theo hình thức điều tiết:

Các kho nước riêng biệt có thể có chu kỳ điều tiết khác nhau, bởi vậy trong hệ thống kho nước có thể bao gồm các kho nước có hình thức điều tiết không đồng nhất. Theo hình thức điều tiết, hệ thống kho nước chia thành các loại dưới đây.

a) Hệ thống kho nước điều tiết mùa là loại hệ thống kho nước, trong đó tất cả các kho nước trong hệ thống đều có hình thức điều tiết mùa.

b) Hệ thống kho nước điều tiết nhiều năm là loại hệ thống kho nước mà tất cả các kho nước trong hệ thống đều có hình thức điều tiết nhiều năm.

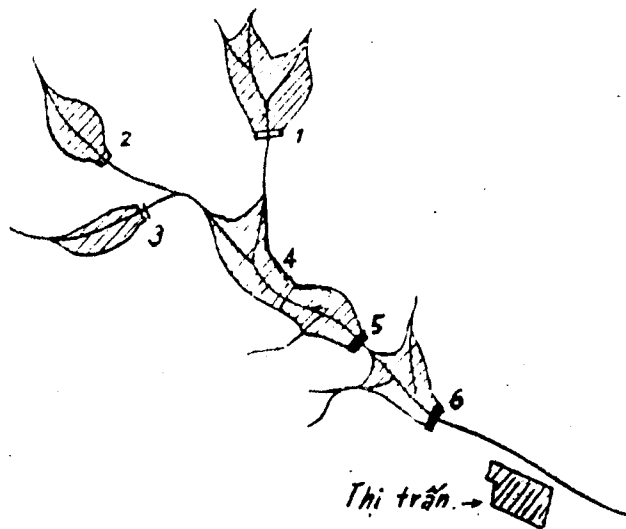
c) Hệ thống kho nước trong đó có cả hai hình thức điều tiết gọi là hệ thống có hình thức điều tiết hỗn hợp.

3) Phân loại theo mục đích điều tiết: Theo mục đích khai thác người ta chia ra các loại kho nước, mang tên đối tượng mà nó phục vụ. Chẳng hạn như hệ thống kho nước phát điện, hệ thống kho nước phòng lũ, hệ thống cho nước phục vụ tưới và cấp nước v.v... Hệ thống kho nước lợi dụng tổng hợp là loại phổ biến nhất, vì rằng nguyên tắc lợi dụng tổng hợp là nguyên tắc cao nhất phải tuân thủ khi lập kế hoạch khai thác một lưu vực sông.

4) Hệ thống kho nước điều tiết bổ sung, là loại kho nước mà các kho nước phía trên điều tiết cấp nước cho hồ phía dưới nó, hoặc là các kho nước phía trên điều tiết cho các công trình lấy nước ở tuyến hạ lưu, cách xa tuyến xây dựng công trình kho nước.

12.1.2. Các mối quan hệ của các kho nước trong hệ thống.

Tùy thuộc vào cấu trúc và nhiệm vụ điều tiết của hệ thống kho nước mà các kho nước trong hệ thống có quan hệ với nhau về thủy văn, thủy lực và thủy lợi. Trong tính toán điều tiết cho hệ thống kho nước phải đề cập đầy đủ các mối quan hệ này.



Hình 12-1
Hệ thống kho nước.

(1) Quan hệ thủy văn trong hệ thống kho nước.

Quan hệ thủy văn trong hệ thống kho nước được phản ánh ở hai mặt: quan hệ về dòng chảy trong điều kiện tự nhiên và quan hệ về cân bằng nước trong điều kiện đã có công trình kho nước.

Hai kho nước trong hệ thống được gọi là không có chế độ dòng chảy đồng bộ, nếu như chế độ dòng chảy tại các tuyến xây dựng kho nước, trong điều kiện tự nhiên không có hoặc có quan hệ nhưng không chặt chẽ. Chẳng hạn tương quan về lượng của một đặc trưng dòng chảy bất kỳ có hệ số tương quan rất bé (nếu đó là tương quan đường thẳng). Sự không đồng bộ của chế độ dòng chảy phản ánh qua sự lệch pha của thời gian xuất hiện hiện tượng, quan hệ về lượng giữa các đặc trưng cho hiện tượng đó và dạng của đường quá trình của đặc trưng đang xét.

Hai kho nước gọi là có quan hệ với nhau về cân bằng nước, nếu như qui mô, hình thức điều tiết, quá trình cấp nước của kho nước này làm thay đổi dòng chảy đến của kho nước kia. Chỉ có loại kho nước thuộc hệ thống kho nước bậc thang mới tồn tại mối quan hệ về cân bằng nước, các loại chùm kho nước không có mối quan hệ loại này.

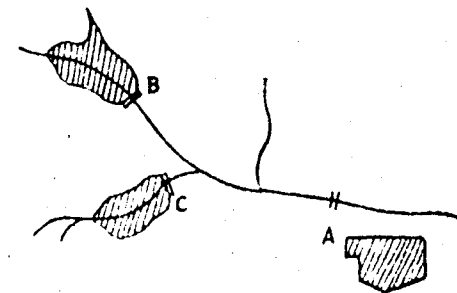
(2) Quan hệ thủy lực giữa các kho nước. Chỉ có các loại kho nước trong hệ thống kho nước bậc thang có nhiệm vụ phát điện hoặc giao thông thủy mới cần xem xét mối quan hệ thủy lực giữa chúng. Hai kho nước được gọi là có quan hệ về thủy lực nếu như kho nước có chế độ nối tiếp hoặc gối đầu với kho nước trên nó. Ngược lại, gọi là các kho nước không có mối quan hệ thủy lực.

(3) Quan hệ thủy lợi giữa các kho nước trong hệ thống.

Các kho nước được gọi là có quan hệ với nhau về mặt thủy lợi, nếu như chúng có cùng một nhiệm vụ nào đấy trong qui hoạch khai thác hệ thống. Nếu các kho nước không có một nhiệm vụ chung nào cả ta gọi là các kho nước hoạt động độc lập, không có quan hệ với nhau về mặt thủy lợi.

Trên hình (12-2), các kho nước C và B cùng có nhiệm vụ cấp nước cho vùng A, ta gọi C và B là hai kho nước có quan hệ với nhau về mặt thủy lợi. Nếu dòng chảy khu giữa từ các tuyến B và C đến tuyến A đủ cấp cho vùng A ở mọi thời điểm trong suốt thời gian qui hoạch, còn kho nước B và C được xây dựng chỉ để đáp ứng yêu cầu về nước tại chỗ, thì B và C không có quan hệ với nhau về mặt thủy lợi.

Đối với một hệ thống kho nước nhất định có thể tồn tại cả ba mối quan hệ này, cũng có thể không tồn tại một quan hệ nào hoặc có tồn tại nhưng không cần phải xem xét. Hệ thống kho nước bậc thang bao giờ cũng tồn tại ít nhất là quan hệ về dòng chảy.



Hình 12-2- Hệ thống kho nước có quan hệ về mặt thủy lợi.

12.2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN ĐIỀU TIẾT CHO HỆ THỐNG KHO NƯỚC.

12.2.1. Đặc điểm và các phương pháp tính toán điều tiết đối với hệ thống kho nước:

Tính toán điều tiết dòng chảy cho hệ thống kho nước là một bài toán phức tạp, đặc biệt là trong hệ thống có tồn tại nhiều mối quan hệ đã kể ra ở trên. Cũng có thể chia ra ba loại bài toán, tương tự trường hợp kho nước làm việc độc lập, đó là:

1) Biết các yêu cầu về nước, cần xác định cấu trúc và các thông số công tác của hệ thống kho nước

2) Biết cấu trúc của hệ thống, cần xác định mức độ đáp ứng được đối với các yêu cầu về nước.

3) Biết cấu trúc và các thông số công tác của hệ thống kho nước, xác định mức đảm bảo của hệ thống yêu cầu về nước, mà nó đã được ấn định trước.

Loại bài toán tổng hợp nhất là cùng một lúc cần xác định cả cấu trúc hệ thống, yêu cầu về nước có thể thỏa mãn và tần suất bảo đảm của các yêu cầu đó.

Giải các loại bài toán trên thường phải thông qua phân tích nhiều mặt bao gồm các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật, các yêu cầu bảo vệ môi trường và các yêu cầu phát triển và ổn định vùng, các vấn đề xã hội và các mục tiêu chính trị. Những vấn đề này được đặt ra và giải quyết trong các loại giáo trình khác, chẳng hạn như giáo trình qui hoạch nguồn nước. Trong khuôn khổ của giáo trình này, chỉ trình bày phương pháp tính toán điều tiết, các chỉ tiêu đánh giá hệ thống không được xem xét một cách chi tiết.

Tính phức tạp của tính toán điều tiết cho hệ thống kho nước không chỉ là sự tồn tại những mối quan hệ phức tạp về mặt thủy văn, thủy lực, thủy lợi, mà còn do những đặc điểm khác nữa. Một trong những đặc điểm đó là sự tồn tại nhiều hình thức điều tiết trong một hệ thống, sự không đồng nhất về tần suất đảm bảo cấp nước. Ngoài ra còn do những mâu thuẫn về quyền lợi của các hộ dùng nước, chẳng hạn như mâu thuẫn giữa phòng lũ và phát điện; mâu thuẫn giữa cấp nước và điện v.v...

Các phương pháp tính toán điều tiết cũng chia làm hai loại: tính toán điều tiết theo phương pháp thống kê và phương pháp trình tự thời gian. Phương pháp thống kê thường chỉ có thể thực hiện được với hệ thống kho nước điều tiết nhiều năm. Trong trường hợp hệ thống có hình thức điều tiết hỗn hợp, đặc biệt là các kho nước điều tiết mùa nằm ở phía dưới, các kho điều tiết nhiều năm nằm ở phía trên. Phương pháp trình tự thời gian thích hợp với mọi loại hệ thống, tuy nhiên trong trường hợp ít tài liệu cần phải bổ sung cho chuỗi tài liệu đó. Việc này có thể khắc phục nhờ sự ứng dụng các mô hình toán trình bày trong chương IV.

Vì những lẽ trên đây, trong khuôn khổ của giáo trình này chỉ trình bày phương pháp trình tự thời gian cho những bài toán đơn giản và tương đối điển hình.

12.2.2 Nguyên lý cơ bản của tính toán điều tiết dòng chảy theo phương pháp trình tự thời gian.

Nguyên lý cơ bản của các phương pháp tính toán điều tiết dòng chảy đã trình bày ở

chương VIII. Hệ phương trình (8 - 13) là hệ đầy đủ cho các phương trình tính toán điều tiết đối với một kho nước độc lập, phương trình (8-14) là trường hợp giản hóa đối với kho nước có nhiệm vụ cấp nước, còn hệ phương trình 8-13a, 8-13b, 8-13e, 8-13f được sử dụng trong tính toán điều tiết lũ. Đối với hệ thống kho nước, việc xác định các lưu lượng vào hoặc tháo ra khỏi một kho nước phụ thuộc vào mối quan hệ của các kho nước khác trong hệ thống. Phương trình (8-6) được viết lại như sau

$$Q(t) = \sum_{j=1}^n Q_j(t) \quad (12-4)$$

Trong đó $Q_j(t)$ là quá trình vào của kho (của các thành phần j), kể cả lượng nhập khu giữa.

Rõ ràng là nếu ở phía trên của hồ chứa có xây dựng hồ chứa chỉ các $Q_j(t)$ sẽ phụ thuộc và lưu lượng xả từ các hồ phía trên nó, tức là $Q_j(t) = f(q_j(t))$, trong đó $q_j(t)$ là lưu lượng xả từ các hồ phía thượng lưu (chưa kể khu giữa có nhập lưu). Nếu như kho nước phía trên nó đã ấn định dung tích kho, thì việc xác định dung tích kho ở phía dưới hoàn toàn phụ thuộc vào các kho phía trên nó.

Nói tóm lại, nguyên lý điều tiết dòng chảy cho các kho nước tương tự như kho nước hoạt động độc lập, sự khác biệt của quá trình tính toán điều tiết cho hệ thống kho nước là ở chỗ các lưu lượng vào $Q_j(t)$ và lưu lượng ra $q_j(t)$ của một kho nước có quan hệ với các kho nước khác trong hệ thống hay không. Nếu như giữa chúng không tồn tại các mối quan hệ thủy văn, thủy lực và thủy lợi thì mỗi kho nước được coi như hoạt động độc lập với nhau.

Phương pháp và trình tự tính toán đối với mỗi một loại hệ thống kho nước phụ thuộc vào cấu trúc của nó, đặc điểm của bài toán và những quan hệ giữa chúng trong hệ thống. Đây là bài toán khá phức tạp, bởi vậy trong giáo trình này chỉ trình bày một số trường hợp điển hình của loại hệ thống không có nhiệm vụ phát điện. Trong tính toán vì thế sẽ không xem xét mối quan hệ thủy lực giữa các kho nước.

12.2.3. Tính toán điều tiết cấp nước cho hệ thống kho nước bậc thang không nối tiếp nhau.

12.2.3.1- Trường hợp hệ thống không có quan hệ về thủy lực.

Trong trường hợp này, mỗi kho nước trong hệ thống có mục đích khai thác riêng và không phụ thuộc lẫn nhau. Do đó giữa chúng chỉ có quan hệ với nhau về mặt thủy văn. Phương pháp tính toán điều tiết cho mỗi một kho nước được tiến hành tương tự như kho nước hoạt động độc lập. Tuy nhiên, các kho nước ở mỗi một tuyến bất kỳ có quá trình nước đến phụ thuộc vào quá trình nước xả ở kho phía trên nó, và lưu lượng xả từ kho ấy lại ảnh hưởng đến quá trình nước đến ở kho nước phía dưới nó.

Trình tự tính toán điều tiết được thực hiện từ kho trên cùng và được tiến hành liên tiếp theo thứ tự cho đến kho cuối cùng của bậc thang. Trong quá trình tính toán điều tiết cho từng kho nước, chỉ cần quan tâm đến nước đến vì nó phụ thuộc vào quá trình xả từ kho phía trên mà không cần phải quan tâm đến nhiệm vụ khai thác ở kho phía dưới, tức là quá trình xả từ kho không phụ thuộc vào nhiệm vụ cấp nước của các kho nước phía hạ lưu.

Quá trình nước đến tuyến công trình kho nước thứ j được tính theo công thức:

$$Q_j = q_{xj-1} + Q_{g,j-1} \quad (12-5)$$

trong đó q_{xj-1} là quá trình lưu lượng xả từ kho phía trên, $Q_{g,j-1}$ là quá trình lưu lượng của phần diện tích khu giữa từ tuyến kho nước thứ $j-1$ đến tuyến thứ j . Phương trình cân bằng nước dùng trong tính toán điều tiết kho nước thứ j là:

$$dV_j = (Q_j - \sum_{i=1}^n q_{ij})dt, \quad (12-6)$$

trong đó, chỉ số i dùng cho loại các quá trình lưu lượng ra khỏi kho nước bao gồm nước lấy từ thượng lưu, quá trình bốc hơi, thấm v.v...

Tức là:

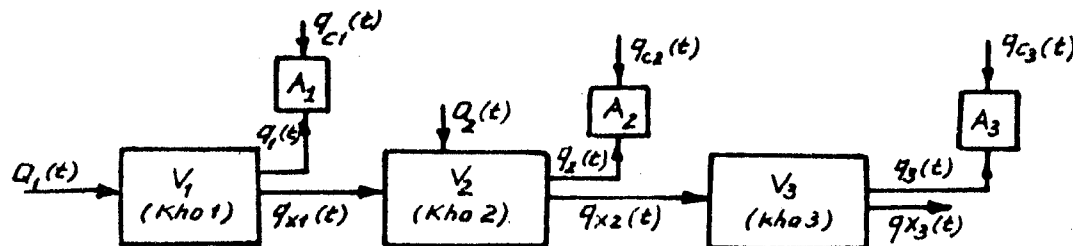
$$q_j = q_{cj} + q_{bj} + q_{ij} + q_{xj} \quad (12-6)$$

Trong công thức (12-6) q_{bj} , q_{ij} là tổn thất do bốc hơi và thấm được tính theo dạng công thức (8-11) và (8-12) (xem chương VIII); q_{cj} là tổng các lưu lượng lấy ra từ thượng lưu hồ để đáp ứng các yêu cầu cấp nước ở thượng lưu; q_{xj} là tổng lưu lượng tháo xuống hạ lưu bao gồm lưu lượng xả thừa và qua các công trình lấy nước khác.

Các ký hiệu trong công thức (12-5) và (12-6) đã được viết dưới dạng giản hóa, các thông số trong công thức đều là hàm của thời gian, chẳng hạn $q_j = q_j(t)$. Trên hình (12-3) mô tả sơ đồ tính toán điều tiết cho hệ thống kho nước bậc thang, trong đó $Q_1(t)$, $Q_2(t)$, $Q_3(t)$ là lưu lượng tự nhiên chảy vào kho nước đầu tiên thứ 2 và thứ 3, $q_1(t)$, $q_2(t)$, $q_3(t)$ là quá trình lưu lượng lấy ra từ kho để đáp ứng yêu cầu dùng nước ở thượng lưu tương ứng là $q_{c1}(t)$, $q_{c2}(t)$, $q_{c3}(t)$; V_1 , V_2 , V_3 là các dung tích điều tiết của các kho nước (1), (2) và (3), A_1 , A_2 , A_3 là các toán tử so sánh giữa yêu cầu nước và quá trình cấp nước từ kho tương ứng với mỗi toán tử cần thỏa mãn:

$$A_j = |q_j(t) - q_{cj}| \leq \epsilon \quad (12-7)$$

trong đó ϵ là số dương đã chọn trước $q_{x1}(t)$, $q_{x2}(t)$, $q_{x3}(t)$ là lưu lượng xả xuống hạ lưu ở mỗi kho nước. Phương pháp tính toán điều tiết cho từng kho nước tương tự như trường hợp một kho nước độc lập.



Hình 12-3.

12.2.3.2- Trường hợp có quan hệ về mặt Thủy lợi:

Trong trường hợp này, quá trình tính toán điều tiết cho mỗi kho nước không được thực hiện một cách độc lập như ở mục trên. Khi tính toán điều tiết cho mỗi kho nước không những chỉ quan tâm đến lượng nước xả từ các hồ trên mà còn phải phân tích xem liệu quá trình lưu lượng xả có ảnh hưởng như thế nào đối với nhiệm vụ cấp nước của toàn hệ thống. Một điều đặc biệt phải chú ý là, cùng một lúc phải xác định dung tích của tất cả các kho nước trong mối quan hệ giữa chúng khi nhiệm vụ cấp nước của hệ thống đã được ấn định.

Việc ấn định trước một hoặc vài dung tích cho một số kho nước nào đó sẽ ảnh hưởng đến dung tích cần phải có của các kho nước còn lại, do đó sẽ tồn tại vô số các phương án lựa chọn các dung tích kho nước cho hệ thống kho.

Gọi v_{ji} với $j = \overline{1, m}$ và $i = \overline{1, n}$ là dung tích hiệu dụng của kho thứ j với phương án dung tích thứ i . Các chỉ số m là số kho nước và n là số phương án dung tích chọn đồng nhất cho mỗi kho. Bài toán đặt ra là, cần phải lựa chọn các dung tích hiệu dụng cho từng kho V_j trong số các V_{ji} sao cho thỏa mãn các điều kiện sau đây:

(1) Đáp ứng yêu cầu về nước tại chỗ ở mỗi tuyến xây dựng công trình kho nước, tức là:

$$q_j(t) = f_1(V_j) \geq q_{cj}(t), \quad (12-8)$$

trong đó, $q_j(t)$ là lưu lượng lấy ra ở kho thứ j tại thời điểm t bất kỳ với $t \in T$; $q_{cj}(t)$ là yêu cầu về nước tại tuyến j cũng ở thời điểm đó.

(2) Đáp ứng các yêu cầu cấp nước ở các vị trí thứ K , với $k = \overline{1, m_k}$, trong đó m_k là số vị trí có yêu cầu cấp nước liên quan đến dung tích điều tiết của toàn bộ hoặc một số kho trong hệ thống, tức là:

$$q_{hk}(t) = f_2(V) \geq q_{ck}(t) \quad (12-9)$$

trong đó V là ma trận các phương án dung tích kho:

$$V = \begin{vmatrix} V_{11} & V_{12} & \dots & V_{1i} & \dots & V_{1n} \\ V_{21} & V_{22} & \dots & V_{2i} & \dots & V_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ V_{j1} & V_{j2} & \dots & V_{ji} & \dots & V_{jn} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ V_{m1} & V_{m2} & \dots & V_{mi} & \dots & V_{mn} \end{vmatrix} \quad (12-10)$$

Trong đó công thức (12-9), $q_{hk}(t)$ là lưu lượng nước có thể cấp được tại tuyến k tại thời điểm t bất kỳ; $q_{ck}(t)$ là yêu cầu về nước tại tuyến đó tại thời điểm t .

(3) Việc lựa chọn các giá trị V_{ji} phải thỏa mãn các ràng buộc của hệ thống bao gồm điều kiện kỹ thuật cho phép xây dựng kho nước, vấn đề ngập lụt ở thượng lưu của mỗi hồ chứa và thỏa mãn yêu cầu về chi phí nhỏ nhất của toàn hệ thống, tức là:

- Các điều kiện ràng buộc phải thỏa mãn:

$$V_{ji} \leq V_{\max j} \quad (12-11)$$

– Chi phí cho hệ thống là nhỏ nhất:

$$F(V_{ji}) \rightarrow \min \quad (12-12).$$

Ở đây $V_{\max j}$ là giá trị lớn nhất cho phép của dung tích kho tại tuyến j ; $F(V_{ji})$ là hàm chi phí bao gồm vốn xây dựng công trình, chi phí quản lý hệ thống hàng năm và các thiệt hại do ngập lụt khi có xây dựng kho nước. Cần chú ý rằng, các V_{ji} được lựa chọn để đáp ứng các yêu cầu (12 – 8), (12 – 9) có thể không thỏa mãn điều kiện (12-13):

$$\sum_{j=1}^m V_{ji} i(j) = \text{const}, \quad (12-13)$$

trong đó $i(j)$ là phương án dung tích kho tại tuyến j . Điều này xảy ra do quá trình nước đến các tuyến công trình phụ thuộc vào sự lựa chọn giá trị của từng $V_{ji(j)}$.

Khi kho nước không có các yêu cầu cấp nước tại chỗ thì điều kiện (12-8) không cần xét đến, khi đó chỉ cần xem xét điều kiện thứ (2) và (3).

Trình tự tính toán và lựa chọn dung tích kho cho hệ thống kho nước được tiến hành theo các bước sau đây:

1) Lựa chọn các giá trị dung tích kho cho các kho nước trên hệ thống V_{ji} và kiểm tra điều kiện (12-8) sau khi tính toán điều tiết cho kho nước đó.

2) Tính toán điều tiết kho nước, bắt đầu từ kho đầu tiên đến kho cuối cùng theo dạng bài toán đã biết trước dung tích kho, cần tìm lưu lượng xả xuống hạ lưu theo các phương án điều tiết.

3) Kiểm tra điều kiện (12-9) và (12-11), nếu các điều kiện này thỏa mãn thì chuyển sang bước 4, nếu không cần phải quay lại bước đầu tiên.

4) Tính toán kinh tế và kiểm tra điều kiện (12 – 12), nếu thỏa mãn thì chuyển sang bước (5), nếu không cần phải quay lại từ bước thứ nhất.

5) Phân tích và quyết định phương án chọn.

Điều kiện (12-12) có thể được tiến hành theo phương pháp tối ưu hóa. Tuy nhiên cũng có thể thực hiện theo phương pháp mô phỏng, tức là trong quá trình tính toán, người làm quyết định cần lựa chọn một phương án tốt nhất trong các phương án đề nghị có trong ma trận (12-10). Phương pháp mô phỏng không cho nghiệm tối ưu mà chỉ cho nghiệm gần tối ưu, đó là phương án tốt nhất được chọn trong những phương án kiến nghị.

12.2.4– Tính toán điều tiết cấp nước cho chòm kho nước.

Các hệ thống kho nước nằm trong chòm kho nước không có quan hệ với nhau về mặt cân bằng nước, chúng chỉ có thể có liên quan với nhau về thủy lợi. Hình (12-2) là loại chòm kho nước có liên quan về mặt thủy lợi.

Về nguyên tắc tính toán điều tiết cho hệ thống kho nước loại này cũng tương tự như hệ thống kho nước bậc thang. Tuy nhiên, đối với chòm kho nước, có khả năng chế độ dòng chảy giữa chúng không đồng bộ với nhau. Trong trường hợp như vậy, cần phân tích khả

năng gặp gỡ của các tình thế khác nhau của chế độ dòng chảy giữa các tuyến xây dựng công trình kho nước. Cũng vì lý do trên, cần phải tiến hành tính toán tổ hợp tần suất dòng chảy giữa các sông. Khi lập qui hoạch hệ thống loại này, ở bước sơ bộ, khi chưa có điều kiện tổ hợp tần suất, có thể lựa chọn một số trạng thái đặc trưng, sau đó thông qua tính toán điều tiết rút ra kết luận về phương án chọn dung tích kho cho thích hợp. Ví dụ dưới đây sẽ minh họa cho một trường hợp khá đơn giản đối với bài toán điều tiết dòng chảy cho chòm kho nước.

Ta xét hệ thống chòm kho nước chỉ có hai kho nước B và C ở thượng lưu, điều tiết cấp nước cho khu vực A (hình 12-2). Tại tuyến A có đập dâng nước và có công trình dẫn nước vào khu vực cần cấp nước. Giả sử chế độ dòng chảy tại B và C là đồng bộ (hệ số tương quan lớn). Dòng chảy khu giữa cũng đồng bộ với dòng chảy tại B và C. Vì chế độ dòng chảy trên toàn lưu vực đồng bộ, nên dòng chảy thiết kế tại các tuyến được coi là xuất hiện với cùng tần suất. Bởi vậy có thể chọn quá trình dòng chảy tại các tuyến B, C và khu giữa với tần suất thiết kế để tính toán điều tiết.

Gọi quá trình dòng chảy thiết kế tại B là $Q_B(t)$, tại C là $Q_C(t)$; của khu giữa là $Q_K(t)$; quá trình nước dùng tại A là $q_A(t)$, tại B và C phải có dung tích cần thiết là V_B và V_C sao cho thỏa mãn điều kiện sau đây:

$$q_{XB}(t) + q_{XC}(t) + Q_K(t) \geq q_A(t), \quad (12-4)$$

trong đó $q_{XB}(t)$ và $q_{XC}(t)$ là lưu lượng xả xuống hạ lưu ở thời điểm bất kỳ.

Có nhiều phương án lựa chọn V_B và V_C để có thể thỏa mãn (12 – 14), cần chọn một phương án tối ưu trong các phương án có thể. Gọi P_B là tập hợp các phương án vận hành tại B và P_C là tập hợp các phương án vận hành tại C, điều kiện tối ưu cho bài toán chọn dung tích hợp lý là:

$$F(V_B, V_C, P_B, P_C) \rightarrow \min \quad (12 – 15)$$

với các ràng buộc (12 – 14) và các ràng buộc sau:

$$V_B \leq [V_B] \quad (12 – 16)$$

$$V_C \leq [V_C],$$

trong đó $[V_C]$, $[V_B]$ là các dung tích lớn nhất cho phép tại C và B, $F(.)$ là hàm chi phí cho xây dựng công trình kho nước B, C kể cả chi phí vận hành. Giải bài toán tối ưu sẽ được nghiệm tối ưu là V_B, V_C, P_B, P_C . Cũng như trường hợp kho nước bậc thang, nghiệm của bài toán có thể tìm bằng phương pháp thử đầu (phương pháp mô phỏng) hoặc bằng phương pháp tối ưu hóa. Quá trình tính toán được thực hiện theo các bước sau đây.

1) Ấn định dung tích V_B và phương án vận hành P_B sao cho thỏa mãn điều kiện 12 – 16. Tính toán điều kiện cho kho B, xác định quá trình $q_{XB}(t)$

2) Ấn định dung tích V_C, P_C sao cho thỏa mãn điều kiện (12 – 16), tính toán điều tiết và xác định $q_{XC}(t)$.

3) Tính toán và kiểm tra điều kiện (12 – 14). Nếu điều kiện (12 – 14) được thỏa mãn thì chuyển sang bước 4. Nếu không thỏa mãn điều kiện (12 – 14) thì quay lại bước 2. Ở

bước 2 nếu không thỏa mãn điều kiện (12 - 16) thì phải quay lại bước 1.

4) Kiểm tra điều kiện (12 - 15). Nếu điều kiện (12 - 15) được thỏa mãn thì chuyển sang bước 5, nếu không phải quay lại bước 1.

5) Quyết định phương án chọn và kết thúc.

Quá trình tính toán trên đây bao gồm một khối lượng tính toán khá lớn, cần được thực hiện với sự giúp đỡ của máy tính điện tử. Đây cũng mới chỉ là trường hợp rất đơn giản, đối với những hệ thống lớn, đặc biệt là chế độ dòng chảy tại tuyến xây dựng các kho nước không đồng bộ, thì việc tính toán trở nên rất phức tạp và khối lượng tính toán cũng rất lớn. Trong khuôn khổ của giáo trình này, không cho phép trình bày đầy đủ tất cả các vấn đề có liên quan.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Nguyễn Sinh Huy, Phạm Phò, Nguyễn Lại; - Giáo trình Thủy văn công trình - NXB Nông thôn, Hà Nội 1974
2. Pletkôv P. - Điều tiết dòng chảy sông ngòi - (Tiếng Nga) - NXB khí tượng Thủy văn, Leningrát - 1972.
3. Vodohospodaiski: Thiết kế hệ thống nguồn nước - (tiếng Nga) - Masva - 1983.
4. Biswas A.K. Modelling of water resources systems - ottawa - 1773.

Phụ lục 1- Bảng tra quan hệ S và C_s trong phương pháp ba điểm

(1) P = 1 - 50 - 99%

S	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.00	0.03	0.05	0.07	0.10	0.12	0.15	0.17	0.20	0.23
0.1	0.26	0.28	0.31	0.34	0.36	0.39	0.41	0.44	0.47	0.49
0.2	0.52	0.54	0.57	0.59	0.62	0.65	0.67	0.70	0.73	0.76
0.3	0.78	0.81	0.84	0.86	0.89	0.92	0.94	0.97	1.00	1.02
0.4	1.05	1.08	1.10	1.13	1.16	1.18	1.21	1.24	1.27	1.30
0.5	1.32	1.36	1.39	1.42	1.45	1.48	1.51	1.55	1.58	1.61
0.6	1.64	1.68	1.71	1.74	1.78	1.81	1.84	1.88	1.92	1.95
0.7	1.99	2.03	2.07	2.11	2.16	2.20	2.25	2.30	2.34	2.39
0.8	2.44	2.50	2.55	2.61	2.67	2.74	2.81	2.89	2.97	3.05
0.9	3.14	3.22	3.33	3.46	3.59	3.73	3.92	4.14	4.44	4.90

(2) P = 3 - 50 - 97%

S	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.00	0.04	0.08	0.11	0.14	0.17	0.20	0.23	0.26	0.29
0.1	0.32	0.35	0.38	0.42	0.45	0.48	0.51	0.54	0.57	0.60
0.2	0.63	0.66	0.70	0.73	0.76	0.79	0.82	0.86	0.89	0.92
0.3	0.95	0.98	1.01	1.04	1.08	1.11	1.14	1.17	1.20	1.24
0.4	1.27	1.30	1.33	1.36	1.40	1.43	1.46	1.49	1.52	1.56
0.5	1.59	1.63	1.66	1.70	1.73	1.76	1.80	1.83	1.87	1.90
0.6	1.94	1.97	2.00	2.04	2.08	2.12	2.16	2.20	2.23	2.27
0.7	2.31	2.36	2.40	2.44	2.49	2.54	2.58	2.63	2.68	2.74
0.8	2.79	2.85	2.90	2.96	3.02	3.09	3.15	3.22	3.29	3.37
0.9	3.46	3.55	3.67	3.79	3.92	4.08	4.26	4.50	4.75	5.21

(3) $P = 5 - 50 - 95\%$

S	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.00	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.27	0.31	0.35
0.1	0.38	0.41	0.45	0.48	0.52	0.55	0.59	0.63	0.66	0.70
0.2	0.73	0.76	0.80	0.84	0.87	0.90	0.94	0.98	1.01	1.04
0.3	1.08	1.11	1.14	1.18	1.21	1.25	1.28	1.31	1.35	1.38
0.4	1.42	1.46	1.49	1.52	1.56	1.59	1.63	1.66	1.70	1.74
0.5	1.78	1.81	1.85	1.88	1.92	1.95	1.99	2.03	2.06	2.10
0.6	2.13	2.17	2.20	2.24	2.28	2.32	2.36	2.40	2.44	2.48
0.7	2.53	2.57	2.62	2.66	2.70	2.76	2.81	2.86	2.91	2.97
0.8	3.02	3.07	3.13	3.19	3.25	3.32	3.38	3.46	3.52	3.60
0.9	3.70	3.80	3.91	4.03	4.17	4.32	4.49	4.72	4.94	5.43

(4) $P = 10 - 50 - 90\%$

S	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.24	0.29	0.34	0.38	0.43
0.1	0.47	0.52	0.56	0.60	0.65	0.69	0.74	0.78	0.83	0.87
0.2	0.92	0.96	1.00	1.04	1.08	1.13	1.17	1.22	1.26	1.30
0.3	1.34	1.38	1.43	1.47	1.51	1.55	1.59	1.63	1.67	1.71
0.4	1.75	1.79	1.83	1.87	1.91	1.95	1.99	2.02	2.06	2.10
0.5	2.14	2.18	2.22	2.26	2.30	2.34	2.38	2.42	2.46	2.50
0.6	2.54	2.58	2.62	2.66	2.70	2.74	2.78	2.82	2.86	2.90
0.7	2.95	3.00	3.04	3.08	3.13	3.18	3.24	3.28	3.33	3.38
0.8	3.44	3.50	3.55	3.61	3.67	3.74	3.80	3.87	3.94	4.02
0.9	4.11	4.20	4.32	4.45	4.59	4.75	4.96	5.20	5.56	—

Phụ lục 2 — Bảng tra quan hệ C_s với Φ trong phương pháp ba điểm

C_s	$\Phi 50\%$	$\Phi 1\% - \Phi 99\%$	$\Phi 3\% - \Phi 97\%$	$\Phi 5\% - \Phi 95\%$	$\Phi 10\% - \Phi 90\%$
1	2	3	4	5	6
0.0	— 0.000	4.652	3.762	3.290	2.564
0.1	— 0.017	4.648	3.756	3.287	2.560
0.2	— 0.033	4.645	3.750	3.284	2.557
0.3	— 0.055	4.641	3.743	3.278	2.550
0.4	— 0.068	4.637	3.736	3.273	2.543
0.5	— 0.081	4.633	3.732	3.266	2.532
0.6	— 0.100	4.629	3.727	3.259	2.522
0.7	— 0.116	4.624	3.718	3.246	2.510
0.8	— 0.132	4.620	3.709	3.233	2.498
0.9	— 0.148	4.615	3.692	3.218	2.483
1.0	— 0.164	4.611	3.674	3.204	2.468
1.1	— 0.179	4.606	3.656	3.185	2.448
1.2	— 0.194	4.601	3.638	3.167	2.427
1.3	— 0.208	4.595	3.620	3.144	2.404
1.4	— 0.223	4.590	3.601	3.120	2.380
1.5	— 0.238	4.586	3.582	3.090	2.353
1.6	— 0.253	4.586	3.562	3.062	2.326
1.7	— 0.267	4.587	3.541	3.032	2.296
1.8	— 0.272	4.588	3.520	3.002	2.265
1.9	— 0.294	4.591	3.499	2.974	2.232
2.0	— 0.307	4.594	3.477	2.945	2.198
2.1	— 0.319	4.603	3.469	2.918	2.164
2.2	— 0.330	4.613	3.440	2.890	2.130
2.3	— 0.340	4.625	3.421	2.862	2.095
2.4	— 0.350	4.636	3.403	2.833	2.060
2.5	— 0.359	4.648	3.385	2.806	2.024

1	2	3	4	5	6
2.6	-0.367	4.660	3.367	2.778	1.987
2.7	-0.370	4.674	3.350	2.749	1.949
2.8	-0.383	4.687	3.333	2.720	1.911
2.9	-0.389	4.701	3.318	2.695	1.876
3.0	-0.395	4.716	3.303	2.670	1.840
3.1	-0.399	4.732	3.288	2.645	1.806
3.2	-0.404	4.748	3.273	2.619	1.772
3.3	-0.407	4.765	3.259	2.594	1.738
3.4	-0.410	4.781	3.245	2.568	1.705
3.5	-0.412	4.796	3.225	2.543	1.670
3.6	-0.414	4.810	3.216	2.518	1.635
3.7	-0.415	4.824	3.203	2.494	1.600
3.8	-0.416	4.837	3.189	2.470	1.570
3.9	-0.415	4.850	3.175	2.446	1.538
4.0	-0.414	4.863	3.160	2.422	1.502
4.1	-0.412	4.876	3.145	2.396	1.471
4.2	-0.410	4.888	3.130	2.372	1.440
4.3	-0.407	4.901	3.115	2.348	1.408
4.4	-0.404	4.914	3.100	2.325	1.376
4.5	-0.400	4.924	3.084	2.300	1.345
4.6	-0.396	4.934	3.067	2.276	1.315
4.7	-0.392	4.942	3.050	2.251	1.286
4.8	-0.388	4.949	3.034	2.226	1.257
4.9	-0.384	4.955	3.016	2.200	1.229
5.0	-0.379	4.961	2.997	2.174	1.200
5.1	-0.374		2.978	2.148	1.173
5.2	-0.370		2.960	2.123	1.145
5.3	-0.365			2.098	1.118
5.4	-0.360			2.072	1.090
5.5	-0.356			2.047	1.063
5.6	-0.350			2.021	1.035

Phụ lục 3. Bảng số lượng K_p của ứng suất Pearson II

$$\sigma_1 = C_v$$

P (%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
0.05	1.19	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.11	1.09	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.39	1.32	1.30	1.28	1.27	1.24	1.21	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78
0.15	1.61	1.50	1.46	1.43	1.41	1.37	1.32	1.26	1.20	1.13	1.00	0.90	0.81	0.77	0.67
0.20	1.83	1.68	1.62	1.58	1.55	1.49	1.43	1.34	1.26	1.17	0.99	0.86	0.75	0.68	0.56
0.25	2.07	1.86	1.80	1.74	1.70	1.63	1.55	1.43	1.33	1.21	0.99	0.83	0.69	0.61	0.47
0.30	2.31	2.06	1.97	1.91	1.86	1.76	1.66	1.52	1.39	1.25	0.98	0.79	0.63	0.54	0.37
0.35	2.57	2.26	2.16	2.08	2.02	1.91	1.78	1.61	1.46	1.29	0.98	0.76	0.57	0.47	0.28
0.40	2.84	2.47	2.34	2.26	2.18	2.05	1.90	1.70	1.53	1.33	0.97	0.72	0.51	0.39	0.19
0.45	3.13	2.69	2.54	2.44	2.35	2.19	2.03	1.79	1.60	1.37	0.97	0.69	0.45	0.33	0.10
0.50	3.42	2.91	2.74	2.63	2.52	2.34	2.16	1.89	1.66	1.40	0.96	0.65	0.39	0.26	0.02
0.55	3.72	3.14	2.95	2.82	2.70	2.49	2.29	1.98	1.73	1.44	0.95	0.61	0.34	0.20	0.06
0.60	4.03	3.38	3.16	3.01	2.88	2.65	2.41	2.08	1.80	1.48	0.94	0.57	0.28	0.13	0.03
0.65	4.36	3.62	3.38	3.21	3.07	2.81	2.55	2.16	1.87	1.52	0.93	0.53	0.23	0.07	0.02
0.70	4.70	3.87	3.60	3.42	3.25	2.97	2.68	2.27	1.93	1.55	0.92	0.50	0.17	0.01	0.00
0.75	5.05	4.13	3.84	3.63	3.45	3.14	2.82	2.37	2.00	1.59	0.91	0.46	0.12	0.05	0.00
0.80	5.40	4.39	4.08	3.84	3.65	3.31	2.96	2.47	2.07	1.62	0.90	0.42	0.06	0.10	0.00
0.85	5.78	4.67	4.33	4.07	3.86	3.49	3.11	2.57	2.14	1.66	0.88	0.37	0.01	0.16	0.00
0.90	6.16	4.95	4.57	4.29	4.06	3.66	3.25	2.67	2.21	1.69	0.86	0.34	0.01	0.22	0.00
0.95	6.56	5.24	4.83	4.53	4.28	3.84	3.40	2.78	2.28	1.73	0.85	0.31	0.00	0.27	0.00
1.00	6.96	5.53	5.09	4.76	4.49	4.02	3.54	2.84	2.24	1.76	0.84	0.27	0.00	0.32	0.00
1.05	7.38	5.83	5.35	5.01	4.72	4.21	3.69	2.98	2.41	1.78	0.82	0.22	0.00	0.37	0.00
1.10	7.80	6.14	5.62	5.25	4.94	4.40	3.84	3.08	2.47	1.81	0.80	0.19	0.00	0.41	0.00
1.15	8.24	6.45	5.90	5.50	5.17	4.59	3.99	3.19	2.54	1.85	0.79	0.14	0.00	0.45	0.00
1.20	8.69	6.77	6.18	5.74	5.39	4.78	4.14	3.29	2.61	1.88	0.77	0.11	0.00	0.49	0.00
1.25	9.16	7.10	6.48	6.01	5.63	4.98	4.31	3.40	2.68	1.91	0.75	0.07	0.00	0.53	0.00
1.30	9.63	7.44	6.77	6.27	5.86	5.17	4.47	3.50	2.74	1.94	0.73	0.04	0.00	0.56	0.00
1.35	10.12	7.78	7.08	6.54	6.11	5.38	4.63	3.61	2.81	1.97	0.71	0.01	0.00	0.59	0.00
1.40	10.62	8.13	7.35	6.81	6.36	5.58	4.79	3.72	2.88	1.99	0.69	0.00	0.00	0.64	0.00
1.45	11.12	8.48	7.70	7.09	6.62	5.79	4.95	3.82	2.94	2.02	0.66	0.00	0.00	0.67	0.00
1.50	11.64	8.85	8.02	7.36	6.87	6.00	5.11	3.92	3.00	2.04	0.64	0.00	0.00	0.70	0.00

$C_s = 1.50$

P (%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
C_s															
0.05	1.19	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.10	1.08	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.99
0.10	1.40	1.33	1.31	1.29	1.27	1.24	1.21	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78
0.15	1.51	1.51	1.47	1.44	1.42	1.37	1.32	1.26	1.19	1.12	1.00	0.90	0.81	0.77	0.68
0.20	1.88	1.70	1.65	1.60	1.57	1.51	1.44	1.35	1.26	1.16	1.00	0.86	0.75	0.69	0.58
0.25	2.14	1.91	1.83	1.78	1.73	1.65	1.56	1.44	1.33	1.20	0.99	0.83	0.69	0.62	0.49
0.30	2.42	2.12	2.03	1.96	1.90	1.80	1.68	1.53	1.40	1.25	0.98	0.79	0.63	0.55	0.40
0.35	2.71	2.35	2.23	2.15	2.07	1.95	1.81	1.62	1.45	1.28	0.97	0.75	0.58	0.49	0.32
0.40	3.02	2.58	2.44	2.34	2.25	2.10	1.94	1.72	1.53	1.32	0.96	0.71	0.52	0.42	0.25
0.45	3.35	2.83	2.66	2.54	2.44	2.26	2.07	1.82	1.60	1.35	0.95	0.69	0.47	0.36	0.18
0.50	3.70	3.08	2.89	2.75	2.64	2.43	2.21	1.92	1.67	1.39	0.94	0.64	0.41	0.30	0.11
0.55	4.06	3.35	3.13	2.97	2.84	2.60	2.35	2.02	1.73	1.42	0.93	0.60	0.36	0.25	0.06
0.60	4.44	3.63	3.38	3.19	3.04	2.78	2.50	2.12	1.80	1.46	0.91	0.56	0.31	0.19	0.00
0.65	4.84	3.92	3.64	3.42	3.25	2.95	2.64	2.22	1.87	1.49	0.90	0.52	0.27	0.14	-0.04
0.70	5.25	4.22	3.90	3.67	3.48	3.12	2.75	2.32	1.94	1.52	0.88	0.48	0.22	0.09	-0.08
0.75	5.68	4.53	4.17	3.91	3.70	3.32	2.87	2.42	2.00	1.55	0.87	0.45	0.18	0.05	-0.12
0.80	6.13	4.85	4.46	4.16	3.93	3.52	2.96	2.52	2.07	1.53	0.85	0.41	0.14	0.01	-0.16
0.85	6.60	5.18	4.75	4.42	4.16	3.72	3.19	2.63	2.16	1.61	0.83	0.37	0.10	-0.02	-0.16
0.90	7.09	5.52	5.05	4.69	4.40	3.92	3.42	2.74	2.21	1.65	0.80	0.33	0.06	-0.06	-0.22
0.95	7.58	5.87	5.37	4.96	4.65	4.12	3.58	2.84	2.27	1.67	0.78	0.30	0.02	-0.09	-0.24
1.00	8.09	6.23	5.68	5.24	4.91	4.33	3.74	2.95	2.33	1.69	0.75	0.27	-0.02	-0.13	-0.26
1.05	8.62	6.60	6.01	5.53	5.17	4.54	3.91	3.05	2.39	1.71	0.74	0.24	-0.05	-0.16	-0.27
1.10	9.16	6.98	6.34	5.82	5.43	4.76	4.08	3.16	2.45	1.74	0.71	0.21	-0.08	-0.19	-0.29
1.15	9.73	7.37	6.68	6.12	5.70	4.97	4.25	3.27	2.51	1.75	0.69	0.18	-0.10	-0.20	-0.30
1.20	10.31	7.77	7.01	6.42	5.98	5.20	4.42	3.38	2.58	1.77	0.66	0.14	-0.13	-0.22	-0.31
1.25	10.91	8.17	7.37	6.72	6.26	5.32	4.59	3.49	2.64	1.79	0.63	0.10	-0.15	-0.23	-0.31
1.30	11.52	8.59	7.72	7.05	6.54	5.65	4.76	3.59	2.70	1.81	0.61	0.07	-0.17	-0.25	-0.32
1.35	12.16	9.02	8.09	7.36	6.83	5.88	4.93	3.69	2.75	1.82	0.59	0.04	-0.19	-0.26	-0.32
1.40	12.80	9.46	8.46	7.70	7.12	6.12	5.10	3.80	2.81	1.83	0.55	0.01	-0.22	-0.28	-0.32
1.45	13.46	9.90	8.84	8.04	7.42	6.36	5.28	3.90	2.85	1.83	0.52	0.00	-0.23	-0.29	-0.33
1.50	14.14	10.36	9.22	8.39	7.72	6.60	5.47	4.00	2.90	1.84	0.49	-0.05	-0.25	-0.30	-0.33

 $C_s = 2.00$

P (%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
C_s															
0.05	1.20	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.11	1.08	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.42	1.34	1.31	1.29	1.27	1.25	1.21	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78
0.15	1.67	1.54	1.48	1.46	1.43	1.38	1.32	1.26	1.20	1.12	0.99	0.90	0.81	0.77	0.69
0.20	1.92	1.73	1.67	1.63	1.59	1.52	1.45	1.35	1.26	1.16	0.99	0.86	0.75	0.70	0.59
0.25	2.22	1.96	1.87	1.81	1.77	1.67	1.58	1.45	1.33	1.20	0.98	0.82	0.70	0.63	0.52
0.30	2.52	2.19	2.08	2.01	1.94	1.83	1.71	1.54	1.40	1.24	0.97	0.78	0.64	0.56	0.44
0.35	2.86	2.44	2.31	2.22	2.13	2.00	1.84	1.64	1.47	1.28	0.96	0.75	0.59	0.51	0.37
0.40	3.20	2.70	2.54	2.42	2.32	2.15	1.96	1.74	1.54	1.31	0.95	0.71	0.53	0.44	0.30
0.45	3.59	2.98	2.80	2.65	2.53	2.33	2.13	1.84	1.60	1.35	0.93	0.67	0.48	0.40	0.26
0.50	3.98	3.27	3.05	2.88	2.74	2.51	2.27	1.94	1.67	1.38	0.92	0.64	0.44	0.34	0.21
0.55	4.42	3.58	3.32	3.12	2.97	2.70	2.42	2.04	1.74	1.41	0.90	0.59	0.40	0.30	0.16
0.60	4.85	3.89	3.57	3.37	3.20	2.89	2.57	2.15	1.80	1.44	0.89	0.56	0.35	0.26	0.13
0.65	5.33	4.22	3.89	3.64	3.44	3.09	2.74	2.25	1.87	1.47	0.87	0.52	0.31	0.22	0.10
0.70	5.81	4.56	4.19	3.91	3.68	3.29	2.90	2.36	1.94	1.50	0.85	0.49	0.27	0.18	0.08
0.75	6.33	4.93	4.52	4.19	3.93	3.50	3.06	2.46	2.00	1.52	0.82	0.45	0.24	0.15	0.06
0.80	6.85	5.30	4.84	4.47	4.19	3.71	3.22	2.57	2.06	1.54	0.80	0.42	0.21	0.12	0.04
0.85	7.41	5.69	5.17	4.77	4.46	3.93	3.39	2.66	2.12	1.56	0.77	0.39	0.19	0.10	0.03
0.90	7.98	6.08	5.51	5.07	4.74	4.15	3.56	2.78	2.19	1.58	0.75	0.35	0.18	0.08	0.02
0.95	8.59	6.58	5.86	5.36	5.02	4.38	3.74	2.89	2.25	1.60	0.72	0.31	0.13	0.07	0.01
1.00	9.21	6.91	6.22	5.70	5.30	4.61	3.91	3.00	2.30	1.61	0.69	0.29	0.11	0.05	0.01
1.05	9.86	7.35	6.59	6.03	5.59	4.84	4.08	3.10	2.35	1.62	0.66	0.26	0.09	0.04	0.01
1.10	10.52	7.79	6.97	6.37	5.88	5.08	4.26	3.20	2.41	1.63	0.64	0.23	0.07	0.03	0.00
1.15	11.21	8.24	7.36	6.71	6.19	5.32	4.44	3.30	2.46	1.64	0.61	0.21	0.06	0.02	0.00
1.20	11.90	8.70	7.76	7.06	6.50	5.57	4.62	3.41	2.51	1.65	0.58	0.18	0.05	0.02	0.00
1.25	12.63	9.18	8.16	7.41	6.82	5.81	4.80	3.51	2.56	1.65	0.55	0.16	0.04	0.01	0.00
1.30	13.36	9.67	8.57	7.76	7.14	6.06	4.98	3.61	2.60	1.65	0.52	0.14	0.03	0.01	0.00
1.35	14.13	10.17	8.99	8.13	7.46	6.31	5.16	3.71	2.65	1.65	0.50	0.12	0.02	0.01	0.00
1.40	14.90	10.67	9.41	8.50	7.78	6.56	5.35	3.81	2.69	1.65	0.47	0.10	0.02	0.01	0.00
1.45	15.71	11.20	9.85	8.89	8.11	6.82	5.54	3.91	2.73	1.64	0.44	0.09	0.01	0.00	0.00
1.50	16.53	11.73	10.30	9.27	8.44	7.08	5.73	4.00	2.77	1.63	0.42	0.07	0.01	0.00	0.00

P (%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
C_0															
0.05	1.20	1.16	1.15	1.14	1.14	1.12	1.21	1.08	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.43	1.35	1.31	1.29	1.28	1.25	1.22	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.88	0.84	0.79
0.15	1.55	1.50	1.47	1.44	1.43	1.39	1.34	1.26	1.20	1.12	0.99	0.89	0.82	0.77	0.70
0.20	1.77	1.76	1.70	1.65	1.61	1.54	1.46	1.35	1.26	1.16	0.98	0.86	0.76	0.70	0.61
0.25	2.00	2.00	1.92	1.85	1.79	1.70	1.60	1.45	1.33	1.20	0.97	0.82	0.70	0.64	0.54
0.30	2.25	2.25	2.14	2.05	1.98	1.86	1.73	1.55	1.40	1.24	0.96	0.78	0.65	0.58	0.47
0.35	2.50	2.53	2.39	2.27	2.19	2.03	1.87	1.65	1.47	1.27	0.95	0.75	0.60	0.53	0.41
0.40	2.75	2.81	2.64	2.50	2.40	2.21	2.02	1.75	1.54	1.30	0.94	0.71	0.55	0.47	0.36
0.45	3.00	3.12	2.91	2.75	2.62	2.40	2.17	1.85	1.60	1.33	0.92	0.67	0.51	0.43	0.32
0.50	3.25	3.44	3.21	3.00	2.85	2.59	2.33	1.96	1.67	1.36	0.90	0.63	0.47	0.39	0.29
0.55	3.50	3.79	3.50	3.27	3.10	2.79	2.48	2.07	1.73	1.39	0.88	0.60	0.43	0.35	0.26
0.60	3.75	4.14	3.81	3.54	3.35	3.00	2.64	2.17	1.80	1.42	0.86	0.56	0.39	0.32	0.24
0.65	4.00	4.42	4.14	3.83	3.61	3.21	2.81	2.27	1.86	1.44	0.83	0.53	0.36	0.30	0.23
0.70	4.25	4.70	4.47	4.13	3.88	3.43	2.98	2.34	1.92	1.46	0.81	0.50	0.33	0.27	0.22
0.75	4.50	5.01	4.82	4.44	4.16	3.66	3.15	2.44	1.98	1.47	0.78	0.46	0.31	0.25	0.21
0.80	4.75	5.33	5.18	4.76	4.44	3.89	3.33	2.60	2.04	1.49	0.75	0.43	0.28	0.24	0.21
0.85	5.00	5.67	5.55	5.09	4.73	4.12	3.50	2.70	2.10	1.50	0.72	0.40	0.25	0.22	0.20
0.90	5.25	5.86	5.73	5.23	4.85	4.16	3.48	2.68	2.15	1.50	0.70	0.37	0.23	0.20	0.20
0.95	5.50	6.12	6.00	5.46	5.05	4.30	3.68	2.80	2.20	1.51	0.67	0.35	0.22	0.20	0.20
1.00	5.75	6.44	6.33	5.75	5.31	4.51	3.86	2.90	2.25	1.52	0.64	0.33	0.21	0.20	0.20
1.05	6.00	6.73	6.63	6.01	5.55	4.71	4.04	3.01	2.25	1.52	0.61	0.31	0.20	0.20	0.20
1.10	6.25	7.01	6.91	6.28	5.81	4.94	4.22	3.11	2.29	1.52	0.58	0.29	0.21	0.20	0.20
1.15	6.50	7.29	7.19	6.55	6.07	5.18	4.44	3.33	2.34	1.52	0.55	0.27	0.21	0.20	0.20
1.20	6.75	7.57	7.47	6.81	6.32	5.41	4.68	3.40	2.42	1.50	0.53	0.26	0.21	0.20	0.20
1.25	7.00	7.85	7.75	7.09	6.59	5.66	4.93	3.50	2.44	1.49	0.50	0.25	0.21	0.20	0.20
1.30	7.25	8.13	8.03	7.36	6.85	5.91	5.16	3.60	2.47	1.48	0.48	0.24	0.20	0.20	0.20
1.35	7.50	8.41	8.31	7.63	7.11	6.16	5.34	3.68	2.50	1.46	0.45	0.23	0.20	0.20	0.20
1.40	7.75	8.69	8.59	7.89	7.36	6.40	5.52	3.76	2.53	1.45	0.43	0.23	0.20	0.20	0.20
1.45	8.00	8.97	8.87	8.16	7.62	6.65	5.70	3.83	2.56	1.43	0.40	0.22	0.20	0.20	0.20
1.50	8.25	9.25	9.15	8.43	7.88	6.90	5.98	3.91	2.58	1.41	0.37	0.22	0.20	0.20	0.20

P (%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
C_0															
0.05	1.20	1.17	1.15	1.14	1.14	1.12	1.11	1.08	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.44	1.35	1.32	1.30	1.29	1.25	1.22	1.17	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.85	0.79
0.15	1.71	1.56	1.51	1.48	1.45	1.40	1.35	1.26	1.20	1.12	0.99	0.89	0.82	0.78	0.70
0.20	2.02	1.79	1.72	1.67	1.62	1.55	1.47	1.36	1.27	1.16	0.98	0.86	0.76	0.71	0.62
0.25	2.35	2.05	1.95	1.88	1.82	1.72	1.61	1.46	1.34	1.20	0.97	0.82	0.71	0.65	0.56
0.30	2.72	2.32	2.19	2.10	2.02	1.89	1.75	1.56	1.40	1.23	0.96	0.78	0.66	0.60	0.50
0.35	3.12	2.64	2.46	2.33	2.24	2.07	1.90	1.66	1.47	1.26	0.94	0.74	0.61	0.55	0.46
0.40	3.56	2.92	2.73	2.58	2.46	2.25	2.05	1.76	1.54	1.29	0.92	0.70	0.57	0.50	0.42
0.45	4.04	3.26	3.03	2.85	2.70	2.44	2.21	1.87	1.60	1.32	0.90	0.67	0.53	0.47	0.39
0.50	4.55	3.62	3.34	3.12	2.96	2.67	2.37	1.98	1.67	1.35	0.88	0.64	0.49	0.44	0.37
0.55	5.09	3.99	3.66	3.42	3.21	2.88	2.54	2.08	1.73	1.36	0.86	0.60	0.46	0.41	0.36
0.60	5.66	4.38	4.01	3.71	3.49	3.10	2.71	2.19	1.79	1.38	0.83	0.57	0.44	0.39	0.35
0.65	6.26	4.81	4.36	4.03	3.77	3.33	2.88	2.29	1.85	1.40	0.80	0.53	0.41	0.37	0.34
0.70	6.90	5.23	4.73	4.35	4.06	3.56	3.05	2.40	1.90	1.41	0.78	0.50	0.39	0.36	0.34
0.75	7.57	5.68	5.12	4.69	4.26	3.66	3.24	2.50	1.96	1.42	0.74	0.48	0.38	0.35	0.34
0.80	8.26	6.14	5.50	5.04	4.66	4.05	3.42	2.61	2.01	1.43	0.72	0.46	0.36	0.34	0.34
0.85	8.90	6.62	5.92	5.40	4.98	4.29	3.59	2.71	2.06	1.43	0.69	0.44	0.35	0.34	0.34
0.90	9.57	7.11	6.33	5.75	5.30	4.54	3.78	2.81	2.10	1.43	0.67	0.42	0.35	0.34	0.34
0.95	10.24	7.62	6.76	6.13	5.62	4.80	3.96	2.91	2.14	1.43	0.64	0.39	0.34	0.34	0.34
1.00	11.00	8.15	7.20	6.51	5.96	5.05	4.15	3.00	2.18	1.42	0.61	0.38	0.34	0.34	0.34
1.05	12.20	8.68	7.66	6.90	6.31	5.32	4.34	3.10	2.21	1.41	0.58	0.37	0.34	0.34	0.34
1.10	13.07	9.24	8.15	7.31	6.65	5.57	4.53	3.19	2.23	1.40	0.55	0.36	0.34	0.34	0.34
1.15	13.96	9.81	8.59	7.70	7.00	5.83	4.70	3.26	2.26	1.38	0.54	0.36	0.34	0.34	0.34
1.20	14.88	10.40	9.08	8.12	7.36	6.10	4.89	3.35	2.30	1.36	0.51	0.36	0.34	0.34	0.34
1.25	15.84	11.00	9.57	8.53	7.72	6.26	5.07	3.43	2.31	1.34	0.49	0.36	0.34	0.34	0.34
1.30	16.81	11.60	10.05	8.94	8.09	6.44	5.25	3.51	2.33	1.31	0.47	0.34	0.34	0.34	0.34
1.35	17.80	12.21	10.57	9.38	8.45	6.61	5.42	3.59	2.34	1.30	0.45	0.34	0.34	0.34	0.34
1.40	18.84	12.83	11.09	9.82	8.83	6.77	5.61	3.66	2.34	1.27	0.43	0.34	0.34	0.34	0.34
1.45	19.88	13.47	11.62	10.29	9.20	6.92	5.77	3.72	2.35	1.23	0.42	0.34	0.34	0.34	0.34
1.50	20.95	14.13	12.18	10.69	9.58	7.12	5.95	3.78	2.35	1.21	0.40	0.33	0.34	0.34	0.34

$$C_p = 3.50$$

C_p	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	0.95	0.99
0.05	1.20	1.17	1.16	1.15	1.14	1.12	1.11	1.09	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89						
0.10	1.45	1.36	1.33	1.31	1.29	1.26	1.22	1.17	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.85	0.82						
0.15	1.73	1.59	1.52	1.49	1.46	1.41	1.35	1.27	1.20	1.12	0.99	0.93	0.88	0.85	0.82						
0.20	2.06	1.82	1.74	1.69	1.64	1.56	1.48	1.36	1.27	1.15	0.98	0.92	0.86	0.82	0.79						
0.25	2.47	2.09	1.99	1.91	1.85	1.74	1.62	1.46	1.34	1.19	0.96	0.88	0.82	0.77	0.74						
0.30	2.92	2.38	2.24	2.14	2.06	1.92	1.77	1.57	1.40	1.22	0.95	0.78	0.67	0.61	0.53						
0.35	3.26	2.70	2.52	2.39	2.29	2.11	1.92	1.67	1.47	1.25	0.93	0.74	0.62	0.57	0.50						
0.40	3.75	3.04	2.82	2.66	2.53	2.31	2.08	1.78	1.53	1.28	0.91	0.71	0.58	0.53	0.47						
0.45	4.27	3.40	3.14	2.94	2.79	2.52	2.25	1.88	1.60	1.31	0.84	0.67	0.55	0.50	0.45						
0.50	4.82	3.78	3.48	3.24	3.06	2.74	2.42	1.99	1.66	1.33	0.86	0.69	0.52	0.48	0.44						
0.55	5.41	4.20	3.83	3.55	3.34	2.96	2.58	2.10	1.73	1.34	0.84	0.60	0.50	0.45	0.44						
0.60	6.06	4.67	4.20	3.87	3.62	3.20	2.76	2.20	1.77	1.35	0.81	0.57	0.47	0.43	0.43						
0.65	6.73	5.08	4.58	4.22	3.92	3.44	2.94	2.30	1.83	1.38	0.78	0.55	0.45	0.42	0.42						
0.70	7.43	5.54	4.98	4.56	4.23	3.68	3.12	2.41	1.88	1.37	0.73	0.53	0.43	0.40	0.43						
0.75	8.16	6.02	5.38	4.92	4.55	3.92	3.30	2.51	1.92	1.32	0.71	0.50	0.44	0.43	0.43						
0.80	8.94	6.53	5.81	5.29	4.87	4.18	3.49	2.61	1.97	1.31	0.70	0.49	0.44	0.43	0.43						
0.85	9.75	7.05	6.25	5.67	5.20	4.43	3.67	2.73	2.03	1.35	0.67	0.47	0.44	0.43	0.43						
0.90	10.60	7.57	6.71	6.06	5.54	4.69	3.85	2.87	2.08	1.38	0.64	0.45	0.43	0.43	0.43						
0.95	11.49	8.10	7.18	6.47	5.89	4.95	4.05	2.89	2.06	1.34	0.61	0.43	0.43	0.43	0.43						
1.00	12.37	8.72	7.65	6.86	6.25	5.22	4.23	2.97	2.09	1.32	0.59	0.43	0.43	0.43	0.43						
1.05	13.31	9.31	8.12	7.27	6.60	5.49	4.41	3.05	2.11	1.29	0.56	0.44	0.43	0.43	0.43						
1.10	14.28	9.91	8.62	7.69	6.97	5.76	4.59	3.13	2.13	1.27	0.54	0.44	0.43	0.43	0.43						
1.15	15.26	10.51	9.13	8.12	7.33	6.03	4.76	3.20	2.14	1.25	0.53	0.43	0.43	0.43	0.43						
1.20	16.29	11.14	9.65	8.56	7.71	6.29	4.93	3.25	2.15	1.23	0.51	0.43	0.43	0.43	0.43						
1.25	17.33	11.78	10.18	8.99	8.10	6.55	5.12	3.34	2.16	1.20	0.50	0.43	0.43	0.43	0.43						
1.30	18.43	12.41	10.70	9.44	8.46	6.94	5.29	3.40	2.16	1.18	0.48	0.43	0.43	0.43	0.43						
1.35	19.50	13.11	11.24	9.99	8.84	7.11	5.45	3.49	2.15	1.14	0.47	0.43	0.43	0.43	0.43						
1.40	20.66	13.78	11.78	10.35	9.23	7.37	5.52	3.59	2.15	1.11	0.47	0.43	0.43	0.43	0.43						
1.45	21.80	14.45	12.34	10.81	9.61	7.64	5.78	3.55	2.12	1.07	0.46	0.43	0.43	0.43	0.43						
1.50	23.00	15.17	12.89	11.28	10.01	7.89	5.75	3.59	2.12	1.04	0.45	0.43	0.43	0.43	0.43						

$$C_p = 40$$

C_p	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	0.95	0.99
0.05	1.21	1.17	1.16	1.15	1.14	1.12	1.11	1.08	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89						
0.10	1.46	1.27	1.24	1.21	1.20	1.16	1.23	1.18	1.13	1.08	0.99	0.93	0.88	0.85	0.82						
0.15	1.76	1.59	1.54	1.47	1.41	1.35	1.27	1.20	1.12	1.07	0.98	0.92	0.86	0.82	0.79						
0.20	2.10	1.85	1.77	1.71	1.66	1.58	1.49	1.37	1.27	1.16	0.97	0.85	0.77	0.72	0.65						
0.25	2.49	2.18	2.02	1.94	1.87	1.76	1.64	1.47	1.34	1.17	0.96	0.82	0.72	0.67	0.60						
0.30	2.92	2.44	2.30	2.18	2.10	1.94	1.79	1.57	1.40	1.22	0.94	0.78	0.68	0.63	0.56						
0.35	3.40	2.78	2.60	2.45	2.34	2.14	1.95	1.68	1.47	1.25	0.92	0.74	0.64	0.59	0.54						
0.40	3.92	3.15	2.92	2.74	2.60	2.36	2.11	1.78	1.53	1.27	0.90	0.71	0.60	0.56	0.52						
0.45	4.49	3.54	3.25	3.03	2.87	2.58	2.29	1.89	1.59	1.29	0.87	0.68	0.58	0.54	0.51						
0.50	5.10	3.96	3.61	3.35	3.15	2.80	2.46	2.00	1.65	1.20	0.84	0.64	0.55	0.53	0.51						
0.55	5.76	4.39	3.99	3.68	3.44	3.04	2.63	2.10	1.70	1.21	0.82	0.62	0.54	0.52	0.50						
0.60	6.45	4.85	4.38	4.03	3.75	3.29	2.81	2.21	1.76	1.32	0.79	0.59	0.52	0.51	0.50						
0.65	7.18	5.24	4.78	4.38	4.07	3.53	2.99	2.31	1.80	1.32	0.76	0.57	0.51	0.50	0.50						
0.70	7.95	5.84	5.21	4.75	4.39	3.78	3.18	2.41	1.85	1.32	0.73	0.55	0.51	0.50	0.50						
0.75	8.76	6.36	5.65	5.12	4.72	4.04	3.36	2.50	1.88	1.32	0.71	0.54	0.51	0.50	0.50						
0.80	9.62	6.90	6.11	5.58	5.06	4.30	3.55	2.60	1.91	1.30	0.69	0.53	0.50	0.50	0.50						
0.85	10.49	7.46	6.58	5.92	5.42	4.55	3.74	2.68	1.94	1.29	0.65	0.52	0.50	0.50	0.50						
0.90	11.41	8.05	7.06	6.34	5.77	4.82	3.92	2.76	1.97	1.27	0.63	0.51	0.50	0.50	0.50						
0.95	12.37	8.65	7.55	6.75	6.18	5.09	4.10	2.84	1.99	1.25	0.60	0.51	0.50	0.50	0.50						
1.00	13.36	9.25	8.05	7.18	6.50	5.27	4.27	2.92	2.00	1.23	0.59	0.50	0.50	0.50	0.50						
1.05	14.38	9.87	8.57	7.42	6.87	5.63	4.46	3.00	2.01	1.20	0.57	0.50	0.50	0.50	0.50						
1.10	15.43	10.52	9.10	8.05	7.35	5.91	4.69	3.06	2.01	1.18	0.56	0.50	0.50	0.50	0.50						
1.15	16.51	11.18	9.62	8.50	7.62	6.18	4.80	3.12	2.01	1.15	0.54	0.50	0.50	0.50	0.50						
1.20	17.62	11.85	10.17	8.96	8.01	6.45	4.96	3.16	2.01	1.11	0.53	0.50	0.50	0.50	0.50						
1.25	18.78	12.52	10.71	9.41	8.40	6.71	5.12	3.21	2.00	1.07	0.53	0.50	0.50	0.50	0.50						
1.30	19.94	13.22	11.27	9.88	8.79	6.96	5.29	3.25	1.99	1.04	0.52	0.50	0.50	0.50	0.50						
1.35	21.14	13.92	11.82	10.33	9.17	7.24	5.44	3.30	1.97	1.00	0.52	0.50	0.50	0.50	0.50						
1.40	22.38	14.64	12.40	10.80	9.55	7.50	5.59	3.32	1.94	0.96	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50						
1.45	23.65	15.37	12.99	11.21	9.95	7.77	5.74	3.36	1.91	0.93	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50						
1.50	24.91	16.10	13.57	11.72	10.34	8.02	5.88	3.38	1.88	0.90	0.51	0.50	0.50	0.50	0.50						

P (%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	98
C_v															
0.05	1.21	1.17	1.16	1.15	1.14	1.13	1.11	1.09	1.07	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89
0.10	1.48	1.38	1.35	1.33	1.30	1.27	1.23	1.18	1.13	1.08	0.99	0.92	0.88	0.85	0.80
0.15	1.81	1.62	1.57	1.53	1.49	1.43	1.36	1.27	1.20	1.12	0.98	0.89	0.82	0.79	0.73
0.20	2.19	1.91	1.82	1.75	1.70	1.60	1.51	1.38	1.27	1.15	0.97	0.85	0.77	0.74	0.68
0.25	2.63	2.22	2.10	2.00	1.93	1.80	1.66	1.43	1.24	1.18	0.95	0.81	0.74	0.69	0.65
0.30	3.12	2.57	2.40	2.27	2.17	2.00	1.82	1.58	1.40	1.21	0.93	0.78	0.69	0.66	0.62
0.35	3.68	2.95	2.74	2.57	2.44	2.21	1.99	1.69	1.46	1.23	0.90	0.75	0.67	0.64	0.61
0.40	4.28	3.36	3.09	2.88	2.72	2.44	2.16	1.80	1.52	1.24	0.88	0.72	0.64	0.62	0.60
0.45	4.94	3.81	3.47	3.22	3.01	2.68	2.34	1.90	1.56	1.25	0.85	0.69	0.62	0.61	0.60
0.50	5.65	4.28	3.87	3.57	3.32	2.92	2.52	2.00	1.62	1.26	0.82	0.67	0.61	0.60	0.60
0.55	6.40	4.77	4.28	3.93	3.65	3.17	2.71	2.11	1.67	1.26	0.79	0.65	0.61	0.60	0.60
0.60	7.21	5.29	4.72	4.31	3.98	3.43	2.89	2.20	1.71	1.25	0.77	0.63	0.61	0.60	0.60
0.65	8.07	5.83	5.18	4.71	4.32	3.69	3.08	2.30	1.73	1.24	0.74	0.62	0.60	0.60	0.60
0.70	8.96	6.40	5.66	5.10	4.68	3.95	3.26	2.38	1.76	1.22	0.71	0.62	0.60	0.60	0.60
0.75	9.90	7.00	6.14	5.52	5.02	4.22	3.44	2.46	1.79	1.20	0.68	0.61	0.60	0.60	0.60
0.80	10.89	7.60	6.64	5.94	5.40	4.50	3.61	2.54	1.80	1.18	0.67	0.61	0.60	0.60	0.60
0.85	11.91	8.22	7.16	6.48	5.77	4.76	3.80	2.61	1.81	1.15	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60
0.90	12.97	8.88	7.69	6.81	6.13	5.03	3.97	2.66	1.81	1.13	0.64	0.60	0.60	0.60	0.60
0.95	14.07	9.55	8.22	7.27	6.53	5.30	4.14	2.72	1.81	1.10	0.63	0.60	0.60	0.60	0.60
1.00	15.22	10.20	8.77	7.73	6.92	5.57	4.30	2.77	1.80	1.06	0.62	0.60	0.60	0.60	0.60
1.05	16.29	10.92	9.33	8.19	7.31	5.82	4.47	2.81	1.79	1.03	0.62	0.60	0.60	0.60	0.60
1.10	17.61	11.63	9.89	8.66	7.69	6.09	4.61	2.85	1.77	1.00	0.61	0.60	0.60	0.60	0.60
1.15	18.87	12.34	10.48	9.12	8.08	6.36	4.76	2.89	1.74	1.00	0.61	0.60	0.60	0.60	0.60
1.20	20.13	13.08	11.06	9.58	8.46	6.62	4.90	2.91	1.71	1.00	0.61	0.60	0.60	0.60	0.60
1.25	21.46	13.82	11.64	10.06	8.86	6.88	5.03	2.93	1.68	1.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60

P (%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	98
C_v															
0.05	1.22	1.18	1.16	1.15	1.14	1.13	1.11	1.09	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.93	0.91
0.10	1.51	1.40	1.36	1.34	1.31	1.28	1.24	1.18	1.12	1.08	0.99	0.92	0.88	0.86	0.81
0.15	1.86	1.66	1.60	1.55	1.51	1.45	1.38	1.28	1.20	1.12	0.98	0.89	0.83	0.81	0.76
0.20	2.28	1.96	1.86	1.79	1.73	1.63	1.52	1.38	1.27	1.15	0.96	0.85	0.78	0.75	0.71
0.25	2.77	2.31	2.16	2.06	1.98	1.83	1.69	1.48	1.33	1.17	0.94	0.82	0.75	0.72	0.69
0.30	3.33	2.69	2.50	2.36	2.24	2.05	1.86	1.59	1.40	1.19	0.92	0.78	0.72	0.69	0.67
0.35	3.95	3.11	2.87	2.68	2.53	2.28	2.03	1.69	1.45	1.21	0.89	0.76	0.70	0.68	0.65
0.40	4.63	3.57	3.25	3.02	2.83	2.52	2.21	1.80	1.50	1.22	0.86	0.73	0.69	0.67	0.65
0.45	5.39	4.06	3.66	3.38	3.15	2.77	2.39	1.90	1.54	1.22	0.82	0.71	0.69	0.67	0.65
0.50	6.18	4.58	4.10	3.76	3.48	3.02	2.58	2.00	1.59	1.21	0.80	0.69	0.67	0.67	0.65
0.55	7.03	5.12	4.56	4.16	3.83	3.28	2.76	2.09	1.62	1.20	0.78	0.69	0.67	0.67	0.65
0.60	7.94	5.70	5.04	4.56	4.18	3.55	2.94	2.18	1.65	1.18	0.75	0.68	0.67	0.67	0.65
0.65	8.90	6.30	5.53	4.97	4.54	3.82	3.12	2.25	1.66	1.16	0.73	0.68	0.67	0.67	0.65
0.70	9.92	6.92	6.05	5.41	4.91	4.09	3.20	2.33	1.67	1.12	0.71	0.67	0.67	0.67	0.65
0.75	10.98	7.56	6.57	5.85	5.29	4.36	3.47	2.39	1.68	1.10	0.70	0.67	0.67	0.67	0.65
0.80	12.08	8.22	7.11	6.30	5.67	4.63	3.64	2.44	1.67	1.07	0.69	0.67	0.67	0.67	0.65
0.85	13.24	8.91	7.66	6.76	6.06	4.89	3.80	2.49	1.66	1.06	0.68	0.67	0.67	0.67	0.65
0.90	14.43	9.61	8.22	7.22	6.45	5.16	3.96	2.53	1.65	1.00	0.68	0.67	0.67	0.67	0.65
0.95	15.68	10.32	8.80	7.68	6.83	5.42	4.10	2.56	1.62	0.96	0.67	0.67	0.67	0.67	0.65
1.00	16.94	11.07	9.38	8.15	7.22	5.68	4.25	2.59	1.59	0.92	0.67	0.67	0.67	0.67	0.65
1.05	18.27	11.82	9.97	8.62	7.62	5.94	4.38	2.61	1.56	0.89	0.67	0.67	0.67	0.67	0.65

Phụ lục 4 -- Bảng tra hệ số mô-đun K_p của đường thân suất Kriek -- Menken
(1) $C_s = C_v$

P(%) C_v	0.001	0.01	0.03	0.05	0.1	0.3	0.5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.5	99.7	99.9
0.1	1.44	1.40	1.36	1.34	1.32	1.29	1.27	1.24	1.19	1.17	1.13	1.08	1.06	1.05	1.02	1.00	0.97	0.95	0.93	0.91	0.88	0.84	0.82	0.78	0.76	0.74	0.70
0.2	1.94	1.81	1.74	1.71	1.67	1.59	1.55	1.49	1.39	1.34	1.26	1.17	1.13	1.10	1.04	0.99	0.94	0.89	0.85	0.83	0.75	0.68	0.64	0.57	0.53	0.50	0.45
0.3	2.46	2.25	2.15	2.11	2.03	1.90	1.84	1.75	1.59	1.52	1.39	1.25	1.19	1.15	1.06	0.99	0.90	0.83	0.78	0.74	0.63	0.53	0.48	0.38	0.34	0.31	0.25
0.4	2.97	2.70	2.56	2.49	2.39	2.23	2.15	2.03	1.81	1.70	1.53	1.34	1.26	1.20	1.08	0.97	0.87	0.77	0.71	0.65	0.50	0.38	0.33	0.23	0.18	0.15	0.11
0.5	3.47	3.15	2.97	2.89	2.77	2.55	2.45	2.31	2.03	1.90	1.68	1.42	1.33	1.24	1.09	0.96	0.83	0.70	0.62	0.55	0.38	0.26	0.21	0.12	0.09	0.07	0.04
0.6	3.95	3.57	3.37	3.27	3.14	2.89	2.76	2.59	2.27	2.10	1.83	1.51	1.41	1.29	1.10	0.93	0.79	0.62	0.53	0.45	0.26	0.15	0.11	0.05	0.03	0.02	0.01
0.7	4.35	3.94	3.74	3.62	3.48	3.21	3.06	2.87	2.51	2.31	1.99	1.59	1.47	1.34	1.10	0.89	0.71	0.51	0.42	0.35	0.17	0.08	0.05	0.01	0.00	0.00	0.00
0.8	4.72	4.31	4.11	3.98	3.82	3.53	3.37	3.15	2.75	2.52	2.16	1.69	1.52	1.38	1.10	0.83	0.61	0.41	0.31	0.24	0.09	0.04	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
0.9	5.02	4.63	4.43	4.30	4.13	3.85	3.68	3.45	3.02	2.76	2.35	1.78	1.58	1.40	1.05	0.76	0.51	0.30	0.21	0.15	0.04	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.0	5.30	4.91	4.72	4.60	4.44	4.17	4.00	3.78	3.32	3.04	2.57	1.88	1.62	1.39	0.99	0.67	0.40	0.21	0.14	0.09	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(2) $C_s = 1.5 C_v$

P(%) C_v	0.001	0.01	0.03	0.05	0.1	0.3	0.5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.5	99.7	99.9
0.1	1.4	1.39	1.36	1.35	1.33	1.28	1.27	1.24	1.19	1.17	1.13	1.10	1.07	1.05	1.03	1.00	0.97	0.95	0.93	0.91	0.87	0.84	0.82	0.78	0.76	0.74	0.72
0.2	2.01	1.86	1.79	1.75	1.70	1.61	1.57	1.51	1.40	1.34	1.26	1.17	1.13	1.10	1.01	0.99	0.94	0.89	0.86	0.83	0.75	0.69	0.65	0.58	0.55	0.52	0.47
0.3	2.63	2.39	2.25	2.19	2.11	1.96	1.90	1.79	1.62	1.53	1.40	1.25	1.19	1.14	1.07	0.98	0.90	0.83	0.78	0.74	0.63	0.55	0.50	0.41	0.36	0.33	0.28
0.4	3.20	2.94	2.75	2.67	2.54	2.34	2.24	2.09	1.85	1.72	1.54	1.32	1.25	1.18	1.06	0.96	0.86	0.76	0.71	0.65	0.52	0.42	0.36	0.27	0.22	0.20	0.15
0.5	4.02	3.55	3.31	3.17	3.02	2.74	2.60	2.41	2.10	1.92	1.69	1.41	1.30	1.20	1.06	0.93	0.81	0.69	0.63	0.57	0.41	0.31	0.25	0.16	0.12	0.11	0.07
0.6	4.82	4.20	3.89	3.74	3.53	3.17	3.00	2.76	2.34	2.13	1.82	1.48	1.35	1.24	1.06	0.96	0.76	0.62	0.55	0.47	0.31	0.21	0.15	0.08	0.06	0.04	0.02
0.7	5.62	4.87	4.52	4.32	4.05	3.62	3.42	3.11	2.61	2.35	1.96	1.55	1.40	1.26	1.05	0.86	0.70	0.55	0.46	0.39	0.22	0.14	0.09	0.04	0.02	0.02	0.00
0.8	6.46	5.59	5.14	4.93	4.60	4.08	3.85	3.49	2.87	2.56	2.11	1.61	1.43	1.28	1.03	0.81	0.63	0.46	0.38	0.31	0.15	0.08	0.04	0.02	0.01	0.00	0.00
0.9	7.38	6.37	5.83	5.58	5.21	4.61	4.32	3.90	3.17	2.80	2.27	1.67	1.46	1.30	1.00	0.76	0.56	0.38	0.30	0.23	0.09	0.04	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00
1.0	8.37	7.19	6.54	6.25	5.82	5.15	4.79	4.31	3.47	3.05	2.42	1.72	1.49	1.29	0.95	0.70	0.48	0.30	0.22	0.16	0.05	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
1.1	9.32	8.01	7.32	6.95	6.58	5.70	5.30	4.73	3.80	3.28	2.56	1.75	1.48	1.26	0.90	0.62	0.40	0.23	0.16	0.11	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.2	10.20	8.82	8.11	7.68	7.12	6.23	5.81	5.16	4.10	3.54	2.70	1.77	1.47	1.25	0.84	0.54	0.34	0.17	0.11	0.07	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(3) $C_s = 2 C_v$

0.1	1.49	1.42	1.38	1.35	1.34	1.30	1.28	1.25	1.20	1.17	1.13	1.08	1.07	1.05	1.02	1.00	0.97	0.95	0.93	0.92	0.87	0.84	0.82	0.78	0.76	0.75	0.72
0.2	2.09	1.92	1.83	1.79	1.73	1.64	1.59	1.52	1.41	1.35	1.23	1.16	1.13	1.09	1.04	0.99	0.91	0.89	0.86	0.83	0.75	0.70	0.66	0.59	0.56	0.54	0.49
0.3	2.82	2.51	2.36	2.29	2.19	2.02	1.94	1.8	1.64	1.54	1.40	1.24	1.18	1.13	1.05	0.97	0.90	0.82	0.78	0.75	0.64	0.56	0.52	0.44	0.40	0.37	0.32
0.4	3.68	3.20	2.95	2.85	2.70	2.45	2.33	2.16	1.88	1.74	1.53	1.31	1.23	1.17	1.05	0.95	0.85	0.76	0.71	0.66	0.53	0.45	0.39	0.31	0.27	0.24	0.19
0.5	4.67	3.98	3.64	3.48	3.27	2.91	2.74	2.51	2.13	1.94	1.67	1.38	1.28	1.19	1.04	0.92	0.80	0.69	0.61	0.57	0.44	0.34	0.29	0.21	0.17	0.15	0.11
0.6	5.78	4.85	4.39	4.18	3.89	3.42	3.26	2.89	2.39	2.15	1.81	1.44	1.31	1.21	1.03	0.88	0.75	0.62	0.56	0.49	0.35	0.25	0.20	0.13	0.10	0.08	0.05
0.7	7.03	5.81	5.22	4.95	4.57	3.96	3.68	3.29	2.66	2.36	1.94	1.49	1.34	1.22	1.01	0.84	0.69	0.55	0.49	0.42	0.27	0.18	0.14	0.08	0.05	0.04	0.02
0.8	8.40	6.85	6.11	5.77	5.30	4.55	4.19	3.71	2.94	2.57	2.06	1.54	1.37	1.22	0.99	0.80	0.63	0.49	0.42	0.35	0.21	0.13	0.09	0.04	0.03	0.02	0.01
0.9	9.89	7.89	7.08	6.66	6.08	5.16	4.73	4.15	3.22	2.78	2.19	1.58	1.38	1.22	0.96	0.75	0.57	0.42	0.35	0.28	0.15	0.08	0.05	0.02	0.01	0.01	0.00
1.0	11.51	9.21	8.11	7.60	6.91	5.81	5.30	4.61	3.51	3.00	2.0	1.61	1.39	1.20	0.92	0.69	0.51	0.36	0.29	0.22	0.11	0.05	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00
1.1	13.23	10.48	9.17	8.61	7.76	6.47	5.88	5.06	3.79	3.21	2.41	1.62	1.37	1.18	0.87	0.64	0.45	0.31	0.24	0.17	0.07	0.03	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00
1.2	15.10	11.80	10.26	9.65	8.65	7.10	6.50	5.50	4.05	3.45	2.50	1.62	1.34	1.13	0.81	0.58	0.40	0.26	0.19	0.13	0.05	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00

(4) $C_s = 3 C_v$

P(%) C _v	0.001		0.01	0.03	0.05	0.1	0.3	0.5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.5	99.7	99.9
0.1	1.50	1.42	1.39	1.36	1.35	1.31	1.29	1.25	1.21	1.17	1.14	1.09	1.07	1.05	1.02	0.99	0.97	0.94	0.93	0.91	0.87	0.84	0.83	0.79	0.77	0.76	0.73	
0.2	2.28	2.06	1.99	1.88	1.80	1.69	1.63	1.55	1.42	1.36	1.26	1.16	1.12	1.09	1.03	0.98	0.93	0.88	0.86	0.83	0.76	0.71	0.68	0.62	0.59	0.57	0.53	
0.3	3.35	2.86	2.62	2.50	2.36	2.12	2.02	1.88	1.67	1.54	1.39	1.23	1.17	1.12	1.03	0.96	0.89	0.82	0.79	0.75	0.66	0.59	0.55	0.48	0.45	0.43	0.38	
0.4	4.69	3.78	3.41	3.23	3.00	2.64	2.48	2.25	1.91	1.75	1.52	1.29	1.21	1.14	1.03	0.93	0.84	0.76	0.72	0.67	0.57	0.49	0.45	0.37	0.34*	0.31	0.27	
0.5	6.30	5.00	4.3	4.10	3.75	3.22	3.00	2.66	2.17	1.94	1.63	1.33	1.23	1.15	1.01	0.90	0.79	0.70	0.65	0.60	0.48	0.41	0.36	0.29	0.25	0.23	0.19	
0.6	8.21	6.28	5.48	5.06	4.58	3.82	3.50	3.07	2.42	2.14	1.76	1.38	1.26	1.15	1.00	0.86	0.74	0.64	0.58	0.53	0.41	0.33	0.28	0.21	0.18	0.16	0.13	
0.7	10.42	7.70	6.59	6.07	5.43	4.44	4.00	3.49	2.70	2.35	1.87	1.42	1.27	1.16	0.97	0.82	0.69	0.58	0.52	0.47	0.34	0.26	0.22	0.16	0.12	0.12	0.09	
0.8	12.86	9.21	7.74	7.11	6.31	5.11	4.58	3.92	2.94	2.51	1.97	1.45	1.29	1.15	0.95	0.78	0.65	0.53	0.47	0.41	0.29	0.21	0.17	0.12	0.09	0.08	0.06	
0.9	15.52	11.00	9.14	8.32	7.33	5.84	5.21	4.40	3.22	2.70	2.09	1.47	1.28	1.14	0.91	0.74	0.60	0.47	0.41	0.36	0.24	0.17	0.13	0.08	0.06	0.05	0.03	
1.0	18.28	12.89	10.64	9.66	8.43	6.62	5.85	4.80	3.47	2.89	2.15	1.49	1.28	1.13	0.88	0.70	0.55	0.42	0.36	0.31	0.19	0.13	0.10	0.06	0.04	0.03	0.02	
1.1	21.30	14.65	12.24	11.02	9.54	7.40	6.50	5.37	3.74	3.05	2.24	1.49	1.27	1.11	0.85	0.66	0.50	0.37	0.31	0.26	0.16	0.10	0.07	0.04	0.03	0.02	0.01	
1.2	24.60	16.86	13.83	12.43	10.68	8.21	7.16	5.85	3.99	3.23	2.31	1.50	1.27	1.08	0.81	0.61	0.46	0.33	0.27	0.22	0.12	0.07	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	

$$(5) C_2 = 4C_1$$

0.1	1.58	1.51	1.45	1.40	1.38	1.34	1.30	1.25	1.19	1.17	1.11	1.08	1.06	1.05	1.02	0.99	0.97	0.94	0.93	0.91	0.88	0.85	0.83	0.80	0.78	0.77	0.75
0.2	2.50	2.20	2.05	1.97	1.87	1.73	1.67	1.58	1.43	1.36	1.26	1.15	1.11	1.08	1.03	0.98	0.93	0.88	0.86	0.83	0.77	0.72	0.69	0.64	0.61	0.60	0.56
0.3	3.82	3.15	2.87	2.72	2.53	2.23	2.10	1.94	1.67	1.55	1.38	1.21	1.15	1.10	1.02	0.95	0.89	0.82	0.79	0.75	0.67	0.61	0.58	0.52	0.49	0.47	0.43
0.4	5.60	4.35	3.85	3.60	3.29	2.81	2.60	2.34	1.92	1.75	1.51	1.26	1.19	1.12	1.01	0.92	0.84	0.76	0.72	0.68	0.59	0.52	0.48	0.42	0.39	0.37	0.33
0.5	8.10	6.90	5.05	4.70	4.20	3.45	3.13	2.77	2.18	1.93	1.61	1.31	1.21	1.13	0.99	0.89	0.79	0.71	0.66	0.61	0.51	0.44	0.40	0.34	0.30	0.29	0.25
0.6	11.00	7.70	6.35	5.75	5.07	4.09	3.69	3.17	2.44	2.11	1.72	1.34	1.23	1.13	0.97	0.85	0.75	0.65	0.60	0.55	0.44	0.37	0.33	0.27	0.24	0.22	0.19
0.7	14.20	9.57	7.81	7.00	6.05	4.76	4.25	3.59	2.67	2.28	1.82	1.37	1.23	1.12	0.95	0.82	0.70	0.60	0.55	0.50	0.38	0.32	0.27	0.22	0.19	0.17	0.14
0.8	17.50	11.40	9.15	8.20	7.02	5.46	4.81	4.01	2.90	2.45	1.90	1.40	1.24	1.12	0.93	0.78	0.66	0.55	0.50	0.45	0.33	0.26	0.23	0.17	0.15	0.13	0.10
0.9	20.60	13.55	10.70	9.46	8.12	6.18	5.38	4.43	3.12	2.60	2.00	1.41	1.25	1.10	0.90	0.75	0.62	0.50	0.45	0.40	0.29	0.22	0.18	0.14	0.11	0.10	0.08
1.0	24.00	15.60	12.25	10.90	9.25	6.94	6.02	4.96	3.35	2.77	2.05	1.42	1.24	1.09	0.87	0.71	0.57	0.46	0.40	0.36	0.25	0.18	0.15	0.11	0.08	0.07	0.05
1.1	27.50	17.65	13.70	12.10	10.42	7.71	6.65	5.35	3.60	2.92	2.12	1.43	1.24	1.07	0.85	0.67	0.53	0.42	0.37	0.31	0.21	0.15	0.12	0.08	0.06	0.05	0.04
1.2	32.90	20.71	15.99	13.99	11.65	8.53	7.31	5.82	3.84	3.07	2.18	1.43	1.22	1.06	0.81	0.63	0.49	0.38	0.32	0.27	0.18	0.12	0.10	0.06	0.05	0.04	0.03

(6) $C_5 = 5C_4$

F(%) C ₁	0.001	0.01	0.03	0.05	0.1	0.3	0.5	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.5	99.7	99.9
0.1	1.67	1.54	1.47	1.43	1.40	1.34	1.31	1.27	1.20	1.17	1.13	1.08	1.06	1.05	1.02	0.99	0.97	0.94	0.93	0.91	0.88	0.84	0.82	0.78	0.76	0.75	0.73
0.2	2.75	2.34	2.15	2.06	1.95	1.78	1.70	1.61	1.44	1.36	1.26	1.15	1.11	1.08	1.02	0.97	0.93	0.88	0.86	0.83	0.77	0.73	0.70	0.66	0.63	0.62	0.59
0.3	4.38	3.43	3.07	2.87	2.66	2.31	2.16	1.98	1.67	1.55	1.37	1.21	1.15	1.09	1.01	0.94	0.88	0.82	0.79	0.75	0.68	0.63	0.60	0.55	0.52	0.51	0.47
0.4	6.87	4.91	4.23	3.90	3.51	2.92	2.69	2.38	1.93	1.74	1.49	1.25	1.17	1.10	1.00	0.92	0.84	0.77	0.73	0.69	0.61	0.55	0.51	0.45	0.42	0.41	0.37
0.5	9.90	6.65	5.50	5.05	4.44	3.52	3.21	2.79	2.17	1.90	1.60	1.30	1.20	1.10	0.98	0.88	0.79	0.71	0.67	0.63	0.53	0.47	0.43	0.37	0.34	0.32	0.29
0.6	13.35	8.70	6.95	6.24	5.40	4.22	3.77	3.21	2.42	2.08	1.70	1.32	1.20	1.11	0.77	0.85	0.75	0.66	0.62	0.57	0.47	0.40	0.36	0.31	0.28	0.26	0.23
0.7	17.05	10.70	8.43	7.51	6.43	4.91	4.34	3.65	2.62	2.22	1.79	1.34	1.20	1.10	0.94	0.82	0.71	0.61	0.56	0.52	0.41	0.34	0.31	0.25	0.23	0.21	0.18
0.8	21.15	12.71	9.96	8.82	7.54	5.69	4.93	4.06	2.88	2.41	1.86	1.36	1.22	1.10	0.92	0.78	0.67	0.56	0.51	0.47	0.36	0.29	0.26	0.20	0.18	0.16	0.14
0.9	25.30	15.05	11.60	10.25	8.64	6.41	5.52	4.50	3.10	2.54	1.94	1.36	1.22	1.09	0.90	0.75	0.63	0.52	0.47	0.42	0.32	0.25	0.22	0.16	0.14	0.12	0.10
1.0	28.50	17.41	13.34	11.71	9.83	7.15	6.17	4.94	3.33	2.71	2.06	1.39	1.22	1.08	0.87	0.71	0.58	0.48	0.42	0.37	0.27	0.21	0.18	0.13	0.11	0.10	0.08
1.1	33.80	20.00	15.20	13.25	10.96	7.90	6.85	5.33	3.52	2.85	2.05	1.40	1.20	1.06	0.84	0.68	0.55	0.44	0.39	0.34	0.24	0.18	0.15	0.10	0.09	0.08	0.06
1.2	38.20	22.71	17.17	14.81	12.14	8.63	7.35	5.75	3.75	2.98	2.11	1.41	1.20	1.04	0.81	0.65	0.51	0.41	0.36	0.31	0.21	0.15	0.12	0.08	0.07	0.06	0.04

(7) $C_8 = 6C_v$

0.1	1.80	1.60	1.52	1.47	1.41	1.35	1.32	1.29	1.21	1.18	1.14	1.08	1.07	1.01	1.02	0.99	0.96	0.94	0.93	0.91	0.88	0.85	0.83	0.80	0.78	0.76	0.75
0.2	3.02	2.48	2.25	2.15	2.02	1.83	1.74	1.63	1.45	1.37	1.26	1.14	1.10	1.07	1.02	0.97	0.92	0.88	0.86	0.84	0.78	0.74	0.72	0.67	0.65	0.61	0.61
0.3	5.20	3.75	3.25	3.05	2.80	2.38	2.22	2.01	1.68	1.55	1.37	1.19	1.13	1.08	1.01	0.94	0.88	0.83	0.80	0.77	0.70	0.65	0.62	0.57	0.55	0.53	0.50
0.4	8.10	5.48	4.54	4.15	3.68	2.98	2.73	2.40	1.92	1.73	1.47	1.23	1.16	1.10	0.99	0.91	0.84	0.77	0.71	0.70	0.62	0.56	0.53	0.48	0.45	0.43	0.40
0.5	11.50	7.30	5.90	5.25	4.58	3.64	3.26	2.81	2.14	1.89	1.56	1.27	1.18	1.10	0.98	0.88	0.80	0.72	0.68	0.61	0.55	0.49	0.46	0.40	0.37	0.36	0.33
0.6	15.30	9.30	7.37	6.57	5.54	4.31	3.82	3.22	2.38	2.05	1.66	1.30	1.19	1.10	0.96	0.85	0.76	0.67	0.63	0.58	0.49	0.43	0.39	0.33	0.31	0.29	0.26
0.7	19.30	11.50	8.90	7.85	6.57	5.00	4.38	3.63	2.60	2.20	1.73	1.32	1.20	1.10	0.94	0.82	0.72	0.63	0.58	0.53	0.43	0.37	0.33	0.28	0.25	0.21	0.21
0.8	23.80	13.80	10.53	9.26	7.63	5.66	4.93	4.03	2.82	2.36	1.82	1.34	1.21	1.09	0.92	0.79	0.68	0.58	0.53	0.48	0.38	0.32	0.28	0.23	0.20	0.19	0.16
0.9	28.00	16.40	12.30	10.70	8.79	6.38	5.51	4.44	3.04	2.81	1.90	1.36	1.20	1.08	0.89	0.75	0.64	0.54	0.49	0.44	0.33	0.27	0.24	0.19	0.17	0.15	0.12
1.0	32.20	18.90	14.10	12.10	10.00	7.16	6.11	4.86	3.26	2.66	1.96	1.37	1.20	1.07	0.87	0.72	0.60	0.49	0.44	0.39	0.29	0.23	0.20	0.15	0.13	0.12	0.09
1.1	36.70	21.50	16.00	13.70	11.18	7.91	6.71	5.27	3.46	2.80	2.03	1.37	1.20	1.05	0.85	0.68	0.56	0.45	0.40	0.35	0.26	0.20	0.17	0.12	0.10	0.09	0.08
1.2	41.50	24.00	17.80	15.40	12.39	8.67	7.31	5.69	3.67	2.90	2.08	1.38	1.19	1.04	0.82	0.66	0.53	0.42	0.37	0.32	0.22	0.17	0.14	0.10	0.08	0.07	0.06

MỤC LỤC

	Trang
Chương I - Tổng luận	2
✓ 1-1. Tài nguyên nước và vấn đề sử dụng tài nguyên nước	4
1-2. Nhiệm vụ và nội dung của môn học thủy văn công trình	5
1-3. Đặc điểm của hiện tượng thủy văn và phương pháp nghiên cứu	8
1-4. Vài nét về lịch sử phát triển của thủy văn học	11
PHẦN I - TÍNH TOÁN THỦY VĂN	
Chương II - Đại cương về sông ngòi và sự hình thành dòng chảy sông ngòi	1.
2-1. Hệ thống sông ngòi	12
2-2. Lưu vực sông và các đặc trưng sông ngòi lưu vực	13
2-3. Sự hình thành dòng chảy sông ngòi	16
2-4. Khái niệm về chế độ dòng chảy sông ngòi và sự hình thành các pha dòng chảy	21
2-5. Các nhân tố khí hậu chính ảnh hưởng đến dòng chảy sông ngòi	23
2-6. Phương trình cân bằng nước	35
2-7. Dòng chảy năm	38
2-8. Dòng chảy lũ và sự hình thành dòng chảy lũ	42
Chương III - Phương pháp thống kê xác suất trong thủy văn	54
3-1. Khái niệm chung	54
3-2. Biến cố ngẫu nhiên và xác suất	55
3-3. Đại lượng ngẫu nhiên và luật phân phối xác suất của đại lượng ngẫu nhiên	60
3-4. Những số đặc trưng thống kê của đại lượng ngẫu nhiên	63
3-5. Khái niệm về thống kê toán, mẫu và tổng thể	67
✓ 3-6. Phương pháp vẽ đường tần suất thường dùng trong thủy văn	69
✓ 3-7. Phân tích tương quan	78

Chương IV - Mô hình hoá dòng chảy	87
4-1. Phân loại mô hình dòng chảy	87
4-2. Những nguyên lý chung trong việc xây dựng mô hình "Hộp đen" - Lớp mô hình tuyến tính dùng	91
4-3. Nguyên lý chung trong việc xây dựng mô hình "Quan niệm" dòng chảy	105
4-4. Giới thiệu một mô hình quan niệm thường dùng - Mô hình T/ NK	110
4-5. Mô hình hoá chuỗi dòng chảy	125
Chương V - Tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế	132
5-1. Các đặc trưng thủy văn thiết kế, nội dung và phương pháp nghiên cứu	132
5-2. Tính toán dòng chảy năm thiết kế	136
5-3. Xác định phân phối dòng chảy năm thiết kế	145
5-4. Tính toán dòng chảy lũ thiết kế	153
✓ 5-5. Tính toán dòng chảy kiệt thiết kế	196
5-6. Tính toán mưa tưới thiết kế	198
5-7. Tính toán mưa tiêu thiết kế (MTTK)	200
5-8. Tính toán bốc hơi thiết kế	204
5-9. Tính toán dòng chảy rắn và lượng bồi lắng trong kho nước	207
Chương VI- Thu thập số liệu thủy văn	213
6-1. Mạng lưới trạm thủy văn	213
6-2. Phương pháp đo và tính số liệu mực nước	215
6-3. Phương pháp đo và tính lưu lượng nước thực đo	218
6-4. Chính lý số liệu lưu lượng nước	223
6-5. Phương pháp đo và tính lưu lượng bùn cát thực đo	230
6-6. Chính lý số liệu bùn cát lơ lửng	233
6-7. Phương pháp đo và tính độ mặn của nước sông vùng ven biển	235
Chương VII - Tính toán thủy văn vùng sông ảnh hưởng thủy triều	238
7-1. Một số kiến thức về thủy triều	238
7-2. Chế độ thủy văn vùng sông ảnh hưởng triều	246
7-3. Một số quy luật động học ở vùng sông ảnh hưởng thủy triều	257
7-4. Tính toán các đặc trưng thủy văn thiết kế vùng cửa sông ven biển	271

PHẦN THU HAI

Tính toán điều tiết dòng chảy	289
Chương IIX - Kho nước và điều tiết dòng chảy bằng kho nước	289
8-1. Kho nước và điều tiết dòng chảy	289
8-2. Nguyên lý điều tiết dòng chảy bằng kho nước	295
8-3. Các thành phần của dung tích kho nước và nguyên tắc chọn	299
8-4. Tần suất đảm bảo cấp nước	303
8-5. Tài liệu cơ bản dùng trong tính toán kho nước	304
Chương IX- Tính toán kho nước điều tiết dài hạn	306
9-1. Một số khái niệm cơ bản, giới hạn nghiên cứu, nội dung và cơ sở của các phương pháp tính toán	306
9-2. Tính toán điều tiết theo phương pháp lập bảng	309
9-3. Tính toán điều tiết theo phương pháp đồ giải	318
9-4. Tính toán điều tiết nhiều năm bằng phương pháp thống kê	343
Chương X - Tính toán điều tiết lũ	343
10-1. Các biện pháp phòng chống lũ	349
10-2. Các bài toán chung của điều tiết lũ	345
10-3. Kho nước phòng lũ và điều tiết lũ bằng kho nước	346
10-4. Nguyên lý cơ bản của điều tiết lũ bằng kho nước và dạng đường xả lũ	349
10-5. Các phương pháp thường dùng trong tính toán điều tiết lũ bằng kho nước	355
Chương XI - Điều phối kho nước	368
11-1. Điều phối kho nước	368
11-2. Xây dựng biểu đồ điều phối kho nước điều tiết mùa	371
11-3. Xây dựng biểu đồ điều phối cho kho nước điều tiết nhiều năm	376
11-4. Điều khiển trong quản lý kho nước	377
Chương XII - Phương pháp tính toán điều tiết cho hệ thống kho nước	382
12-1. Những khái niệm cơ bản	382
12-2. Phương pháp tính toán điều tiết cho hệ thống kho nước	385
Phần phụ lục	408