

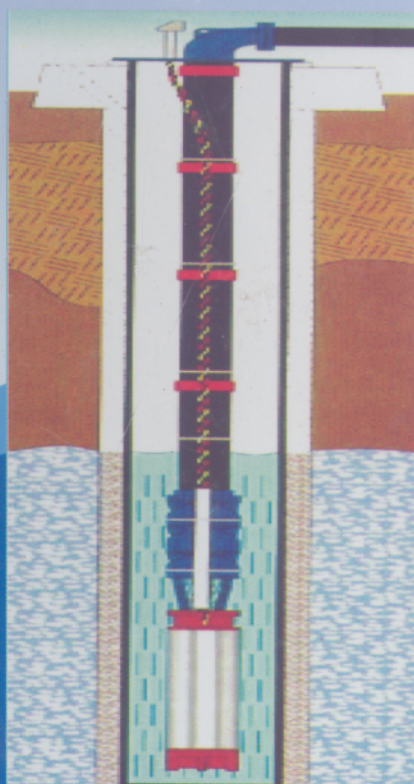
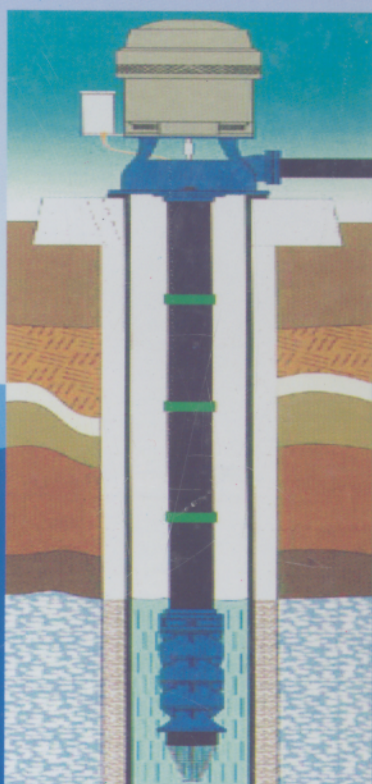
TS. NGUYỄN THU HIỀN (Chủ biên)
TS. HỒ VIỆT HÙNG - TS. TRỊNH MINH THỤ

Giáo trình

PHÁT TRIỂN VÀ QUẢN LÝ TÀI NGUYÊN NƯỚC NGẦM

DỰ ÁN TĂNG CƯỜNG NĂNG LỰC ĐÀO TẠO CHO TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI
CỦA CHÍNH PHỦ ĐAN MẠCH - DANIDA

WRU/SCB



NHÀ XUẤT BẢN GIÁO DỤC

TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI

TS. NGUYỄN THU HIỀN (Chủ biên)
TS. HỒ VIỆT HÙNG - TS. TRỊNH MINH THỤ

GIÁO TRÌNH
PHÁT TRIỂN VÀ QUẢN LÝ
TÀI NGUYÊN NƯỚC NGẦM

(Dự án Tăng cường Năng lực Đào tạo cho Trường Đại học Thủy lợi
của Chính phủ Đan Mạch - DANIDA)

NHÀ XUẤT BẢN GIÁO DỤC

©Bản quyền thuộc HEVOBCO – Nhà xuất bản Giáo dục

Không được sao chép, tái bản, từng phần hay toàn bộ quyển sách này bằng bất cứ phương thức sao chép nào, cơ học hay điện tử, khi chưa được sự cho phép bằng văn bản của HEVOBCO – Nhà xuất bản Giáo dục.

HEVOBCO – Nhà xuất bản Giáo dục, 25 Hàn Thuyên, Hà Nội, Việt Nam

900–2007/CXB/4–2000/GD

Mã số: 7K734M7–DAI

LỜI NÓI ĐẦU

Nước ngầm là nguồn nước ngọt sẵn có lớn nhất trên trái đất; nó khá ổn định và có trữ lượng vượt xa so với nguồn nước mặt từ sông, suối, hồ, ao. Hiện nay, do sự phát triển của các ngành kinh tế và vấn đề bùng nổ dân số, nhu cầu dùng nước tăng lên không ngừng, mâu thuẫn giữa khả năng cung cấp nước và nhu cầu dùng nước ngày càng gay gắt cả về số lượng và chất lượng. Vì vậy, nước ngầm lại càng trở nên gần gũi và quan trọng hơn đối với cuộc sống con người. Tuy nhiên, việc nghiên cứu các vấn đề liên quan đến sự vận động của nước ngầm, và đặc biệt là việc phát triển và quản lý nguồn tài nguyên nước ngầm, mới chỉ được quan tâm đến trong những năm gần đây. Để đáp ứng nhu cầu thiết thực cho việc nghiên cứu về lĩnh vực này, cuốn **Giáo trình Phát triển và Quản lý Tài nguyên nước ngầm** đã được đề xuất trong khuôn khổ Tiểu Hợp phần 1.3: "Hỗ trợ Tăng cường Năng lực Đào tạo cho Trường Đại học Thủy lợi", thuộc Dự án Hỗ trợ Ngành Nước (WaterSPS) của DANIDA, để đưa vào chương trình đào tạo cao học ngành kỹ thuật tài nguyên nước và ngành cấp thoát nước.

Mục đích của cuốn Giáo trình là cung cấp cho sinh viên các kiến thức tổng quan về quy luật vận động và truyền chất của nước dưới đất, về thủy lực giếng và cách xác định các thông số, về ứng dụng mô hình toán nước ngầm, kỹ thuật phân tích, về đánh giá trữ lượng cũng như chất lượng nước ngầm và việc áp dụng chúng trong thực tế, với các thông tin cập nhật nhất liên quan đến vấn đề phát triển và quản lý nước ngầm.

Nội dung chủ yếu của Giáo trình gồm 5 chương:

Chương 1: Cơ sở vận động và truyền chất trong nước ngầm

Chương 2: Vận động của nước ngầm tới lỗ khoan và phương pháp xác định các thông số của tầng chứa nước

Chương 3: Điều tra đánh giá nước ngầm

Chương 4: Mô hình toán nước ngầm

Chương 5: Quản lý nước ngầm

Đề cương Giáo trình được xây dựng với sự tư vấn và phối hợp của các chuyên gia tư vấn thuộc Dự án, còn Giáo trình được các giảng viên Trường Đại học Thủy lợi biên soạn, do TS. Nguyễn Thu Hiền làm chủ biên. Chương 1, 3 và 4 do TS. Nguyễn Thu Hiền viết, Chương 2 do TS. Trịnh Minh Thụ viết và Chương 5 do TS. Hồ Việt Hùng viết.

Trong quá trình biên soạn, chúng tôi đã tham khảo các tài liệu trong và ngoài nước, trong đó chủ yếu là các tài liệu nước ngoài liên quan đến lĩnh vực thủy văn nước ngầm, địa chất thủy văn, ô nhiễm nước ngầm và mô hình toán nước ngầm cập nhật nhất hiện nay với phương châm cố gắng giới thiệu được những nội dung cần thiết và mới, tiếp cận với quốc tế và thích ứng với điều kiện Việt Nam.

Chúng tôi xin bày tỏ sự cảm ơn đặc biệt tới TS. Roger Chenevey, cố vấn trưởng Tiểu Hợp phần 1.3; tới GS.TS. Gupta, chuyên gia tư vấn quốc tế, về việc xây dựng đề cương Giáo trình; và tới PGS. TS. Đoàn Văn Cảnh, chuyên gia tư vấn trong nước, về xây dựng đề cương và sự giúp đỡ, tư vấn nhiệt tình, đặc biệt là sự cung cấp các thông tin quý giá về thăm dò và đánh giá trữ lượng nước ngầm ở Việt Nam của ông.

Chúng tôi xin bày tỏ sự cảm ơn chân thành tới PGS. TS. Phạm Quý Nhân, chuyên gia phản biện của Giáo trình, đã có những ý kiến đóng góp quý báu đảm bảo chất lượng cho Giáo trình.

Chúng tôi xin cảm ơn tập thể giảng viên Bộ môn Thủy lực cũng như Khoa Kỹ thuật Tài nguyên Nước, Trường Đại học Thủy lợi đã giúp đỡ chúng tôi trong quá trình biên soạn.

Sự hoàn thành của cuốn giáo trình này cũng không thể thiếu sự quan tâm, chỉ đạo, động viên và tạo điều kiện thuận lợi của Ban Giám hiệu Trường Đại học Thủy lợi và Văn phòng Dự án Hỗ trợ Ngành Nước (WaterSPS) của DANIDA. Chúng tôi xin chân thành cảm ơn.

Do Giáo trình xuất bản lần đầu, thời gian có hạn, nên không thể tránh khỏi những sai sót và chưa thực sự hoàn chỉnh. Chúng tôi rất mong nhận được ý kiến phê bình đóng góp của các bạn đọc. Mọi ý kiến xin gửi về: Bộ môn Thủy lực, Trường Đại học Thủy lợi, 175 Tây Sơn, Đống Đa, Hà Nội.

Chúng tôi xin chân thành cảm ơn.

CÁC TÁC GIẢ

MỤC LỤC

Lời nói đầu	3
CHƯƠNG 1. CƠ SỞ VẬN ĐỘNG VÀ TRUYỀN CHẤT TRONG NƯỚC NGẦM	
1.1. Vận động của dòng ngầm	7
1.1.1. Các thành tạo địa chất chứa nước có áp, không áp và bán áp	7
1.1.2. Cột nước thế năng và tổn thất cột nước trong nước ngầm	9
1.1.3. Đặc trưng về độ rỗng và hệ số nhả nước	
1.1.4. Định luật Darcy, hệ số thấm, tính không đồng nhất, không đẳng hướng và độ dẫn nước	11
1.1.5. Phương trình dòng ngầm – Điều kiện ban đầu và điều kiện biên	14
1.1.6. Cơ sở vận động của dòng ngầm và các bài toán đơn giản	16
1.2. Ô nhiễm nước ngầm và các quá trình truyền chất	30
1.2.1. Các nguồn ô nhiễm: tập trung và không tập trung	30
1.2.2. Các quá trình truyền chất: đối lưu, phân tán, hấp thụ và phân huỷ	32
1.2.3. Phương trình truyền chất: điều kiện biên và điều kiện ban đầu	35
1.2.4. Trình bày toán học về bài toán ô nhiễm và các bài tập áp dụng	38
CHƯƠNG 2: VẬN ĐỘNG CỦA NƯỚC NGẦM TỚI LỖ KHOAN VÀ PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH CÁC THÔNG SỐ CỦA TẦNG CHỨA NƯỚC	
2.1. Dòng thấm hội tụ tới lỗ khoan	63
2.1.1. Vận động ổn định và không ổn định trong tầng chứa nước đồng nhất vô hạn	63
2.1.2. ảnh hưởng của lỗ khoan không hoàn chỉnh	72
2.2. Dòng thấm tới lỗ khoan tại vùng gần các biên chứa nước	73
2.2.1. Lỗ khoan gần sông	73
2.2.2. Dòng thấm đến lỗ khoan gần biên cách nước	76
2.2.3. Dòng thấm đến lỗ khoan gần các biên khác	78
2.2.4. Vị trí các biên của tầng chứa nước	81
2.3. Tác động lẫn nhau giữa các lỗ khoan	81
2.4. Khái niệm và phân loại hút nước thí nghiệm	82
2.4.1. Sơ đồ và phương pháp hút nước thí nghiệm xác định các thông số địa chất thủy văn cơ bản	86
2.4.2. Sơ đồ chùm thí nghiệm xác định các thông số địa chất thủy văn chuyên môn	93
2.5. Phương pháp tiến hành thí nghiệm và thu thập thông tin	95
2.6. Hiệu suất lỗ khoan	97
2.6.1. Khái niệm	97
2.6.2. Các phương pháp xác định hiệu suất lỗ khoan	98
CHƯƠNG 3: ĐIỀU TRA ĐÁNH GIÁ NƯỚC NGẦM	
3.1. Tổng quan về các phương pháp đánh giá nước ngầm	102
3.1.1. Phương pháp địa chất	102
3.1.2. Phương pháp viễn thám	103
3.1.3. Phương pháp thủy văn đồng vị	105
3.2. Phương pháp địa vật lý	106
3.2.1. Phương pháp địa vật lý trên mặt	106
3.2.2. Địa vật lý lỗ khoan	115
3.3. Phương pháp thủy văn	124
3.3.1. Thấm và lưu lượng bổ cập	124

3.3.2. Phương pháp cân bằng nước	125
3.3.3. Các quan hệ mưa – dòng chảy	126
3.3.4. Các mô hình dòng chảy ngầm khu vực	128
3.3.5. Nghiên cứu điển hình theo phương pháp cân bằng nước	129
CHƯƠNG 4: MÔ HÌNH TOÁN NƯỚC NGẦM	
4.1. Tổng quan về mô hình hệ thống nước ngầm	131
4.1.1. Giới thiệu	131
4.1.2. Các bước tiến hành mô hình	132
4.1.3. Mô hình khái niệm	135
4.1.4. Thiết kế lưới mô hình	136
4.1.5. Gán giá trị cho các thông số, điều kiện ban đầu và điều kiện biên	141
4.1.6. Chạy và hiệu chỉnh mô hình	147
4.1.7. Phân tích độ nhạy	156
4.1.8. Bài toán dự báo	158
4.2. Giới thiệu phần mềm MODFLOW	158
4.2.1. Sai phân hoá phương trình cơ bản và cách giải	158
4.2.2. Xác định khoảng cách ô lưới theo phương đứng	160
4.2.3. Các loại lớp mô hình	160
4.2.4. Tính toán các thành phần hệ số thấm thẳng đứng VCONT	161
4.2.5. Các hệ số dẫn nước giữa các nút	162
4.3. Mô hình lan truyền vật chất và chất lượng nước ngầm	162
4.3.1. Đường đi của phần tử và vận chuyển đối lưu	162
4.3.2. Ấn định độ phân tán	164
4.3.3. Áp dụng	166
4.4. Thực hành mô hình Modflow	168
CHƯƠNG 5: QUẢN LÝ NƯỚC NGẦM	
5.1. Sơ lược điều kiện địa chất thủy văn lãnh thổ Việt Nam	191
5.1.1. Phân vùng địa chất thủy văn lãnh thổ Việt Nam	191
5.1.2. Trữ lượng nước ngầm	194
5.1.3. Đánh giá trữ lượng tiềm năng nước ngầm theo lãnh thổ	195
5.2. Khai thác nước quá mức và vấn đề môi trường liên quan đến khai thác nước ngầm	197
5.2.1. Sụt lún mặt đất do khai thác nước quá mức	197
5.2.2. Xâm nhập của nước biển vào nước ngầm	200
5.2.3. Suy thoái chất lượng nước ngầm	207
5.2.4. Các ví dụ đánh giá sơ bộ sụt lún mặt đất và xâm nhập mặn	210
5.3. Quản lý lưu vực	213
5.3.1. Khái niệm về trữ lượng nước ngầm	213
5.3.2. Một số khái niệm về lưu lượng nước ngầm	214
5.3.3. Đánh giá lưu lượng bền vững	216
5.3.4. Quản lý lưu vực bằng việc sử dụng luân phiên nguồn nước	218
5.3.5. Các phương pháp bổ sung nhân tạo cho nước ngầm	222
5.3.6. Quản lý tầng chứa nước bằng quan trắc động thái nước ngầm	226
5.4. Quản lý chất lượng nước ngầm	230
5.4.1. Bảo vệ nước ngầm khỏi bị ô nhiễm	230
5.4.2. Các phương pháp đánh giá ô nhiễm	534
5.4.3. Khắc phục ô nhiễm	538
Phụ lục A. Giá trị hàm sai số erf(x) và hàm sai số bù erfc(x) với các giá trị dương của x	243
Phụ lục B. Hàm biến đổi Bessel loại hai và bậc 0 $K_0(x)$	244
Phụ lục C. Giá trị hàm $W(t_D, B)$ với các giá trị khác nhau của T_D	247

Chương 1

CƠ SỞ VẬN ĐỘNG VÀ TRUYỀN CHẤT TRONG NƯỚC NGẦM

Sự vận động và truyền chất trong nước ngầm liên quan đến các quá trình vật lý và hoá học xảy ra dưới mặt đất và trong môi trường địa chất. Chương này sẽ trình bày các cơ sở quan trọng về sự vận chuyển và quá trình truyền chất của nước ngầm. Đó là cơ sở để nghiên cứu các vấn đề liên quan đến phát triển và quản lý nước ngầm.

1.1. Vận động của dòng ngầm

1.1.1. Các thành tạo địa chất chứa nước có áp, không áp và bán áp

Một thành tạo địa chất chứa một lượng nước đáng kể và có lỗ rỗng đủ lớn sao cho có thể khai thác được nước từ đó được gọi là một tầng chứa nước. Có nhiều thành tạo địa chất được xem như một tầng chứa nước với khả năng trữ nước trong các lỗ rỗng khác nhau. Lỗ rỗng có thể hình thành do đứt gãy, nứt nẻ hoặc do sự sắp xếp các hạt của đất đá. Dưới đây là vai trò của một số loại thành tạo địa chất chứa nước.

a) Bồi tích (phù sa)

Có khoảng 90% các tầng chứa nước thuộc loại này. Chúng bao gồm cuội, sỏi, cát bờ rời. Những thành tạo chứa nước này có thể phân ra làm bốn loại dựa trên sự hình thành của nó: lòng sông suối, thung lũng chôn vùi hay các lòng sông cổ, đồng bằng và thung lũng giữa núi. Loại thứ nhất bao gồm các bồi tích phù sa tạo nên dưới lòng sông hoặc bên cạnh các bãi ven sông. Do nằm kề với dòng chảy mặt nên có một lượng nước khá lớn thấm từ sông ngòi vào trong đất. Loại thứ hai là những thung lũng chôn vùi hay các lòng sông cổ do dòng sông thay đổi hướng chảy hình thành nên. Mặc dù loại này gần giống như loại thứ nhất, nhưng độ thấm, độ chứa, lượng bổ sung nước ngầm thường ít hơn. Loại thứ ba là những đồng bằng rộng lớn được bồi đắp bởi phù sa. Nằm dưới những đồng bằng này là những lớp cuội, sỏi và cát tạo thành các tầng chứa nước quan trọng. Loại thứ tư là thung lũng giữa núi nơi có nhiều trầm tích chứa nước ngầm khá lớn; nguồn cung cấp nước chủ yếu là do nước mưa hoặc thấm từ các dòng chảy không thường xuyên.

b) Đá vôi

Đá vôi có mật độ, độ rỗng và tính thấm nước thay đổi trong một phạm vi khá lớn, tùy thuộc vào cấu tạo và sự phát triển các đới nứt nẻ, cáctơ hoá. Những lỗ rỗng ở trong đá vôi có thể là các lỗ nhỏ li ti, nhưng cũng có thể là những hang động lớn, hình thành nên các dòng sông ngầm. Những mạch nước lớn thường tìm thấy ở những vùng đá vôi. Sự hoà tan CaCO_3 trong nước làm cho nước ngầm ở những vùng này có độ cứng lớn.

Cũng do sự hoà tan CaCO_3 trong nước mà các hang động, lỗ rỗng trong đá vôi ngày càng phát triển. Hiện tượng này gọi là hiện tượng cáctơ (karst).

c) Đá hình thành do núi lửa (đá phun trào)

Đá hình thành do núi lửa cũng có thể tạo thành một tầng chứa nước có tính thấm tốt, đặc biệt là đá bazan. Những lớp cuội sỏi cát hoặc vật liệu khác nằm xen kẽ giữa hai lớp dung nham tạo cho đá bazan có thể chứa và thấm nước tốt. Ngoài ra, khả năng chứa và thấm nước tốt của đá bazan còn do hiện tượng phong hoá và do các vận động nội sinh gây ra.

d) Đá cát kết

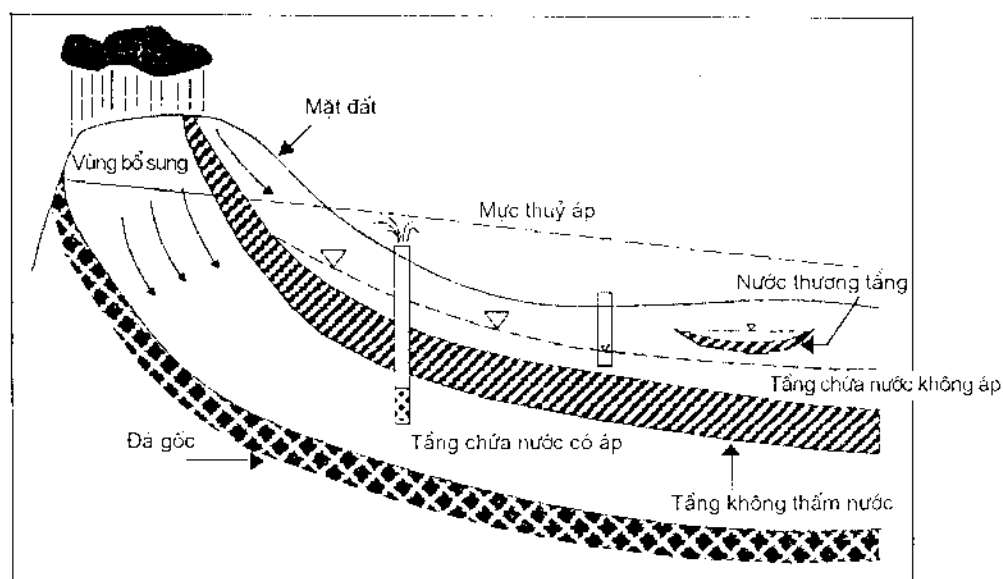
Đá cát kết và đá dăm kết là các dạng bị xi măng hoá của cát và cuội sỏi. Do vậy, độ rỗng và khả năng sinh nước ngầm của chúng bị giảm do liên kết xi măng. Các tầng chứa nước trong đá cát kết thì nước ngầm chứa trong các khe nứt và lỗ hổng cùng song song tồn tại.

e) Đá magma và biến chất

Các dạng đá magma và biến chất thường rắn chắc, ít nứt nẻ nên chúng thường là các tầng chứa nước rất kém. Ở những nơi loại đá này lộ ra trên mặt đất, chúng bị phong hoá mạnh và dần dần phát triển thành tầng chứa nước. Lượng nước chứa trong các loại thành tạo này tương đối nhỏ, chỉ đủ dùng cho sinh hoạt của một số hộ.

g) Đất sét

Đất sét nói chung có độ rỗng tương đối lớn nhưng lỗ hổng của chúng lại quá nhỏ đến mức có thể coi chúng là vật liệu không thấm nước. Các tầng đất sét nằm trong một hệ chứa nước tốt có thể hình thành nên các thấu kính nước ngầm cục bộ hoặc hình thành nên các tầng chứa nước bán áp.



Hình 1.1. Sơ đồ mô tả các loại tầng chứa nước

- Tầng chứa nước có thể được phân chia thành các loại sau:

Tầng chứa nước không áp là tầng chứa nước ở đó mực nước ngầm là mặt trên của tầng bão hoà. Mực nước ngầm biến đổi phụ thuộc vào diện tích của miền cung cấp của nước ngầm, quá trình khai thác nước ngầm và khả năng thấm của tầng chứa nước. Tầng chứa nước trên cùng trong hình 1.1 là một tầng chứa nước không áp. Sự dao động của mực nước ngầm tương ứng với sự thay đổi của lượng nước tầng trữ trong tầng chứa nước. Để xây dựng bản đồ mực nước ngầm, ta có thể dựa vào các số liệu điều tra các giếng trong vùng. Bản đồ cùng bề mặt nước ngầm gọi là bản đồ thủy đẳng cao.

Trường hợp đặc biệt của tầng chứa nước không áp là nước thượng tầng (hình 1.1). Nước thượng tầng thường có ở những vùng trầm tích bờ rời, phía dưới là lớp cách nước. Giếng khoan gặp phải nước thượng tầng thường chỉ cung cấp được một lưu lượng nhỏ và mang tính chất tạm thời.

- *Tầng chứa nước có áp* là tầng chứa nước được giới hạn bởi các tầng không thấm nước dưới một áp suất lớn hơn áp suất khí quyển. Ở những giếng khoan trong tầng chứa nước có áp, mực nước trong giếng dâng cao hơn mái cách nước của tầng chứa nước. Đặc biệt, một số trường hợp mực nước còn cao hơn cả mặt đất tạo ra các giếng phun như trong hình 1.1. Miền cung cấp nước cho tầng chứa nước có áp được gọi là miền cung cấp. Sự thay đổi mực nước trong giếng có áp phụ thuộc chủ yếu vào sự thay đổi cột nước áp suất. Vì thế, có thể coi nó là một đường ống dẫn để chuyển nước từ vùng cấp đến vùng thoát. Đường thủy áp là đường tưởng tượng trùng với đường cột nước thủy tĩnh của tầng chứa nước. Khi mực nước có áp hạ thấp hơn mái cách nước, nó trở thành tầng chứa nước không áp.

- *Tầng chứa nước bán áp* tương tự như tầng chứa nước có áp, nhưng mái của nó có khả năng bị nước thấm xuyên. Nước trong tầng bán áp có thể trao đổi với bên ngoài tùy vào vị trí mực nước ngầm và cột nước áp suất của tầng chứa nước.

1.1.2. Cột nước thế năng và tổn thất cột nước trong nước ngầm

Dòng chảy ổn định của chất lỏng không nén tuân theo phương trình Bernoulli phát biểu rằng tổng cột nước tại bất cứ điểm nào trên dòng chảy liên tục là không đổi.

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{const} \quad (1.1)$$

trong đó: z là vị trí của điểm nghiên cứu so với mặt chuẩn (m), p là áp suất (N/m^2), v là vận tốc dòng chảy (m/s), γ là trọng lượng riêng của chất lỏng (N/m^3), g là gia tốc trọng trường (m/s^2).

Đối với chất lỏng thực, do chất lỏng có tính nhớt sẽ sinh ra một số tổn thất cột nước dọc theo dòng chảy. Gọi tổn thất cột nước giữa mặt cắt 1 và 2 là h_L (hình 1.2), phương trình Bernoulli giữa hai mặt cắt được viết như sau:

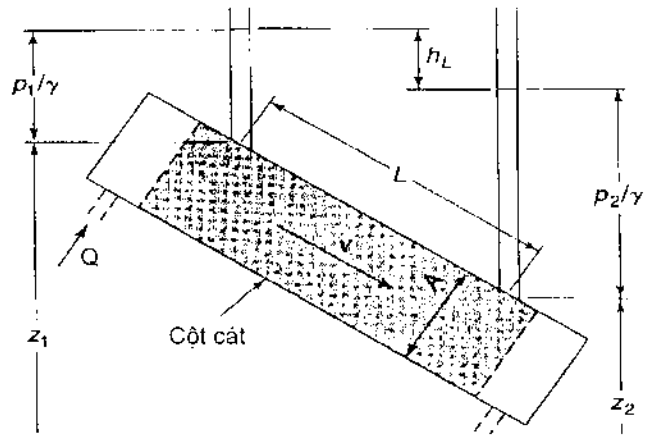
$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_L \quad (1.2)$$

Tuy nhiên, với trường hợp của dòng chảy trong môi trường lỗ rỗng, vận tốc dòng chảy thường rất nhỏ và cột nước lưu tốc ($v^2/2g$) có thể bỏ qua. Phương trình (1.2) có thể viết thành:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + h_L \quad (1.3)$$

và cột nước thế năng h tại một điểm bất kỳ trong dòng chảy là:

$$h = z + \frac{p}{\gamma} \quad (1.4)$$



Hình 1.2. Phân bố cột nước áp suất và tổn thất cột nước qua cột thấm

1.1.3. Đặc trưng về độ rỗng và hệ số nhả nước

Độ rỗng là phần thể tích tạo bởi các khe hở và lỗ rỗng. Độ rỗng thường được biểu thị theo phần trăm như sau:

$$n = \frac{W_w}{W} 100\% \quad (1.5)$$

trong đó: n là độ rỗng, W_w là thể tích các lỗ rỗng, W là tổng thể tích của mẫu đất đá.

Trong các vật liệu rời, độ rỗng phụ thuộc vào ba tính chất của đất đá: độ nén chặt, hình dạng hạt và sự phân bố kích thước hạt. Độ rỗng của các loại đất đá khác nhau được trình bày trong bảng 1.1.

Bảng 1.1. Độ rỗng của các loại đất đá khác nhau

(Todd và Mays, 2005)

Vật liệu	Độ rỗng (%)	Vật liệu	Độ rỗng (%)
Sỏi thô	28	Hoàng thổ	49
Sỏi trung bình	32	Than bùn	92
Sỏi mịn	34	Đá phiến (schist)	38
Cát thô	39	Bột kết	35
Cát trung bình	39	Sét kết	43
Cát mịn	43	Đá phiến sét (shale)	6
Đất phù sa	46	Tầng lầy lầy sét, bột	34
Sét	42	Tầng lầy lầy cát	31
Cát kết hạt mịn	33	Tro núi lửa (tuff)	41
Cát kết hạt trung bình	37	Đá bazan	17
Đá vôi	30	Gabrô bị phong hoá	43
Đolomit	26	Granit bị phong hoá	45
Cát ở cồn cát ven biển	45		

- **Hệ số nhả nước trọng lực (S_y) (specific yield)**

Hệ số nhả nước trọng lực của đất đá là tỷ số giữa lượng nước (trong đới bão hoà) có thể được thoát ra do trọng lực và thể tích của nó:

$$S_y = \frac{W_y}{W} \quad (1.6)$$

Trong đó W_y là thể tích nước thoát ra.

- **Hệ số giữ nước (S_r)**

Hệ số giữ nước của đất đá là tỷ số giữa lượng nước còn lại sau khi thoát nước do trọng lực và thể tích của nó:

$$S_r = \frac{W_r}{W} \quad (1.7)$$

Trong đó W_r là thể tích nước còn giữ lại.

Giá trị của S_y và S_r có thể biểu thị dưới dạng phần trăm (%). Quan hệ giữa độ rỗng của đất đá với hệ số giữ nước và nhả nước trọng lực như sau:

$$n = S_y + S_r \quad (1.8)$$

- **Hệ số nhả nước đàn hồi (S_e)**

Nước chảy hay thấm vào một tầng chứa nước được biểu thị bởi sự thay đổi tổng lượng nước chứa trong tầng chứa nước đó. Đối với tầng chứa nước không áp nó đơn giản được biểu thị bởi sự thay đổi lượng nước ngầm trong một thời đoạn. Tuy nhiên, trong tầng chứa nước có áp, sự thay đổi cột nước áp suất chỉ gây ra một sự thay đổi nhỏ về trữ lượng. Khi áp suất thuỷ tĩnh giảm, chẳng hạn do bơm hút thí nghiệm, lực nén của tầng chứa nước tăng. Sự nén ép của tầng chứa nước gây ra những lực tác động lên các phân tử nước.

Hệ số nhả nước S_e được xác định bằng lượng nước thoát ra hay bổ sung vào tầng chứa nước có áp trên một đơn vị diện tích bề mặt của tầng chứa nước khi cột nước áp suất thay đổi một đơn vị.

Hệ số nhả nước S_e thường được xác định bằng thí nghiệm hút nước từ giếng sẽ được đề cập trong các chương sau.

1.1.4. Định luật Darcy, hệ số thấm, tính không đồng nhất, không đẳng hướng và độ dẫn nước

- **Định luật Darcy**

Henry Darcy (1856) đã quan trắc thí nghiệm thấy rằng vận tốc dòng chảy tầng giữa hai điểm trong môi trường lỗ rỗng tỉ lệ với gradient cột nước thuỷ lực giữa hai điểm đó. Phương trình biểu diễn lưu lượng chảy qua môi trường lỗ rỗng được biểu diễn như sau:

$$Q = -KA \frac{dh}{dl} \quad (1.9)$$

Hay
$$v = -K \frac{dh}{dl} \quad (1.10)$$

trong đó Q là lưu lượng dòng thấm (m^3/s), v là vận tốc dòng chảy Đacxi (m/s), K là hệ số thấm (m/s), A là tiết diện mặt cắt của dòng chảy (m^2), h là cột nước thủy lực (m), l là khoảng cách giữa hai điểm (m).

Vận tốc thấm trong phương trình Đacxi gọi là vận tốc Đacxi vì giả thiết dòng thấm chảy qua toàn bộ mặt cắt ngang bao gồm cả các phần tử rắn và lỗ rỗng. Thực ra dòng chảy chỉ chảy qua các lỗ rỗng, vì thế vận tốc thấm thực trung bình sẽ bằng:

$$t = \frac{v}{n_e} \quad (1.11)$$

trong đó n_e là độ rỗng hữu hiệu của môi trường lỗ rỗng (là phần lỗ rỗng qua đó dòng chảy có thể thấm qua).

Khi áp dụng định luật Đacxi cần phải hiểu rõ phạm vi áp dụng của nó. Bởi vì trong chế độ chảy tầng, vận tốc của dòng chảy tỉ lệ bậc nhất với gradient cột nước, nên định luật Đacxi cũng chỉ đúng khi vận tốc dòng chảy trong môi trường lỗ rỗng đủ nhỏ để có thể coi dòng chảy là chảy tầng.

Sử dụng chỉ số Raynon:

$$Re = \frac{\rho v d}{\mu} \quad (1.12)$$

trong đó: ρ là khối lượng riêng của chất lỏng, v là vận tốc của dòng chảy, d là đường kính hạt đất đá tương ứng với nó có 10% khối lượng đất đá có kích thước đường kính nhỏ hơn, μ là hệ số nhớt động lực học của chất lỏng.

Thực nghiệm đã chứng tỏ rằng định luật Đacxi chỉ đúng khi $Re < 1$ và không có ý nghĩa khi $Re \geq 10$.

• Hệ số thấm K

Hệ số thấm đặc trưng cho khả năng truyền ẩm của đất. Nó phụ thuộc vào tính chất của đất và chất lỏng.

Hệ số thấm có thứ nguyên là vận tốc (LT^{-1}). Hệ số thấm biểu thị vận tốc chảy của dòng ngầm trong một đơn vị thời gian qua một đơn vị diện tích mặt cắt ngang vuông góc với phương chảy khi độ dốc (gradient) thủy lực bằng một đơn vị.

• Hệ số dẫn nước T

Hệ số dẫn nước được dùng rộng rãi trong tính toán dòng ngầm. Nó chính là vận tốc chảy của dòng ngầm chảy qua một đơn vị chiều rộng tầng chứa nước dưới một đơn vị gradient thủy lực. Ta có:

$$T = Kb \quad (1.13)$$

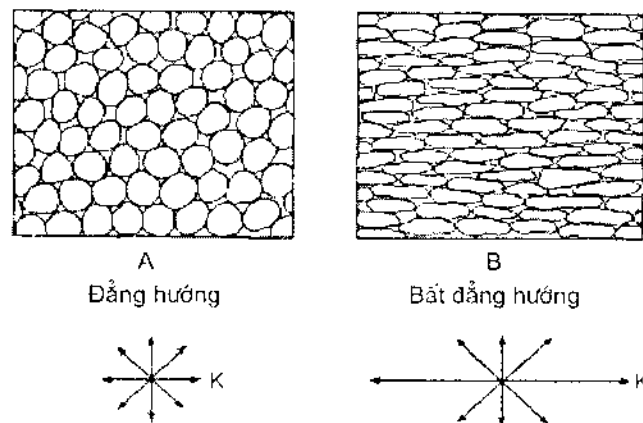
Trong đó b là chiều dày phần bão hòa của tầng chứa nước.

• Tính không đồng nhất và không đẳng hướng

Các tính chất địa chất thủy văn, chẳng hạn như hệ số thấm, có thể biến đổi theo không gian trong một thành tạo địa chất. Sự biến đổi theo không gian của các tính chất này được gọi là tính bất đồng nhất. Có nhiều dạng bất đồng nhất trong các môi trường

địa chất. Một ví dụ điển hình là bất đồng nhất phân lớp, phổ biến đối với các đá trầm tích. Nếu một phân vị địa chất có các tính chất thủy văn như nhau tại tất cả các vị trí, thì phân vị địa chất đó là đồng nhất.

Các đặc trưng địa chất thủy văn có thể cũng thay đổi theo các phương khác nhau trong một thành tạo địa chất. Sự biến đổi của các tính chất này theo các phương khác nhau được gọi là tính bất đẳng hướng. Trên các quy mô nhỏ, nguyên nhân của tính bất đẳng hướng là do hình dạng và phương của các khoáng chất trong đá trầm tích và các trầm tích bề rời (hình 1.3). Trên các quy mô lớn hơn, tính bất đẳng hướng là do tính không đồng nhất phân tầng. Nếu một đơn vị địa chất có cùng tính chất địa chất thủy văn theo tất cả các hướng thì đơn vị đó là đẳng hướng.



Hình 1.3. Hình dạng và hướng của hạt trầm tích có thể ảnh hưởng đến tính đẳng hướng và bất đẳng hướng

Chúng ta xét tầng chứa nước gồm nhiều lớp trong hình 1.4. Mỗi lớp có môi trường là đồng chất và đẳng hướng với hệ số thấm là $K_1, K_2, \dots, K_n$. Trước hết ta kiểm tra trường hợp ở đó dòng chảy vuông góc với các lớp này. Lưu lượng Q đi vào mỗi lớp phải bằng lưu lượng khi đi ra khỏi tầng đó. Gọi $\Delta h_1, \Delta h_2, \dots, \Delta h_n$ là tổn thất cột nước qua tầng thứ nhất, thứ hai, ... và thứ n . Tổng tổn thất cột nước qua toàn bộ cấu trúc là $\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \dots + \Delta h_n$.

Từ phương trình Đacxi ta có:

$$v = \frac{Q}{A} = -K_1 \left(\frac{\Delta h_1}{d_1} \right) = -K_2 \frac{\Delta h_2}{d_2} = \dots = -K_n \frac{\Delta h_n}{d_n} = -K_z \frac{\Delta h}{d} \quad (1.14)$$

trong đó K_z là hệ số thấm tương đương theo phương đứng cho toàn bộ cấu trúc phân tầng, d_i là chiều dày của lớp thứ i ($i = 1, 2, 3, \dots, n$) và d là chiều dày toàn bộ của cấu trúc phân tầng (hình 1.4).

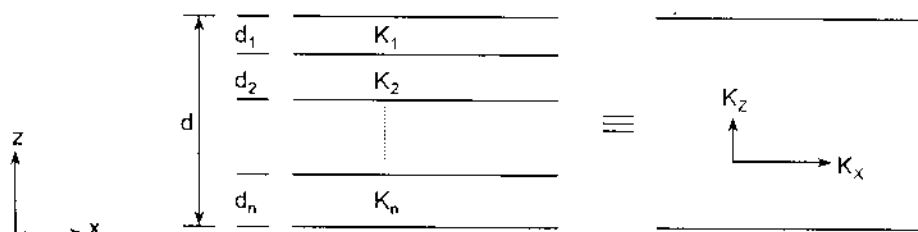
Từ phương trình (1.14) ta có:

$$\Delta h_i = -v \frac{d_i}{K_i} \quad (1.15)$$

và
$$\Delta h = -v \frac{d}{K_z} \quad (1.16)$$

Thế phương trình (1.15) vào phương trình (1.16) và rút gọn ta được:

$$K_z = \frac{d}{\frac{d_1}{K_1} + \frac{d_2}{K_2} + \dots + \frac{d_n}{K_n}} \quad (1.17)$$



Hình 1.4. Mối quan hệ giữa bất đồng nhất phân tầng và bất đẳng hướng

Hãy xét trường hợp dòng chảy theo phương ngang. Với Δh là tổn thất cột nước trên chiều dài nằm ngang l . Lưu lượng qua cấu trúc phân tầng là tổng lưu lượng chảy qua mỗi tầng. Nếu chiều rộng của mỗi tầng là 1 đơn vị, thì dòng chảy qua mặt cắt ngang của cấu trúc phân tầng là:

$$\begin{aligned} Q &= Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n \\ &= \left(-K_1 (d_1 \times 1) \frac{\Delta h}{l} \right) + \left(-K_2 (d_2 \times 1) \frac{\Delta h}{l} \right) + \dots + \left(-K_n (d_n \times 1) \frac{\Delta h}{l} \right) \\ &= -(K_1 d_1 + K_2 d_2 + \dots + K_n d_n) \frac{\Delta h}{l} \end{aligned} \quad (1.18)$$

Nếu hệ số thấm tương đương theo phương ngang của cấu trúc phân tầng là K_x , ta có:

$$Q = -K_x d \frac{\Delta h}{l} \quad (1.19)$$

Cân bằng phương trình (1.18) và (1.19) ta có:

$$K_x = \frac{K_1 d_1 + K_2 d_2 + \dots + K_n d_n}{d} \quad (1.20)$$

Các phương trình (1.17) và (1.20) cung cấp các giá trị K_x và K_z cho một tầng địa chất đồng nhất nhưng bất đẳng hướng tương đương với cấu trúc phân tầng hình thành bởi các tầng địa chất đồng nhất và đẳng hướng như mô tả ở hình 1.4. Ví dụ, một hệ thống phân tầng đơn giản 2 lớp có chiều dày như nhau với $K_1 = 10^{-1} \text{cm/s}$ (sỏi) và $K_2 = 10^{-4} \text{cm/s}$ (cát mịn), thì tỷ số của K_x/K_z là 250.

1.1.5. Phương trình vi phân liên tục của dòng ngầm – Điều kiện ban đầu và điều kiện biên

Xét một phân tố hình hộp trong trường hợp môi trường không đồng nhất và không

đẳng hướng của dòng chảy bão hoà có độ dài các cạnh là Δx , Δy , và Δz như trong hình 1.5.

Phương trình cân bằng hay định luật bảo toàn khối lượng được phát biểu như sau: Khối lượng dòng chảy vào phân tử trừ đi khối lượng dòng chảy ra khỏi phân tử bằng biến đổi khối lượng của chất lỏng bên trong phân tử đó. Xét theo phương x, áp dụng định luật Đacxi ta có vận tốc dòng chảy theo phương đó là:

$$v_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1.21)$$

Lượng nước đi vào phân tử theo phương x trong một đơn vị thời gian là:

$$\rho v_x \Delta y \Delta z = -\rho K_x \frac{\partial h}{\partial x} \Delta y \Delta z \quad (1.22)$$

Lượng nước đi ra phân tử theo phương x trong một đơn vị thời gian là:

$$\rho \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x \right) \Delta y \Delta z = \rho \left[-K_x \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) \Delta x \right] \Delta y \Delta z \quad (1.23)$$

Lượng nước giữ lại trong phân tử theo phương x trong một đơn vị thời gian là:

$$\rho \frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) \Delta x \Delta y \Delta z \quad (1.24)$$

Tương tự như vậy đối với phương y và phương z, ta nhận được lượng nước trữ lại trong phân tử theo cả ba phương là:

$$\rho \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) \right] \Delta x \Delta y \Delta z \quad (1.25)$$

Theo định luật bảo toàn khối lượng ta có:

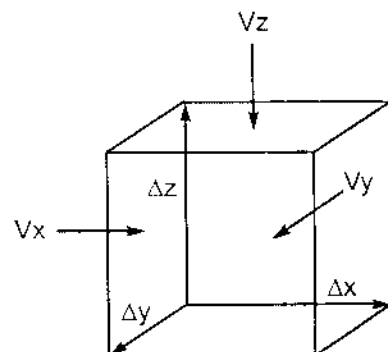
$$\rho \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) \right] \Delta x \Delta y \Delta z = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \rho \Delta x \Delta y \Delta z \quad (1.26)$$

Chia tất cả cho $\rho \Delta x \Delta y \Delta z$ ta có phương trình:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.27)$$

Nếu xét đến khả năng của các nguồn bổ sung (R') hay thoát của nước dưới đất trong phân tử, khi đó phương trình không ổn định ba chiều qua môi trường lỗ rỗng không đồng nhất và không đẳng hướng bão hoà là:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) - R' = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.28)$$



Hình 1.5. Phân tử tính toán

Đối với môi trường đồng nhất và đẳng hướng ($K_x = K_y = K_z = K$) thì phương trình (1.28) trở thành:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{S_s}{K} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{R'}{K} \quad (1.29)$$

Đối với dòng chảy ổn định, $\partial h / \partial t = 0$, phương trình (1.29) trở thành:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{R'}{K} \quad (1.30)$$

Đối với tầng chứa nước có áp nằm ngang có chiều dày là b , $S = S_s b$, hệ số dẫn nước $T = Kb$, dòng hai chiều của phương trình (1.29) với $R' = 0$ trở thành:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.31)$$

Phương trình cơ bản cho dòng chảy tập trung vào giếng có thể được rút ra từ phương pháp phân tố thể tích. Tương tự, phương trình (1.31) có thể được chuyển thành tọa độ cực sử dụng quan hệ $r^2 = x^2 + y^2$. Nó được biết như phương trình khuếch tán, biểu thị như sau:

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial h}{\partial r} \right) = \frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1.32)$$

trong đó r là khoảng cách tính từ tâm của lỗ khoan hút nước và t là thời gian tính từ khi hút nước. Đối với điều kiện vận động ổn định, $\partial h / \partial t = 0$, phương trình (1.32) trở thành:

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial h}{\partial r} \right) = 0 \quad (1.33)$$

Các phương trình rút ra ở trên sẽ được áp dụng để giải các bài toán nước ngầm trong các tầng chứa nước. Trong các trường hợp đặc biệt các phương trình trên có thể giải trực tiếp bằng phương pháp giải tích. Khi đó, cần phải lý tưởng hoá tầng chứa nước và các điều kiện biên của hệ thống. Kết quả có thể chỉ là gần đúng cho các điều kiện thực tế. Tầng chứa nước thường được giả thiết là đồng nhất và đẳng hướng. Tầng chứa nước có thể là vô hạn, bán vô hạn hoặc hữu hạn.

1.1.6. Cơ sở vận động của dòng ngầm và các bài toán đơn giản

a) Lưới thủy động lực

Với điều kiện biên xác định, các đường dòng và đường thế có thể được vẽ trên mặt phẳng tạo nên lưới thủy động lực. Hai họ đường dòng và đường thế hình thành lưới các ô vuông. Trong một vài trường hợp đơn giản, phương trình vi phân đường dòng và đường thế có thể giải trực tiếp để thu được lưới thủy động lực. Các kỹ thuật phân tích lưới thủy động lực đã được áp dụng khá nhiều để phục vụ cho các nghiên cứu về nước ngầm.

Xét một phần của lưới thủy động lực trong hình 1.6, gradient thủy lực i được xác định bởi biểu thức:

$$i = \frac{dh}{ds} \quad (1.34)$$

và lưu lượng đơn vị không đổi q giữa hai đường dòng cạnh nhau là:

$$q = K \frac{dh}{ds} dm \quad (1.35)$$

Đối với những ô lưới hình vuông, ta có $ds \approx dm$, khi đó ta có thể rút gọn phương trình (1.35) thành:

$$q = Kdh \quad (1.36)$$

Áp dụng phương trình này vào toàn hệ lưới thủy động lực, ở đó tổn thất cột nước được chia thành n ô vuông nằm giữa hai đường dòng bất kỳ cạnh nhau, ta có:

$$dh = \frac{h}{n} \quad (1.37)$$

Nếu dòng chảy được chia thành m băng dòng thì tổng lưu lượng dòng chảy là:

$$Q = mq = \frac{Kmh}{n} \quad (1.38)$$

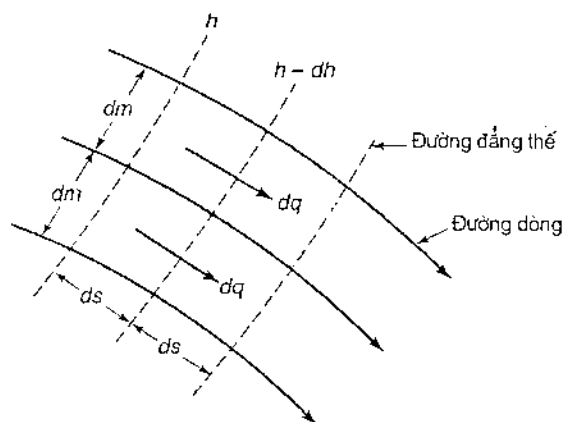
Vì vậy, từ hình học của lưới thủy động lực cùng với hệ số thấm và tổn thất cột nước có thể tính trực tiếp được tổng lưu lượng qua mặt cắt.

Trong môi trường không đẳng hướng, các đường dòng và đường thế không vuông góc, trừ khi dòng chảy song song với một phương chính. Để tính toán trong trường hợp này, các biên của một mặt cắt dòng chảy sẽ được chuyển đổi vì vậy sẽ tạo ra một môi trường đẳng hướng. Đối với trường hợp điển hình khi $K_x > K_z$, tất cả các phương nằm ngang được giảm bởi tỷ số $\sqrt{K_z/K_x}$. Điều này tạo nên một mặt cắt biến đổi với môi trường đẳng hướng có một hệ số thấm tương đương là:

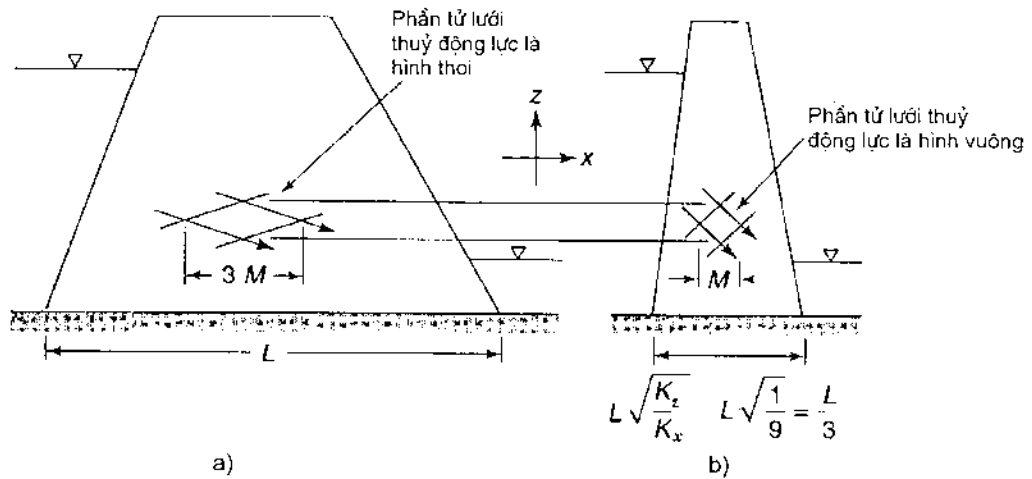
$$K' = \sqrt{K_x K_z} \quad (1.39)$$

Với mặt cắt biến đổi này, ta có thể vẽ được lưới thủy động lực và lưu lượng sẽ được xác định.

Sau khi có được lưới thủy động lực, lưới này có thể được chuyển trở lại mặt cắt không đẳng hướng thực bằng cách nhân tất cả các phương nằm ngang với $\sqrt{K_z/K_x}$. Hình 1.7 mô tả trường hợp đối với đập đất cũng như biểu diễn sự biến dạng tạo ra bởi sự bất đẳng hướng trong phân bố của lưới thủy động. Kỹ thuật này cũng có thể được mở rộng cho lớp bất đồng nhất theo hai phương. Hình 1.8 biểu diễn lưới thủy động lực đối với dòng thấm qua môi trường hai lớp có hệ số thấm khác nhau.

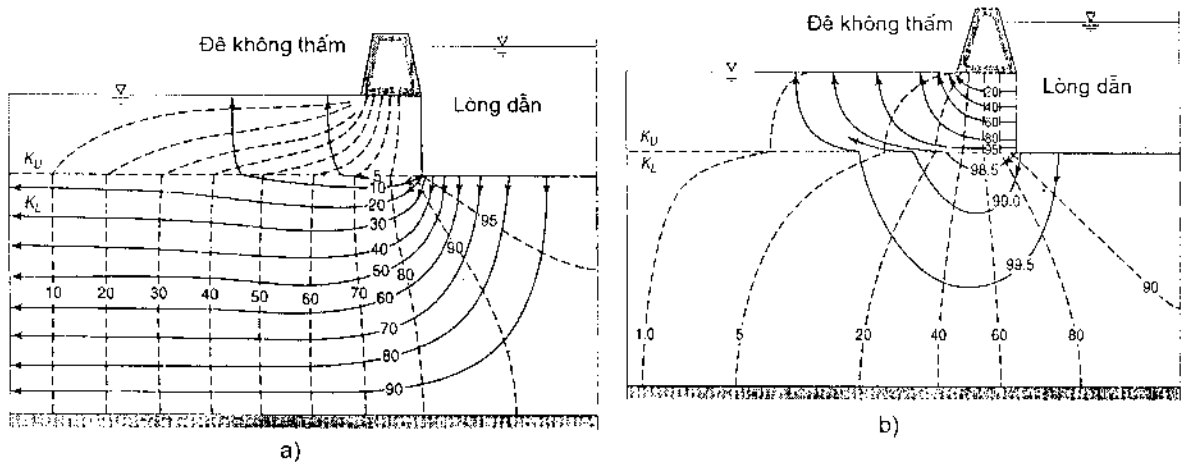


Hình 1.6. Một phần lưới thủy động lực tạo nên bởi các đường dòng và đường thế



Hình 1.7. Phân tích lưới thủy động lực trong đập đất có hệ số thấm không đẳng hướng

a) Mặt cắt thực với $K_x = 9K_z$; b) Mặt cắt chuyển đổi đẳng hướng với $K_x = K_z$



Hình 1.8. Lưới thủy động thấm từ một phía của lòng dẫn qua hệ hai lớp bất đẳng hướng

a) $K_U/K_L = 1/50$; b) $K_U/K_L = 50$, tỷ số bất đẳng hướng cho các lớp là $K_x/K_z = 10$

(Todd và Bear, 1961).

b) Xác định đường đẳng thế và phương dòng chảy

Tại các biên cách nước không có dòng thấm chảy qua, các đường dòng phải song song với nó. Tương tự như cho tầng chứa nước không áp, nếu không có dòng chảy cắt ngang mực nước ngầm và mực nước ngầm trở thành mặt thoát của dòng chảy. Đường năng (đường tổng cột nước) h_E hoặc đường thế năng (cột nước đo áp) viết cho bất cứ điểm nào nằm trên mực nước ngầm có thể xấp xỉ bằng:

$$h_E = \frac{p}{\gamma} + z \quad (1.40)$$

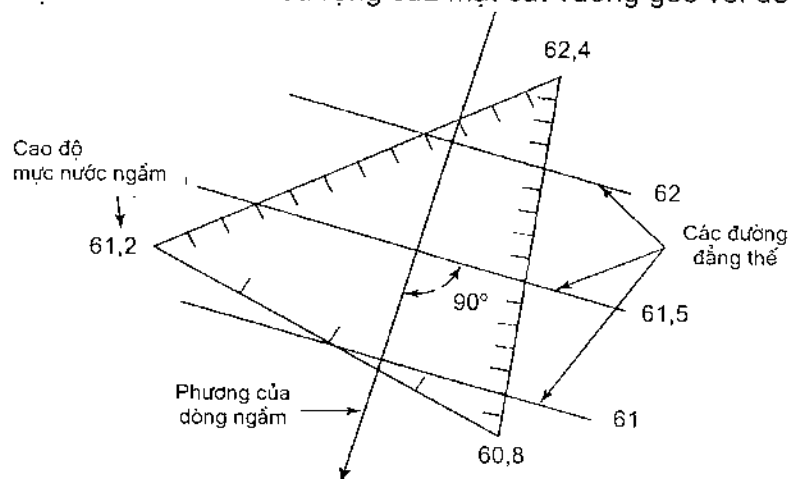
với áp suất tại điểm nằm trên mặt tự do của mực nước ngầm bằng áp suất khí quyển, vì vậy áp suất dư $p_{du} = 0$ nên $h_E = z$. Vì vậy, trong điều kiện thấm ổn định, cao độ của một điểm bất kỳ nằm trên mực nước ngầm chính bằng cột nước năng lượng và kết quả là các đường dòng nằm vuông góc với mực nước ngầm. Tương tự, các đường dòng bên trong tầng chứa nước có áp thì vuông góc với các đường đẳng thế.

Hình 1.9 mô tả việc xác định các đường đẳng thế và phương dòng chảy khi biết độ cao mực nước ngầm ở các giếng. Từ các đo đạc của mực nước tĩnh trong giếng ở một lưu vực, người ta có thể xây dựng bản đồ đẳng thế (đường đẳng áp hoặc đẳng cao). Từ đó, có thể xác định được các đường dòng bằng cách vẽ vuông góc với các đường đẳng thế và phương chuyển động. Hình 1.10 là một ví dụ minh họa.

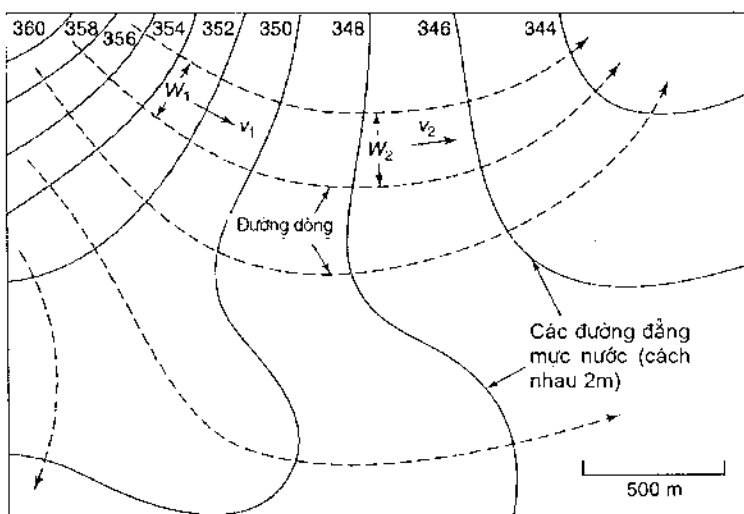
Các bản đồ đẳng áp cùng với các đường dòng là các số liệu cần thiết để xác định vị trí các giếng khoan. Các đường đẳng thế lồi thể hiện những vùng cấp nước, còn các đường đẳng thế lõm thì thể hiện những vùng thu nước. Hơn nữa, hệ số thấm của các vùng có thể được xác định bằng khoảng cách giữa các đường đẳng thế. Nếu tầng chứa nước có chiều dày không đổi, lưu lượng đơn vị dòng chảy tại mặt cắt 1 và 2 trong hình 1.10 được tính bằng công thức:

$$q = W_1 v_1 = W_2 v_2 \quad (1.41)$$

trong đó v là vận tốc và W là chiều rộng của mặt cắt vuông góc với dòng chảy.



Hình 1.9. Xác định các đường đẳng thế và phương dòng chảy từ cao độ mực nước của ba giếng



Hình 1.10. Bản đồ đẳng mực nước của dòng ngầm biểu thị các đường dòng

Từ định luật Darcy:

$$W_1 K_1 i_1 = W_2 K_2 i_2 \quad (1.42)$$

Công thức (1.42) có thể được viết lại thành:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{W_2 i_2}{W_1 i_1} \quad (1.43)$$

trong đó K là hệ số thấm và i là gradient thủy lực. Tỷ số W_2/W_1 và i_2/i_1 có thể được xác định từ bản đồ đẳng mực nước (xem hình 1.10). Đối với trường hợp đặc biệt, các đường dòng gần như song song, phương trình (1.43) trở thành:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{i_2}{i_1} \quad (1.44)$$

Điều này có thể cho thấy rằng ở vùng dòng ngầm chảy đều, những nơi có khoảng cách giữa các đường đẳng áp xa nhau (gradient nhỏ) có hệ số thấm cao hơn so với những nơi có các đường đẳng áp gần nhau (gradient lớn). Vì vậy, trong hình 1.10, giếng đặt ở vị trí gần mặt cắt 2 tốt hơn là gần mặt cắt 1.

Ở các bản đồ thủy đẳng cao gần xung quanh một nhóm các giếng, nếu biết tổng lưu lượng giếng khoan thì có thể tính được hệ số dẫn nước của tầng chứa nước trong vùng đó. Nếu lưới thủy động lực có thể vẽ được, phương trình (1.38) trở thành:

$$T = \frac{nQ}{h} \quad (1.45)$$

trong đó h là sự chênh lệch cao độ giữa hai đường đẳng cao (hay đẳng áp) được chọn gần nhau.

Các đường đẳng cao trong tầng chứa nước thường không đồng đều. Vì vậy, thường khó có thể xây dựng được một lưới thủy động lực chính xác. Lohman kiến nghị phương trình dưới đây như một phương án thay thế cho việc sử dụng các đường đẳng mực nước:

$$T = \frac{2Q}{(L_1 + L_2) \Delta h / \Delta r} \quad (1.46)$$

trong đó L_1 và L_2 là chiều dài của hai đường đẳng cao đồng tâm gần nhau bất kỳ, Δh là gia số cột nước giữa hai đường đẳng cao, Δr là khoảng cách trung bình giữa hai đường đẳng cao gần nhau.

Đối với các ao hồ, cột nước đo áp trên mặt nước là như nhau tại mọi nơi và bằng độ cao của bề mặt mực nước, vì vậy các đường dòng phải cắt vuông góc với mặt mực nước đó.

Ví dụ 1.1

Ba lỗ khoan quan trắc được xây dựng để xác định hướng chuyển động của nước ngầm và độ dốc thủy lực của một tầng chứa nước trong vùng. Khoảng cách giữa các lỗ khoan và tổng cột nước tại từng lỗ khoan cho trong hình 1.11.

Giải:

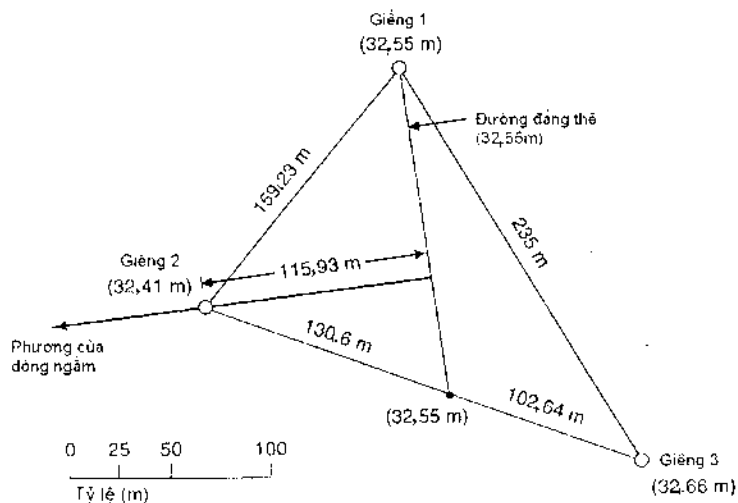
Bước 1: Xác định giếng có mực nước trung gian – Giếng 1 trong trường hợp này.

Bước 2: Dọc theo đường thẳng nối giữa giếng có cột nước lớn nhất và giếng có cột nước nhỏ nhất, định ra vị trí có cột nước bằng cột nước của giếng có mực nước trung gian.

Bước 3: Vẽ đường thẳng nối giữa giếng trung gian và điểm định ra trong bước 2. Đây là một đoạn của đường đẳng thế có cột nước bằng với giếng trung gian (nghĩa là đường đẳng thế có cột nước bằng 32,55 m trong trường hợp này).

Bước 4: Vẽ đường vuông góc với đường đẳng thế và đi qua giếng có cột nước thấp nhất. Độ dốc thủy lực là độ dốc của đường vuông góc này. Và phương của đường thẳng này chỉ hướng chuyển động của nước ngầm (xem hình 1.12). Độ dốc thủy lực được tính như sau:

$$i = \frac{32,55 - 32,41}{115,93} = 0,0012$$



Hình 1.12. Mô tả phương pháp đồ giải của ví dụ 1.1

c) Dòng chảy thấm qua mực nước ngầm

Khi dòng chảy không thấm qua mực nước ngầm, bề mặt nước ngầm nó đóng vai trò như biên nước ngầm. Tuy nhiên, nếu có dòng chảy cắt ngang mực nước ngầm

chẳng hạn như nước thấm từ trên xuống, các đường dòng không còn song song với mực nước ngầm như biên không thấm nữa. Để mô tả ảnh hưởng khúc xạ này của đường dòng, gọi v_u là vận tốc thẳng đứng của dòng không bão hoà tiến đến mực nước ngầm và v_s là vận tốc dòng chảy bão hoà dưới mực nước ngầm (hình 1.13). Cột nước tổn thất dh đối với dòng chảy dọc theo phía trái đường dòng dưới mực nước ngầm xảy ra trong khoảng cách $b_s \tan(\delta + \varepsilon)$ được xác định như trong hình 1.13. Vì vậy ta có:

$$v_s = K_i = K \frac{dh}{b_s \tan(\delta + \varepsilon)} \quad (1.47)$$

Nhưng: $dh = b_u \tan(\delta)$ (1.48)

Vì vậy: $v_s = K \frac{b_u \tan \delta}{b_s \tan(\delta + \varepsilon)}$ (1.49)

Mặt khác ta có phương trình liên tục:

$$\frac{b_u}{b_s} = \frac{v_s}{v_u} \quad (1.50)$$

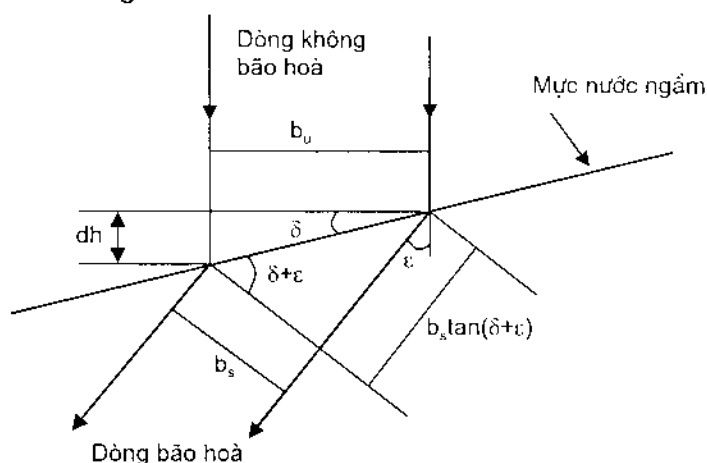
trong đó b_u và b_s như chỉ ra ở hình 1.13, thay vào (1.49) ta có:

$$v_s = K \frac{v_u \tan \delta}{v_u \tan(\delta + \varepsilon)} \quad (1.51)$$

giải ra ta được biểu thức xác định ε :

$$\varepsilon = \tan^{-1} \left(\frac{K}{v_u} \tan \delta \right) - \delta \quad (1.52)$$

Điều đó có nghĩa là đường dòng sẽ tạo với mực nước ngầm một góc $(90^\circ - \delta - \varepsilon)$ về phía dưới. Đối với trường hợp không có thấm đứng, $v_u = 0$ và $\varepsilon = 90^\circ - \delta$, khi đó v_s song song với mực nước ngầm.



Hình 1.13. Khúc xạ của các đường dòng cắt mực nước ngầm

Ví dụ 1.2

Một tầng chứa nước không áp có tốc độ thấm thẳng đứng 1,6m/năm tới mực nước ngầm. Nếu hệ số thấm và gradient thuỷ lực của tầng chứa nước tương ứng là 9,3m/ngày

và 0,01. Hãy xác định góc lệch của đường dòng khi chúng cắt qua mực nước ngầm của tầng chứa nước.

Giải:

Ta có $i = 0,01$, $v_u = 1,6\text{m/năm} = 4,38 \times 10^{-3}\text{m/ngày}$, $K = 9,3\text{ m/ngày}$ và $\tan \delta = i = 0,01$ nên $\delta = 0,573^\circ$. Góc lệch của đường dòng ε được xác định theo phương trình:

$$\varepsilon = \tan^{-1} \left(\frac{K}{v_u} \tan \delta \right) - \delta = \tan^{-1} \left(\frac{9,3}{4,38 \times 10^{-3}} \tan(0,573) \right) - 0,573 = 86,7^\circ$$

Góc giữa mực nước ngầm và các đường dòng bị lệch là:

$$90^\circ - (\delta + \varepsilon) = 90^\circ - (0,573^\circ + 86,7^\circ) = 2,7^\circ.$$

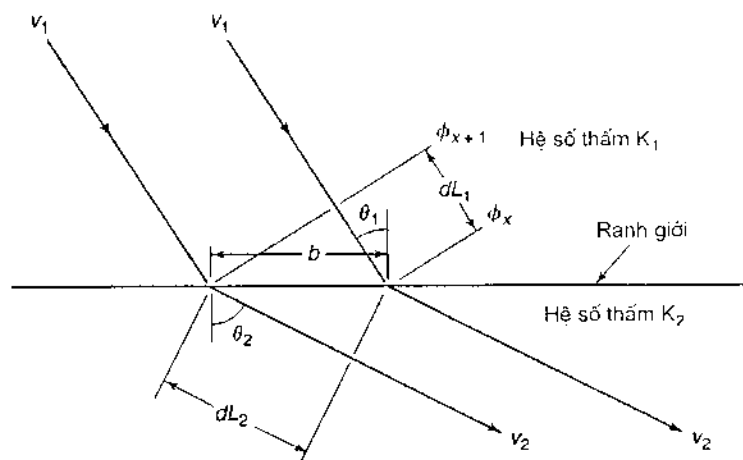
d) Dòng chảy qua biên thấm có hệ số thấm thay đổi

Tương tự như phân tích ở trên, ở những nơi dòng chảy chảy từ một vùng hệ số thấm K_1 sang vùng hệ số thấm K_2 sẽ có sự thay đổi phương của dòng chảy. Sự thay đổi phương có thể rút ra từ tính liên tục và được biểu thị qua các giá trị của hai hệ số thấm này. Xét trường dòng chảy trong hình 1.14, ta thấy rằng các thành phần vuông góc của dòng chảy đến và đi khỏi biên phải bằng nhau:

$$v_{n1} = v_{n2} \quad (1.53)$$

$$\text{Hay:} \quad K_1 \frac{dh_1}{dL_1} \cos \theta_1 = K_2 \frac{dh_2}{dL_2} \cos \theta_2 \quad (1.54)$$

trong đó θ_1 và θ_2 là các góc tạo với phương vuông góc như chỉ ra trong hình 1.14. Và khoảng cách b dọc theo biên giữa hai đường dòng cạnh nhau cùng phía của biên.



Hình 1.14. Khúc xạ của đường dòng khi dòng ngầm cắt ngang biên thấm

Từ hình 1.14, khoảng cách b được tính là:

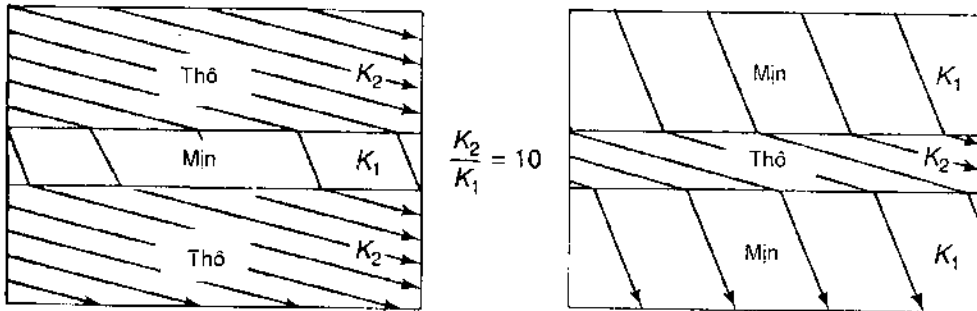
$$b = \frac{dL_1}{\sin \theta_1} = \frac{dL_2}{\sin \theta_2} \quad (1.55)$$

$$\text{sắp xếp lại ta có: } dL_1 \sin \theta_2 = dL_2 \sin \theta_1 \quad (1.56)$$

Chia phương trình này cho phương trình (1.54) và lưu ý rằng $dh_1 = dh_2$ giữa hai đường đẳng thế, ta được:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{\tan \theta_1}{\tan \theta_2} \quad (1.57)$$

Vì vậy, đối với dòng bão hoà từ môi trường có hệ số thấm này sang hệ số thấm khác, sự khúc xạ của đường dòng xảy ra sao cho tỷ số của hệ số thấm bằng tỷ số của tang các góc mà các đường dòng tạo với đường vuông góc với biên. Kết quả của mối quan hệ này chỉ ra trong hình 1.15.



Hình 1.15. Sự khúc xạ qua các tầng cát thô và mịn với tỷ số hệ số thấm bằng 10

Ví dụ 1.3

Xét trường hợp một tầng chứa nước bán áp với hệ số thấm ngang là 4,5 m/ngày, nằm trên nó là một tầng thấm nước yếu có hệ số thấm thẳng đứng là 0,052m/ngày. Nước thấm qua tầng thấm nước yếu hướng xuống dưới và tạo với phương thẳng đứng một góc $\theta_1 = 5^\circ$. Hãy xác định θ_2 .

Giải:

Cho $K_1 = 0,052\text{m/ngày}$, $K_2 = 4,5\text{m/ngày}$ và $\theta_1 = 5^\circ$, phương trình (1.47) được dùng để tính θ_2

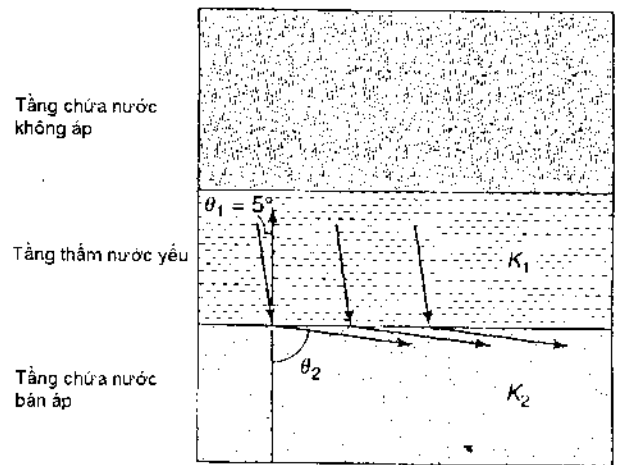
$$\tan \theta_2 = \tan(5^\circ) \frac{4,5}{0,052}$$

Từ đó ta tính được $\theta_2 = 82,5^\circ$

Đường dòng trở nên gần như nằm ngang khi chúng đi vào tầng chứa nước bán áp. Đây là trường hợp điển hình của hệ thống dòng chảy, vì hệ số thấm của tầng chứa nước lớn hơn nhiều lần so với lớp phía trên.

e) Dòng chảy ổn định đồng hướng

Dòng chảy ổn định là dòng chảy mà các yếu tố thuỷ động lực của dòng chảy không thay đổi theo thời gian. Dưới đây sẽ xét với hai trường hợp: tầng chứa nước có áp và tầng chứa nước không áp. Trước hết xét với trường hợp dòng một chiều.



Hình 1.16. Mặt cắt địa chất thuỷ văn tầng phân lớp cho ví dụ 1.3

• **Tầng chứa nước có áp**

Dòng ngầm với vận tốc là v theo phương x của tầng chứa nước có áp chiều dày không đổi. Phương trình dòng chảy một chiều ổn định là:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} = 0 \quad (1.58)$$

Nó có nghiệm là $h = C_1 x + C_2$

Trong đó h là cột nước so với mặt chuẩn và C_1, C_2 là các hằng số tích phân. Giả thiết $h = h_1$ khi $x = 0$, $h = h_2$ khi $x = L$ và từ định luật Darcy $\partial h / \partial x = -(v/K)$, ta có:

$$\Delta h = h_1 - h_2 = -\frac{v_x}{K} L \quad (1.59)$$

Nghĩa là cột nước giảm tuyến tính với dòng chảy theo phương x như hình 1.17.

Ví dụ 1.4

Theo hình 1.17, khoảng cách giữa hai giếng cạnh nhau là 1000m và độ hạ thấp của đường đo áp quan trắc giữa chúng là 3m. Hãy xác định thời gian để một phân tử nước chuyển động từ giếng này sang giếng kia. Giả thiết dòng chảy là ổn định và cùng hướng trong tầng chứa nước có áp đồng nhất (cát phù sa) với hệ số thấm $K = 3,5\text{m/ngày}$ và độ rỗng hữu hiệu bằng 0,35.

Giải:

Trước tiên tính vận tốc dòng chảy:

$$v = -\frac{K(\Delta h)}{L} = -\frac{(3,5) \cdot (-3)}{1000} = 0,0105 \text{ m/ngày}$$

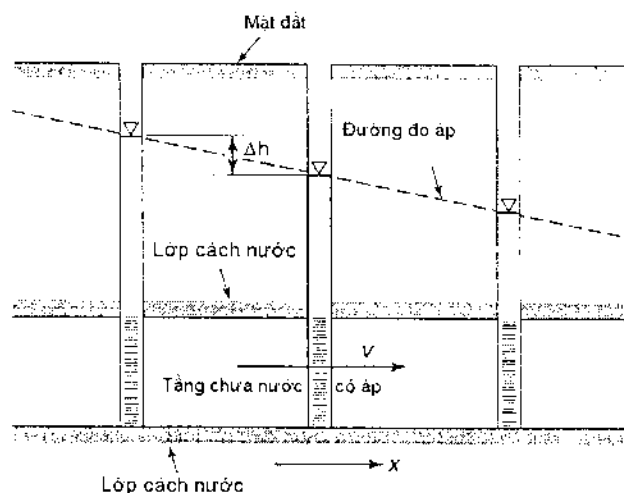
Vận tốc thực là: $v_p = v / n_e = 0,0105 / 0,35 = 0,03 \text{ m/ngày}$

Thời gian để phân tử nước chuyển từ giếng này sang giếng kia là:

$$1000 / (0,03 \times 365) = 91,3 \text{ năm}$$

• **Tầng chứa nước không áp**

Ta không thể thu được nghiệm tích phân trực tiếp của phương trình Laplace cho dòng chảy tương tự trong tầng chứa nước không áp. Đó là do mực nước ngầm trong trường hợp này biểu thị một đường dòng. Hình dạng của mực nước ngầm quy định sự phân bố dòng chảy, nhưng đồng thời sự phân bố dòng chảy lại quy định hình dạng mực nước ngầm. Để có được lời giải, Dupuit đã giả thiết vận tốc dòng chảy tỉ lệ với tang của gradient thủy lực thay vì của sin như được xác định bởi định luật Darcy, và dòng chảy là



Hình 1.17. Dòng chảy ổn định một chiều trong tầng chứa nước có áp với chiều dày không đổi

nằm ngang và đều ở mọi vị trí mặt cắt dọc. Các giả thiết này mặc dù cho phép có được lời giải nhưng việc áp dụng các kết quả là hạn chế. Đối với dòng chảy cùng hướng, như ở hình 1.18, lưu lượng đơn vị tại một mặt cắt thẳng đứng bất kỳ là:

$$q = -Kh \frac{dh}{dx} \quad (1.60)$$

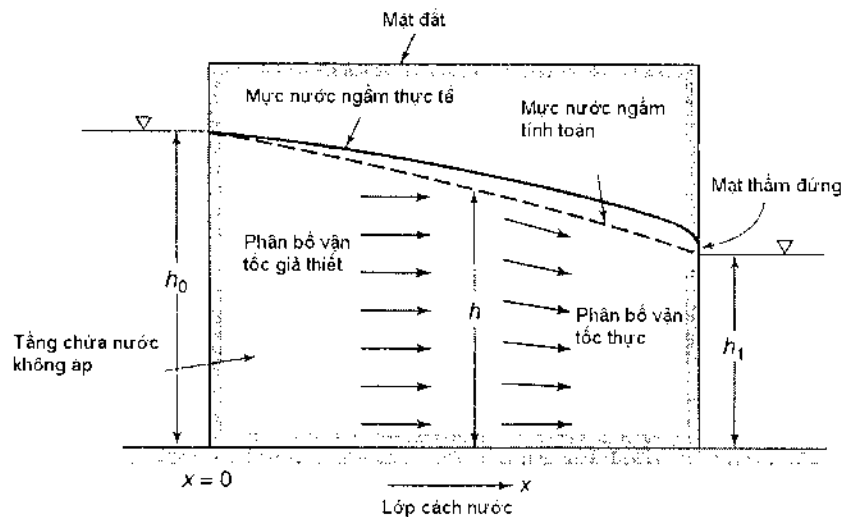
trong đó K là hệ số thấm, h là cao độ của mực nước ngầm tính từ nền không thấm và x là phương của dòng chảy. Tích phân phương trình (1.60) ta được:

$$q_x = -\frac{Kh^2}{2} + C \quad (1.61)$$

và nếu tại $x = 0$, $h = h_0$, thì phương trình Dupuit là:

$$q = \frac{K}{2x} (h_0^2 - h^2) \quad (1.62)$$

Kết quả cho thấy mực nước ngầm có dạng parabol.



Hình 1.18. Dòng chảy ổn định nằm giữa hai hồ nước hoặc hai sông có mực nước không đổi

Đối với dòng chảy trong tầng chứa nước giữa hai hồ nước với cột nước không đổi là h_0 và h_1 như hình 1.18, độ dốc mực nước ngầm tại biên thượng lưu của tầng chứa nước (bỏ qua vùng mao dẫn) là:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{q}{Kh_0} \quad (1.63)$$

Nhưng biên $h = h_0$ là một đường đẳng thế bởi vì mực nước tại biên đó là không đổi, vì vậy mực nước ngầm phải nằm ngang tại mặt cắt này, điều này không thỏa mãn phương trình (1.63). Theo phương dòng chảy, mực nước ngầm parabol được mô tả bởi phương trình (1.62) tăng độ dốc. Như vậy, hai giả thiết trên của Dupuit càng kém xấp xỉ cho dòng chảy thực. Vì vậy, theo chiều dòng chảy mực nước ngầm thực tế lệch ngày càng nhiều với mực nước ngầm tính toán như ở hình 1.18. Thực tế, mực nước ngầm

nằm trên mực nước tính toán. Điều này có thể được giải thích rằng theo Dupuit dòng chảy được giả thiết là nằm ngang trong khi các vận tốc thực có cùng độ lớn lại có thành phần thẳng đứng hướng xuống. Vì vậy, để có cùng lưu lượng thì chiều dày của phần bão hoà cần phải lớn hơn. Tại biên hạ lưu, có tính không liên tục trong đường dòng do mực nước ngầm tính toán không thể nối liên tục với mặt nước tự do ở hạ lưu. Mực nước ngầm thực tế sẽ tiến tới biên một cách tiếp tuyến trên mực nước tự do và hình thành mặt thấm đứng.

Sự không thống nhất trên cho thấy rằng mực nước ngầm không tuân theo dạng parabol của phương trình (1.62). Tuy nhiên, đối với các độ dốc nhỏ, ở đó sin và tang xấp xỉ bằng nhau, kết quả tính toán sẽ sát với thực tế, trừ vị trí gần biên chảy ra. Hơn nữa, phương trình có thể xác định chính xác q và K với các cột nước tại biên.

Ví dụ 1.5

Một tầng cát sỏi sạch có hệ số thấm là $K = 10^{-1} \text{cm/s}$ nằm giữa hai kênh dẫn (hình 1.18), và nước được cung cấp từ một kênh ($h_0 = 6,5\text{m}$) thấm qua đáy của tầng này. Nếu mực nước trong kênh dẫn kia là 4m so với đáy không thấm và cách kênh thứ nhất $x = 150\text{m}$, hãy xác định lưu lượng thấm đơn vị chảy sang kênh dẫn thứ hai.

Giải:

Dòng chảy được tính dựa vào phương trình Dupuit.

$$q = \frac{K}{2x} (h_0^2 - h^2) = \frac{86,4}{2 \times 150} (6,5^2 - 4^2) = 7,56 \text{ m}^2/\text{ngày}$$

g) Dòng chảy ngầm ra sông suối

Việc xác định dòng ngầm hoặc lưu lượng dòng ngầm trung bình chảy ra sông suối có thể dựa vào sự phân tích dòng chảy cùng hướng trong tầng không áp. Ví dụ như hình vẽ các biên lý tưởng được đưa ra trong hình 1.19 của hai sông song song cắt hoàn toàn vào tầng chứa nước không áp, với vận tốc thấm xuống W liên tục xảy ra đều trên tầng chứa nước này. Với các giả thiết của Dupuit, dòng chảy qua một đơn vị chiều dày là:

$$q = -Kh \frac{dh}{dx} \quad (1.64)$$

và phương trình liên tục:

$$q = Wx \quad (1.65)$$

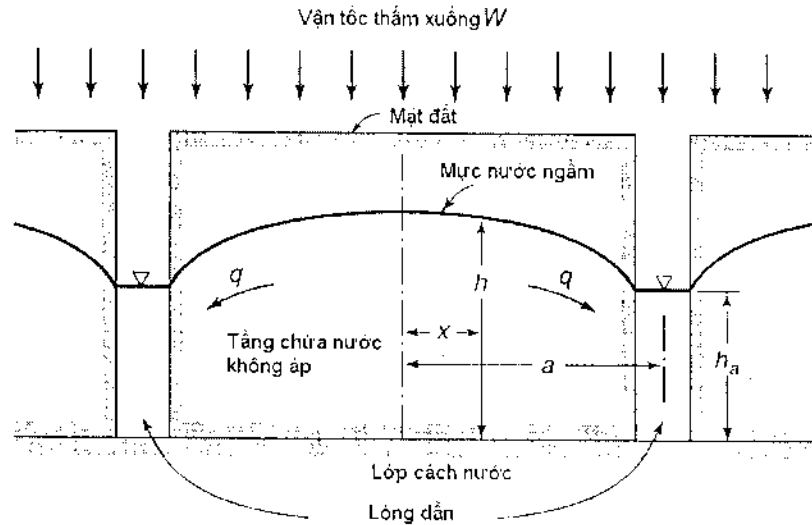
Kết hợp hai phương trình và tích phân ta được:

$$h^2 = h_a^2 + \frac{W}{K} (a^2 - x^2) \quad (1.66)$$

Ở đây h , h_a , a và x được xác định trong hình 1.19, và K là hệ số thấm. Từ tính đối xứng và liên tục, ta có:

$$Q_b = 2aW \quad (1.67)$$

trong đó Q_b là lưu lượng dòng ngầm chảy vào sông suối trên một đơn vị chiều dài sông. Nếu biết h tại một điểm bất kỳ, Q_b hoặc W có thể tính được khi biết K .



Hình 1.19. Dòng ngầm ổn định nằm giữa hai lòng dẫn có lượng thấm cung cấp xuống tầng chứa nước không áp

Sự mở rộng của phân tích này đã được áp dụng để thiết kế khoảng cách giữa các rãnh song song trên đất nông nghiệp cho các loại đất và điều kiện tưới cụ thể.

Xét tầng chứa nước không áp giữa hai sông như hình 1.20 với vận tốc thấm xuống là W . Dòng chảy là một chiều vì vậy chọn trục x song song với phương dòng chảy. Vận tốc thấm xuống W được xác định theo biểu thức:

$$\frac{d}{dx} \left(Kh \frac{dh}{dx} \right) = -W \quad (1.68)$$

Hay:
$$\frac{d^2(h^2)}{dx^2} = -\frac{2W}{K} \quad (1.69)$$

Tích phân phương trình trên ta được:

$$h^2 = \frac{Wx^2}{K} + c_1x + c_2 \quad (1.70)$$

trong đó c_1 và c_2 là các hằng số tích phân. Áp dụng các điều kiện biên ($h = h_1$ tại $x = 0$ và $h = h_2$ tại $x = L$) ta có:

$$h^2 = h_1^2 - \frac{(h_1^2 - h_2^2)x}{L} + \frac{W}{K}(L-x)x \quad (1.71)$$

Có thể tính vận tốc q_x trên một đơn vị chiều rộng tại vị trí bất kỳ kể từ gốc (xem hình 1.20) sử dụng phương trình (1.64) với dh/dx được tính bởi việc lấy đạo hàm phương trình (1.71):

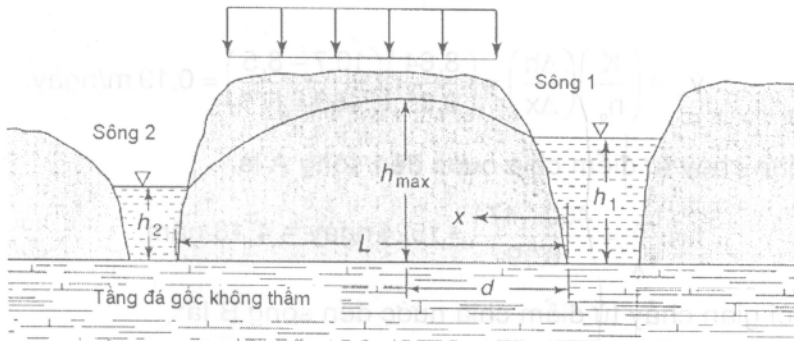
$$q_x = \frac{K(h_1^2 - h_2^2)}{2L} - W \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad (1.72)$$

Hình 1.20 chỉ ra vị trí ở đó $h = h_{\max}$ (đỉnh của đường mực nước ngầm trong trường hợp có cung cấp thấm, nó là đường chia nước tại đó $q_x = 0$). Sử dụng phương trình (1.72) với $q_x = 0$ và $x = d$, ta có khoảng cách d từ gốc đến đường chia nước là:

$$d = \frac{L}{2} - \frac{K}{W} \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{2L} \frac{1}{2} \quad (1.73)$$

Tại $x = d$ và $h = h_{\max}$ thay vào phương trình (1.71) ta có:

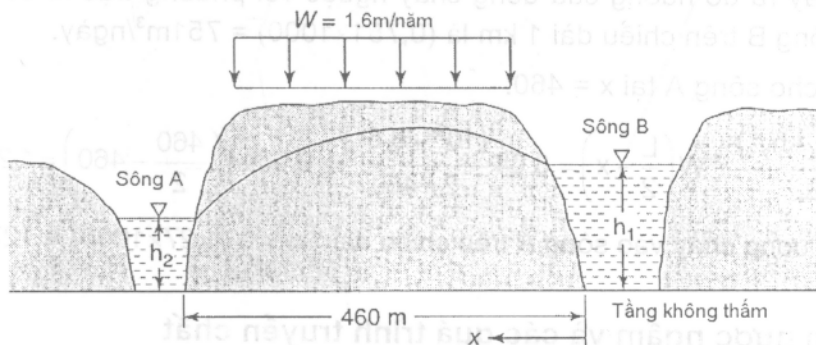
$$h_{\max}^2 = h_1^2 - \frac{(h_1^2 - h_2^2)d}{L} - \frac{W}{K}(L-d)d \quad (1.74)$$



Hình 1.20. Tầng chứa nước không áp nằm giữa hai sông ($x = 0, h = h_1$; $x = L, h = h_2$)

Ví dụ 1.6

Một tầng chứa nước không áp nằm giữa hai sông (xem hình 1.21) có hệ số thấm là 10^{-2}cm/s . Lượng thấm cung cấp xuống tầng chứa nước là $1,6\text{m/năm}$. Cao trình mực nước tương ứng của sông A và B là $8,5$ và 10m so với đáy. Hãy xác định (a) độ cao lớn nhất của mực nước ngầm và vị trí của điểm chia nước; (b) thời gian chảy từ điểm chia nước tới hai sông (với $n_e = 0,35$); và (c) lưu lượng trên 1km từ tầng chứa nước chảy ra các sông.



Hình 1.21. Sơ đồ phân tầng chứa nước minh họa cho ví dụ 1.6

Giải:

Mực nước ngầm lớn nhất xảy ra tại vị trí của điểm chia nước được tính toán sử dụng phương trình (1.73), với $W = 1,6 \text{ m/năm} = 0,0044\text{m/ngày}$, $K = 10^{-2}\text{cm/s} = 8,64\text{m/ngày}$.

$$d = \frac{L}{2} - \frac{K}{W} \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{2L} = \frac{460}{2} - \frac{8,64}{0,0044} \frac{(10^2 - 8,5^2)}{2 \times 460} = 171\text{m cách sông B}$$

a) Mực nước ngầm lớn nhất tại điểm chia nước tính theo phương trình (1.74) là:

$$h_{\max} = \sqrt{h_1^2 - \frac{(h_1^2 - h_2^2)d}{L} - \frac{W}{K}(L-d)d}$$

$$= \sqrt{10^2 - \frac{(10^2 - 8,5^2)(171)}{460} + \frac{0,0044}{8,64}(460 - 171) \times 171} = 10,7\text{m}$$

b) Vận tốc thấm thực trung bình được tính sử dụng định luật Darcy với các giả thiết của Dupuit:

$$v_A = \left(\frac{K}{n_e}\right) \left(\frac{\Delta h}{\Delta x}\right) = \left(\frac{8,64}{0,35}\right) \left(\frac{10,7 - 8,5}{460 - 171}\right) = 0,19 \text{ m/ngày.}$$

Từ đó thời gian chảy từ điểm chia nước đến sông A là:

$$t = \frac{L_A}{v_A} = \frac{460 - 171}{0,19} = 1524 \text{ ngày} = 4,18 \text{ năm.}$$

Tương tự, thời gian chảy từ điểm chia nước đến sông B là:

$$v_B = \left(\frac{K}{n_e}\right) \left(\frac{\Delta h}{\Delta x}\right) = \left(\frac{8,64}{0,35}\right) \left(\frac{10,7 - 10}{171}\right) = 0,101 \text{ m/ngày.}$$

$$t = \frac{L_B}{v_B} = \frac{171}{0,101} = 1692 \text{ ngày} = 4,64 \text{ năm.}$$

c) Từ phương trình (1.72) với $x = 0$ ta có:

$$q_x = \frac{K(h_1^2 - h_2^2)}{2L} - W\left(\frac{L}{2} - x\right) = 8,64 \frac{(10^2 - 8,5^2)}{2 \times 460} - 0,0044 \left(\frac{460}{2} - 0\right) = -0,751 \text{ m}^3/\text{ngày/m}$$

Dấu trừ xảy ra do hướng của dòng chảy ngược với phương trục x . Vì thế lưu lượng chảy Q vào sông B trên chiều dài 1 km là $(0,751 \times 1000) = 751 \text{ m}^3/\text{ngày}$.

Tương tự cho sông A tại $x = 460$:

$$q_x = \frac{K(h_1^2 - h_2^2)}{2L} - W\left(\frac{L}{2} - x\right) = 8,64 \frac{(10^2 - 8,5^2)}{2 \times 460} - 0,0044 \left(\frac{460}{2} - 460\right) = 1,27 \text{ m}^3/\text{ngày/m}$$

Vì thế lưu lượng chảy vào sông A trên chiều dài 1km là $(1,27 \times 1000) = 1270 \text{ m}^3/\text{ngày}$.

1.2. Ô nhiễm nước ngầm và các quá trình truyền chất

1.2.1. Các nguồn ô nhiễm: tập trung và không tập trung

Ba tính chất quan trọng phân biệt các nguồn ô nhiễm nước ngầm là: (i) quy mô của nguồn ô nhiễm, (ii) quá trình diễn biến ô nhiễm, (iii) các loại ô nhiễm do chúng gây ra. Sự ô nhiễm nước ngầm, kích thước nguồn ô nhiễm có thể biến đổi từ một điểm cụ thể cho đến những vùng có diện tích hàng trăm km^2 . Trong thực tế, cách gọi tập trung hay không tập trung mô tả mức độ cục bộ (kích thước) của nguồn ô nhiễm. Nguồn ô nhiễm tập trung là một nguồn có kích thước nhỏ và xác định, chẳng hạn như các bể chứa rò rỉ,

các ao chứa chất thải, hoặc các vùng thu gom rác thải. Thường thì các nguồn này tạo ra điểm ô nhiễm xác định. Nguồn ô nhiễm không tập trung thì phân bố trên một diện tích lớn, ô nhiễm thường khuếch tán bắt nguồn từ rất nhiều các nguồn nhỏ và vị trí của chúng thường không xác định. Ví dụ như thuốc bảo vệ thực vật được sử dụng trong nông nghiệp, nitrat trong hệ thống nước thải sinh hoạt và mưa axit. Vị trí các nguồn ô nhiễm này không thể xác định được một cách chính xác. Trong các trường hợp này, nguồn ô nhiễm nằm trên một diện rộng với các nồng độ biến đổi rất lớn.

Quá trình diễn biến ô nhiễm biểu thị nồng độ và vận tốc truyền của chất ô nhiễm biến đổi theo thời gian. Nguồn ô nhiễm xảy ra một lần và trong một thời gian ngắn với một nồng độ xác định được gọi là nguồn ô nhiễm ngắn hạn. Nguồn ô nhiễm xảy ra liên tục và lâu dài được gọi là nguồn ô nhiễm liên tục. Nồng độ của các ô nhiễm này có thể không đổi hoặc thay đổi theo thời gian.

Hầu hết các nguồn ô nhiễm lâu dài không thể mô tả bằng một quá trình ổn định. Ví dụ như, nồng độ hoá chất thải vào bể chứa tại một nhà máy có thể biến đổi theo thời gian do sự thay đổi của quá trình sản xuất, mùa vụ hoặc các yếu tố kinh tế hoặc do phản ứng phụ xảy ra giữa các chất thải. Vận tốc thau rửa của các chất thải rắn tại các vùng tập trung rác thải cũng có thể bị ảnh hưởng theo mùa liên quan đến lưu lượng bổ sung cho nước ngầm hoặc sự giảm nồng độ nguồn khi các thành phần của phế thải (ví dụ như hữu cơ) bị phân huỷ. Các nguồn ô nhiễm nước ngầm có thể gây ra bởi hoạt động khác nhau trong công nghiệp, nông nghiệp và sinh hoạt. Việc liệt kê và thể hiện danh sách các nguồn gây ô nhiễm là một điều hoàn toàn không đơn giản. Một phương pháp nghiên cứu là tập trung vào từng mảng và đặc biệt chú ý vào các ô nhiễm gây ra những ảnh hưởng bất lợi cho sức khỏe. Ví dụ như Cơ quan Bảo vệ Môi trường Mỹ đã liệt kê 129 chất ô nhiễm đáng quan tâm nhất bao gồm 114 hợp chất hữu cơ, 15 chất vô cơ, chủ yếu là kim loại nặng. Các chất ô nhiễm hữu cơ lại có thể phân ra: dễ bay hơi, trung tính có thể chiết suất, axit có thể chiết suất, và thuốc trừ sâu. Các chất ô nhiễm còn được phân loại dựa trên loại phản ứng và hình thức xảy ra,... Fetter (1999) đã phân ra năm loại nguồn ô nhiễm chính như sau:

1. Các nguồn ô nhiễm do các chất ngấm vào đất như từ các bể tự hoại, các giếng thải và tưới sử dụng các nguồn nước thải.
2. Các nguồn ô nhiễm từ các khu chứa và xử lý chất thải như những nơi tập trung rác thải, những nơi chứa để xử lý các chất thải, các chất thải từ khai thác quặng, chôn xác các động vật chết, các bể nổi và ngầm chứa xăng dầu và các hoá chất, và các nơi thải các chất phóng xạ.
3. Các nguồn ô nhiễm xảy ra trong quá trình vận chuyển như các đường ống dẫn, quá trình vận chuyển các sản phẩm và các chất thải bằng các phương tiện vận tải.
4. Các nguồn ô nhiễm do các chất thải từ các hoạt động khác như tưới, sử dụng thuốc trừ sâu, phân bón, phân của động vật, các chất làm giảm độ cứng của nước, các hệ thống thoát nước mưa từ các khu đô thị, nước tiêu từ hầm mỏ.
5. Các quá trình ô nhiễm tự nhiên xảy ra do các hoạt động của con người như quá trình trao đổi giữa nước mặt và nước ngầm khi các nguồn nước mặt bị ô nhiễm, quá trình ô nhiễm do thau rửa đất và xâm nhập mặn.

1.2.2. Các quá trình truyền chất: đối lưu, phân tán, hấp thụ và phân huỷ

Các quá trình cơ bản diễn ra trong sự vận chuyển của chất hoà tan trong môi trường lỗ rỗng bao gồm đối lưu, phân tán, hấp thụ và phân huỷ.

a) Quá trình đối lưu (advection)

Quá trình các chất hoà tan được mang theo cùng với vận động của nước ngầm được gọi là quá trình vận chuyển đối lưu. Lượng chất được vận chuyển là hàm của nồng độ và vận tốc thấm thực trung bình của dòng ngầm. Vận tốc thấm thực của dòng chảy (v) được biểu thị bởi định luật Darcy và được xác định theo công thức 1.11 như sau:

$$v = \frac{K}{n_e} \frac{dh}{dl}$$

trong đó K là hệ số thấm; n_e là độ rỗng hữu hiệu; dh/dl là gradient thuỷ lực.

Chất hoà tan chuyển động đối lưu có vận tốc bằng với vận tốc thấm thực trung bình của dòng ngầm nếu chất hoà tan không chịu các phản ứng trong môi trường lỗ rỗng.

b) Quá trình phân tán (dispersion)

Quá trình phân tán thuỷ động học là kết quả của hai quá trình: quá trình phân tán cơ học và quá trình khuếch tán phân tử.

Quá trình phân tán cơ học xảy ra khi nước ngầm bị ô nhiễm hoà trộn với nước ngầm không bị ô nhiễm, dẫn đến sự pha loãng sự ô nhiễm. Các phân tử chuyển động với các vận tốc khác nhau do ma sát của thành lỗ rỗng, kích thước lỗ rỗng và chiều dài đường đi của các phân tử (hình 1.22a). Sự hoà trộn xảy ra dọc theo đường dòng gọi là phân tán theo phương dọc. Sự phân tán theo phương vuông góc với đường dòng gọi là phân tán theo phương ngang (hình 1.22b). Sự phân tán cơ học theo phương ngang thì nhỏ hơn rất nhiều so với theo phương dọc.

Quá trình khuếch tán phân tử là quá trình mà dòng chất hoà tan chuyển động từ một vùng có nồng độ cao hơn đến một vùng có nồng độ thấp hơn theo nguyên lý chuyển động Brown của các ion và phân tử.

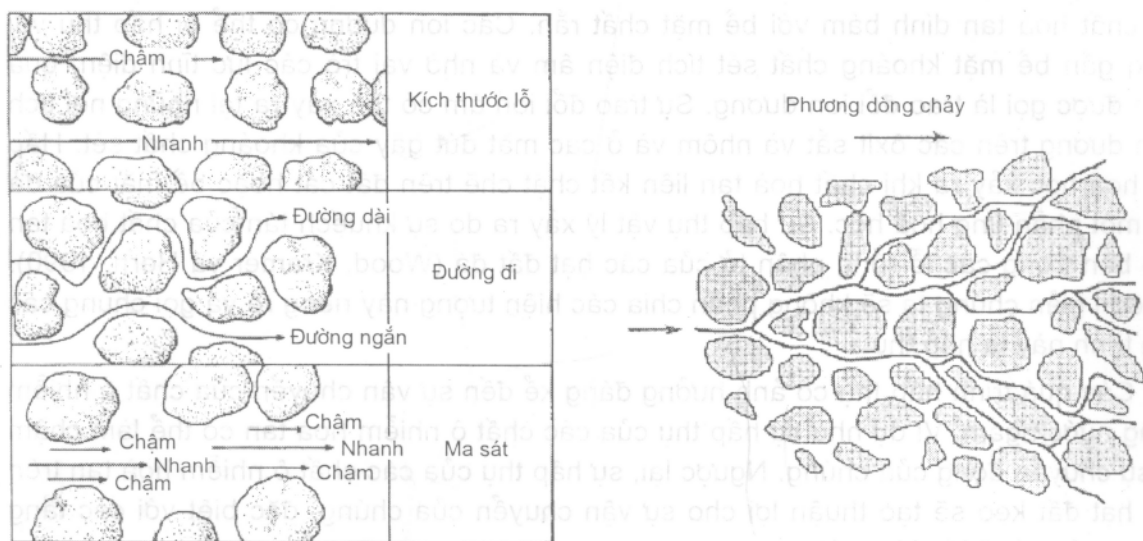
Do các quá trình khuếch tán phân tử và phân tán cơ học không thể tách rời nhau trong dòng ngầm, nên hệ số phân tán động lực học bao gồm cả hai quá trình này. Hệ số phân tán động lực học D_L được biểu thị như sau:

$$D_L = \alpha_L \bar{v} + D^* \quad (1.75)$$

Trong đó α_L là hệ số phân tán cơ học theo phương dọc, $\bar{v}$ là vận tốc thực trung bình của dòng ngầm, D^* là hệ số khuếch tán.

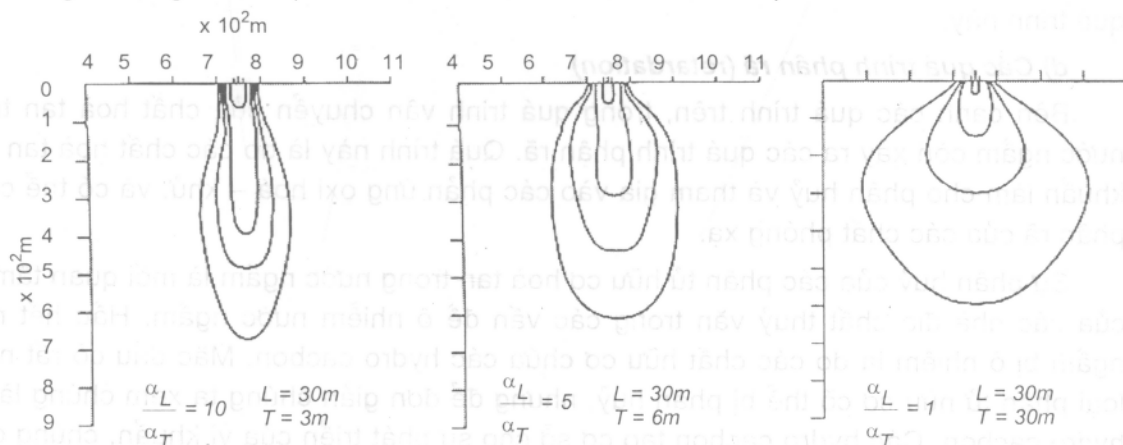
Các nghiên cứu trong phòng thí nghiệm và hiện trường của Pickens và Grisak (1981) cho thấy sự phân tán phụ thuộc vào quy mô. Xu và Eckstein (1995) đã sử dụng nghiên cứu thống kê xác định được α_L như sau:

$$\alpha_L = 0,83(\log L)^{2,424} \quad (1.76)$$



Hình 1.22. a) Các yếu tố ảnh hưởng đến sự phân tán; b) Sự phân tán ngang của chất hoà tan

Tỷ số của độ phân tán theo phương dọc và phương ngang (α_L / α_T) trong tầng chứa nước là yếu tố quan trọng quy định hình dạng của vùng lan truyền theo hai phương. Tỷ số này càng nhỏ thì hình dạng của vùng lan truyền càng lớn. Hình 1.23 chỉ ra hình dạng hai chiều khác nhau của vùng lan truyền, trong đó yếu tố duy nhất thay đổi là tỷ số độ phân tán theo phương dọc và phương ngang. Sự minh họa này thực tế đã cho thấy rằng ngoài sự phân tán theo phương dọc, sự phân tán theo phương ngang cũng đóng một vai trò quan trọng. Có rất ít tài liệu nghiên cứu về mối quan hệ giữa độ phân tán theo phương dọc và phương ngang. Từ một vài nghiên cứu hiện trường đã cho thấy tỷ số này nằm trong khoảng 6 – 20 (Anderson 1979, Klotz và nnk. 1980).



Hình 1.23. Ảnh hưởng của tỷ số phân tán giữa phương dọc và ngang đến sự lan truyền của nguồn ô nhiễm

c) Các quá trình hấp thụ (sorption)

Các quá trình hấp thụ của chất hoà tan trong nước ngầm bao gồm sự hút bám, sự hấp thụ hoá học, sự hấp thụ vật lý và trao đổi ion. Sự hút bám bao gồm các quá trình

mà chất hoà tan dính bám với bề mặt chất rắn. Các ion dương có thể bị hấp thụ với vùng gần bề mặt khoáng chất sét tích điện âm và nhờ vai trò các lực tĩnh điện; quá trình được gọi là trao đổi ion dương. Sự trao đổi ion âm có thể xảy ra tại những nơi tích điện dương trên các ôxit sắt và nhôm và ở các mặt đứt gãy của khoáng chất sét. Hấp thụ hoá học xảy ra khi chất hoà tan liên kết chặt chẽ trên đất cát hoặc bề mặt của đá bởi một phản ứng hoá học. Sự hấp thụ vật lý xảy ra do sự khuếch tán của chất hoà tan vào bên trong các lỗ rỗng phân tử của các hạt đất đá (Wood, Kramer và Hern, 1990). Để đơn giản chúng ta sẽ không phân chia các hiện tượng này riêng rẽ và gọi chung các quá trình này là hấp thụ.

Các quá trình hấp thụ có ảnh hưởng đáng kể đến sự vận chuyển của chất ô nhiễm trong nước ngầm. Ví dụ như sự hấp thụ của các chất ô nhiễm hoà tan có thể làm chậm lại sự chuyển động của chúng. Ngược lại, sự hấp thụ của các chất ô nhiễm hoà tan trên các hạt đất keo sẽ tạo thuận lợi cho sự vận chuyển của chúng, đặc biệt với các tầng chứa nước có nhiều khe nứt.

Sự hấp thụ được xác định bằng thực nghiệm xem có bao nhiêu chất hoà tan có thể được hấp thụ bởi một loại cát, đất hoặc đá. Chất hoà tan với các nồng độ khác nhau được trộn đều với chất rắn và thí nghiệm tiến hành để xác định lượng chất hoà tan bị hấp thụ. Khả năng loại bỏ chất hoà tan của chất rắn thì phụ thuộc vào nồng độ chất hoà tan. Các kết quả thí nghiệm được vẽ thành biểu đồ. Đường quan hệ biểu thị nồng độ chất hoà tan với lượng hấp thụ của chất rắn là đường đẳng nhiệt. Nếu quá trình hấp thụ là nhanh so với vận tốc dòng ngầm, chất hoà tan sẽ đạt tới điều kiện cân bằng. Quá trình này có thể được mô tả bởi một đường đẳng nhiệt hấp thụ cân bằng. Nếu quá trình hấp thụ là chậm hơn so với vận tốc của dòng ngầm thì chất hoà tan không thể đạt được trạng thái cân bằng. Khi đó cần phải có một mô hình hấp thụ động học để mô tả quá trình này.

d) Các quá trình phân rã (retardation)

Bên cạnh các quá trình trên, trong quá trình vận chuyển của chất hoà tan trong nước ngầm còn xảy ra các quá trình phân rã. Quá trình này là do các chất hoà tan bị vi khuẩn làm cho phân huỷ và tham gia vào các phản ứng oxi hoá – khử, và có thể cả sự phân rã của các chất phóng xạ.

Sự phân huỷ của các phân tử hữu cơ hoà tan trong nước ngầm là mối quan tâm lớn của các nhà địa chất thuỷ văn trong các vấn đề ô nhiễm nước ngầm. Hầu hết nước ngầm bị ô nhiễm là do các chất hữu cơ chứa các hydro cacbon. Mặc dầu có rất nhiều loại phân tử hữu cơ có thể bị phân huỷ, nhưng để đơn giản chúng ta xem chúng là các hydro cacbon. Các hydro cacbon tạo cơ sở cho sự phát triển của vi khuẩn, chúng cung cấp nguồn năng lượng cho vi khuẩn tạo nên một màng sinh học trên bề mặt rắn trong tầng chứa nước.

Đối với nước ngầm khi có chứa các chất phóng xạ, thì những chất phóng xạ mang ion dương khi tiếp xúc với các bề mặt đất đá sẽ làm cho quá trình truyền chất bị chậm lại. Thêm vào đó chúng sẽ chịu sự phân rã phóng xạ và sẽ làm giảm nồng độ của chất phóng xạ trong cả hai giai đoạn hoà tan và hấp thụ.

1.2.3. Phương trình truyền chất: điều kiện biên và điều kiện ban đầu

a) Phương trình truyền chất

Trước hết, ta xây dựng phương trình truyền chất trong môi trường lỗ rỗng bão hoà khi chỉ xét đến trường hợp đối lưu và phân tán.

Xét một phân tố thể tích của môi trường lỗ rỗng đồng nhất có độ rỗng hữu hiệu n_e . F_x là tổng khối lượng của chất hoà tan qua một đơn vị diện tích được truyền đi theo phương x trong một đơn vị thời gian. Khối lượng của chất hoà tan được truyền đi theo phương x do đối lưu và phân tán được biểu thị tương ứng như sau:

Khối lượng được truyền đi bởi đối lưu $= v_x n_e C dA$

Khối lượng được truyền đi bởi phân tán $= n_e D_x \frac{\partial C}{\partial x} dA$

trong đó dA là diện tích phân tố mặt cắt ngang của phân tố thể tích và D_x là hệ số phân tán theo phương x được xác định tương tự theo phương trình (1.75):

$$D_x = \alpha_x v_x + D^*$$

trong đó α_x là độ phân tán cơ học và $\alpha_x v_x$ là thành phần phân tán cơ học

F_x được biểu thị như sau:

$$F_x = v_x n_e C - n_e D_x \frac{\partial C}{\partial x} \quad (1.77)$$

với dấu âm trước thành phần phân tán để chỉ chất ô nhiễm chuyển động về phía vùng có nồng độ thấp hơn. Tương tự, đối với F_y và F_z là:

$$F_y = v_y n_e C - n_e D_y \frac{\partial C}{\partial y} \quad (1.78)$$

$$F_z = v_z n_e C - n_e D_z \frac{\partial C}{\partial z} \quad (1.79)$$

Tổng chất hoà tan đi vào phân tố thể tích là:

$$F_{\text{vào}} = F_x dz dy + F_y dz dx + F_z dx dy \quad (1.80)$$

Và tổng chất hoà tan đi ra khỏi phân tố thể tích là:

$$F_{\text{ra}} = \left(F_x + \frac{\partial F_x}{\partial x} dx \right) dy dz + \left(F_y + \frac{\partial F_y}{\partial y} dy \right) dz dx + \left(F_z + \frac{\partial F_z}{\partial z} dz \right) dx dy \quad (1.81)$$

Các thành phần đạo hàm riêng chỉ sự thay đổi của khối lượng chất lỏng theo các phương tương ứng.

Đối với các chất hoà tan không phản ứng, dòng chảy vào và ra khỏi phân tố bằng vận tốc thay đổi khối lượng của chất hoà tan trong phân tố được xác định như sau:

$$\Delta F = -n_e \frac{\partial C}{\partial t} dx dz dy \quad (1.82)$$

Kết hợp ba phương trình từ (1.80) đến (1.82) và rút gọn ta có:

$$\frac{\partial F_x}{\partial x} + \frac{\partial F_y}{\partial y} + \frac{\partial F_z}{\partial z} = -n_e \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.83)$$

Thay các phương trình (1.77) đến (1.79) vào phương trình (1.83) được:

$$\left[\frac{\partial}{\partial x} \left(D_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D_y \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) \right] - \left[\frac{\partial}{\partial x} (v_x C) + \frac{\partial}{\partial y} (v_y C) + \frac{\partial}{\partial z} (v_z C) \right] = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.84)$$

đối với môi trường đồng nhất có v ổn định và đều theo không gian và thời gian, trong đó các hệ số phân tán D_x , D_y và D_z không thay đổi theo không gian, thì phương trình (1.84) được đơn giản thành:

$$\left[D_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + D_z \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \right] - \left[v_x \frac{\partial C}{\partial x} + v_y \frac{\partial C}{\partial y} + v_z \frac{\partial C}{\partial z} \right] = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.85)$$

đối với dòng một chiều trong môi trường đồng nhất và đẳng hướng, phương trình đối lưu – phân tán sẽ là:

$$D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.86)$$

trong đó có thể biểu diễn phương dọc theo đường dòng bằng việc sử dụng L thay cho x . D_L là hệ số phân tán thủy động lực học theo phương dọc và v_L là vận tốc thực trung bình dọc theo phương dòng chảy.

Trong môi trường đồng nhất với trường vận tốc đều, phương trình (1.85) viết cho hai chiều với phương chảy trùng với phương của trục x là:

$$D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + D_T \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.87)$$

Trong đó: D_L là hệ số phân tán thủy động lực học theo phương dọc (m^2/s);

D_T là hệ số phân tán thủy động lực học theo phương ngang (m^2/s).

Đối với dòng chảy đến giếng khoan phương trình (1.85) có thể viết theo tọa độ cực:

$$\frac{\partial}{\partial r} \left(D \frac{\partial C}{\partial r} \right) + \frac{D}{r} \frac{\partial C}{\partial r} - u \frac{\partial C}{\partial r} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1.88)$$

Trong đó: r là khoảng cách từ điểm tính toán tới giếng khoan, u là vận tốc thấm trung bình chảy tới giếng được tính theo biểu thức:

$$u = \frac{Q}{2\pi n_e R r^2} \quad (1.89)$$

Trong đó: Q là lưu lượng chảy vào giếng, n_e là độ rỗng hữu hiệu, R là bán kính ảnh hưởng của giếng khoan.

Nếu vận chuyển của chất hoà tan bao gồm cả sự hấp thụ và phân rã thì phương trình đối lưu – phân tán (1.86) cho dòng chảy một chiều sẽ được biểu thị như sau (Miller và Weber, 1984):

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{B_d}{\theta} \frac{\partial C}{\partial t} + \left(\frac{\partial C}{\partial t} \right)_{\text{rxn}} \quad (1.90)$$

(phân tán) – (đối lưu) – (hấp thụ) + (phản ứng)

trong đó C là nồng độ của chất hoà tan; t là thời gian; D_L là hệ số phân tán theo phương dọc; v_x là vận tốc trung bình thực theo phương dòng chảy; B_d là mật độ thể tích

của tầng chứa nước; θ là độ ẩm thể tích /độ rỗng của vùng bão hoà; C^* là lượng chất hoà tan bị hấp thụ trên một đơn vị trọng lượng của chất rắn; r_{xn} là để chỉ phản ứng sinh học hoặc hoá học của chất hoà tan (không kể hấp thụ).

Số hạng đầu tiên ở vế phải của phương trình (1.90) biểu thị sự phân tán của chất hoà tan, số hạng thứ hai là sự đối lưu của chất hoà tan, số hạng thứ ba là sự hấp thụ chất hoà tan và số hạng cuối cùng sự biến đổi về nồng độ của chất hoà tan theo thời gian do các phản ứng sinh học hoặc hoá học hoặc do sự phân rã phóng xạ.

b) Điều kiện biên và điều kiện ban đầu

Để có được nghiệm giải tích duy nhất cho phương trình vi phân cần phải xác định cụ thể các điều kiện biên và điều kiện ban đầu. Điều kiện ban đầu mô tả các giá trị ban đầu của biến trong phương trình. Trong trường hợp này là nồng độ tại thời điểm ban đầu $t = 0$. Các điều kiện biên xác định mối quan hệ của các biến theo thời gian tại các biên của bài toán.

Có ba loại điều kiện biên đối với bài toán truyền chất. Loại thứ nhất là nồng độ không đổi. Loại thứ hai là gradient nồng độ không đổi. Loại thứ ba là "biên nồng độ thay đổi".

Điều kiện biên và điều kiện ban đầu được biểu diễn dưới dạng ngắn gọn. Đối với bài toán một chiều, ta cần xác định các điều kiện đối với không gian x và thời gian t . Nó được biểu diễn dưới dạng tổng quát như sau:

$$C(x,t) = C(t)$$

trong đó $C(t)$ là một hàm nào đó đã biết.

Ví dụ ta có thể viết:

$$\text{Điều kiện ban đầu } C(x,0) = 0 \quad x \geq 0$$

$$\text{Điều kiện biên } C(0,t) = C_0 \quad t \geq 0$$

$$\text{Điều kiện biên } C(\infty,t) = 0 \quad t \geq 0$$

Phương trình thứ nhất là điều kiện ban đầu cho thấy rằng tại $t = 0$, nồng độ tại mọi điểm trong vùng nghiên cứu là bằng 0. Phương trình thứ hai cho thấy với mọi $t \geq 0$, tại vị trí $x = 0$ nồng độ luôn duy trì bằng C_0 (điều kiện biên loại một). Phương trình thứ ba chỉ ra rằng tầng chứa nước là vô hạn, và ở cuối hệ thống nồng độ sẽ bằng 0 (điều kiện biên loại một).

Một ví dụ khác về điều kiện biên loại một là sự phân rã của nồng độ nguồn có thể được biểu diễn bằng phương trình hàm mũ $C(0,t) = C_0 e^{-\lambda t}$, trong đó λ là hằng số phân rã.

Điều kiện ban đầu dưới đây cho thấy tại $x = 0$ từ thời gian $t = 0$ đến $t = t_0$ nồng độ là C_0 và từ thời gian $t > t_0$ nồng độ bằng 0:

$$C(0,t) = C_0 \quad 0 < t \leq t_0$$

$$C(0,t) = 0 \quad t > t_0$$

Điều kiện biên có gradient không đổi được biểu diễn như sau:

$$\left. \frac{dC}{dx} \right|_{x=0} = f(t) \quad \text{hoặc} \quad \left. \frac{dC}{dx} \right|_{x=\infty} = f(t)$$

trong đó $f(t)$ là một hàm đã biết nào đó. Điều kiện gradient không đổi phổ biến có dạng $dC/dx = 0$.

Dạng điều kiện biên thứ ba là biên nồng độ thay đổi được biểu diễn như sau:

$$-D \frac{\partial C}{\partial x} + v_x C = v_x C(t)$$

trong đó $C(t)$ là hàm nồng độ đã biết. Dạng phổ biến của biên biến lượng là vận tốc là hằng số với nồng độ đầu vào là hằng số, được biểu diễn như sau:

$$\left(-D \frac{dC}{dx} + v_x C \right) \Big|_{x=0} = C_0$$

1.2.4. Trình bày toán học về các bài toán ô nhiễm và các bài tập áp dụng

a) *Biến đổi nồng độ trong bài toán một chiều (biên loại 1)*

Các thí nghiệm cột thấm đã được sử dụng để đánh giá hệ số khuếch tán và phân tán trong phòng thí nghiệm. Một ống chứa đầy cát được bão hoà nước. Dòng chảy qua ống với vận tốc không đổi. Một dung dịch chứa chất hoà tan (chất chỉ thị) được đưa vào trong cột thấm. Nồng độ ban đầu của chất lỏng trong ống là bằng 0, và nồng độ của dung dịch chất hoà tan là C_0 . Nồng độ của chất hoà tan trong ống được phân tích theo tỷ số C , đó là tỷ số giữa nồng độ của chất hoà tan tại một vị trí bất kỳ tại thời điểm t và nồng độ chất hoà tan tại đầu vào, được vẽ theo thời gian. Quá trình này được gọi là hàm fixed step (bước cố định).

Điều kiện biên và điều kiện ban đầu như sau:

$$\text{Điều kiện ban đầu } C(x, 0) = 0 \quad x \geq 0$$

$$\text{Điều kiện biên } C(0, t) = C_0 \quad t \geq 0$$

$$\text{Điều kiện biên } C(\infty, t) = 0 \quad t \geq 0$$

Lời giải của phương trình (1.86) đối với các điều kiện trên là:

$$C = \frac{C_0}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{L - v_x t}{2\sqrt{D_L t}} \right) + \exp \left(\frac{v_x L}{D_L} \right) \operatorname{erfc} \left(\frac{L + v_x t}{2\sqrt{D_L t}} \right) \right] \quad (1.91)$$

Trong đó erfc là hàm sai số bù (complimentary error function – xem Phụ lục A)

b) *Ép/đổ nước liên tục vào trường thấm dòng chảy một chiều (biên loại 2)*

Trong tự nhiên ít khi có sự thay đổi đột ngột về chất lượng của nước trong tầng chứa nước. Điều kiện phổ biến làm ô nhiễm nguồn nước là do có sự thấm của nước bị ô nhiễm vào tầng chứa nước. Đối với trường hợp dòng chảy một chiều, chẳng hạn như có một kênh xả một nguồn nước bị ô nhiễm vào một tầng chứa nước (hình 1.24).

Vận tốc thấm được xem như hằng số, với lượng gia nhập của chất hoà tan tỉ lệ với thời gian. Nồng độ ban đầu của chất hoà tan trong tầng chứa nước bằng 0, và nồng độ của chất hoà tan của nước ô nhiễm là C_0 . Chất hoà tan tự do phân tán theo cả hai chiều lên và xuống.

Các điều kiện biên và điều kiện ban đầu là:

Điều kiện ban đầu $C(x, 0) = 0 \quad -\infty < x < +\infty$

Điều kiện biên $\int_{-\infty}^{+\infty} n_e C(x, t) dx = C_0 n_e v_x t \quad t > 0$

Điều kiện biên $C(\infty, t) = 0 \quad t \geq 0$

Điều kiện biên thứ nhất phát biểu rằng lượng nhập của chất ô nhiễm trên miền từ $-\infty$ đến $+\infty$ thì tỉ lệ với thời gian gia nhập.

Sauty (1980) đã đưa ra lời giải của bài toán này như sau:

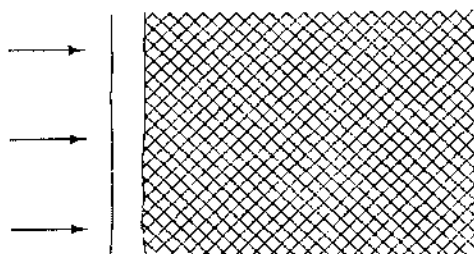
$$C = \frac{C_0}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{L - vt}{2\sqrt{D_L t}} \right) - \exp \left(\frac{vL}{D_L} \right) \operatorname{erfc} \left(\frac{L + vt}{2\sqrt{D_L t}} \right) \right] \quad (1.92)$$

Có thể thấy phương trình (1.91) và (1.92) là rất tương tự, sự khác nhau duy nhất là số hạng thứ hai trong phương trình (1.92) là dấu trừ chứ không phải là dấu cộng.

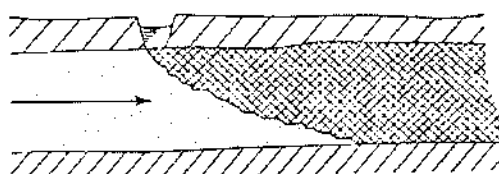
Sauty (1980) đưa ra xấp xỉ cho phương trình phân tán một chiều là:

$$C = \frac{C_0}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{L - vt}{2\sqrt{D_L t}} \right) \right] \quad (1.93)$$

Mặt bằng



Mặt cắt dọc



Hình 1.24. Thẩm rò từ kênh như là dòng nguồn ô nhiễm vào tầng chứa nước (Sauty, 1980)

Ví dụ 1.7

Tại nhà máy sản xuất dưa góp, dưa góp được muối trong chum gỗ. Một chum nước muối bị rò rỉ trực tiếp vào mực nước ngầm. Nồng độ của ion clo trong nước muối là 1575 mg/l. Dòng chảy trong tầng chứa nước được xem như dòng chảy một chiều và có các thông số sau:

Hệ số thấm $= 2,93 \cdot 10^{-4}$ m/s.

Gradient thủy lực $= 0,00678$.

Độ rỗng hữu hiệu $= 0,259$.

Tính toán nồng độ ion clo tại vị trí cách điểm rò rỉ 125m sau 0,5 năm kể từ khi rò rỉ bắt đầu.

Giải:

Áp dụng phương trình (1.93) cho bài toán này. Lưu ý rằng đây là nghiệm xấp xỉ vì số hạng thứ hai của phương trình đã bị bỏ qua.

$$\text{Tính } v_x: \quad v_x = \frac{K}{n_e} \frac{dh}{dl} = \frac{2,93 \cdot 10^{-4}}{0,259} \times 0,00678 = 7,67 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

Tìm giá trị của hệ số phân tán thủy động lực học D_L bằng cách áp dụng phương trình:

$$D_L = \alpha_L \bar{v}_x + D^*$$

a) Trước hết, xác định giá trị của α_L . Sử dụng phương trình (1.76):

$$\alpha_L = 0,83(\log L)^{2,414} = 0,83(\log 125)^{2,414} = 4,96 \text{ m}$$

b) Sau đó tính D_L : $D_L = 4,96 \times 7,67 \cdot 10^{-6} + 2 \cdot 10^{-9} = 3,8 \cdot 10^{-5} - 2 \cdot 10^{-9} \text{ (m}^2/\text{s)}$

Số hạng thứ hai phản ánh hệ số khuếch tán hiệu quả và có thể bỏ qua vì nó nhỏ hơn rất nhiều so với số hạng thứ nhất.

$$\text{Đổi } 0,5 \text{ năm} = 0,5 \times 365 \times 86400 = 1,578 \cdot 10^7 \text{ s.}$$

Giá trị của các biến được thay vào phương trình (1.93)

$$C = \frac{1575}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{125 - 7,67 \cdot 10^{-6} \times 1,578 \cdot 10^7}{2\sqrt{3,80 \cdot 10^{-5} \times 1,578 \cdot 10^7}} \right) \right] = 715 \text{ (mg/l)}$$

c) Điều kiện biên loại ba

Lời giải của phương trình (1.86) đối với điều kiện biên sau đây được đưa ra bởi Van Genuchten (1981)

$$\text{Điều kiện ban đầu: } C(x, 0) = 0$$

$$\text{Điều kiện biên: } \left(-D \frac{\partial C}{\partial x} + v_x C \right) \Big|_{x=0} = C_0 v_x$$

$$\text{Điều kiện biên } \frac{\partial C}{\partial x} \Big|_{x \rightarrow \infty} = (\text{hữu hạn})$$

Điều kiện thứ ba xác định khi x tiến tới vô cùng, gradient nồng độ sẽ vẫn là hữu hạn. Dưới các điều kiện này lời giải của phương trình là:

$$C = \frac{C_0}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{L - v_x t}{2\sqrt{D_L t}} \right) + \left(\frac{v_x^2 t}{\pi D_L} \right)^{1/2} \exp \left[-\frac{(L - v_x t)^2}{4D_L t} \right] - \frac{1}{2} \left(1 + \frac{v_x L}{D_L} + \frac{v_x^2 t}{D_L} \right) \exp \left(\frac{v_x L}{D_L} \right) \operatorname{erfc} \left(\frac{L - v_x t}{2\sqrt{D_L t}} \right) \right] \quad (1.94)$$

Phương trình này cũng có thể tính theo lời giải gần đúng là phương trình (1.93) khi chiều dài dòng chảy tăng.

d) Nguồn chất hoà tan xâm nhập tức thời vào trường thấm dòng chảy một chiều

Nếu một chất ô nhiễm được đổ tức thời vào trường dòng chảy đều một chiều, nó sẽ

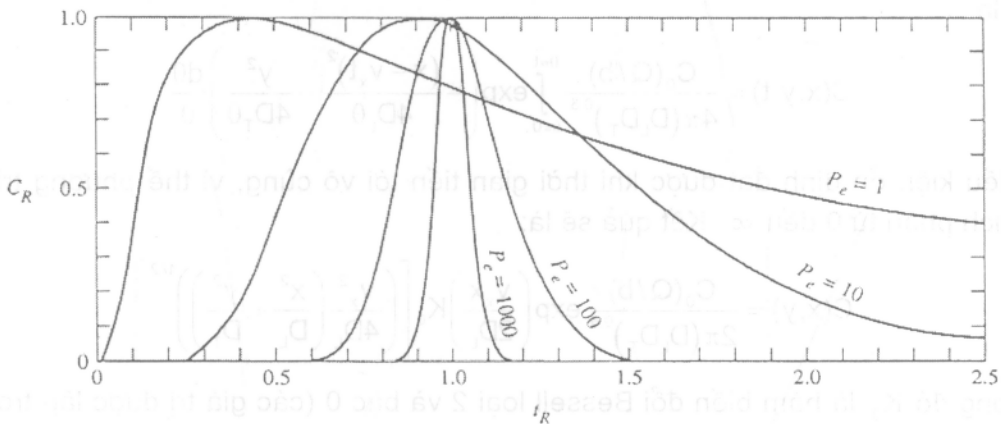
đi qua tầng chứa nước như một xung với nồng độ lớn nhất $C_{\max}$, tại một thời điểm sau khi nhập, $t_{\max}$. Lời giải của phương trình (1.86) dưới những điều kiện này là ở dạng không thứ nguyên:

$$C_R(t_R, P_e) = \frac{E}{(t_R)^{1/2}} \exp\left(-\frac{P_e}{4t_R}(1-t_R)^2\right) \quad (1.95)$$

với:
$$E = (t_{R\max})^{1/2} \exp\left(\frac{P_e}{4t_{R\max}}(1-t_{R\max})^2\right) \quad (1.96)$$

Ở đây, P_e là số Peclet, $P_e = v_x L / D_L$ với L chiều dài dòng chảy; $t_{R\max} = (1 + P_e^{-2})^{1/2} - P_e^{-1}$ là thời gian không thứ nguyên tại thời điểm nồng độ lớn nhất xảy ra; $C_R = C / C_{\max}$.

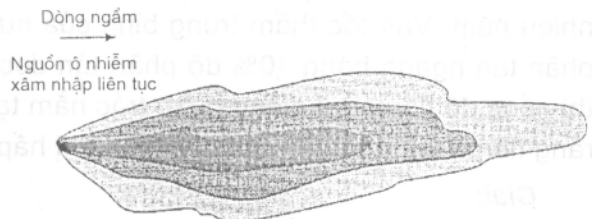
Hình 1.25 biểu diễn C_R cho trường hợp đổ chất hoà tan vào trường dòng chảy đều một chiều theo thời gian không thứ nguyên và các giá trị của số Peclet (P_e). Có thể thấy rằng thời gian tương ứng với nồng độ lớn nhất ($C_{\max}$) xảy ra tăng theo cùng với số P_e cho đến giới hạn $t_R = 1$. Đỉnh càng đối xứng khi P_e càng lớn.



Hình 1.25. Đường cong không thứ nguyên khi đổ chất hoà tan vào trường dòng chảy một chiều (Sauty, 1980)

e) Nguồn chất hoà tan xâm nhập liên tục vào trường thấm dòng chảy một chiều

Nếu chất hoà tan được nhập liên tục vào trường dòng chảy đều từ một điểm thấm hoàn toàn vào tầng chứa nước, một vùng lan hai chiều sẽ hình thành như hình 1.26. Nó sẽ lan truyền dọc theo trục của dòng chảy do sự phân tán theo phương dọc và ngang của trục chuyển động. Đây là sự lan truyền của chất ô nhiễm từ một giếng ép nước có nguồn ô nhiễm chính là nguồn điểm.



Hình 1.26. Vùng lan truyền từ nguồn ô nhiễm xâm nhập liên tục vào trường thấm dòng chảy hai chiều

Dòng chảy tuân theo phương trình truyền chất hai chiều (1.87). Giếng nằm ở điểm gốc ($x = 0, y = 0$), và vận tốc chảy đều ở đó bằng v_x song song với trục x . Chất hoà tan được nhập liên tục tại giếng với nồng độ C_0 và lưu lượng Q trên toàn chiều dày tầng chứa nước b .

Lời giải của phương trình (1.87) có thể xác định bằng cách áp dụng hàm Green (Bear, 1972; Fried, 1975) cho một đơn vị khối lượng chất ô nhiễm là:

$$C(x, y, t) = \frac{1}{4\pi t(D_L D_T)^{0.5}} \exp\left[-\frac{(x - v_x t)^2}{4D_L t} - \frac{y^2}{4D_T t}\right] \quad (1.97)$$

Vì hàm Green được tính cho một đơn vị khối lượng chất ô nhiễm và với vận tốc gia nhập là $C_0(Q/b)$, nghiệm phương trình trên là:

$$C(x, y, t) = \frac{C_0(Q/b)dt}{4\pi t(D_L D_T)^{0.5}} \exp\left[-\frac{(x - v_x t)^2}{4D_L t} - \frac{y^2}{4D_T t}\right] \quad (1.98)$$

Nếu lưu lượng nhập trên một đơn vị chiều rộng Q/b là liên tục thì nghiệm tại thời gian t là:

$$C(x, y, t) = \frac{C_0(Q/b)}{4\pi(D_L D_T)^{0.5}} \int_{0=t}^{\infty} \exp\left[-\frac{(x - v_x t)^2}{4D_L t} - \frac{y^2}{4D_T t}\right] \frac{d\theta}{\theta} \quad (1.99)$$

Điều kiện ổn định đạt được khi thời gian tiến tới vô cùng, vì thế phương trình trên được tích phân từ 0 đến ∞ . Kết quả sẽ là:

$$C(x, y) = \frac{C_0(Q/b)}{2\pi(D_L D_T)^{0.5}} \exp\left(\frac{v_x x}{2D_L}\right) K_0\left[\left(\frac{v_x^2}{4D_L}\left(\frac{x^2}{D_L} + \frac{y^2}{D_T}\right)\right)^{1/2}\right] \quad (1.100)$$

trong đó K_0 là hàm biến đổi Bessell loại 2 và bậc 0 (các giá trị được lập trong Phụ lục B), Q là lưu lượng gia nhập, b là chiều dày tầng chứa nước mà trên đó chất ô nhiễm có thể thấm thấu qua.

Ví dụ 1.8

Nước thải chứa florua có nồng độ 133mg/L được bơm vào một hồ thải nông nằm trên một tầng chứa nước mỏng có chiều dày 1,75m, với lưu lượng 3,66m³/ngày trong nhiều năm. Vận tốc thấm trung bình của nước ngầm là 0,187m/ngày. Giả thiết rằng độ phân tán ngang bằng 10% độ phân tán dọc. Nếu hồ thải nằm tại vị trí $x_0 = 0$ và $y_0 = 0$, thì nồng độ florua tại giếng quan trắc nằm tại $x = 65$ m và $y = 8$ m là bao nhiêu? Giả thiết rằng florua không phản ứng và không bị hấp thụ trong tầng chứa nước.

Giải:

Khoảng cách từ hồ thải đến giếng quan trắc theo phương x là:

$$L = x - x_0 = 65\text{m}$$

Xác định α_L sử dụng phương trình (1.76):

$$\alpha_L = 0,83(\log L)^{2,414} = 0,83(\log(65))^{2,414} = 3,490 \text{ m}$$

Từ đó ta tính được giá trị của D_L và D_T được xác định như sau:

$$D_L = v_x \alpha_L = 0,187 \times 3,490 = 0,653 \text{ m}^2/\text{ngày}$$

$$D_T = 0,1D_L = 0,065 \text{ m}^2/\text{ngày}$$

Áp dụng phương trình (1.100) ta tính được nồng độ florua tại giếng quan trắc:

$$C = \frac{133 \times (3,66/1,75)}{2\pi(0,653 \times 0,065)^{0,5}} \exp\left(\frac{0,187 \times 65}{2 \times 0,653}\right) K_0 \times \\ \times \left[\left(\frac{0,187^2}{4 \times 0,653} \left(\frac{65^2}{0,653} + \frac{8^2}{0,065} \right) \right)^{1/2} \right] = 42,33 \text{ mg/L}$$

Theo phương trình (1.99) thì khi giá trị của D_L tiến tới không thì nồng độ sẽ tiến tới vô cùng. Điều này không đúng về ý nghĩa vật lý. Nếu giá trị của D_L là rất nhỏ, thì cần phải sử dụng phương trình một chiều (1.92) cho những giá trị thời gian lớn.

Phương trình (1.99) cũng có thể được giải đối với một thời gian xác định, vì vậy sự lan truyền của một vùng lan truyền hai chiều theo thời gian có thể được xác định. Để giải theo thời gian, phương trình (1.99) có thể được viết như sau:

$$C(x,y,t) = \frac{C_0(Q/b)}{4\pi t(D_L D_T)^{0,5}} \exp\left(\frac{v_x x}{2D_L}\right) \int_0^{t_0} \exp\left[-\frac{\theta}{4D_L} - \left(\frac{x^2}{4D_L} + \frac{y^2}{4D_T}\right) \frac{1}{\theta}\right] \frac{d\theta}{\theta} \quad (1.101)$$

Nếu chúng ta đặt $t_D = v_x^2 t / 4D_L$, và phương trình trên trở thành:

$$C(x,y,t) = \frac{C_0(Q/b)}{4\pi(D_L D_T)^{0,5}} \exp\left(\frac{v_x x}{2D_L}\right) \int_0^{t_D} \exp\left[-t_D - \frac{B^2}{4t_D}\right] \frac{dt_D}{t_D} \quad (1.102)$$

với:
$$B^2 = \frac{v_x^2 x^2}{4D_L^2} + \frac{v_x^2 y^2}{4D_L D_T}.$$

Hantush (1956) tích phân phương trình trên cho lời giải như sau:

$$C(x,y,t) = \frac{C_0(Q/b)}{4\pi(D_L D_T)^{0,5}} \exp\left(\frac{v_x x}{2D_L}\right) [W(0,B) - W(t_D,B)] \quad (1.103)$$

với t_D và B được xác định như trên.

Cần lưu ý rằng t_D là dạng không thứ nguyên của thời gian. Phụ lục C trích một số các giá trị của $W(t_D,B)$. Trong phương trình dòng chảy tới lỗ khoan nó được gọi là hàm thấm xuyên $W(u,r/B)$.

Ví dụ 1.9

Một bể ngầm từng chứa benzen nhưng hiện nay chứa nước, bị rò rỉ với lưu lượng $1,93 \text{ m}^3/\text{năm}$. Tuy nhiên, nước vẫn còn chứa benzen với nồng độ $12950 \mu\text{g/L}$. Nước

ngầm chảy ở phía dưới bề chảy theo hướng Bắc. Giếng cấp nước sinh hoạt nằm cách bề bị rò rỉ 123,5m về phía Bắc và 7,2m về phía Đông. Giả thiết rằng vận tốc trung bình thực của nước ngầm là 0,235m/ngày, độ khuếch tán dọc là 12 m, độ khuếch tán ngang là 1,2m và chiều dày tầng chứa nước là 1,00m. Hỏi nồng độ benzen tại giếng sau 2 năm là bao nhiêu?

Giải:

Đây là ví dụ về bài toán rò rỉ liên tục lan truyền theo 2 chiều. Để giải bài toán này ta có thể áp dụng phương trình (1.103).

Bỏ qua ảnh hưởng của khuếch tán ta có các giá trị của D_L và D_T là:

$$D_L = v_x \alpha_L = 12 \times 0,235 = 2,82 \text{ m}^2/\text{ngày}$$

$$D_T = v_x \alpha_T = 1,2 \times 0,235 = 0,282 \text{ m}^2/\text{ngày}$$

Giá trị của B là:
$$B = \left[\frac{(0,235 \times 123,5)^2}{4 \times 2,82^2} + \frac{(0,235 \times 7,2)^2}{4 \times 2,82 \times 0,282} \right]^{1/2} = 5,26$$

Bước tiếp theo là tính t_D :

$$t_D = v_x^2 t / 4D_L = 0,235^2 \times 2 \times 265 / (4 \times 2,8) = 3,57$$

Từ đó, xác định $W[0, B]$ và $W[t_D, B]$ bằng cách tra Phụ lục C

$$W[0; B] = W[0; 5,26] = 0,0098$$

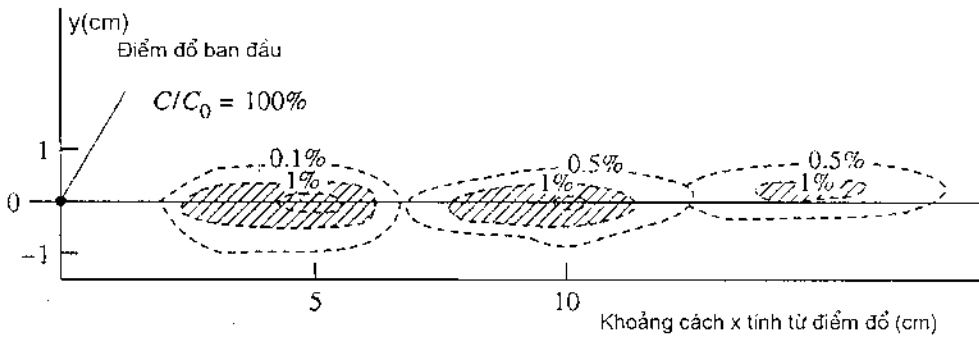
và
$$W[t_D; B] = W[3,57; 5,26] = 0,0019$$

Thay các giá trị vào phương trình (1.103) ta tính được nồng độ benzen tại giếng sau hai năm là:

$$\begin{aligned} C &= \frac{C_0(Q/b)}{4\pi(D_L D_T)^{0,5}} \exp\left(-\frac{v_x x}{2D_L}\right) [W(0, B) - W(t_D, B)] \\ C &= \frac{12950 \times (1,93/365/1)}{4\pi(2,82 \times 0,282)^{0,5}} \exp\left(-\frac{0,235 \times 123,5}{2 \times 2,82}\right) [0,0098 - 0,0019] \\ &= 0,0084 \mu\text{g/L} \end{aligned}$$

g) Nguồn chất hoà tan xâm nhập từ từ vào trường thấm dòng chảy hai chiều

Nếu một nguồn ô nhiễm được đổ từ từ trên toàn chiều dày môi trường dòng chảy hai chiều trong một khoảng thời gian ngắn, nó sẽ chuyển động theo phương của dòng chảy và lan truyền theo thời gian. Hình 1.27 mô tả kết quả thí nghiệm của Bear (1961) về sự lan truyền nguồn ô nhiễm này theo thời gian và không gian. Thí nghiệm trên hiện trường cho thấy sự lan truyền ô nhiễm phức tạp hơn nhiều so với trong phòng thí nghiệm do sự không đồng nhất của môi trường địa chất và ở đó trong quá trình lan truyền ô nhiễm sự phân tán có thể không tuân theo mô hình khuếch tán.



Hình 1.27. Đổ chất hoà tan vào trường thấm dòng chảy hai chiều sau ba khoảng thời gian khác nhau (Bear, 1961)

De Josselin De Jong (1958) rút ra nghiệm của bài toán trên cơ sở xử lý thống kê về quá trình phân tán. Sau đó Bear (1961) đã kiểm chứng bằng thực nghiệm. Nếu chất hoà tan với nồng độ C_0 được nhập vào trong môi trường dòng chảy hai chiều trên vùng có diện tích là A tại điểm (x_0, y_0) , thì nồng độ tại điểm (x, y) tại thời điểm t là:

$$C(x, y, t) = \frac{C_0 A}{4\pi t (D_L D_T)^{0.5}} \exp \left[-\frac{((x - x_0) - v_x t)^2}{4D_L t} - \frac{(y - y_0)^2}{4D_T t} \right] \quad (1.104)$$

Ví dụ 1.10

Một xe téc chở nước chứa benzen có nồng độ 1275mg/L bị lật và tràn ra một thể tích nước đủ để bão hoà một tầng chứa nước mỏng trên diện tích 5 m². Dòng ngầm trong tầng chứa nước chảy với vận tốc trung bình là 0,45m/ngày. Giả thiết rằng giá trị của D_L và D_T tương ứng là 2,1 m²/ngày và 0,21 m²/ngày.

Gần đó có một giếng nước của nhà nghỉ tư nhân. Nếu trung tâm của vùng lan truyền nằm tại $x_0 = 0$ và $y_0 = 0$, và vị trí của giếng nằm ở $x = 72\text{m}$ và $y = 5,5\text{m}$. Chủ của giếng nước đi vắng và sẽ quay về sau 200 ngày. Nếu không có sự trễ hoặc phân huỷ của benzen khi nó lan truyền trong tầng chứa nước, thì nồng độ của benzen trong nước giếng sẽ là bao nhiêu khi chủ nhà quay trở về.

Giải:

Phương trình được dùng ở đây là phương trình (1.104) đối với nguồn điểm ô nhiễm lan truyền trong tầng chứa nước theo hai chiều:

$$C(x, y) = \frac{1275 \times 5}{4\pi \times 200 \times \sqrt{2,1 \times 0,21}} \exp \left[-\frac{((72 - 0) - 0,45 \times 200)^2}{4 \times 2,1 \times 200} - \frac{(5,5 - 0)^2}{4 \times 0,21 \times 200} \right] = 2,63 \text{ mg/L}$$

Nồng độ lớn nhất của ô nhiễm từ điểm nguồn được tìm thấy ở trung tâm vùng lan truyền. Nếu dòng chảy theo phương x và nguồn ô nhiễm là $x_0 = 0$ và $y_0 = 0$, trọng tâm

khối lượng của vật chất bảo toàn tại thời điểm t bất kỳ kể từ khi tràn sẽ nằm tại $x = v_x t$ và $y = 0$. Nếu chúng ta thay những giá trị này vào (1.104), ta có:

$$C_{\max} = \frac{C_0 A}{4\pi t (D_L D_T)^{0.5}} \exp \left[-\frac{((v_x t - 0) - v_x t)^2}{4D_L t} - \left(\frac{(0 - 0)^2}{4D_T t} \right) \right] \quad (1.105)$$

$$\text{hay} \quad C_{\max} = \frac{C_0 A}{4\pi t (D_L D_T)^{0.5}} \quad (1.106)$$

Sự phân bố của nồng độ ô nhiễm trong vùng loang sẽ tuân theo phân bố chuẩn hoặc Gauss. Từ phương trình (1.104) và (1.106) độ lệch quân phương của phân bố này là:

$$\sigma_x = \sqrt{2D_L t} \quad \text{và} \quad \sigma_y = \sqrt{2D_T t}$$

Từ đó có thể đưa ra nhận định là: 99,7% của khối lượng ô nhiễm sẽ chứa bên trong diện tích biểu thị bởi ba lần độ lệch quân phương so với điểm trọng tâm ($3\sigma_x$ và $3\sigma_y$).

Ví dụ 1.11

Một xe chở nước muối nồng độ 2130mg/L clorua bị lật và tràn nước muối trên diện tích 42,3m². Tầng chứa nước mỏng nằm phía dưới có vận tốc là 0,38 m/ngày. Xác định trọng tâm của vùng lan truyền sau 133 ngày? Nồng độ lớn nhất và biên của vùng lan truyền so với trọng tâm là bao nhiêu?

Giải:

Vùng lan truyền đối lưu sẽ nằm tại $x = v_x t = 0,38 \times 133 = 50,54$ m

Để xác định trị số của D_L và D_T ta có thể sử dụng phương trình (1.75). Nhưng trước hết, ta hãy xác định α_L từ phương trình (1.76):

$$\alpha_L = 0,83 (\log(L))^{2,414} = 3,00 \text{ m}$$

$$D_L = \alpha_L v_x = 3,00 \times 0,38 = 1,14 \text{ m}^2/\text{ngày}$$

Chúng ta có thể giả thiết D_T bằng 10% của D_L : $D_T = 0,114 \text{ m}^2/\text{ngày}$

Nồng độ lớn nhất tại trọng tâm của vùng lan truyền có thể xác định theo phương trình (1.106)

$$C_{\max} = \frac{C_0 A}{4\pi t (D_L D_T)^{0.5}} = \frac{2130 \times 42,3}{4 \times 133 \times (1,14 \times 0,114)^{0.5}} = 149,61 \text{ mg/L}$$

Kích thước của vùng lan truyền có thể được xác định từ các độ lệch quân phương

$$\sigma_x = \sqrt{2D_L t} = \sqrt{2 \times 1,14 \times 133} = 17,41 \text{ m}$$

$$\sigma_y = \sqrt{2D_T t} = \sqrt{2 \times 0,114 \times 133} = 5,51 \text{ m}$$

Biên của vùng lan truyền là $3\sigma_x$ về phía trước so với trọng tâm là 52,23 m và vùng lan truyền phát triển $3\sigma_y$ về 2 phía của trọng tâm là 16,53 m.

h) Các thí nghiệm xác định độ phân tán trong phòng thí nghiệm

Độ khuếch tán và độ phân tán có thể được xác định trong phòng thí nghiệm khi sử dụng các cột thấm bằng đất nén tương tự như điều kiện khảo sát. Các kết quả nghiên cứu thường được báo cáo dưới dạng thể tích chất lỏng nước thấm. Thể tích lỗ rỗng bằng diện tích mặt cắt ngang nhân với chiều dài và nhân với hệ số rỗng (ALn). Lưu lượng qua cột thấm bằng vận tốc nhân với hệ số rỗng nhân với diện tích mặt cắt ngang ($v_x nA$). Thể tích nước thấm trong một khoảng thời gian là tích của thời gian với lưu lượng ($v_x nAt$).

Người ta gọi U là số lần thể tích lỗ rỗng cột thấm, thì nó bằng tổng lượng dòng chảy chia cho thể tích lỗ rỗng:

$$U = \frac{v_x nAt}{ALn} = \frac{v_x t}{L} = t_R \quad (1.107)$$

Có thể thấy rằng số lần thể tích lỗ rỗng cột thấm U thì bằng với thời gian không thứ nguyên, t_R .

Với sự tương đương này, phương trình phân tán gần đúng một chiều (1.93) có thể được biến đổi thành (Brigham 1974):

$$\frac{C}{C_0} = 0,5 \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{1-U}{2(UD_L/v_x L)^{0,5}} \right) \right] \quad (1.108)$$

trong đó: U là số lần thể tích lỗ rỗng cột thấm, trong đó một thể tích lỗ rỗng cột thấm được tính bằng thể tích cột thấm nhân với hệ số rỗng. L là chiều dài cột thấm.

Nồng độ lan truyền của chất hoà tan C được đo với các giá trị U khác nhau, và sau đó quan hệ C/C_0 với $[(U-1)/U^{0,5}]$ được vẽ trên giấy tần suất tuyến tính. Nếu số liệu vẽ ra là đường thẳng, chúng tuân theo phân bố chuẩn, khi đó dạng khuếch tán của phương trình đối lưu – phân tán là có nghĩa và độ dốc của đường thẳng là hệ số phân tán thuỷ động lực theo phương dọc.

Giá trị của D_L có thể được xác định như sau:

$$D_L = \left(\frac{v_x L}{8} \right) (J_{0,84} - J_{0,16})^2 \quad (1.109)$$

trong đó: $J_{0,84} = [(U-1)/U^{0,5}]$

khi $C/C_0 = 0,84$, $J_{0,16} = [(U-1)/U^{0,5}]$

khi $C/C_0 = 0,16$

Vì $D_L = \alpha_L v_x + D^*$, nên $\alpha_L = \frac{D_L - D^*}{v_x} \quad (1.110)$

Vận tốc trung bình của cột thấm có thể xác định từ lượng nước chảy qua trong một

đơn vị thời gian chia cho tích của diện tích mặt cắt ngang và độ rỗng. Hệ số khuếch tán hiệu quả có thể được đo trong thí nghiệm hoặc được ước lượng.

Ví dụ 1.12

Picken và Grisak (1981) đã tiến hành nghiên cứu trong phòng thí nghiệm về sự phân tán trong các cột thấm với các đặc trưng sau:

Chất hoà tan:	clorua
Chiều dài cột thấm:	30cm
Đường kính cột thấm:	4,45cm
Kích thước hạt trung bình:	0,20 mm
Hệ số đều hạt của cát:	2,3
Độ rỗng của cát:	0,36
Lưu lượng dòng chảy:	
Thí nghiệm R1:	$5,12 \times 10^{-3}$ mL/s
Thí nghiệm R2:	$1,40 \times 10^{-2}$ mL/s
Thí nghiệm R3:	$7,75 \times 10^{-2}$ mL/s
Vận tốc dòng chảy:	
Thí nghiệm R1:	$9,26 \times 10^{-4}$ cm/s
Thí nghiệm R2:	$2,53 \times 10^{-3}$ cm/s
Thí nghiệm R3:	$8,60 \times 10^{-3}$ cm/s

Thí nghiệm R1 sử dụng dung dịch muối clorua nồng độ 200mg/L, được tiếp theo bởi thí nghiệm R2 ở đó dung dịch muối được rửa bởi nước khử ion hoá và thí nghiệm R3, ở đó dung dịch clorua 200mg/L lại được đưa vào cột thấm.

Các kết quả của ba thí nghiệm được vẽ trong hình 1.28. Quan hệ được lập đều tuân theo quy luật đường thẳng. Kết quả của thí nghiệm R2 có độ dốc ngược vì nước rửa được thay thế cho dung dịch muối clorua.

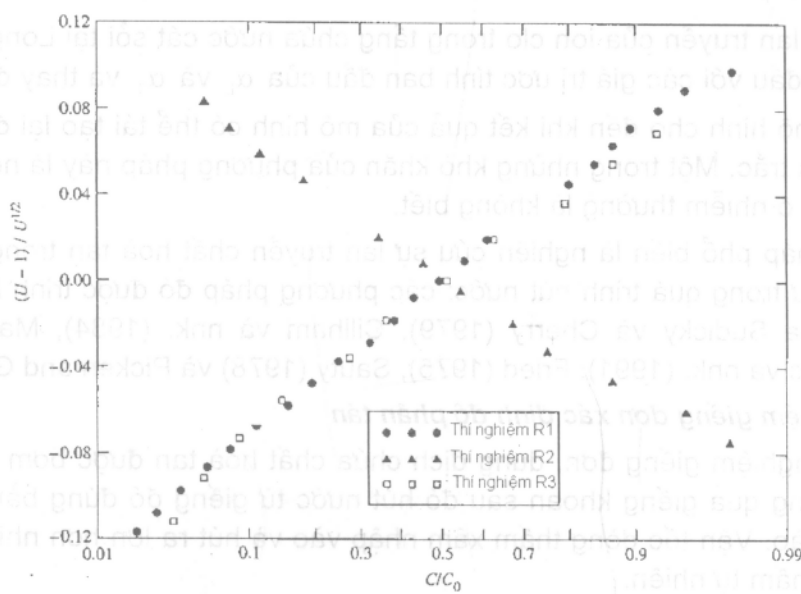
Đối với clorua trong nước ở nhiệt độ 25°C, hệ số khuếch tán phân tử là $2,03 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$. Dựa vào điều này, Pickens và Grisak ước tính hệ số khuếch tán hiệu quả là $1,02 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$. Các hệ số phân tán động lực học được dựa vào độ dốc của các đường thẳng. Từ đó có thể xác định được giá trị của các hệ số đối với ba thí nghiệm:

Thí nghiệm	Hệ số phân tán thuỷ động lực học	Độ phân tán
R1	$4,05 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$	0,033cm
R2	$8,65 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$	0,030cm
R3	$3,76 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$	0,043cm

Giá trị của các hệ số tại các lần thí nghiệm khác nhau là do sai số thí nghiệm.

Độ phân tán đối với thí nghiệm R1 được tính như sau:

$$\alpha_L = \frac{D_L - D^*}{v_x} = \frac{4,05 \times 10^{-5} - 1,02 \times 10^{-5}}{9,26 \times 10^{-4}} = 0,033 \text{ cm}$$



Hình 1.28. Quan hệ $(U-1)/U^{1/2}$ và C/C_0 trên giấy tần suất để xác định độ phân tán trong thí nghiệm cột thấm (Pickens và Grisak, 1981)

Ví dụ 1.13

Một cột thấm dài 40cm. Nó được dựng lên sao cho nước rửa ion chảy qua với vận tốc trung bình là $135 \times 10^{-2} \text{cm/giây}$. Nguồn chất lỏng được thay đổi bởi dung dịch có nồng độ 300mg/L. Nồng độ của clorua sau 500 giây (t_1) là 48mg/L và sau 4000 giây (t_2) là 252 mg/L. Hãy xác định độ phân tán trong thí nghiệm.

Giải:

Số lần thể tích lỗ rỗng cột thấm tại một thời điểm xác định có thể được tính theo công thức (1.107). Tại thời điểm t_1 là:

$$U = 1,35 \times 10^{-2} \times 500 / 40 = 0,17 \text{ lần thể tích lỗ rỗng}$$

$$C/C_0 = 48/300 = 0,16$$

$$J_{0,16} = (U-1)/U^{0,5} = (0,17-1)/0,17^{0,5} = -2,01$$

Tại thời điểm t_2 :

$$U = 1,35 \times 10^{-2} \times 4000 / 40 = 1,35 \text{ thể tích lỗ rỗng}$$

$$C/C_0 = 252/300 = 0,84$$

$$J_{0,84} = (U-1)/U^{0,5} = (1,35-1)/1,35^{0,5} = 0,28$$

Giá trị của D_L có thể được xác định dựa vào phương trình (1.109):

$$D_L = \left(\frac{v_x L}{8} \right) (J_{0,84} - J_{0,16})^2 = (1/8) \times 1,35 \times 10^{-2} \times 40 \times (0,28 + 2,01)^{0,5} = 0,102 \text{ cm}^2/\text{s}$$

i) Các thí nghiệm xác định độ phân tán ngoài hiện trường

Độ phân tán ngoài hiện trường có thể được xác định theo hai phương pháp. Nếu có một tầng chứa nước bị ô nhiễm, vùng lan truyền của ô nhiễm có thể được lập thành bản đồ và độ phân tán có thể được xác định bằng cách giải phương trình đối lưu – phân tán. Pinder (1973) đã sử dụng phương pháp này trong nghiên cứu mô hình nước ngầm để

nghiên cứu sự lan truyền của ion clo trong tầng chứa nước cát sỏi tại Long Island, New York. Ông bắt đầu với các giá trị ước tính ban đầu của α_L và α_T và thay đổi chúng qua các lần chạy mô hình cho đến khi kết quả của mô hình có thể tái tạo lại được vùng lan truyền đã quan trắc. Một trong những khó khăn của phương pháp này là nồng độ và thể tích của nguồn ô nhiễm thường là không biết.

Phương pháp phổ biến là nghiên cứu sự lan truyền chất hoà tan trong điều kiện tự nhiên cũng như trong quá trình hút nước: các phương pháp đó được trình bày trong các nghiên cứu của Sudicky và Cherry (1979), Cillham và nnk. (1984), Mackay và nnk. (1986), LeBlanc và nnk. (1991), Fried (1975), Sauty (1978) và Picken and Grisak (1981).

k) Thí nghiệm giếng đơn xác định độ phân tán

Trong thí nghiệm giếng đơn, dung dịch chứa chất hoà tan được bơm vào một tầng chứa nước thông qua giếng khoan sau đó hút nước từ giếng đó bằng lượng chất lỏng đã bơm vào. Vận tốc dòng thấm xâm nhập vào và hút ra lớn hơn nhiều so với các vận tốc dòng thấm tự nhiên.

Phương trình (1.88) có thể được viết như sau:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial r} = \alpha_L u \frac{\partial^2 C}{\partial r^2} + \frac{D^*}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial C}{\partial r} \right) \quad (1.111)$$

Gelhar và Collins (1971) giải ra nghiệm của phương trình (1.111) đối với giai đoạn hút nước, trong đó thành phần khuếch tán được bỏ qua vì nó rất nhỏ so với thành phần phân tán. Nồng độ tương đối của nước hút ra từ giếng là:

$$\frac{C}{C_0} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left(\frac{(U_p - U_i) - 1}{\left\{ \frac{16}{3} (\alpha_L / R_f) [2 - (1 - U_p / U_i)]^{-0.5} [1 - (U_p / U_i)] \right\}^{0.5}} \right) \quad (1.112)$$

trong đó U_p là thể tích nước hút ra tại các thời điểm khác nhau, U_i là tổng thể tích nước gia nhập trong giai đoạn ép nước, R_f là vị trí frontal trung bình của nước gia nhập tại cuối thời kỳ ép nước, nó được xác định bởi biểu thức:

$$R_f = \left(\frac{Qt}{\pi b n} \right)^{0.5} \quad (1.113)$$

trong đó Q là lưu lượng ép, t là tổng thời gian ép, b là chiều dày tầng chứa nước, n là độ lỗ rỗng.

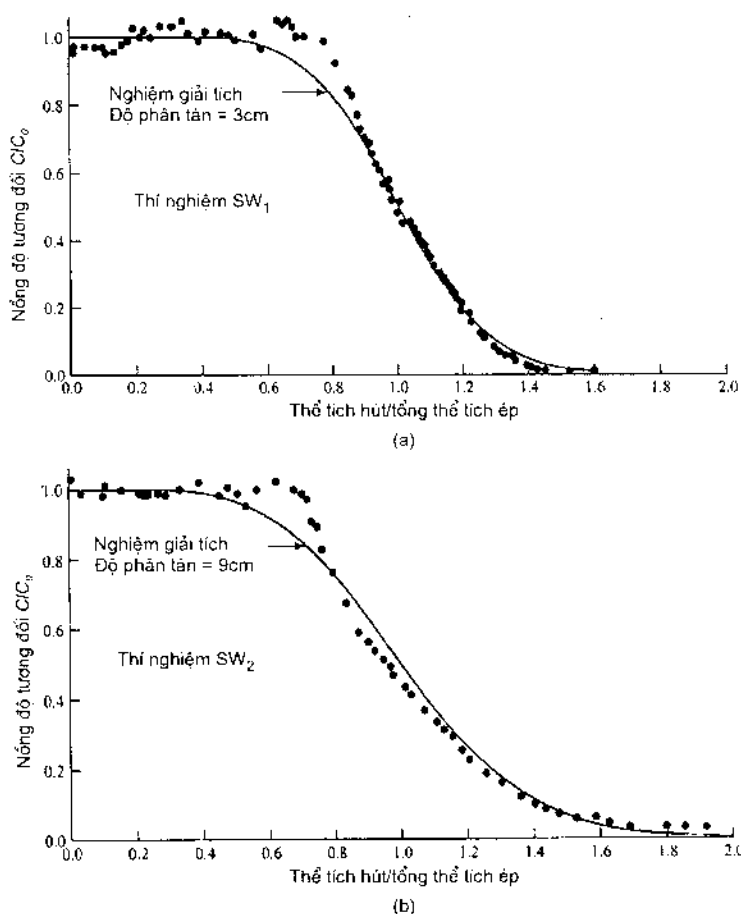
Ví dụ 1.14

Pickens và Grisak (1981) biểu diễn một thí nghiệm ép và hút chất hoà tan vào một tầng chứa nước cát có chiều dày khoảng 8,2m với hệ số thấm là $1,4 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ và độ lỗ rỗng là 0,38. Cột thấm thí nghiệm trong phòng ở ví dụ 1.13 được lấy từ tầng chứa nước này.

Lỗ khoan ép nước có đường kính 5,7cm và có ống lọc đặt suốt toàn bộ chiều dày của tầng chứa nước. Nước làm sạch được ép vào với lưu lượng không đổi trong 24 giờ đạt đến trạng thái ổn định. Chất chỉ thị dùng trong thí nghiệm là chất phóng xạ iodine được pha vào nguồn nước ép. Tất cả các đo đạc được hiệu chỉnh đối với sự phân rã phóng xạ xảy ra trong quá trình thí nghiệm.

Hai thí nghiệm được tiến hành tại giếng. Thí nghiệm thứ nhất (SW1), có lưu lượng ép là 0,886L/s và ép liên tục trong 1,25 ngày. Tổng thể tích nước ép là 95,6m³. Bán kính ảnh hưởng trung bình là 3,13m kể từ giếng. Sau đó, nước được hút ra khỏi giếng với cùng lưu lượng trong 2 ngày, nghĩa là có 153m³ nước được hút ra. Thí nghiệm thứ hai (SW2), được tiến hành dài hơn. Nước có chất hoà tan được ép vào với lưu lượng 0,719L/s trong 3,93 ngày. Tổng 244m³ nước được bơm vào, và vị trí trung bình của bán kính ảnh hưởng đạt đến 4,99m kể từ giếng. Nước được hút ra khỏi giếng với khối lượng 886m³ trong khoảng thời gian là 16,9 ngày, nghĩa là lưu lượng trung bình bằng 0,606 L/s. Các kết quả thí nghiệm được thể hiện trong hình 1.29 biểu thị quan hệ giữa nồng độ tương đối C/C_0 với U_p/U_i .

Từ hình 1.29 ta thấy các điểm biểu thị giá trị thực đo, đường liền nét biểu thị các đường cong được tính theo phương trình (1.112). Các đường cong khác nhau được tính cho các giá trị α_L khác nhau. Trong hình 1.29a đường cong tính toán được xác định dựa vào độ khuếch tán theo phương dọc bằng 3,0cm, trong khi đường cong trong hình 1.29b là đường cong thích hợp nhất dựa vào độ phân tán theo phương dọc bằng 9,0cm. Thí nghiệm thứ hai đã ép vào một lượng nước lớn hơn so với thí nghiệm thứ nhất, và đã nhận được giá trị độ phân tán lớn hơn.



Hình 1.29 So sánh số liệu hút – ép thí nghiệm của giếng đơn C/C_0 với nghiệm giải tích (Pickens và Grisak, 1981).

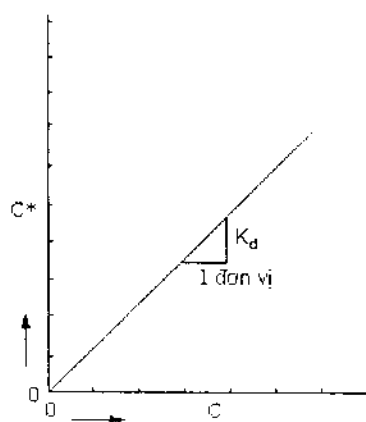
1) Các phản ứng bề mặt cân bằng

• Hấp thụ đẳng nhiệt tuyến tính

Nếu có một mối quan hệ trực tiếp và tuyến tính giữa lượng chất hoà tan hấp thụ trên mặt chất rắn C^* và nồng độ của chất hoà tan C , giữa hấp thụ đẳng nhiệt của C với C^* thì quá trình đẳng nhiệt hấp thụ là tuyến tính và được mô tả theo phương trình:

$$C^* = K_d C \quad (1.114)$$

Ở đây C^* là khối lượng của chất hoà tan được hấp thụ trên một đơn vị khối lượng của chất rắn (mg/kg), C là nồng độ chất hoà tan trong dung dịch ở điều kiện cân bằng với khối lượng của chất hoà tan được hấp thụ trên bề mặt chất rắn (mg/L), hệ số K_d (L/kg) được gọi là hệ số phân bố, nó bằng độ dốc của đường đẳng nhiệt hấp thụ tuyến tính (hình 1.30).



Hình 1.30. Quan hệ đẳng nhiệt hấp thụ tuyến tính giữa C^* và C

Nếu phương trình (1.114) được thế vào phương trình (1.90) ta có phương trình đối lưu – phân tán là:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{B_d}{\theta} \frac{\partial (K_d C)}{\partial t} \quad (1.115)$$

Phương trình này có thể viết lại như sau:

$$\frac{\partial C}{\partial t} \left(1 + \frac{B_d}{\theta} K_d \right) = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} \quad (1.116)$$

Đặt: $r_f = 1 + \frac{B_d}{\theta} K_d$ (r_f được gọi là hệ số trễ) (1.117)

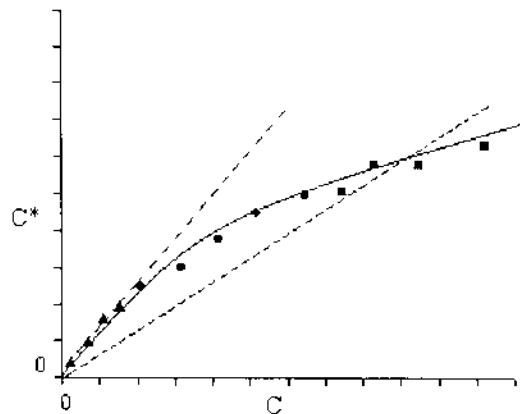
Nếu vận tốc trung bình nước ngầm theo phương x là v_x , vận tốc trung bình của biên chất hoà tan ở đó nồng độ bằng một nửa ban đầu, thì v_c được xác định bởi:

$$v_c = \frac{v_x}{r_f} \quad (1.118)$$

Phương trình (1.115) đến (1.117) có thể giải dễ dàng và đã được một số tác giả sử dụng cho các nghiên cứu dự đoán vận tốc chuyển động của biên chất hoà tan (Anderson 1979, Faust và Mercer 1980, Srinivasan và Mercer 1988).

Có hai hạn chế của mô hình đẳng nhiệt hấp thụ tuyến tính. Thứ nhất là không giới hạn lượng chất hoà tan có thể được hấp thụ trên mặt chất rắn. Rõ ràng điều đó là không thực tế vì khối lượng chất hoà tan có thể được hấp thụ phải có giới hạn trên. Thứ hai là nếu chỉ có một vài điểm số liệu thực đo để vẽ đường quan hệ $C-C^*$ thì rất có thể xác định sai quan hệ tuyến tính này. Hình 1.31 cho thấy không bao giờ cho phép ngoại suy và giả thiết quan hệ tuyến tính tồn tại từ một bộ số liệu giới hạn. Phần số liệu đánh dấu tam giác có thể cùng với gốc tọa độ hình thành quan hệ tuyến tính. Phần số liệu

đánh dấu vuông cũng có thể cùng với gốc toạ độ tạo một quan hệ tuyến tính khác. Tuy nhiên, nếu sử dụng tất cả các số liệu ta có thể thấy rằng đẳng nhiệt hấp thụ này không phải là quan hệ tuyến tính.



Hình 1.31. Sai số có thể dẫn đến do sử dụng một số lượng nhỏ các số liệu để giải thích quan hệ đẳng nhiệt tuyến tính và ngoại suy các giá trị nằm ngoài khoảng của bộ số liệu khi quan hệ đẳng nhiệt hấp thụ thực tế là phi tuyến

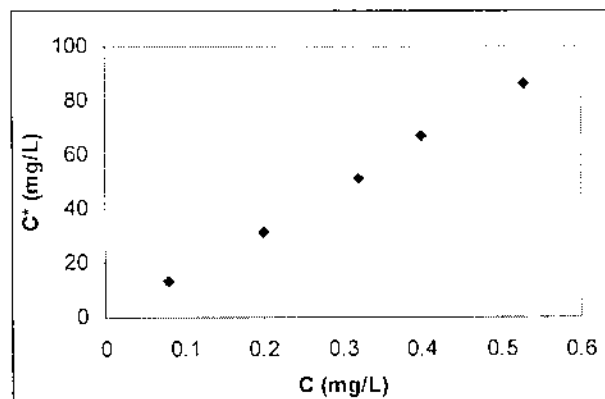
Ví dụ 1.15

Nghiên cứu hấp thụ của Mn^{2+} trên đất phù sa thu được kết quả sau:

Nồng độ cân bằng (mg/L) Mn^{2+} được hấp thụ ($\mu g/mg$)

0,08	13
0,20	31
0,32	51
0,40	67
0,53	86

Hãy xác định K_d .



Hình 1.32. Hấp thụ của magan trên đất phù sa

Giải:

Số liệu được vẽ để xác định đường đẳng nhiệt hấp thụ của Mn^{2+} (hình 1.32). Có thể thấy rằng chúng tạo nên đường thẳng, vì vậy đường đẳng nhiệt tuyến tính có thể được sử dụng. Độ dốc của đường thẳng K_d là $17\mu g/mg/0,10mg/L$ hoặc là $170mL/mg$.

- **Đẳng nhiệt hấp thụ Freundlich**

Quá trình đẳng nhiệt cân bằng dạng tổng quát hơn đó là đẳng nhiệt hấp thụ Freundlich. Quá trình này được xác định bởi quan hệ phi tuyến sau:

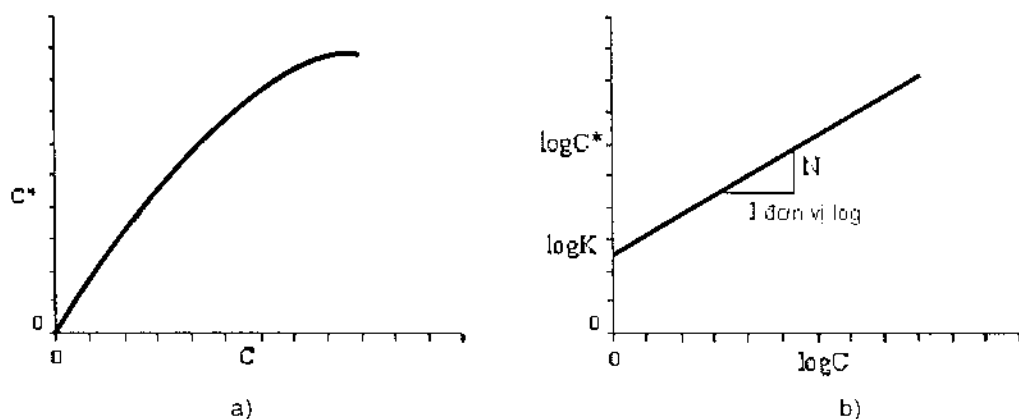
$$C^* = KC^N \quad (1.119)$$

trong đó K và N là các hằng số.

Nếu các đặc trưng hấp thụ có thể được xác định bởi đẳng nhiệt hấp thụ Freundlich, đường quan hệ C với C^* sẽ là một đường cong (hình 1.33a). Tuy nhiên, số liệu có thể được tuyến tính hoá bằng các bằng cách lấy lôgarit hai vế phương trình (1.119):

$$\log C^* = \log K + N \log C \quad (1.120)$$

Quan hệ $\log C - \log C^*$ là tuyến tính với độ dốc N và tung độ gốc là $\log K$ (hình 1.33b).



Hình 1.33. Quan hệ đẳng nhiệt hấp thụ phi tuyến Freundlich

a) của C^* theo C ; b) của $\log C^*$ theo $\log C$

Thế phương trình (1.119) vào phương trình (1.90) ta được:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{B_d}{\theta} \frac{\partial (KC^N)}{\partial t} \quad (1.121)$$

Lấy đạo hàm và sắp xếp lại, phương trình (1.121) trở thành:

$$\frac{\partial C}{\partial t} \left(1 + \frac{B_d K N C^{N-1}}{\theta} \right) = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} \quad (1.122)$$

Đối với đẳng nhiệt hấp thụ Freundlich hệ số trễ r_H được xác định như sau:

$$r_H = 1 + \frac{B_d K N C^{N-1}}{\theta} \quad (1.123)$$

Nếu $N > 1$, phương trình (1.122) sẽ cho thấy vùng biên lan truyền sẽ rộng hơn, nếu $N < 1$ thì biên sẽ nhọn hơn, còn nếu $N = 1$, đẳng nhiệt hấp thụ Freundlich trở thành đẳng nhiệt hấp thụ tuyến tính.

Đẳng nhiệt hấp thụ Freundlich được áp dụng rộng rãi cho sự hấp thụ bởi loại đất chứa các kim loại và các hợp chất hữu cơ khác nhau. Đẳng nhiệt hấp thụ Freundlich cũng có hạn chế giống đẳng nhiệt hấp thụ tuyến tính là không có giới hạn trên cho lượng chất hoà tan có thể được hấp thụ. Cần chú ý khi ngoại suy phương trình, nếu không chúng sẽ phân tán ra xa phạm vi số liệu thực nghiệm. Đẳng nhiệt hấp thụ Freundlich thường có được từ việc tích hợp các số liệu thí nghiệm.

• *Đẳng nhiệt hấp thụ Langmuir*

Đẳng nhiệt hấp thụ Langmuir được xây dựng với giả thiết rằng bề mặt chất rắn có một số hữu hạn các vùng hấp thụ. Khi tất cả vùng hấp thụ này bão hoà, bề mặt sẽ không tiếp tục hấp thụ chất hoà tan trong dung dịch nữa. Dạng của đẳng nhiệt hấp thụ Langmuir là:

$$\frac{C}{C^*} = \frac{1}{\alpha\beta} + \frac{C}{\beta} \quad (1.124)$$

trong đó α là hằng số hút bám liên quan đến năng lượng liên kết (L/mg), β là lượng chất hoà tan lớn nhất có thể được hấp thụ bởi chất rắn (mg/kg).

Đẳng nhiệt hấp thụ Langmuir có thể biểu thị như sau:

$$C^* = \frac{\alpha\beta C}{1 + \alpha C} \quad (1.125)$$

Đưa (1.125) vào phương trình (1.90) ta có phương trình sau:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{B_d}{\theta} \frac{\partial \left(\frac{\alpha\beta C}{1 + \alpha C} \right)}{\partial t} \quad (1.126)$$

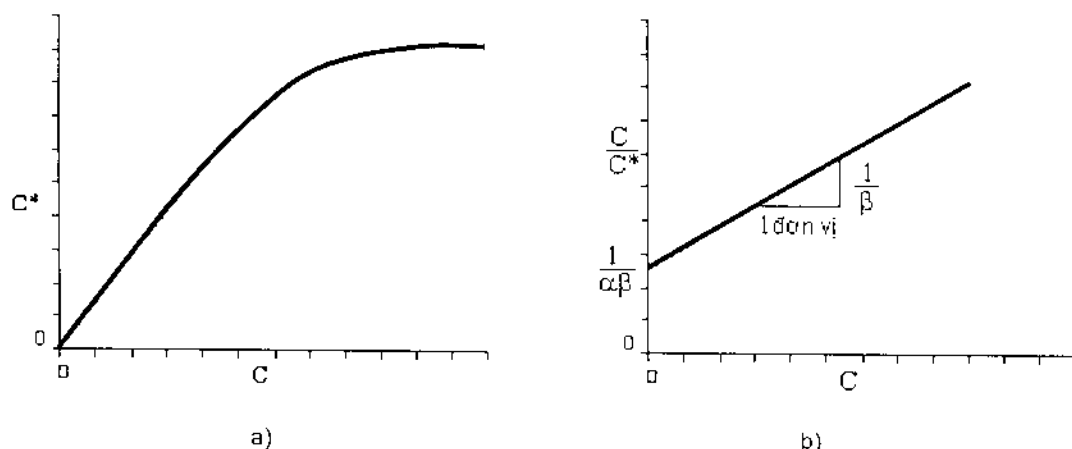
Lấy đạo hàm phương trình (1.126) ta được:

$$\frac{\partial C}{\partial t} \left(1 + \frac{B_d}{\theta} \frac{\alpha\beta}{(1 + \alpha C)^2} \right) = D_L \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial C}{\partial x} \quad (1.127)$$

Hệ số trễ cho đẳng nhiệt hấp thụ Langmuir r_{II} được xác định theo công thức:

$$r_{II} = 1 + \frac{B_d}{\theta} \frac{\alpha\beta}{(1 + \alpha C)^2} \quad (1.128)$$

Nếu sự hấp thụ chất hoà tan trên bề mặt chất rắn tuân theo quan hệ đẳng nhiệt hấp thụ Langmuir, khi vẽ số liệu thí nghiệm quan hệ của C^* với C ta sẽ có đường cong như hình 3.34a. Nếu vẽ quan hệ C/C^* với C ta sẽ có quan hệ đường thẳng. Sự hấp thụ lớn nhất β bằng số nghịch đảo độ dốc đường thẳng và hằng số năng lượng liên kết α bằng độ dốc của đường thẳng chia cho giá trị giao điểm của đường thẳng với trục tung (hình 3.34b).



Hình 1.34. Quan hệ đẳng nhiệt hấp thụ: a) Langmuir trong hệ tọa độ C^* với C ; (b) Quan hệ đẳng nhiệt hấp thụ Langmuir trong hệ tọa độ C/C^* với C (tuyến tính)

Trong các nghiên cứu về hấp thụ photpho trong đất, người ta thấy rằng quan hệ C/C^* với C sẽ bao gồm hai đoạn thẳng (Fetter 1977, Munns và Fox 1976). Điều này cho thấy rằng, năng lượng liên kết có hai dạng hấp thụ ở hai vùng hấp thụ khác nhau. Đẳng nhiệt hấp thụ hai vùng Langmuir là:

$$\frac{C}{C^*} = \frac{\alpha_1 \beta_1}{1 + \alpha_1 C} + \frac{\alpha_2 \beta_2}{1 + \alpha_2 C} \quad (1.129)$$

trong đó α_1 là cường độ liên kết tại các vùng loại 1, α_2 là cường độ liên kết tại các vùng loại 2, β_1 là lượng chất hoà tan lớn nhất có thể được hấp thụ bởi chất rắn tại các vùng loại 1, β_2 là lượng chất hoà tan lớn nhất có thể được hấp thụ bởi chất rắn tại các vùng loại 2.

• Sự phân huỷ phóng xạ

Nếu các chất phóng xạ đi vào hệ thống nước ngầm, thành phần phân rã phóng xạ có thể được thay cho thành phần cuối cùng của phương trình (1.90) dưới dạng:

$$\left(\frac{\partial C}{\partial t} \right)_{pr} = -\frac{\ln 2}{\lambda} C \quad (1.130)$$

Ở đây λ là chu kỳ bán phân huỷ của chất phóng xạ

Từ phương trình (1.130) ta thấy sự phân rã phóng xạ là quá trình phân rã bậc nhất và nó tuân theo phương trình sau:

$$[C] = [C_1] e^{-(\ln 2 / \lambda) t} \quad (1.131)$$

Thành phần này có thể được thêm vào phương trình lan truyền khi xét đến ảnh hưởng của phân rã phóng xạ cùng với sự đối lưu và phân tán. Về bản chất, C_1 trong phương trình (1.131) là nồng độ được biểu thị khi không kể đến sự phân rã phóng xạ.

Ví dụ như thay vào phương trình (1.93) nghiệm xấp xỉ của bài toán phân tán một chiều trở thành:

$$C = \left\{ \frac{C_0}{2} \left[\operatorname{erfc} \left(\frac{L - v_x t}{2\sqrt{D_L t}} \right) \right] \right\} e^{\frac{-\ln 2}{\lambda} t} \quad (1.132)$$

Đối với sự xâm nhập chất hoà tan vào môi trường dòng chảy một chiều, nồng độ phân tán được biểu thị như sau:

$$C = \frac{M/A}{\sqrt{4\pi D_L t}} \exp \left[-\frac{(L - v_x t)^2}{4D_L t} \right] \quad (1.133)$$

trong đó M là khối lượng chất hoà tan xâm nhập vào diện tích mặt cắt ngang của tầng chứa nước A. Khi xét đến sự phân rã phóng xạ phương trình trên trở thành

$$C = \left\{ \frac{M/A}{\sqrt{4\pi D_L t}} \exp \left[-\frac{(L - v_x t)^2}{4D_L t} \right] \right\} e^{\frac{-\ln 2}{\lambda} t} \quad (1.134)$$

Ví dụ 1.16

Một bình chứa 0,55kg chất phóng xạ xeri dạng lỏng bị tràn trên mặt đất. Nó bị thấm vào trong một tầng chứa nước mỏng với diện tích mặt cắt ngang là 1,87m². Nước ngầm chảy với vận tốc 0,22m/ngày và giá trị D_L là 3,88m²/ngày. Nồng độ của xeri tại trọng tâm sau một năm là bao nhiêu? Biết rằng chu kỳ bán phân huỷ của nó là 33 năm.

Giải:

Sau 1 năm trọng tâm sẽ di chuyển một đoạn là: $L = v_x t = 0,22 \times 365 = 80,2$ m

Thay giá trị L vào phương trình (1.134) ta tính được nồng độ của xeri tại trọng tâm sau một năm là:

$$C = \left\{ \frac{0,55/1,87}{\sqrt{4\pi \times 3,88 \times 365}} \exp \left[-\frac{(80,2 - 0,22 \times 365)^2}{4 \times 3,88 \times 365} \right] \right\} e^{\frac{-\ln 2}{33} \times 1} = 0,0022 \text{ kg/m}^3$$

• Sự phân huỷ vi sinh

Sự phân huỷ của các chất hữu cơ hoà tan trong nước ngầm là mối quan tâm lớn của các nhà địa chất thuỷ văn trong vấn đề ô nhiễm. Hầu hết, ô nhiễm nước ngầm là do chất hữu cơ chứa các hydrocacbon. Trong phần này, chúng ta sẽ xem xét sự lan truyền vật chất tính đến quá trình phân rã và các phương trình mô tả quá trình này. Mặc dầu, có rất nhiều các phân tử hữu cơ có thể bị phân huỷ, nhưng để đơn giản chúng ta xem chúng là các hydrocacbon. Các hydrocacbon này là cơ sở cho sự phát triển của các vi khuẩn, chúng cung cấp nguồn năng lượng cho vi khuẩn và tạo nên một màng sinh học trên bề mặt các hạt đất đá trong tầng chứa nước.

Nếu các vi khuẩn cần oxy trong quá trình trao đổi chất, thì quá trình này được gọi là sự phân huỷ của vi khuẩn ưa khí. Việc lấy đi các hydrocacbon, sự tiêu thụ oxy và sự phát triển của vi khuẩn trong tầng chứa nước (bỏ qua sự vận chuyển qua màng sinh học) có thể được mô tả bởi các phương trình theo hàm Monod hay còn được gọi là hàm Michaelis – Menten.

$$\frac{\partial H}{\partial t} = -M_t h_u \left(\frac{H}{K_h + H} \right) \left(\frac{O}{K_o + O} \right) \quad (1.135)$$

$$\frac{\partial O}{\partial t} = -M_t h_u G \left(\frac{H}{K_h + H} \right) \left(\frac{O}{K_o + O} \right) \quad (1.136)$$

$$\frac{\partial M_t}{\partial t} = -M_t h_u Y \left(\frac{H}{K_h + H} \right) \left(\frac{O}{K_o + O} \right) + k_c Y C_{oc} - b M_t \quad (1.137)$$

trong đó H là nồng độ hydrocacbon trong nước lỗ rỗng (M/L^3), O là nồng độ oxy trong nước lỗ rỗng (M/L^3), M_t là tổng nồng độ vi khuẩn ưa khí, h_u là vận tốc sử dụng hydrocacbon lớn nhất trên một đơn vị khối lượng của vi sinh vật ưa khí (T^{-1}), Y là hệ số hiệu suất vi khuẩn (g tế bào/g hydrocacbon), K_h là hằng số bán bão hoà hydrocacbon, K_o là hằng số bán bão hoà oxy, k_c là vận tốc phân huỷ bậc nhất của cacbon hữu cơ tự nhiên, C_{oc} là nồng độ cacbon hữu cơ tự nhiên, b là vận tốc phân huỷ vi khuẩn, G là tỷ số tiêu thụ oxy trên hydrocacbon.

Các vi sinh vật sẽ phát triển một cách tự nhiên ở các vùng ô nhiễm cacbon hữu cơ cũng như ô nhiễm hydro cacbon. Các vi sinh vật không có xu thế chuyển động trong tầng chứa nước bởi vì chúng bám vào các vật chất trong tầng chứa nước (Harvey, Smith và George, 1984). Thậm chí nếu các vi khuẩn tự do chuyển động thì tầng chứa nước sẽ lọc chúng. Và sẽ có một số xu thế cho vi khuẩn chuyển từ bề mặt rắn vào dung dịch. Với xấp xỉ bậc nhất các nồng độ này có thể xem như một hàm tuyến tính của tổng khối lượng các vi sinh vật.

Ta có thể kết hợp từng phương trình từ (1.135) đến (1.137) với phương trình (1.90) để có các phương trình truyền chất cho hydrocacbon, oxy và các vi sinh vật. Hydrocacbon được giả thiết hấp thụ trên các bề mặt chất rắn theo đẳng nhiệt hấp thụ tuyến tính. Theo các phương trình như sau (Borden và Bedient, 1986):

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{r_h} \left(D_L \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) - \frac{M_t h_u}{r_h} \left(\frac{H}{K_h + H} \right) \left(\frac{O}{K_o + O} \right) \quad (1.138)$$

$$\frac{\partial O}{\partial t} = D_L \frac{\partial^2 O}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial O}{\partial x} - h_u M_t F \left(\frac{H}{K_h + H} \right) \left(\frac{O}{K_o + O} \right) \quad (1.139)$$

$$\frac{\partial M_s}{\partial t} = \frac{1}{r_m} \left(D_L \frac{\partial^2 M_s}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial M_s}{\partial x} \right) - h_u M_s Y \left(\frac{H}{K_h + H} \right) \left(\frac{O}{K_o + O} \right) + \frac{K_c Y C_{oc}}{r_m} - b M_s \quad (1.140)$$

trong đó: M_s là nồng độ của các vi khuẩn ưa khí trong dung dịch, r_h là hệ số trở đổi

với hydrocacbon, r_m là hệ số trễ đối với vi khuẩn, v_x là vận tốc trung bình của dòng ngầm theo phương x .

Một số vi khuẩn có thể phân huỷ hydrocacbon trong điều kiện không có ôxy. Những vi khuẩn này sử dụng các chất ô xi hoá khác chẳng hạn như nitrat (Chapelle, 1993).

Sự phân huỷ yếm khí của hydrocacbon có thể mô tả bằng một dạng khác của hàm Monod, nó mô tả các phản ứng hoá học xúc tác hai bước (Bouwer và McCarty, 1984):

$$\frac{\partial H}{\partial t} = -M_a h_{ua} \left(\frac{H}{K_a + H} \right) \quad (1.141)$$

trong đó M_a là tổng khối lượng vi khuẩn yếm khí, h_{ua} là tỉ lệ lớn nhất của hydrocacbon trên một đơn vị khối lượng vi khuẩn yếm khí, K_a là nửa tỉ lệ nồng độ lớn nhất của hydrocacbon đối với sự phân huỷ yếm khí.

Phương trình vận chuyển và phân rã do vi khuẩn yếm khí trong nước là:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{r_h} \left(D_L \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) - \frac{M_a h_{ua}}{r_h} \left(\frac{H}{K_a + H} \right) \quad (1.142)$$

Nếu nồng độ của hydrocacbon H nhỏ hơn nhiều so với nửa tỉ lệ nồng độ lớn nhất trung bình K_a , và phương trình (1.141) có thể được đơn giản thành dạng tuyến tính bằng việc bỏ qua H ở mẫu số (Bouwer và McCarty, 1984) thì điều này dẫn đến thành phần phân rã bậc nhất là:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = - \frac{M_a h_{ua}}{K_a} H \quad (1.143)$$

Dưới các điều kiện này, phương trình truyền chất có sự phân rã do vi khuẩn yếm khí trở thành:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{r_h} \left(D_L \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} - v_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) - \frac{M_a h_{ua}}{r_h} H \quad (1.144)$$

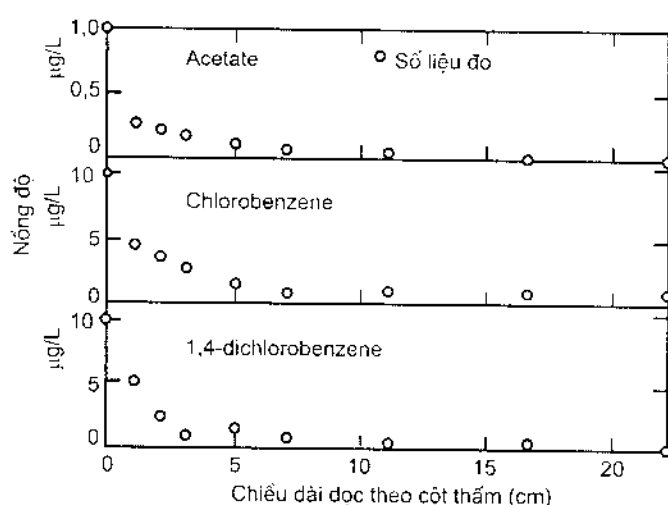
Chất duy trì sự phát triển vi khuẩn (là chất đóng vai trò là nguồn năng lượng cho vi khuẩn phát triển như hydrocacbon hoặc chất hữu cơ) không thể bị giảm nhỏ hơn nồng độ tối thiểu cần thiết để duy trì số lượng vi khuẩn. Nói cách khác, các vi khuẩn không thể phân rã chất này khi nồng độ của nó nhỏ hơn nồng độ để chúng tồn tại. Nồng độ tối thiểu này, H_{min} , là hàm của nồng độ hydrocacbon, chất ôxi hoá và vi khuẩn. Nó có thể được biểu thị như sau (Bouwer và McCarty 1984):

$$H_{min} = K_h \left(\frac{b}{Y h_u - b} \right) \quad (1.145)$$

Trong trường hợp phân rã do vi khuẩn ưa khí, cũng tồn tại nồng độ ôxy tối thiểu mà nhỏ hơn nồng độ này thì sự phân rã sẽ không xảy ra. Mặc dầu, mỗi hydrocacbon có một nồng độ hydrocacbon tối thiểu, vi khuẩn có thể sử dụng nhiều hơn một

hydrocacbon. Kết quả là nếu có một hỗn hợp hydrocacbon, vi khuẩn có thể phân rã từng hydrocacbon riêng rẽ tới các nồng độ thấp hơn so với khi chỉ có một hydrocacbon có mặt (McCarty, Reinhard và Rittman 1981). Chất chủ yếu hỗ trợ các vi khuẩn có thể là một chất hoặc là một hỗn hợp. Ngoài chất chủ yếu hỗ trợ cho sự phát triển của vi khuẩn, các vi khuẩn còn tiêu thụ các chất khác có mặt trong nước ngầm, quá trình này được gọi là quá trình tiêu thụ thứ cấp. Sự phân huỷ của một hydrocacbon xảy ra trong quá trình thứ cấp được mô tả bởi phương trình (1.143).

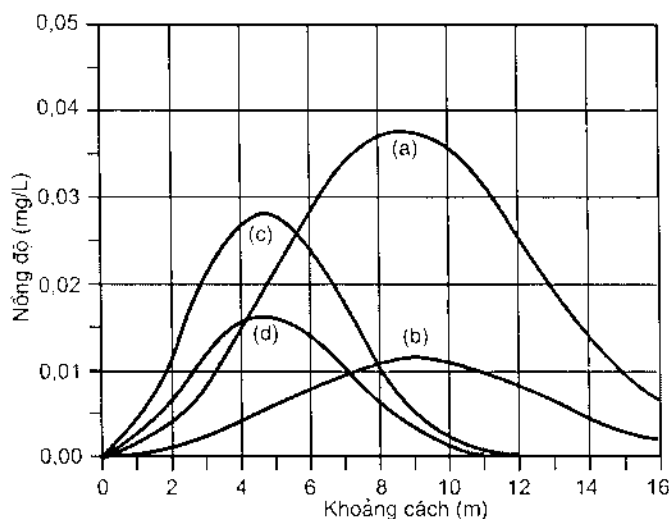
Hình 1.35 chỉ ra kết quả thí nghiệm về sự phân rã do vi khuẩn trong phòng thí nghiệm (Bouwer và McCarty 1984). Cột thấm được thiết lập với một số lượng vi khuẩn ưa khí xác định. Một dung dịch với 10 mg/L acetate đóng vai trò là chất cơ bản chủ yếu cùng với 10 µg/L chlorobenzen và 10 µg/L 1,4-diclorobenzen đóng vai trò là chất thứ yếu được đưa vào cột thấm với dòng chảy không đổi. Việc sử dụng các chất cơ bản chủ yếu và thứ yếu xảy ra đồng thời trong 7cm đầu của cột thấm. Sau đoạn dòng chảy đó, tất cả ba hợp chất đạt một nồng độ tối thiểu mà vi khuẩn không thể tiếp tục phát triển nữa.



Hình 1.35. Sự phân huỷ acetate, chlorobenzen và 1,4- dichlorobenzen do vi khuẩn ở trạng thái ổn định trong phản ứng màng sinh học ưa khí (Bower và McCarty, 1984)

Srinivasan và Mercer (1988) đã xây dựng một mô hình máy tính BIO1D có thể mô phỏng các ảnh hưởng của quá trình trễ và phân rã do vi khuẩn. Hình 1.36 chỉ ra vị trí của vùng lan truyền chất hoà tan với các trường hợp: (a) không có quá trình trễ và phân rã, (b) không có quá trình trễ nhưng có quá trình phân rã, (c) có quá trình trễ tuân theo đẳng nhiệt hấp thụ tuyến tính nhưng không có quá trình phân rã, (d) có quá trình trễ tuân theo đẳng nhiệt hấp thụ tuyến tính và có quá trình phân rã. Mô hình này biểu thị sự chuyển động của chất hoà tan vào tầng chứa nước trong khoảng thời gian 160 ngày. Quá trình phân rã do vi khuẩn được mô phỏng theo quá trình phân rã tuyến tính với chu kỳ bán phân huỷ là 400 ngày. Hình vẽ cho thấy vị trí của biên hoà tan xảy ra sau 80

ngày. Quá trình trễ làm chậm sự phát triển của biên lan truyền chất hoà tan và sự phân rã làm giảm giá trị lớn nhất.



Hình 1.36. Mô hình BIO1D biểu thị vị trí của vùng lan truyền chất khi:

- (a) Không có quá trình trễ và phân rã, (b) Không có quá trình trễ nhưng có quá trình phân rã sinh học;
- (c) Có quá trình trễ tuân theo đẳng nhiệt hấp thụ tuyến tính nhưng không có phân rã;
- (d) Có quá trình trễ tuân theo đẳng nhiệt hấp thụ tuyến tính và quá trình phân rã.

Chương 2

VẬN ĐỘNG CỦA NƯỚC NGẦM TỚI LỖ KHOAN VÀ PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH CÁC THÔNG SỐ CỦA TẦNG CHỨA NƯỚC

2.1. Dòng thấm hội tụ tới lỗ khoan

Khi tiến hành hút nước từ lỗ khoan mực nước trong giếng hạ thấp, do đó nước chứa trong đất đá sẽ vận động tới lỗ khoan và mực nước hay mực áp lực hạ thấp. Mực nước trong lỗ khoan càng hạ thấp thì dòng thấm vào lỗ khoan càng lớn và mực nước (hay mực áp lực) hình thành phễu hạ thấp (hình 2.1). Trong không gian ba chiều, đường cong hạ thấp mực nước được mô tả có dạng hình phễu và được gọi là phễu hạ thấp mực nước như thể hiện trên hình 2.2. Bán kính của phễu hạ thấp mực nước gọi là bán kính ảnh hưởng, r_0 . Bán kính ảnh hưởng, r_0 , phụ thuộc vào điều kiện biên của tầng chứa nước.

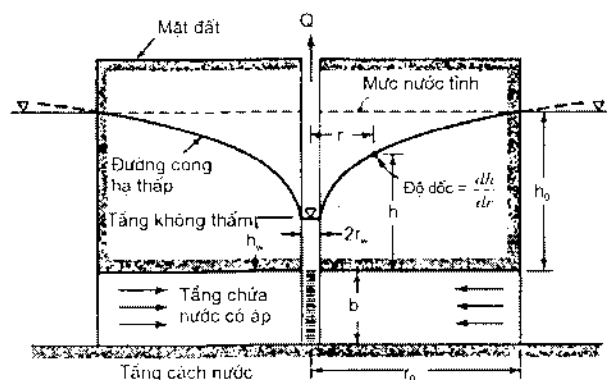
2.1.1. Vận động ổn định và không ổn định trong tầng chứa nước đồng nhất vô hạn

a) Dòng thấm ổn định

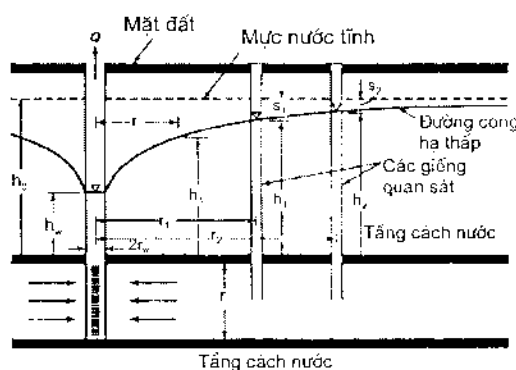
• Tầng chứa nước có áp

Dòng thấm đến lỗ khoan được giả thiết là dòng hai chiều hướng tâm trong môi trường đồng nhất và đẳng hướng (hình 2.1). Trong trường hợp này dòng thấm nằm ngang tại mọi điểm, nên hoàn toàn có thể sử dụng các giả thiết của Dupuit. Dùng hệ tọa độ cực với lỗ khoan là gốc, ta có thể nhận được phương trình lưu lượng giếng hút nước tại một khoảng cách r bất kỳ như sau:

$$Q = Av = -2\pi r b K \frac{dh}{dr} \quad (2.1)$$



Hình 2.1. Dòng thấm động ổn định tới lỗ khoan hoàn chỉnh trong tầng chứa nước có áp phân bố hữu hạn



Hình 2.2. Dòng thấm đến lỗ khoan trong tầng chứa nước có áp phân bố vô hạn

Tích phân phương trình (2.1) với các điều kiện biên $r = r_w$, $h = h_w$ và tại vách lỗ khoan $r = r_o$, $h = h_o$, ta có:

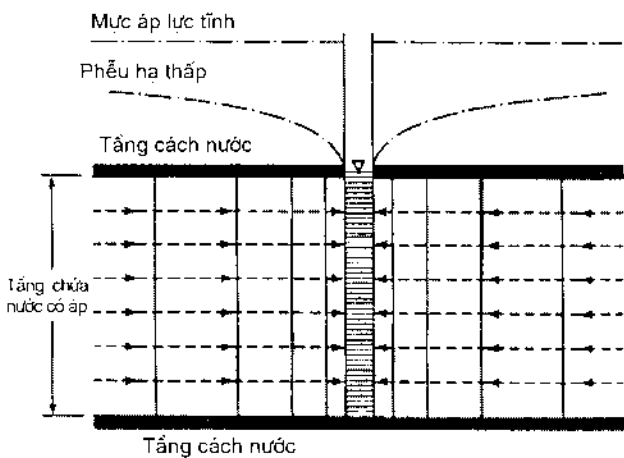
$$h_o - h_w = \frac{Q}{2\pi Kb} \ln \frac{r_o}{r_w} \quad (2.2)$$

$$Q = 2\pi Kb \frac{h_o - h_w}{\ln \frac{r_o}{r_w}} \quad (2.3)$$

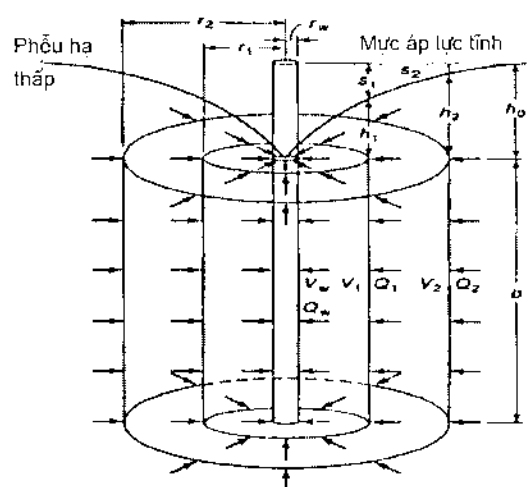
Trường hợp tổng quát, đối với lỗ khoan nằm trong tầng chứa nước có áp phân bố vô hạn như hình 2.2, biến đổi như trên tại mỗi giá trị r ta có:

$$Q = 2\pi Kb \frac{h - h_w}{\ln \frac{r}{r_w}} \quad (2.4)$$

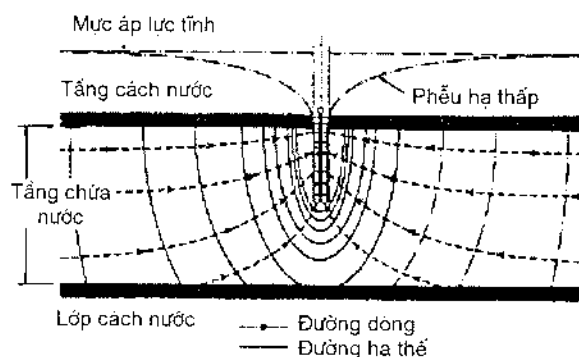
Trong trường hợp này thấy rằng h tăng khi tăng r , giá trị h lớn nhất là giá trị ban đầu h_o . Như vậy từ khía cạnh lý thuyết, dòng thấm ổn định đến lỗ khoan trong trường hợp tầng chứa nước phân bố vô hạn là không tồn tại bởi vì hình phễu hạ thấp phải mở rộng ra vô hạn theo thời gian. Tuy nhiên trên thực tế, sau một khoảng thời gian hút nước thì đường hạ thấp mực nước đạt tới trạng thái ổn định và h tiến dần đến h_o tại một khoảng cách xác định từ lỗ khoan. Hình 2.3 và 2.4 thể hiện sự phân bố của dòng thấm trong tầng chứa nước có áp, lỗ khoan hoàn chỉnh và ống lọc đặt qua toàn bộ tầng chứa nước. Hình 2.5 thể hiện lưới thấm xung quanh lỗ khoan không hoàn chỉnh, ống lọc nằm ở nửa trên tầng chứa nước. Hình 2.6 biểu diễn sự phân bố của dòng thấm đến lỗ khoan có phần thu nước nằm ở đáy lỗ khoan và ở nóc tầng chứa nước.



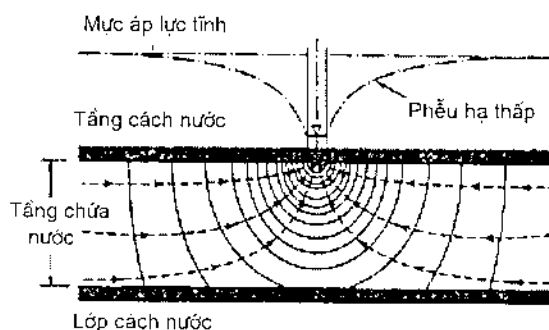
Hình 2.3. Phân bố dòng thấm tới lỗ khoan hoàn chỉnh trong tầng chứa nước có áp



Hình 2.4. Phân bố dòng tới lỗ khoan hoàn chỉnh trong tầng chứa nước có áp



Hình 2.5. Phân bố dòng thấm tới giếng cắt một nửa chiều dày tầng chứa nước có áp



Hình 2.6. Phân bố dòng thấm tới lỗ khoan thùng nóc tầng chứa nước có áp

Phương trình (2.4) là phương trình cân bằng hay còn gọi là phương trình Thiem (1906) có hệ số thấm và dẫn nước của tầng chứa nước được xác định từ thí nghiệm hút nước. Về mặt lý thuyết, h_w tại lỗ khoan hút nước có thể coi là một giá trị cột nước để sử dụng trong tính toán. Tuy nhiên trên thực tế do có sự chênh lệch mực nước giữa bên ngoài và bên trong thành lỗ khoan nên thường không nên sử dụng trong tính toán. Độ dẫn nước có thể xác định theo công thức:

$$T = Kb = \frac{Q}{2\pi(h_2 - h_1)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (2.5)$$

Trong đó: r_1 và r_2 là khoảng cách tính từ tâm lỗ khoan hút nước và h_1, h_2 là cột nước trong lỗ khoan quan sát (LKQS) tương ứng.

Thay giá trị cột nước h bằng độ hạ thấp mực nước s , phương trình (2.5) có thể viết:

$$T = \frac{Q}{2\pi(s_1 - s_2)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (2.6)$$

Trong đó: s_1, s_2 trị số hạ thấp mực nước tại LKQS1 và LKQS2.

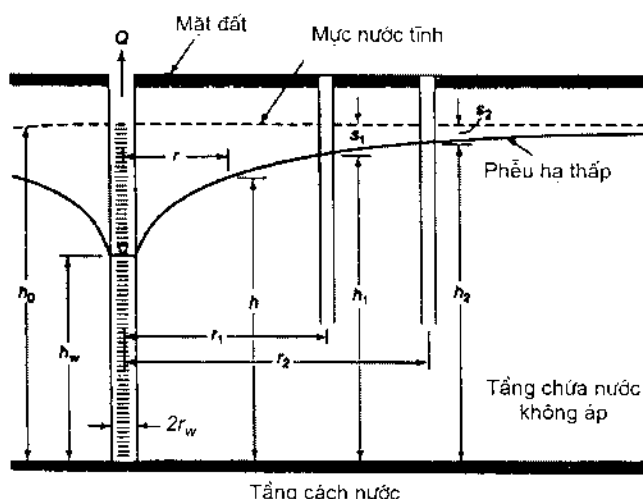
Để áp dụng phương trình (2.6) thì lỗ khoan cần hút nước liên tục và với lưu lượng không đổi trong một khoảng thời gian đủ lớn để dòng thấm đạt tới trạng thái ổn định. Điều đó có nghĩa là sự thay đổi đường cong hạ thấp coi như bỏ qua. Các LKQS nên đặt khá gần giếng hút nước để đảm bảo độ hạ thấp mực nước đủ lớn và có thể đo được.

• Tầng chứa nước không áp

Phương trình vận động ổn định hướng tâm đến lỗ khoan trong tầng chứa nước không áp có thể được thiết lập trên cơ sở các giả thiết của Dupuit. Như đã trình bày trong hình 2.7, lỗ khoan hoàn chỉnh có ống lọc xuyên qua tầng chứa nước đến đáy cách nước nằm ngang và biên áp lực nước không đổi xung quanh giếng.

Lưu lượng dòng thấm tới lỗ khoan có thể xác định theo công thức:

$$Q = -2\pi r K h \frac{dh}{dr} \quad (2.7)$$



Hình 2.7. Dòng thấm tới lỗ khoan trong tầng chứa nước không áp

Tích phân phương trình (2.7) với điều kiện biên tại $r = r_w$, thì $h = h_w$ và tại $r = r_0$, thì $h = h_0$, ta có:

$$Q = \pi K \frac{h_0^2 - h_w^2}{\ln \left(\frac{r_0}{r_w} \right)} \quad (2.8)$$

Nếu xét điều kiện biên là các lỗ khoan quan sát, tại $r = r_1$, thì $h = h_1$ và tại $r = r_2$, thì $h = h_2$ ta có:

$$Q = \pi K \frac{h_2^2 - h_1^2}{\ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right)} \quad (2.9)$$

Sau khi biến đổi ta có phương trình xác định hệ số thẩm như sau:

$$K = \frac{Q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right) \quad (2.10)$$

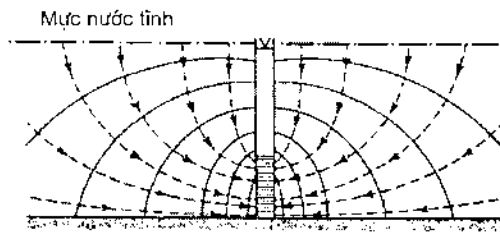
Phương trình này không đảm bảo việc mô tả chính xác đường hạ thấp mực nước gần lỗ khoan, bởi vì khi thành phần dòng thấm thẳng đứng lớn sẽ mâu thuẫn với giả thiết Dupuit. Trong thực tế, để đảm bảo độ chính xác việc xác định các thông số trong quá trình hút nước của tầng chứa nước không áp, trị số hạ thấp mực nước phải đảm bảo nhỏ hơn nhiều so với chiều dày tầng chứa nước.

Hệ số dẫn nước có thể ước tính từ phương trình (2.10) như sau:

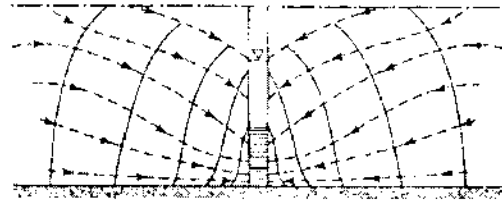
$$T = k \frac{h_1 + h_2}{2} \quad (2.11)$$

Khi trị số hạ thấp mực nước lớn, cột nước h_1 và h_2 trong phương trình (2.10) có thể thay tương ứng bằng $(h_0 - s_1)$ và $(h_0 - s_2)$ như biểu diễn trong hình 2.7. Khi đó hệ số dẫn nước cho toàn bộ chiều dày tầng chứa nước sẽ là:

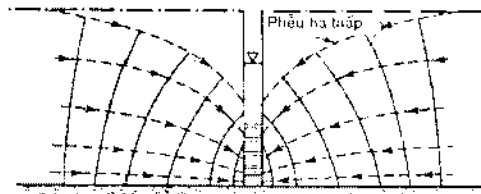
$$T = kh_0 \cdot \frac{Q}{2\pi \left[\left(s_1 - \frac{s_1^2}{2h_0} \right) - \left(s_2 - \frac{s_2^2}{2h_0} \right) \right]} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (2.12)$$



a) Giai đoạn đầu của quá trình hút nước hầu hết các đường dòng có thành phần thẳng đứng từ mức nước ngầm tới ống lọc



b) Giai đoạn giữa của quá trình hút nước, thành phần hướng tâm của đường dòng đã rõ ràng nhưng dòng phân bố từ phễu hạ thấp mức nước trong vùng xung quanh giếng vẫn còn quan trọng

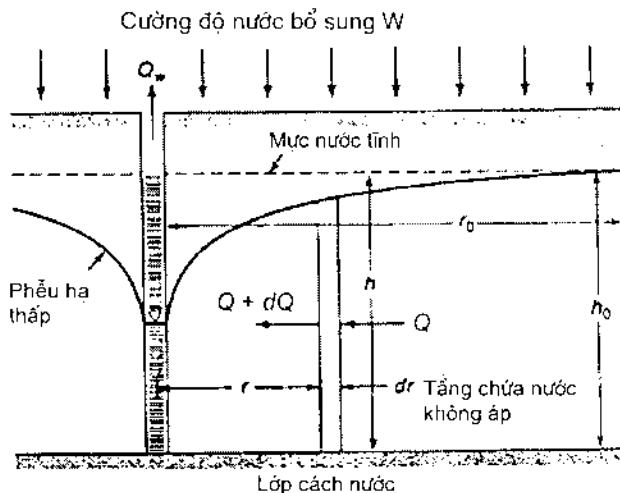


c) Khi nước hút đạt tới giai đoạn gần ổn định, mặt cắt phễu hạ thấp mức nước hình thành xung quanh giếng ảnh hưởng và bắt đầu hình thành dòng hồi tụ tới giếng

Hình 2.8. Sự phát triển của dòng phân bố xung quanh giếng hút nước hoàn chỉnh trong tầng chứa nước không áp với ống lọc chiếm 33% chiều dày tầng chứa nước

- Tầng chứa nước không áp với nguồn bổ cập không đổi từ trên xuống

Hình 2.9 biểu diễn lỗ khoan hoàn chỉnh trong tầng chứa nước không áp với nguồn cung cấp không đổi W từ nước mưa, nước tưới hoặc các nguồn nước mặt. Lưu lượng nước tăng dần về phía giếng và đạt giá trị lưu lượng lớn nhất Q_w tại lỗ khoan.



Hình 2.9. Dòng thấm ổn định tới lỗ khoan trong tầng chứa nước không áp có lượng nước bổ cập không đổi từ trên xuống

Sự gia tăng lưu lượng dQ do nguồn nước bổ sung từ phía trên xuống qua hình trụ có chiều dày dr và bán kính r được tính như sau:

$$dQ = -2\pi r dr W \quad (2.13)$$

Tích phân phương trình trên dẫn đến biểu thức có dạng:

$$Q = -\pi r^2 W + C \quad (2.14)$$

Nhưng tại lỗ khoan $r \rightarrow 0$ và $Q \rightarrow Q_w$, do đó:

$$Q = -\pi r^2 W + Q_w \quad (2.15)$$

Thay lưu lượng trên vào phương trình (2.7) sẽ có dạng:

$$-2\pi r Kh \frac{dh}{dr} = -\pi r^2 W + Q_w \quad (2.16)$$

Tích phân phương trình (2.16) với điều kiện biên $r = r_0$ tại $h = h_0$, phương trình hạ thấp mực nước có dạng:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{W}{2K} (r^2 - r_0^2) + \frac{Q_w}{\pi K} \ln \frac{r_0}{r} \quad (2.17)$$

Khi $r = r_0$ và $Q = 0$, từ phương trình (2.15) ta có:

$$Q_w = \pi r_0^2 W \quad (2.18)$$

Như vậy tổng lưu lượng của giếng bằng lượng nước bổ cập trong vòng tròn xác định bởi bán kính ảnh hưởng; trong khi, bán kính ảnh hưởng lại là một hàm của lưu lượng giếng và cường độ nước bổ cập. Các kết quả này được xét trong điều kiện độ hạ thấp mực nước là ổn định; tuy nhiên các giả thiết khi phân tích bài toán với biên vòng tròn ngoài lý tưởng có cột nước không đổi và một điều kiện biên không thấm rất hiếm khi xuất hiện trên thực tế.

b) Dòng thấm không ổn định đến giếng trong tầng chứa nước có áp

Khi hút nước với lưu lượng không đổi từ lỗ khoan hoàn chỉnh trong tầng chứa nước có áp, ảnh hưởng của việc hút sẽ phát triển theo thời gian. Tốc độ hạ thấp mực nước biến đổi theo thời gian tùy thuộc vào độ nhả nước của đất đá trên toàn bộ miền ảnh hưởng. Bởi vì khi hút nước, mực nước sẽ tiếp tục giảm, biên hạ thấp mực nước lan ra vô hạn. Do đó, dòng thấm là không ổn định. Tuy nhiên, tốc độ hạ thấp mực nước sẽ giảm dần do vùng ảnh hưởng mở rộng. Phương trình vi phân trong hệ tọa độ cực có dạng:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (2.19)$$

trong đó: h là cột nước, r là khoảng cách đến lỗ khoan hút nước, S là hệ số nhả nước, T là hệ số dẫn nước, t là thời gian từ khi bắt đầu hút nước. Theis (1935) đã tìm được lời giải cho phương trình (2.19) dựa trên sự tương tự giữa dòng thấm và sự truyền nhiệt. Bằng giả thiết là lỗ khoan hút nước với lưu lượng không đổi và với các điều kiện biên $h = h_0$ tại $t = 0$, và $h \rightarrow h_0$ khi $r \rightarrow \infty$ với $t \geq 0$, ta có lời giải sau:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u} du}{u} = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

Trong đó: s là trị số hạ thấp mực nước, Q là lưu lượng không đổi của giếng và

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (2.20)$$

Tích phân $W(u)$ có thể khai triển thành một chuỗi hội tụ, được gọi là hàm giếng; và ta có:

$$S = \frac{Q}{4\pi T} \left[-0,5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \times 2!} + \frac{u^3}{3 \times 3!} - \frac{u^4}{4 \times 4!} + \dots \right] \quad (2.21)$$

Phương trình (2.21) gọi là phương trình dòng thấm không ổn định, cũng còn được gọi là phương trình Theis.

Phương trình dòng thấm không ổn định (2.21) cho phép xác định hệ số S và T bằng phương pháp thí nghiệm hút nước từ lỗ khoan. Phương trình này đã được ứng dụng rộng rãi trong thực tế và có thể áp dụng cả trong trường hợp thấm ổn định bởi vì: (1) giá trị S có thể được xác định, (2) chỉ cần một LKQS, (3) khoảng thời gian hút nước thí nghiệm ngắn, và (4) không yêu cầu giả thiết điều kiện thấm ổn định.

Các giả thiết trong phương trình (2.21) cần được nhấn mạnh bởi vì nó thường bị bỏ qua khi ứng dụng và do đó có thể dẫn đến kết quả sai lệch trong tính toán. Các giả thiết đó là:

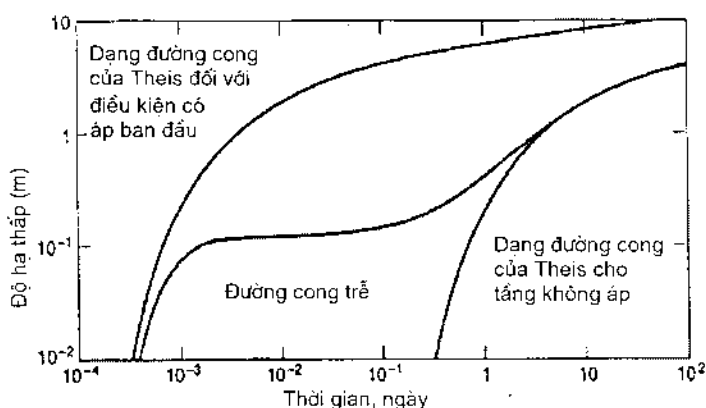
- Tầng chứa nước đồng nhất, đẳng hướng, có chiều dày không đổi, phân bố vô hạn.
- Trước khi bơm hút, bề mặt nước ngầm nằm ngang.
- Giếng bơm hút với lưu lượng không đổi.
- Lỗ khoan hoàn chỉnh và dòng thấm nằm ngang tại mọi điểm trong tầng chứa nước.
- Đường kính giếng nhỏ, do đó thể tích nước chứa trong giếng có thể bỏ qua, và
- Khi bơm hút nước trong tầng chứa thì ngay lập tức gây nên cột nước hạ thấp.

c) Dòng thấm không ổn định đến lỗ khoan trong tầng chứa nước không áp

Lời giải của phương trình vận động không ổn định được áp dụng cho thí nghiệm hút nước trong tầng chứa nước có áp đã trình bày ở trên cũng có thể được áp dụng cho tầng chứa nước không áp khi các giả thiết cơ bản được thoả mãn. Nhìn chung, nếu trị số hạ thấp mực nước nhỏ so với chiều dày của tầng chứa nước (khoảng 20% chiều dày tầng chứa nước), thì phương trình trên hoàn toàn thoả mãn và có thể dùng để chỉnh lý tài liệu hút nước trong tầng chứa nước không áp.

Kết quả thí nghiệm hút nước đã cho thấy khi mực nước ngầm hạ thấp, thoát nước trọng lực từ vùng không bão hoà phát triển với tốc độ thay đổi và được gọi là hiện tượng trễ. Từ hàng loạt kết quả đã công bố, Boulton (1954, 1963, 1975) đã xây dựng dạng đường cong đặc biệt để chỉnh lý tài liệu hút nước trong tầng chứa nước không áp có hiện tượng trễ. Các đường hạ thấp mực nước theo thời gian có hiện tượng trễ được trình bày trong hình 2.10. Phân tích chỉnh lý đường quan hệ này có thể xác định được ba đoạn thẳng. Đoạn thứ nhất kéo dài vài chục giây đến vài phút, nước thoát ra gần như ngay lập tức từ tầng chứa nước bởi sự nén ép ở tầng chứa nước và sự thoát khí kẹt trong đó. Đoạn đường cong này có thể trùng khớp với đoạn đường cong có hệ số nhả nước tương đương với nó trong tầng chứa nước có áp. Đoạn thứ hai có độ dốc thoải hơn, gây nên do thoát nước trọng lực trong vùng giếng rỗng phía trên phễu hạ thấp

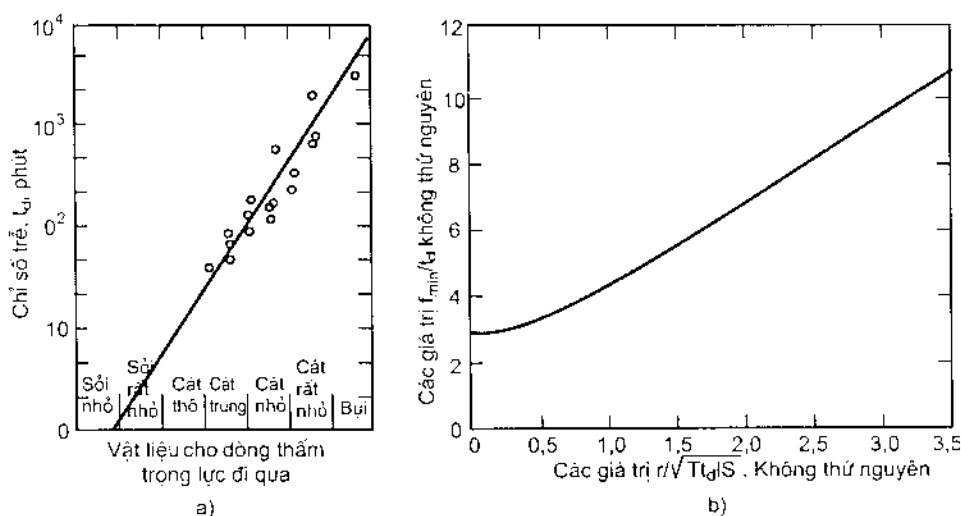
mức nước. Cuối cùng, đoạn thứ ba tiến tới sự cân bằng giữa thoát nước trọng lực và tốc độ hạ thấp mức nước. Trường hợp này thường xuất hiện trong tầng chứa nước không áp sau vài phút đến vài ngày.



Hình 2.10. Dạng đường cong hạ thấp mức nước theo thời gian thể hiện sự ảnh hưởng của hiện tượng trễ khi hút nước trong tầng chứa nước không áp

Hệ số nhả nước xác định được từ đoạn thứ 3 của đường cong trong hình 2.10 được gọi là hệ số nhả nước trọng lực. Để đơn giản, thí nghiệm hút nước nên hút liên tục với thời gian đủ dài để xác định được đoạn thứ ba của đường cong, sau đó áp dụng một trong những lời giải của các phương pháp đã được trình bày ở trên cho phương trình không ổn định và từ đó giá trị S được xác định.

Thời gian tối thiểu của thí nghiệm hút nước để đạt được độ chính xác về giá trị S trong tầng chứa nước phụ thuộc vào hệ số dẫn của tầng chứa nước. Một ví dụ hút nước từ tầng chứa nước bồi tích được trình bày trên hình 2.11. Chỉ số trễ t_d được ước tính trên hình 2.11a. Khi biết khoảng cách r từ giếng hút nước đến LKQS và ước tính một giá trị gần đúng của S và T , thì thời gian tối thiểu của thí nghiệm hút nước, t_{min} , có thể xác định được từ hình 2.11b.



Hình 2.11. Đồ thị xác định thời gian khi hút nước trong tầng chứa nước không áp

Ngoài ra, thời gian thí nghiệm hút nước tối thiểu có thể tham khảo trong bảng 2.1.

BẢNG 2.1. THỜI GIAN THÍ NGHIỆM HÚT NƯỚC TỐI THIỂU CHO MỘT SỐ LOẠI ĐẤT

Vật liệu chủ yếu trong tầng chứa nước	Thời gian bơm hút nước tối thiểu, giờ
Sét và bụi	170
Cát hạt nhỏ	30
Cát hạt vừa và vật liệu thô hơn	4

Frickett (1965) phát triển lời giải cho trường hợp nước ngầm dựa trên giả thuyết của Boulton (1963). Neuman (1975) đã đưa ra phương trình xác định trị số hạ thấp mực nước cho tầng chứa nước không áp với giếng hoàn chỉnh và lưu lượng hút nước không đổi:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u_a, u_y, \eta) \quad (2.22)$$

trong đó $u_a = \frac{r^2 S}{4Tt}$ (2.23)

(áp dụng cho số liệu hạ thấp mực nước giai đoạn đầu).

$$u_y = \frac{r^2 S_y}{4Tt} \quad (2.24)$$

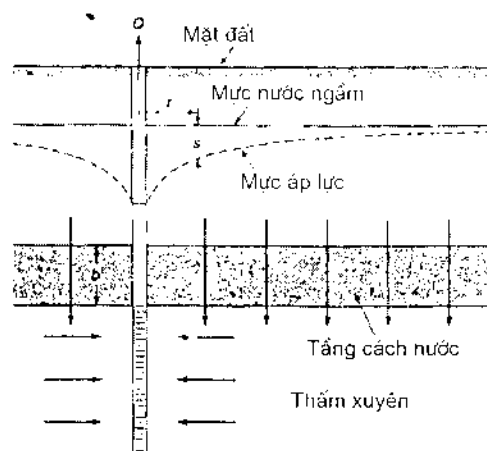
(áp dụng cho số liệu hạ thấp mực nước giai đoạn sau).

$$\eta = \frac{r^2 K_v}{b^2 K_h} \quad (2.25)$$

$W(u_a, u_y, \eta)$ là hàm của giếng không áp; K_h và K_v là hệ số thấm tương ứng theo phương ngang và phương thẳng đứng. Đối với tầng chứa nước đồng nhất $K_h = K_v$ và $\eta = \frac{r^2}{b^2}$, còn b là chiều dày bão hoà ban đầu của tầng chứa nước không áp.

d) Dòng thấm tới lỗ khoan trong tầng chứa nước có thấm xuyên

Khi có hiện tượng thấm xuyên trong tầng chứa nước như trong hình 2.12, nước được hút ra từ cả tầng chứa nước và từ phần bão hoà của lớp bán cách nước hoặc thấm nước yếu phủ trên tầng chứa nước. Khi áp lực cột nước trong tầng chứa nước giảm do hút nước sẽ tạo nên gradient thuỷ lực trong tầng cách nước và do đó nước dưới đất di chuyển thẳng đứng xuống tầng chứa nước phía dưới. Lượng nước thấm xuống tỷ lệ với sự chênh lệch giữa mực nước và cột nước áp lực.



Hình 2.12. Lỗ khoan hút nước trong tầng chứa nước thấm xuyên

Có thể xuất hiện vận động ổn định tới lỗ khoan trong tầng chứa nước khi có nguồn bổ cấp qua lớp bán cách nước. Sự cân bằng sẽ được hình thành khi lưu lượng hút nước bằng với lưu lượng cấp thẳng đứng vào tầng chứa nước, dẫn đến mực nước đạt tới động thái ổn định. Những lời giải cho vận động ổn định trong trường hợp này đã được thiết lập sẵn, nhưng trường hợp tổng quát hơn là vận động không ổn định sau đây.

Khi bắt đầu hút nước trong tầng chứa nước có thấm xuyên, trị số hạ thấp mực áp lực cho bởi phương trình sau:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u, r/B) \quad (2.26)$$

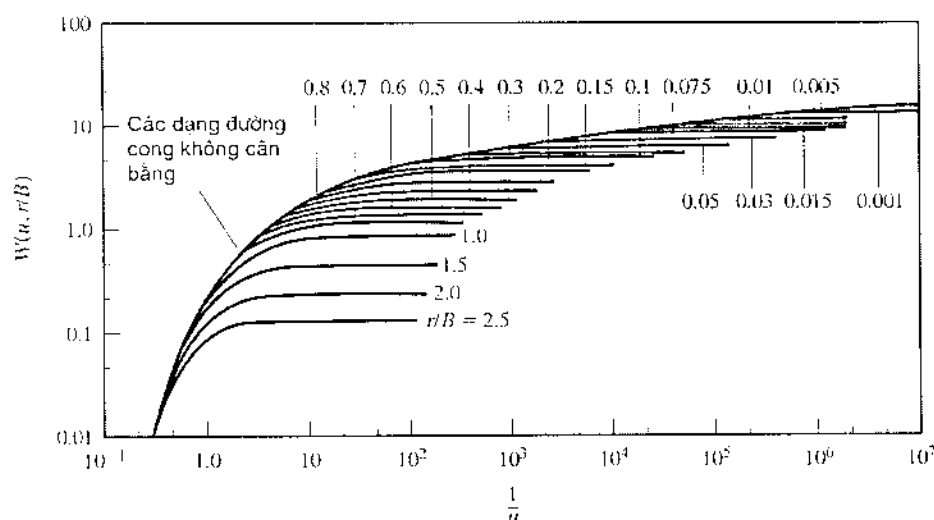
trong đó s , Q và r được biểu thị trên hình 2.12 và:

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (2.27)$$

Đại lượng r/B được xác định bởi công thức:

$$\frac{r}{B} = \frac{r}{\sqrt{T/(K'b')}} \quad (2.28)$$

Trong đó T là hệ số dẫn nước của tầng chứa nước nghiên cứu, K' là hệ số thấm theo phương thẳng đứng, và b' là chiều dày của lớp thấm nước yếu. Giá trị của hàm $W(u, r/B)$ đã được Hantush (1956) lập thành bảng. Chú ý rằng phương trình (2.26) có dạng phương trình Theis, bởi vì trong tầng chứa nước có áp, $K' \rightarrow 0$ do đó $B \rightarrow \infty$ và tỷ số $r/B \rightarrow 0$, khi đó phương trình (2.26) trở thành phương trình Theis (1935).



Hình 2.13. Họ đường cong để xác định hệ số nhả nước và hệ số dẫn nước của tầng chứa nước thấm xuyên (Walton, 1996)

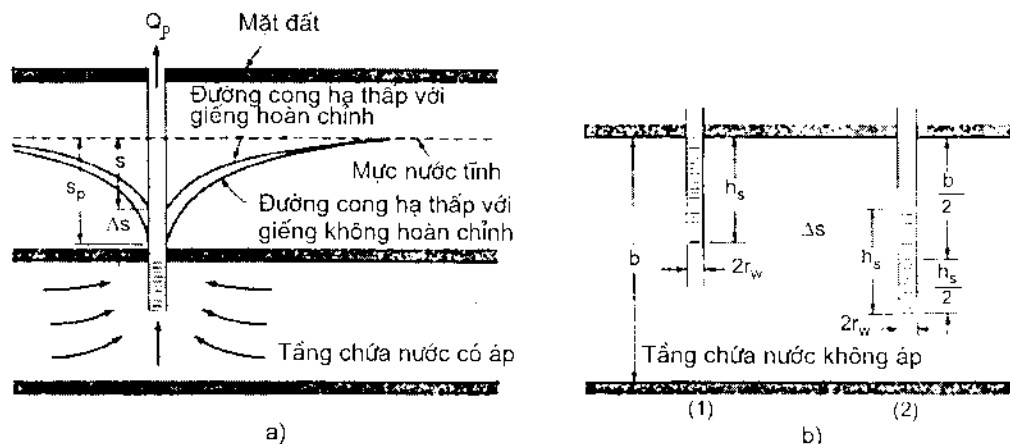
Sử dụng mô hình này và lời giải theo phương pháp của Theis (1935), Walton (1996) đã thiết lập họ đường cong cho $W(u, r/B)$ như trong hình 2.13. Ở đây, đường cong quan hệ lý thuyết giữa $W(u, r/B)$ với $1/u$ được lập với các giá trị r/B khác nhau. Trên cơ sở tài liệu thực tế, đường cong quan hệ giữa s và t thường được lập trên giấy logarit với cùng

một tỷ lệ. Chập hai biểu đồ lại với nhau trong khi giữ trục tọa độ song song làm sao cho hầu hết các giá trị nằm trên một loại đường cong, đó sẽ là vị trí tính toán cần tìm. Chọn một điểm đặc biệt, giá trị của $W(u, r/B)$, $1/u$, s và t sẽ được xác định. Hệ số dẫn nước T sau đó được xác định từ phương trình (2.26), hệ số nhả nước S từ phương trình (2.27). Cuối cùng từ giá trị r/B thuộc đường cong phù hợp nhất có thể tính toán K'/b' từ phương trình (2.28); và nếu b' đã biết từ điều kiện biên ta có thể xác định được K' .

2.1.1. Ảnh hưởng của lỗ khoan không hoàn chỉnh

Lỗ khoan có chiều dài phần thu nước (chiều dài ống lọc) nhỏ hơn chiều dày tầng chứa nước được gọi là lỗ khoan không hoàn chỉnh. Hình 2.14 thể hiện dạng của lỗ khoan không hoàn chỉnh trong tầng chứa nước có áp. Đường dòng đến lỗ khoan trong trường hợp này khác với trường hợp đường dòng nằm ngang hội tụ đến giếng hoàn chỉnh. Chiều dài trung bình của đường dòng đến giếng không hoàn chỉnh dài hơn đến giếng hoàn chỉnh, do đó sức cản thấm lớn hơn. Xem xét quan hệ giữa hai giếng, một giếng hoàn chỉnh và một không hoàn chỉnh trong cùng một tầng chứa nước: nếu $Q_p = Q$ thì $s_p > s$ và nếu $s_p = s$ thì $Q_p < Q$. Ở đây Q là lưu lượng của lỗ khoan hút nước, s là độ hạ thấp mực nước, và chỉ số p biểu thị lỗ khoan không hoàn chỉnh.

Ảnh hưởng của giếng không hoàn chỉnh có thể bỏ qua khi điểm tính toán hạ thấp mực nước nằm ở khoảng cách lớn hơn 0,5 đến 2 lần chiều dày tầng chứa nước b , tùy thuộc vào tính hoàn chỉnh của lỗ khoan trong tầng chứa nước.



Hình 2.14. Giếng không hoàn chỉnh trong tầng chứa nước có áp

- a) Ảnh hưởng sự của giếng không hoàn chỉnh đến phễu hạ thấp mực nước;
b) Hai dạng lỗ khoan không hoàn chỉnh.

Trị số hạ thấp mực nước s_p tại giếng không hoàn chỉnh trong tầng chứa nước có áp (xem hình 2.14a) có thể biểu diễn như sau:

$$s_p = s + \Delta s \quad (2.29)$$

Trong đó Δs là trị số hạ thấp mực nước phụ thêm do ảnh hưởng của tính không hoàn chỉnh. Nó đặc trưng cho điều kiện vận động ổn định và được thể hiện trong hình 2.14b

$$\Delta s = \frac{Q_p}{2\pi T} \frac{1-p}{p} \ln \frac{(1-p)h_s}{r_w} \quad (2.30)$$

Trong đó T là hệ số dẫn nước; p là tỷ số giữa phần ống lọc của lỗ khoan và chiều dày tầng chứa nước ($p = h_s/b$); h_s và r_w trình bày trên hình 2.14b. Phương trình (2.30) thoả mãn khi $p > 0,02$.

Trường hợp giếng có ống lọc phân bố ở giữa tầng chứa nước (xem hình 2.14b), thì:

$$\Delta s = \frac{Q_p}{2\pi T} \frac{1-p}{p} \ln \frac{(1-p)h_s}{2r_w} \quad (2.31)$$

Phương trình (2.30) có thể sử dụng để xác định sự chênh lệch mực nước trong tầng chứa nước không áp bởi quan hệ sau:

$$\Delta s 2h_w = \frac{Q_p}{\pi K} \frac{1-p}{p} \ln \frac{(1-p)h_s}{r_w} \quad (2.32)$$

trong đó h_w là chiều cao mực nước trong lỗ khoan, $K = T/h_w$ là hệ số thấm:

$$s_p^2 = s^2 + \Delta s 2h_w \quad (2.33)$$

Chi tiết về các phương pháp tính toán ảnh hưởng do tính không hoàn chỉnh của lỗ khoan trong tầng chứa nước đến dòng thấm ổn định và không ổn định, có thấm xuyên, bất đẳng hướng đã được nhiều tác giả giới thiệu trong các sách tham khảo. Để đánh giá ảnh hưởng do tính không hoàn chỉnh của lỗ khoan là rất phức tạp. Trong thực tế, lỗ khoan có phần ống lọc chiếm từ 85% chiều dày tầng chứa nước trở lên có thể coi là giếng hoàn chỉnh. Thực tế đã chứng minh rằng khi LKQS đặt tại vị trí cách giếng hút nước từ 1,5 đến 2 lần chiều dày tầng chứa nước, thì ảnh hưởng của sự không hoàn chỉnh đến giếng khai thác trong môi trường đồng nhất đẳng hướng có thể được bỏ qua.

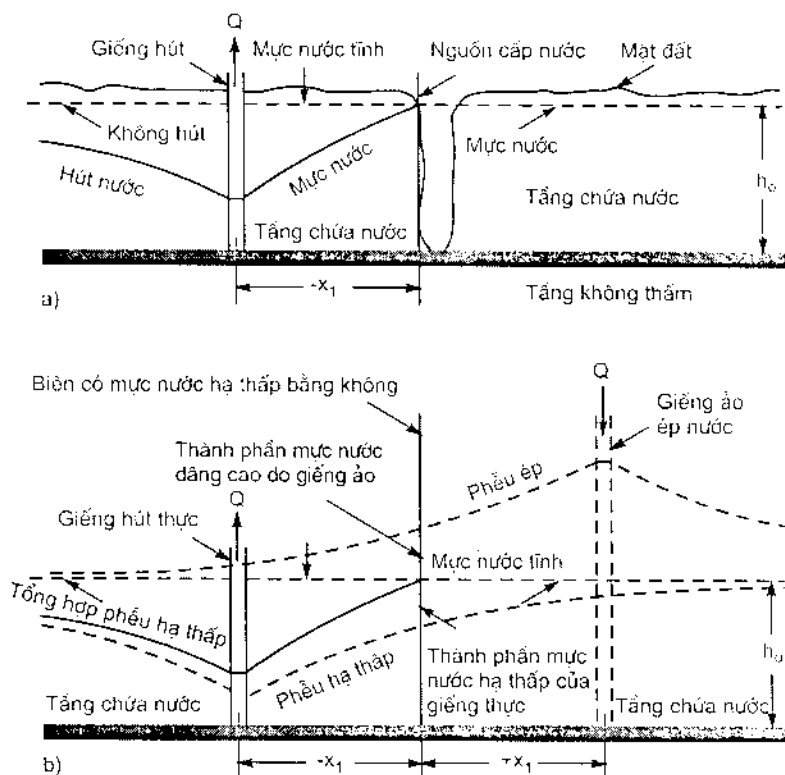
2.2. Dòng thấm tới lỗ khoan tại vùng gần các biên chứa nước

Khi một lỗ khoan hút nước đặt ở gần một biên của tầng chứa nước, phải làm thế nào đó để đưa về dạng tầng chứa nước phân bố vô hạn. Khi đó áp dụng nguyên lý cộng dòng ta có thể xác định tốc độ hạ thấp tổng cộng. Bằng phương pháp chiếu ảnh các lỗ khoan từ một tầng chứa nước giới hạn có thể mở rộng chuyển nó thành tầng chứa nước vô hạn, từ đó có thể áp dụng các lời giải trước đây để giải quyết các bài toán về tầng chứa nước phân bố hữu hạn.

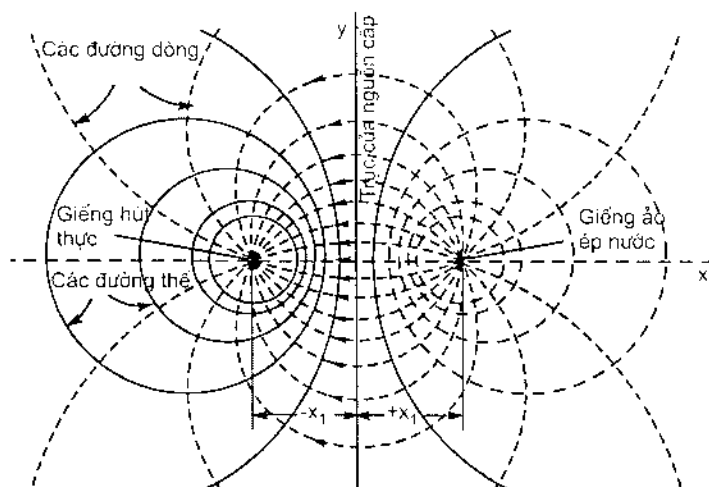
2.2.1. Lỗ khoan gần sông

Khi hút nước trong tầng chứa nước giới hạn bởi biên cấp nước thì đặc tính dòng thấm tới giếng sẽ có những khác biệt so với dòng thấm trong trường hợp tầng chứa nước phân bố vô hạn. Giả sử có một lỗ khoan hút nước trong tầng nước ngầm đặt cách bờ sông một khoảng x_1 ($x_1 < r_0$, r_0 là bán kính ảnh hưởng của lỗ khoan), khi phễu hạ thấp mực nước lan dần đến biên cấp nước thì dòng thấm tới lỗ khoan thay đổi do có sự thấm vào của nước sông. Mục tiêu là xác định trị số hạ thấp mực nước tại một điểm bất kỳ nằm trong vùng ảnh hưởng khi hút nước với lưu lượng không đổi. Mặt cắt đặc trưng của trường hợp này thể hiện trong hình 2.15. Để xác định lưu lượng hút nước ta thay đổi điều kiện biên cấp nước bằng một giếng ép nước với lưu lượng Q bằng lưu lượng hút

nước và đối xứng với giếng hút qua biên cấp nước. Mức nước xung quanh giếng ép nước dâng cao, càng xa giếng ép càng hạ thấp và bằng với mức nước sông tại bờ sông. Biên cấp nước trong trường hợp này đóng vai trò trung gian giữa hai giếng hoạt động trong tầng chứa nước vô hạn. Các đường dòng sẽ hướng từ giếng ép nước tới giếng hút nước. Lưới thủy động lực của dòng thấm được thể hiện trong hình 2.16.



Hình 2.15. Các mặt cắt ngang: a) Lỗ khoan hút nước gần biên cung cấp nước; b) Hệ thống thủy lực tương đương với tầng chứa nước vô hạn



Hình 2.16. Đường dòng và đường thế đối với giếng hút nước thực và giếng ảo ép nước

Các sơ đồ thủy lực tương đương với các điều kiện biên cung cấp nước khác nhau được thể hiện trong hình 2.17. Chú ý trường hợp này yêu cầu kết hợp cả giếng hút và giếng ép. Đối với biên cấp nước là đường thẳng như hình 2.17a, trị số hạ thấp mực nước ổn định tại một điểm bất kỳ (x,y) được biểu diễn bởi phương trình sau:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{(x+x_w)^2 + (y-y_w)^2}{(x-x_w)^2 + (y-y_w)^2} \quad (2.34)$$

Trong đó: (x_w, y_w) là tọa độ của giếng hút. Tương tự cho các biên cấp nước vuông góc. Hình 2.17b.

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{\left[\frac{(x-x_w)^2 + (y+y_w)^2}{(x-x_w)^2 + (y-y_w)^2} \right] \left[\frac{(x+x_w)^2 - (y-y_w)^2}{(x+x_w)^2 + (y+y_w)^2} \right]}{\left[\frac{(x-x_w)^2 + (y-y_w)^2}{(x-x_w)^2 + (y+y_w)^2} \right] \left[\frac{(x+x_w)^2 - (y+y_w)^2}{(x+x_w)^2 + (y-y_w)^2} \right]} \quad (2.35)$$

Trường hợp 2 biên cấp nước song song nhau (hình 2.17c) thì

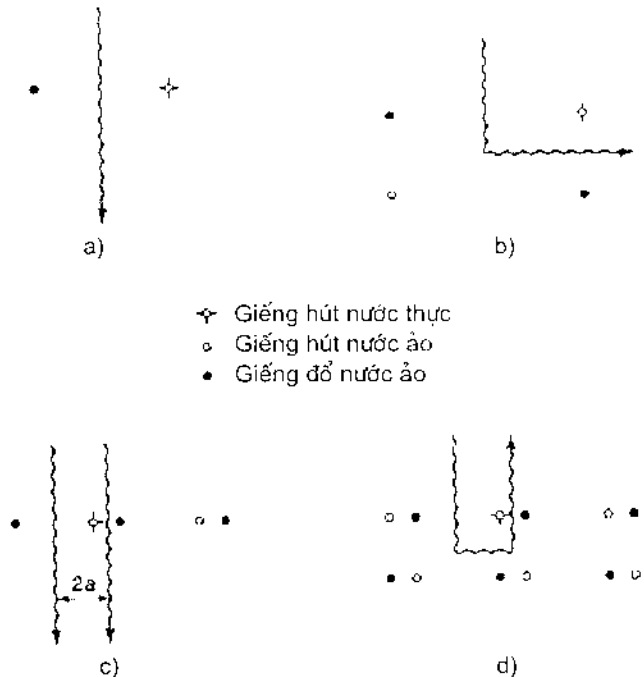
$$s = \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{\cosh \frac{\pi(y-y_w)}{2a} + \cosh \frac{\pi(x+x_w)}{2a}}{\cosh \frac{\pi(y-y_w)}{2a} - \cosh \frac{\pi(x+x_w)}{2a}} \quad (2.36)$$

Ở đây góc biểu thị bằng radian. Các giếng ảo (hình 2.17c) được chiếu ra vô hạn, tuy nhiên chỉ cần thiết xét một cặp giếng ảo gần nhất tới giếng thực bởi vì ảnh hưởng của các giếng khác có thể bỏ qua.

Ban đầu mực nước trong các giếng sẽ hạ thấp do chỉ chịu ảnh hưởng của giếng hút. Sau một thời gian, ảnh hưởng của biên ép nước đến tốc độ hạ thấp mực nước theo thời gian giảm dần và cuối cùng đạt tới điều kiện cân bằng. Điều kiện này xuất hiện khi giếng ép nước có lưu lượng bằng với lưu lượng giếng hút nước, như trình bày trong hình 2.18. Tổng trị số hạ thấp mực nước cho điều kiện cân bằng có thể biểu diễn như sau:

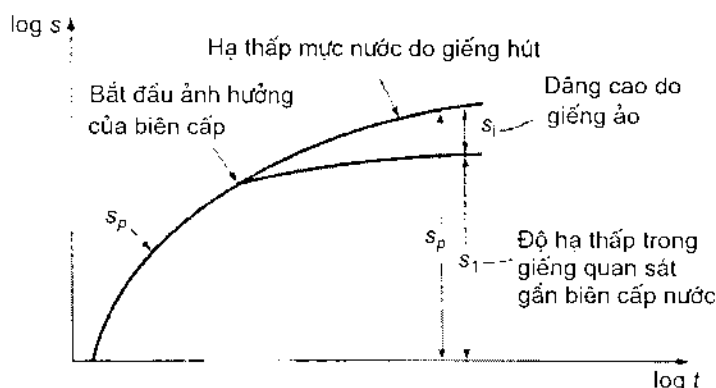
$$s_r = s_p - s_i \quad (2.37)$$

Trong đó s_r là mực nước hạ thấp trong LKQS gần biên cấp nước, s_p là mực nước hạ thấp do giếng hút và s_i là mực nước dâng cao do giếng ảo (biên cấp nước).



Hình 2.17. Hệ thống giếng ảo cho tầng chứa nước với biên cung cấp nước có hình dạng khác nhau.

a) Biên cấp là đường thẳng; b) Biên cấp vuông góc;
c) Các nguồn cấp song song; d) Biên cấp dạng chữ U.
Theo lý thuyết, các giếng ảo trong (c) và (d) được chiếu đối xứng qua các biên



Hình 2.18. Ảnh hưởng của biên cấp đến dạng đường cong hạ thấp mực nước theo thời gian

Phương trình xác định độ hạ thấp mực nước có thể biểu diễn:

$$s_r = \frac{Q}{4\pi T} [W(u_p) - W(u_i)] \quad (2.38)$$

Khi lưu lượng hút nước là không đổi $Q(L^3/T)$; T là hệ số dẫn nước (L^2/T); $W(u_p)$ và $W(u_i)$ là hàm giếng có hệ số không thứ nguyên, thì giá trị u_p và u_i tính theo công thức:

$$u_p = \frac{r_p^2 S}{4Tt_p} \quad \text{và} \quad u_i = \frac{r_i^2 S}{4Tt_i}$$

Trong đó r_i và r_p là chiều dài [L] và t là thời gian [T].

Trường hợp thời gian t đủ lớn, các hàm giếng có thể biểu diễn dưới dạng:

$$W(u_p) = 0,5772 - \ln u_p \quad (2.39)$$

$$W(u_i) = -0,5772 - \ln u_i \quad (2.40)$$

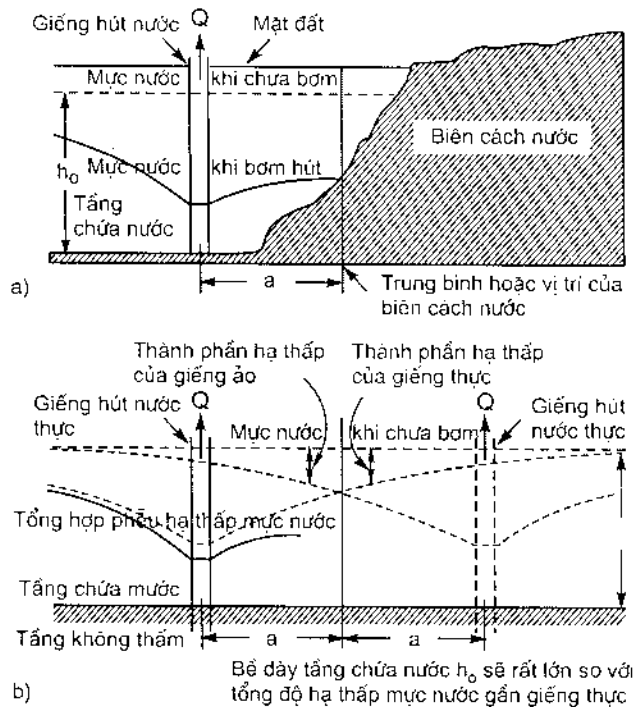
Trường hợp này cho phép đơn giản hoá phương trình (2.38) thành:

$$s_r = \frac{Q}{4\pi T} [-\ln u_p + \ln u_i] \quad (2.41)$$

2.2.2. Dòng thấm đến lỗ khoan gần biên cách nước

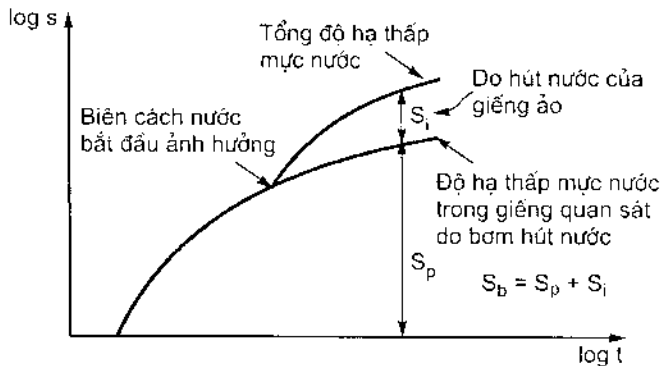
Trong trường hợp có một biên không thấm hoặc cách nước (hình 2.19a), dòng thấm sẽ không đi qua biên, nước không thể cung cấp cho giếng hút khoan. Bởi vì biên không thấm nước, nên hình phễu hạ thấp mực nước trong vùng đó sẽ không tồn tại. Nếu đặt một giếng ảo hút nước trong môi trường tự nhiên qua biên cách nước sẽ tạo nên ảnh hưởng không có dòng thấm qua biên đó. Giếng ảo là giếng hút nước do chiếu đối xứng giếng thực qua biên cách nước. Tổng hình phễu hạ thấp mực nước bằng tổng các thành phần hình phễu hạ thấp mực nước của giếng thực và giếng ảo như trình bày trong hình 2.19b. Trong thời gian đầu hút nước, mực nước trong các giếng hạ thấp sẽ chỉ chịu ảnh hưởng của giếng hút. Khi giếng hút nước tiếp tục làm việc thì đến một lúc nào đó sẽ có ảnh hưởng của biên cách nước. Khi đó, sự hoạt động của giếng sẽ được mô phỏng bằng một giếng hút nước ảo hoạt động đồng thời với giếng thực. Khi ảnh hưởng của biên cách nước bắt đầu tác động, tốc độ hạ thấp mực nước sẽ tăng (hình 2.20). Khi

biên cách nước tác động thì tổng độ hạ thấp của tầng chứa nước bằng độ hạ thấp mực nước của giếng hút thực cộng với độ hạ thấp mực nước do giếng hút nước ảo gây nên.



Hình 2.19. Mặt cắt:

a) Giếng hút nước gần một biên không thấm nước; b) Hệ thống thủy lực của dòng thấm trong tầng chứa nước có biên cách nước được biến đổi thành tầng chứa nước vô hạn



Hình 2.20. Ảnh hưởng của biên cách nước đến đường cong quan hệ hạ thấp mực nước theo thời gian

Tổng trị số hạ thấp mực nước của giếng thực có thể được tính như sau:

$$s_b = s_p + s_i \quad (2.42)$$

trong đó s_b là tổng trị số hạ thấp mực nước, s_p là trị số hạ thấp mực nước trong LKQS do lỗ khoan hút nước thực, s_i là trị số hạ thấp mực nước do giếng hút nước ảo gây nên.

Tổng độ hạ thấp mực nước có thể biểu diễn theo biểu thức:

$$s_b = \frac{Q}{4\pi T} W(u_p) + \frac{Q}{4\pi T} W(u_i) \quad (2.43)$$

trong đó Q là lưu lượng bơm [L^3/T], T là hệ số dẫn nước [L^2/T], $W(u_p)$ và $W(u_i)$ là các hàm giếng có hệ số không thứ nguyên, còn u_p và u_i là:

$$u_p = \frac{r_p^2 S}{4\pi t_p} \quad \text{và} \quad u_i = \frac{r_i^2 S}{4\pi t_i} \quad (2.44)$$

Giả sử rằng chúng ta chọn trị số hạ thấp mực nước vào các thời điểm t_p và t_i bằng nhau, $s_p = s_i$, suy ra $W(u_p) = W(u_i)$ và $u_p = u_i$ thì:

$$\frac{r_i^2 S}{T t_i} = \frac{r_p^2 S}{T t_p} \quad \text{hay} \quad \frac{r_i^2}{t_i} = \frac{r_p^2}{t_p} \quad (2.45)$$

Phương trình (2.45) có thể hiểu là với một tầng chứa nước xác định, thời gian diễn ra sự cân bằng độ hạ thấp mực nước thì thay đổi phụ thuộc trực tiếp vào bình phương khoảng cách từ LKQS tới giếng thực và giếng ảo với cùng lưu lượng hút. Định luật thời gian có thể dùng để xác định khoảng cách từ giếng ảo tới LKQS bằng việc sử dụng biểu thức sau:

$$r_i = r_p \sqrt{\frac{t_i}{t_p}} \quad (2.46)$$

Ở đây, r_i là khoảng cách từ giếng ảo đến LKQS, r_p là khoảng cách từ giếng hút nước đến LKQS, t_p là thời gian tính từ khi bắt đầu hút nước đến trước khi có sự ảnh hưởng của biên cách nước, t_i là thời gian để $s_p = s_i$ (khi bắt đầu hút nước và sau khi biên cách nước bắt đầu ảnh hưởng).

2.2.3. Dòng thấm đến lỗ khoan gần các biên khác

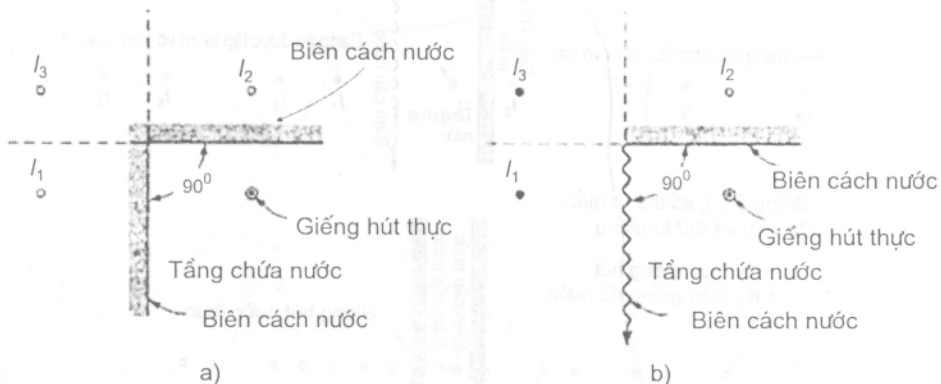
Phương pháp chiếu ảnh có thể áp dụng cho nhiều loại biên khi nghiên cứu dòng thấm của nước dưới đất tới lỗ khoan. Như đã trình bày, khi các điều kiện biên thực tế được thay bởi các điều kiện biên thủy lực tương đương, bao gồm cả các giếng ảo, đã cho phép sử dụng lời giải từ các phương trình vốn áp dụng cho các tầng chứa nước vô hạn. Hai điều kiện biên có thể áp dụng phương pháp đã nêu được thể hiện trong hình 2.21. Hình 2.21a trình bày lỗ khoan hút nước trong tầng chứa nước nằm giữa hai biên cách nước vuông góc với nhau. Giếng hút nước ảo I_1 và I_2 được bố trí nhằm tạo nên dòng thấm, nhưng cần thiết phải thêm giếng ảo I_3 để đảm bảo sự cân bằng về trị số hạ thấp trong môi trường vô hạn. Tổng hợp hệ thống của bốn lỗ khoan hút nước trong tầng chứa nước vô hạn biểu thị hệ thống thủy lực của dòng thấm cho các điều kiện biên vật lý. Hình 2.21b biểu diễn trạng thái của một lỗ khoan gần biên cách nước và biên cung cấp cắt vuông góc với nhau.

Đối với tầng chứa nước dạng nêm, kiểu thung lũng, bị kẹp bởi hai biên cách nước, trị số hạ thấp mực nước tại điểm bất kỳ nằm trong tầng chứa nước có thể được xác định bằng phương pháp dùng các giếng hút nước ảo. Hãy xem xét tầng chứa nước được giới hạn bởi hai biên cách nước cắt nhau tạo nên một góc 45° như trình bày trong hình 2.22. Bảy giếng hút nước ảo và giếng hút nước thực tạo thành một vòng tròn có tâm là đỉnh của góc nhọn; bán kính là khoảng cách từ lỗ khoan hút nước thực đến đỉnh của góc

nhọn. Trị số hạ thấp mực nước tại một điểm bất kỳ nằm giữa hai biên cách nước có thể tính toán bằng tổng trị số hạ thấp mực nước tại các giếng đơn. Trường hợp tổng quát, số lượng các giếng hút nước ảo n phụ thuộc vào góc θ của hình nêm:

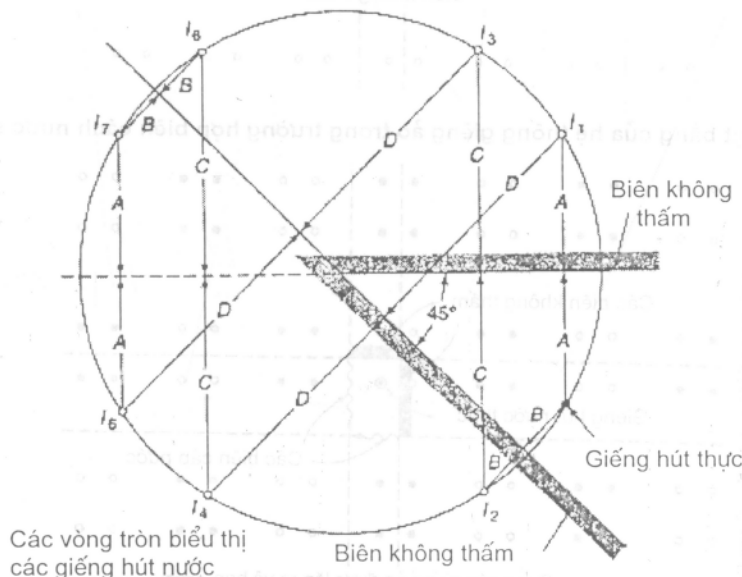
$$n = \frac{360^\circ}{\theta} - 1 \quad (2.47)$$

Nếu có hai biên cách nước song song với nhau, thì khi phân tích lý thuyết giếng hút nước ảo được chiếu n lần ra vô hạn. Mỗi hệ thống bổ sung giếng ảo thứ cấp sẽ tạo nên ảnh hưởng phụ tại các biên đối diện.



Hình 2.21. Hệ thống giếng ảo đối với một giếng hút nước gần các biên của tầng chứa nước

- a) Tầng chứa nước giới hạn bởi hai biên cách nước vuông góc với nhau;
- b) Tầng chứa nước giới hạn bởi một biên cách nước và một biên cấp nước vuông góc với nhau

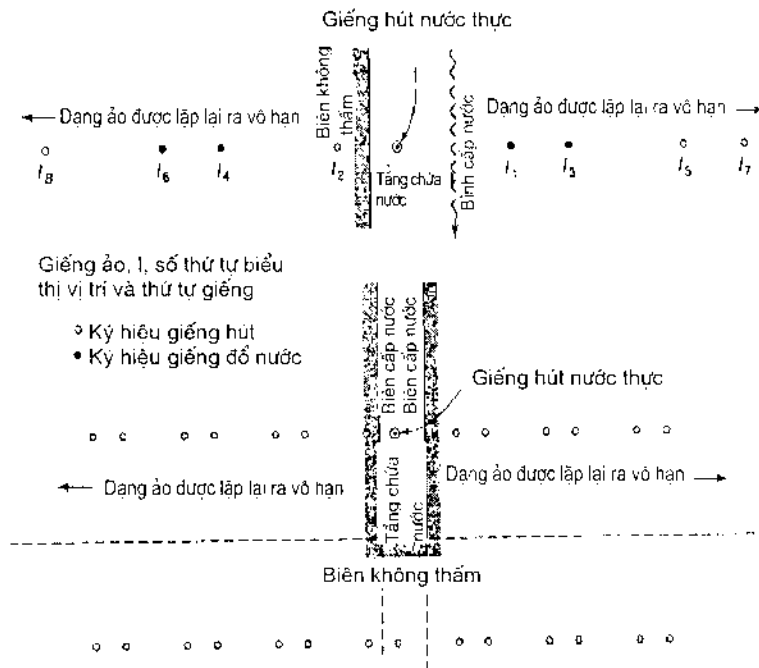


Hình 2.22. Hệ thống giếng ảo chiếu ảnh từ một giếng hút nước trong tầng chứa nước nằm giữa 2 biên cách nước tạo với nhau một góc 45°

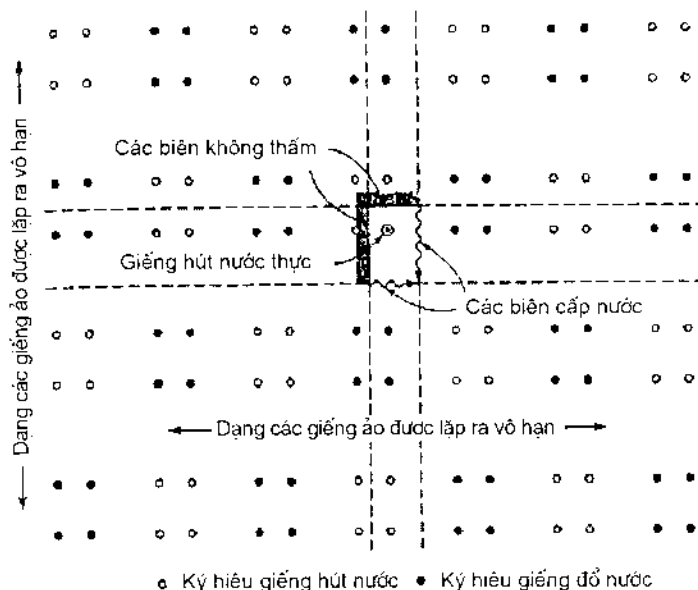
Chỉ cần thiết thêm các cặp giếng ảo cho đến khi tới cặp giếng đó thì có thể bỏ qua ảnh hưởng của nó đến tổng tất cả các giếng ảo. Có thể sử dụng bảng tính Excel để thuận tiện trong tính toán. Hình 2.23 và 2.24 trình bày các giếng ảo trong hệ thống các biên song song nhau.

Trong các phương trình ở trên, thông số T đặc trưng cho tầng chứa nước có áp. Để áp dụng nó cho tầng chứa nước không áp, s được thay bằng $s'' = s - s^2 / 2h_0$, trong đó h_0 là chiều dày tầng chứa nước không áp. Hệ số nhả nước không thể tính toán được từ các phương trình vận động ổn định.

Các bước phân tích tài liệu hút nước cho trường hợp vận động không ổn định gần các biên của tầng chứa nước có thể dựa vào các dạng đồ thị lập sẵn.



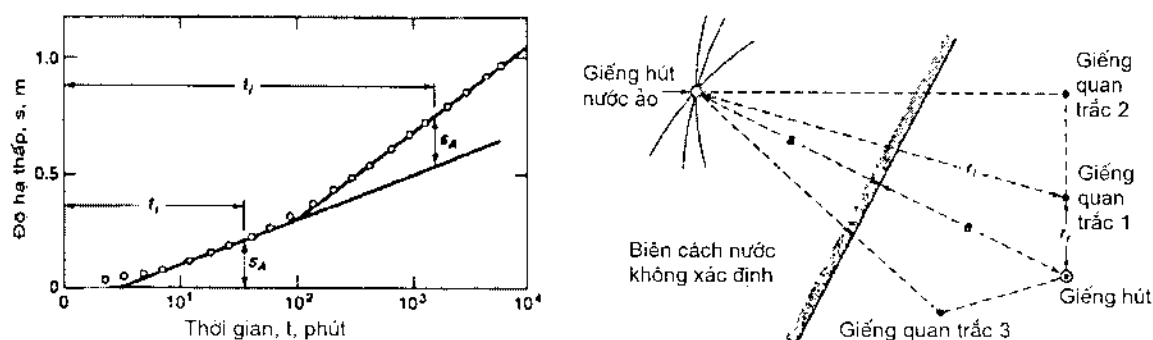
Hình 2.23. Mặt bằng của hệ thống giếng ảo trong trường hợp biên cách nước song song



Hình 2.24. Mặt bằng của hệ thống giếng trong điều kiện các biên hình chữ nhật

2.2.4. Vị trí các biên của tầng chứa nước

Các biên cung cấp của tầng chứa nước như sông, hồ... gần các giếng hút nước có thể quan sát trực tiếp, tuy nhiên các biên khác như đứt gãy hoặc tường chắn có thể không quan sát được. Khi gặp biên dạng này thì vị trí và hướng của các biên cách nước chỉ có thể được xác định bằng thí nghiệm hút nước. Nếu như tồn tại biên cách nước, tốc độ hạ thấp mực nước trong LKQS sẽ gấp đôi do ảnh hưởng của giếng hút nước ảo (xem hình 2.25a). Để xác định vị trí của giếng ảo, một đường thẳng được vẽ qua hai dãy số liệu. Một trị số hạ thấp bất kỳ S_A tại thời điểm t_i được xác định dưới ảnh hưởng của giếng thực (xem hình 2.25a). Tương tự, tại một thời điểm t_i sẽ xác định được trị số hạ thấp mực nước của giếng ảo. Sau đó, khi biết khoảng cách r_i giữa giếng thực và LKQS, khoảng cách r_i tới giếng ảo (xem hình 2.25b) có thể xác định được từ phương trình (2.46). Khoảng cách r_i là bán kính vòng tròn trên đó giếng ảo được bố trí. Đồng thời cần xác định thêm hai LKQS nữa để xác định vị trí lỗ hút nước ảo, đó là giao điểm của ba cung như trình bày trên hình 2.25b. Cuối cùng đường biên cách nước cần tìm đi qua điểm giữa và vuông góc với đường thẳng nối giếng thực với giếng ảo.



Hình 2.25. Sơ đồ diễn giải trình tự xác định vị trí biên cách nước của tầng chứa nước gần giếng hút nước
a) Đường cong hạ thấp của Cooper-Jacob thể hiện ảnh hưởng của một biên cách nước;
b) Xác định vị trí biên cách nước

2.3. Tác động lẫn nhau giữa các lỗ khoan

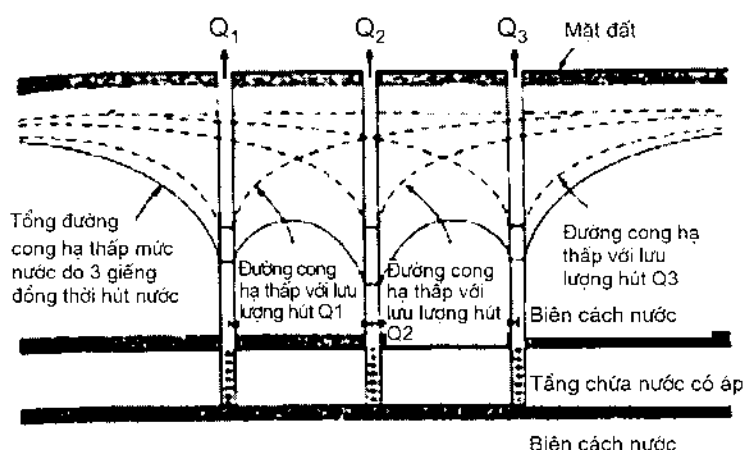
Khi hình phổ hạ thấp mực nước của hai giếng hút nước cùng hoạt động, thì giếng này sẽ ảnh hưởng tới giếng kia, dẫn đến làm tăng trị số hạ thấp mực nước.

Một nhóm giếng ngoài hiện trường tạo nên bãi giếng, độ hạ thấp mực nước tại một điểm bất kỳ có thể xác định được khi ta biết lưu lượng hút tại các giếng và ngược lại. Từ nguyên lý cộng dòng, trị số hạ thấp mực nước tại một điểm trong vùng ảnh hưởng do nhóm giếng hút nước gây ra bằng tổng độ hạ thấp mực nước gây nên bởi các giếng đơn:

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + \dots + S_n \quad (2.48)$$

trong đó s_r là tổng hạ thấp mực nước tại điểm tính toán; $s_1, s_2, s_3, \dots, s_n$ là trị số hạ thấp mực nước do các giếng hút nước tương ứng 1, 2, 3, ..., n gây ra. Tổng trị số hạ thấp mực

nước có thể được minh họa bằng sơ đồ dây lỗ khoan hút nước đơn (hình 2.26) ở đó các giếng tác dụng tương hỗ với lưu lượng $Q_1 = Q_2 = Q_3$. Rõ ràng rằng số lượng giếng và hình dạng bố trí giếng tại hiện trường là rất quan trọng để xác định trị số hạ thấp mực nước. Trị số hạ thấp mực nước có thể được xác định dựa trên các phương trình vận động ổn định và không ổn định.



Hình 2.26. Đường cong hạ thấp mực nước ban đầu và cân bằng giữa ba lỗ khoan hút nước

Nhìn chung, khi thiết kế bãi giếng hút nước nên bố trí khoảng cách giữa các giếng hợp lý để tạo nên sự ảnh hưởng giữa các giếng là nhỏ nhất. Mặt khác cần phải xem xét cả khía cạnh kinh tế như giá đất, đường ống... trong quá trình thiết kế bãi giếng. Ngược lại, khi thiết kế bãi giếng thoát nước để hạ thấp mực nước ngầm, thì cần thiết phải thiết kế khoảng cách giữa các giếng sao cho tạo nên ảnh hưởng tác động tương hỗ của nhóm giếng là lớn nhất.

2.4. Khái niệm và phân loại hút nước thí nghiệm

Thí nghiệm hút nước là phương pháp tin cậy nhất để xác định các thông số ĐCTV cơ bản và chuyên môn của tầng chứa nước. Nó được áp dụng rộng rãi trong điều tra đánh giá nước ngầm phục vụ cung cấp nước và cả khi điều tra ĐCTV phục vụ cho các lĩnh vực khác. Thực chất thí nghiệm hút nước là dùng các thiết bị bơm hút nước ra từ các công trình khoan đào. Về mặt vật lý đó là sự kích động vào tầng chứa nước gây ra dòng thấm hướng tới lỗ khoan, tạo một hình phễu hạ thấp mực nước thuận. Dựa vào lưu lượng hút ra, kích thước của hình phễu, kích thước của công trình thu nước và tầng chứa nước, theo các công thức thủy động lực ta có thể xác định được các thông số địa chất thủy văn.

Thiem (1906) là người đầu tiên nêu lên một cách hoàn chỉnh nhất các khái niệm về bố trí công tác thí nghiệm, đã đề nghị xác định hệ số thấm của tầng chứa nước dựa vào tài liệu hút nước chum với một lỗ khoan quan sát. Ở Nga, N. K. Ignatôvitx là một trong những người đầu tiên nghiên cứu các vấn đề về phương pháp hút nước thí nghiệm. Trong tác phẩm của mình, cùng với các phương pháp tính hệ số thấm theo lý thuyết

thẩm ổn định, ông còn đưa ra nhiều đề nghị về phương pháp bố trí và tiến hành hút nước (chọn và phân chia khu thí nghiệm, số lượng lỗ khoan quan sát – hệ thống bố trí chúng, số lần hạ thấp mực nước, v.v.). Những đề nghị đó có ý nghĩa đương thời rất lớn, đã đáp ứng được mức độ phát triển của động lực học dưới đất và đã được sử dụng trong nhiều tài liệu hướng dẫn và chỉ đạo về phương pháp.

Trước đây khi tính toán theo lý thuyết vận động ổn định, một trong những vấn đề cơ bản của phương pháp thí nghiệm là phải đạt được động thái thẩm ổn định. Một trong những người đầu tiên nêu lên tính không hiện thực của yêu cầu đạt đến động thái ổn định khi hút nước thí nghiệm là Theis (1935). Tác giả đã chỉ ra rằng, động thái ổn định chỉ là trường hợp riêng của động thái vận động không ổn định của nước dưới đất. Theis (1935) đề nghị gán các thông số chủ yếu của phương pháp hút nước, như thời gian, trị số hạ thấp, và khoảng cách đến các lỗ khoan quan sát với các giá trị dự tính của các thông số ĐCTV cơ bản (thẩm và chứa nước). Thế nhưng, giả thiết yêu cầu đạt đến động thái thẩm ổn định vẫn còn rất phổ biến trong các tài liệu hướng dẫn về phương pháp thí nghiệm thẩm.

Vấn đề bố trí các lỗ khoan quan sát cũng được xem xét trong các tác phẩm của E.E. Kerkis và X.A.Coli. Coli đã đề nghị khi bố trí các lỗ khoan quan sát nên áp dụng nguyên tắc cấp số hình học để có thể nhận được sự phân bố đều đặn các điểm trên đồ thị theo dõi diện tích. Kerkis đề nghị nguyên tắc chỉ đạo là, khi bố trí các lỗ khoan quan sát cần phải đảm bảo trị số hạ thấp mực nước tối thiểu đo được ở các lỗ khoan đó lớn hơn độ chính xác của phép đo mực nước.

Vào cuối những năm năm mươi và đầu những năm sáu mươi của thế kỷ trước, trong thực tế tính toán ĐCTV đã bắt đầu áp dụng rộng rãi phương pháp dựa trên lý thuyết thẩm không ổn định của nước dưới đất, việc này đã làm thay đổi quan trọng phương pháp chỉnh lý số liệu thí nghiệm hút nước. Những đề nghị về tổ chức tiến hành hút nước, các phương pháp chỉnh lý tài liệu hút nước dựa trên những phương trình vận động không ổn định của nước tới lỗ khoan có xét đến những thành tựu hiện đại trong lĩnh vực này đã được nêu ra trong những công trình nghiên cứu của các nhà khoa học trên thế giới cũng như của Việt Nam như Theis (1935), Hantush (1964), Jacob (1946).

Công trình “Phương pháp Xác định các Thông số của Tầng chứa Nước theo Tài liệu Hút nước” của Borevski, Xamxonov và Iazvin là một công trình nghiên cứu đúc kết nhiều thành tựu nghiên cứu về lý thuyết thẩm và kinh nghiệm thực tế trong nhiều năm làm công tác điều tra ĐCTV. Những đề nghị nêu ra trong tác phẩm này về các phương pháp chỉnh lý tài liệu hút nước, cách bố trí chum thí nghiệm, những đề nghị về chế độ hút nước và thời gian hút nước đang được sử dụng rộng rãi trong công tác thí nghiệm thẩm ở Việt Nam.

Tuỳ thuộc vào mục đích, nhiệm vụ của hút nước, tất cả các dạng hút nước được phân ra thành hút nước thí nghiệm đơn (single pumping test) và hút nước thí nghiệm chum với lỗ quan sát, hút nước nhóm.

Hút nước thí nghiệm là dạng công tác thí nghiệm thẩm chủ yếu được tiến hành

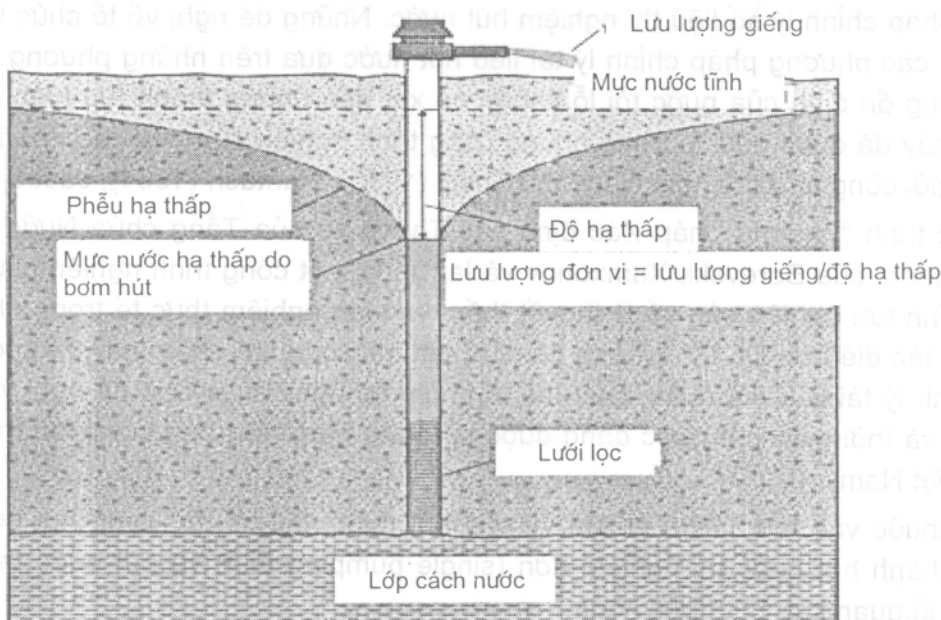
trong các giai đoạn thăm dò, điều tra đánh giá sơ bộ và chi tiết. Tùy thuộc vào cách bố trí sơ đồ thí nghiệm, thời gian và chế độ hút nước mà nó có thể giải quyết được hàng loạt các nhiệm vụ ĐCTV.

a) Hút nước thí nghiệm đơn (hình 2.27) là loại thí nghiệm được tiến hành từ một lỗ khoan với một hoặc nhiều cấp lưu lượng (nhiều lần hạ thấp) để xác định công suất của lỗ khoan, độ giàu nghèo của tầng chứa nước, xác định phương trình quan hệ thực nghiệm giữa lưu lượng và trị số hạ thấp mực nước. Tài liệu hạ thấp mực nước theo thời gian trong lỗ khoan cũng có thể dùng để xác định hệ số dẫn nước (hệ số thấm) với độ chính xác không cao. Hút nước thí nghiệm đơn cũng có thể sử dụng để xác định trị số hao hụt mực nước trong khu vực bố trí công trình lấy nước, khi lỗ khoan khai thác làm việc đồng thời.

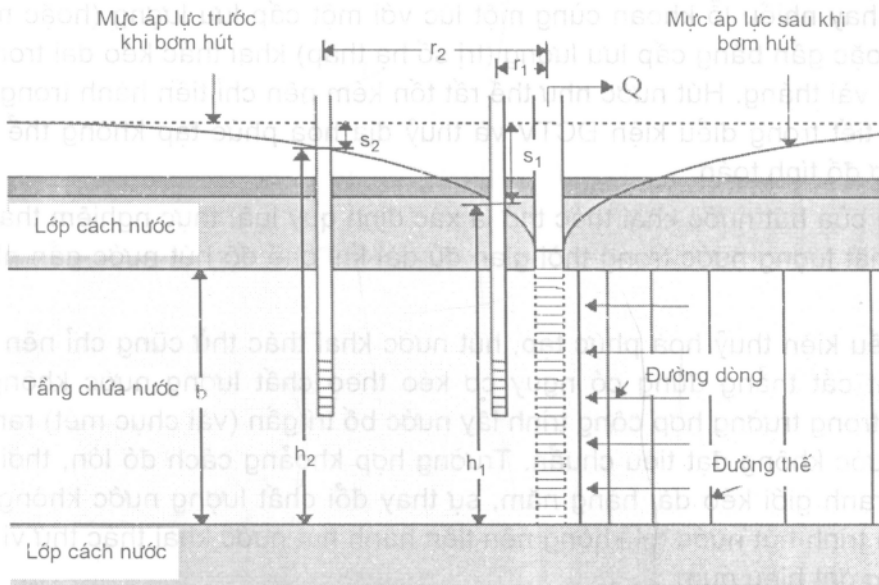
b) Hút nước thí nghiệm chùm (hình 2.28) là dạng thí nghiệm mà sơ đồ thí nghiệm gồm có lỗ khoan hút nước và các lỗ khoan chỉ dùng để đo mực nước trong miền phân bố của hình phễu hạ thấp. Lỗ khoan hút nước (có thể là một hoặc nhiều) được gọi là lỗ khoan trung tâm, những lỗ khoan đo mực nước được gọi là lỗ khoan quan sát. Với sơ đồ thí nghiệm như thế, hút nước thí nghiệm chùm có thể giải quyết được hàng loạt các vấn đề ĐCTV như:

- Xác định được chính xác các thông số địa chất thủy văn chủ yếu của tầng chứa nước (hệ số thấm, hệ số dẫn nước, hệ số nhả nước, hệ số truyền mực nước (truyền áp), bán kính ảnh hưởng dẫn dùng...).

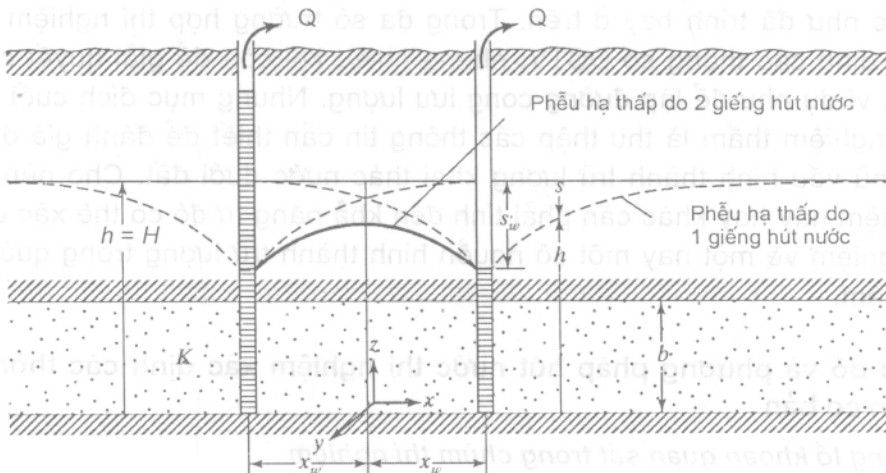
- Xác định điều kiện biên của tầng chứa nước trên bình đồ và trong mặt cắt và các thông số chuyên môn đặc trưng cho các mối quan hệ đó (quan hệ thủy lực giữa nước dưới đất và nước mặt, quan hệ thủy lực giữa các tầng chứa nước với nhau...), xác định bán kính ảnh hưởng của lỗ khoan....



Hình 2.27. Sơ đồ hút nước thí nghiệm đơn trong tầng chứa nước không áp



Hình 2.28. Sơ đồ chùm thí nghiệm trong tầng chứa nước có áp



Hình 2.29. Sơ đồ hút nước thí nghiệm nhóm

c) Hút nước thí nghiệm nhóm (hình 2.29) là dạng hút nước được tiến hành đồng thời từ hai hay nhiều lỗ khoan phân bố trong miền ảnh hưởng của nhau nhằm xác định khả năng khai thác thực tế của lỗ khoan trong điều kiện tính toán phức tạp. Các lỗ khoan trong nhóm thí nghiệm có thể được bắt đầu hút vào cùng một lúc (hút nhóm đồng bộ), hoặc có thể bắt đầu vào các thời điểm khác nhau, sau đó được kéo dài cùng với nhau trong suốt quá trình hút nước (hút nhóm không đồng bộ). Hút nước thí nghiệm nhóm được tiến hành trong các trường hợp kể trên khi hút nước từ lỗ khoan đơn không đủ đảm bảo trị số hạ thấp mực nước cần thiết để tính toán, hoặc trong những điều kiện ĐCTV phức tạp khi cần chứng minh khả năng thực tế lấy nước từ các lỗ khoan.

d) Hút nước khai thác thử (khai thác – thí nghiệm) là dạng hút nước được tiến hành từ một hay nhiều lỗ khoan cùng một lúc với một cấp lưu lượng (hoặc một lần hạ thấp) bằng hoặc gần bằng cấp lưu lượng (trị số hạ thấp) khai thác kéo dài trong khoảng thời gian một vài tháng. Hút nước như thế rất tốn kém nên chỉ tiến hành trong giai đoạn đánh giá chi tiết trong điều kiện ĐCTV và thủy địa hoá phức tạp không thể phản ánh được trong sơ đồ tính toán.

Mục đích của hút nước khai thác thử là xác định quy luật thực nghiệm thay đổi mực nước hoặc chất lượng nước trong thời gian đủ dài khi chế độ hút nước gần như chế độ khai thác.

Trong điều kiện thủy địa hoá phức tạp, hút nước khai thác thử cũng chỉ nên tiến hành khi trong mặt cắt thẳng đứng có nguy cơ kéo theo chất lượng nước không đạt tiêu chuẩn, hoặc trong trường hợp công trình lấy nước bố trí gần (vài chục mét) ranh giới mà chất lượng nước không đạt tiêu chuẩn. Trường hợp khoảng cách đó lớn, thời gian dịch chuyển của ranh giới kéo dài hàng năm, sự thay đổi chất lượng nước không thể đánh giá trong quá trình hút nước thì không nên tiến hành hút nước khai thác thử vì sẽ rất tốn kém và không đạt hiệu quả.

Tuỳ theo giai đoạn điều tra đánh giá nước dưới đất, điều kiện ĐCTV và phương pháp đánh giá trữ lượng khai thác nước dưới đất mà có thể áp dụng dạng hút nước này hay khác như đã trình bày ở trên. Trong đa số trường hợp thí nghiệm hút nước dùng để xác định các thông số ĐCTV, nhưng nhiều khi còn để giải quyết các nhiệm vụ khác nữa, ví dụ như để lập đường cong lưu lượng. Nhưng mục đích cuối cùng của công tác thí nghiệm thăm là thu thập các thông tin cần thiết để đánh giá định lượng các nguồn chủ yếu hình thành trữ lượng khai thác nước dưới đất. Cho nên khi chọn dạng thí nghiệm này hay khác cần phải tính đến khả năng từ đó có thể xác định được bằng thực nghiệm về một hay một số nguồn hình thành trữ lượng trong quá trình hút nước thí nghiệm.

2.4.1. Sơ đồ và phương pháp hút nước thí nghiệm xác định các thông số địa chất thủy văn cơ bản

a) Số lượng lỗ khoan quan sát trong chùm thí nghiệm

Từ lý thuyết thủy động lực nước ngầm chúng ta biết rằng hút nước thí nghiệm đơn chỉ có thể xác định được gần đúng hệ số thấm K và hệ số dẫn nước T . Đó là do chúng ta thiếu thông tin về bán kính ảnh hưởng r_0 , thiếu cơ sở lựa chọn giá trị hạ thấp mực nước thực tế trong lỗ khoan hút nước (do bước nhảy thủy lực)... Cho nên để xác định chính xác hệ số thấm, hoặc hệ số dẫn nước T , và các thông số ĐCTV cơ bản khác phải dựa vào tài liệu hút nước thí nghiệm có nhiều lỗ khoan quan sát (hút nước thí nghiệm chùm).

Thiết kế sơ đồ chùm thí nghiệm bao gồm luận chứng về số lượng lỗ khoan hút nước, số lượng lỗ khoan quan sát, sự phân bố của chúng trên bình đồ và trong mặt cắt. Sơ đồ mẫu của chùm thí nghiệm xác định các thông số ĐCTV bao gồm số lượng lỗ khoan và cách bố trí sao cho trị số hạ thấp mực nước tại lỗ khoan hút nước trong quá trình thí nghiệm không nhỏ hơn 3m với thời gian hút nước kéo dài khoảng 5 ngày. Tại

sao phải yêu cầu như thế? Bởi vì chỉ khi đó trị số hạ thấp mực nước trong lỗ khoan hút nước mới đủ lớn để hình thành hình phễu hạ thấp mực nước và hiệu số hạ thấp mực nước trong lỗ khoan quan sát lân cận và trong lỗ khoan quan sát xa nhất mới có thể lớn hơn độ chính xác cho phép (không nhỏ hơn 20 – 30cm). Hơn nữa, chum thí nghiệm còn phải đủ số lượng lỗ khoan quan sát để thoả mãn thông tin cho nhiều phương pháp khác nhau (công thức Dupuy, phương pháp đường cong chuẩn, phương pháp Jacob theo dõi thời gian và theo dõi diện tích).

Vậy chum thí nghiệm có bao nhiêu lỗ khoan quan sát thì đủ? Xuất phát từ các biện pháp kỹ thuật chỉnh lý số liệu thí nghiệm, thì chum thí nghiệm chỉ cần một lỗ khoan quan sát, hoặc có kiểm tra thêm thì cần hai lỗ khoan quan sát để xác định các thông số cơ bản của tầng chứa nước. Nhưng điều đó chỉ có thể thực hiện được trong trường hợp tầng chứa nước là đồng nhất một cách lý tưởng. Trong điều kiện địa chất thủy văn thực tế, rất hiếm những trường hợp như thế. Ngoài ra, việc đánh giá môi trường chứa nước là đồng nhất hay không đồng nhất chỉ biết được sau khi hoàn thành công tác thí nghiệm. Vì vậy, để có thể sử dụng phương pháp theo dõi diện tích xử lý tài liệu hút nước và có đủ số liệu thực hiện phép tính trung bình hoá đơn giản, số lượng lỗ khoan quan sát tối thiểu trong chum thí nghiệm không được nhỏ hơn ba. Chỉ trong trường hợp tầng chứa nước khá đồng nhất (hệ số biến đổi của T không quá 10 – 30%) mới được sử dụng hai lỗ khoan quan sát.

Như vậy, để xác định chính xác các thông số ĐCTV chủ yếu của tầng chứa nước đồng nhất, chum thí nghiệm sẽ gồm ít nhất là hai lỗ khoan quan sát. Số lượng lỗ khoan quan sát lớn hơn số lượng tối thiểu phụ thuộc vào mức độ không đồng nhất về tính thấm của đất đá, chiều sâu thế nằm của tầng chứa nước và khả năng kết hợp các lỗ khoan thăm dò làm lỗ khoan quan sát.

Trong điều kiện địa chất thủy văn ở Việt Nam, nhiều tầng chứa nước không đồng nhất về tính thấm theo các phương, hoặc không đồng nhất về đất đá. Đó là các tầng chứa nước trong các nón phóng vật, trong đá vôi phát triển nứt nẻ – cactơ, các đới phá huỷ kiến tạo. Số lượng các lỗ khoan quan sát ở đây có thể từ 3 – 4 đến 10 lỗ tùy thuộc vào mức độ không đồng nhất. Hệ số biến đổi xác định theo tài liệu thí nghiệm đơn là tiêu chuẩn để xác định mức độ không đồng nhất.

Số lượng lỗ khoan quan sát còn phụ thuộc nhiều vào chiều sâu thế nằm của tầng chứa nước. Khi chiều sâu thế nằm của tầng chứa nước lớn (quá 150m), số lượng lỗ khoan quan sát không nên chọn vượt quá số lượng tối thiểu. Trong khi đó, nếu tầng chứa nước nằm nông thì số lỗ khoan quan sát có thể lớn hơn số lượng tối thiểu. Tuy nhiên, thực tế điều tra ĐCTV cũng cho thấy là khi lỗ khoan quan sát ít thường làm cho chất lượng chỉnh lý kém, sai số xác định các thông số sẽ lớn và dẫn đến không đáp ứng với giá thành đã bỏ ra, có khi còn tốn kém hơn giá thành khoan thêm 1 – 2 lỗ khoan quan sát.

Để xác định số lượng các lỗ khoan quan sát, cần tính đến cả các lỗ khoan đã khoan với các mục đích khác trong các giai đoạn điều tra trước. Làm như thế vừa tăng số lượng lỗ khoan, vừa làm giảm giá thành phương án mà vẫn đảm bảo đủ thông tin để chỉnh lý sau này.

Khi chũm thí nghiệm xác định các thông số ĐCTV cơ bản gồm nhiều lỗ khoan quan sát, thì các lỗ khoan quan sát được bố trí theo hệ thống tia. Số lượng các tia và hướng của chúng phụ thuộc vào mức độ phức tạp của diện tích thí nghiệm, số lượng lỗ khoan quan sát và sơ đồ bố trí công trình lấy nước.

Chũm 1 tia được bố trí trong trường hợp tầng chứa nước là đồng nhất về tính thấm. Tia đó có thể theo hướng bất kỳ, vuông góc hoặc song song với dòng thấm. Nếu chũm thí nghiệm bố trí trên diện tích dự kiến đặt công trình khai thác, thì các lỗ khoan quan sát được khoan dọc theo trục phân bố các lỗ khoan khai thác (hoặc khoan thăm dò – khai thác).

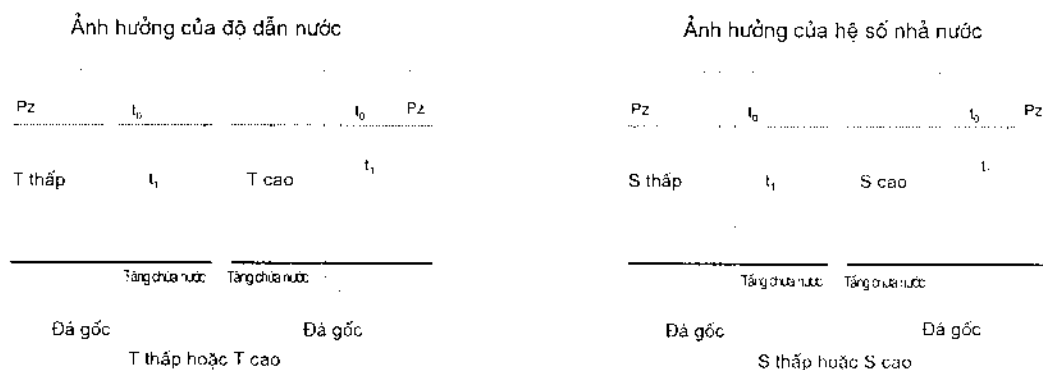
Chũm hai tia được thiết kế khi thí nghiệm các tầng chứa nước dị hướng, với phương của các tia theo trục dị hướng giả định (thí dụ khi hút nước trong đới phá huỷ kiến tạo chứa nước, một tia bố trí song song theo trục đứt gãy, còn một tia bố trí vuông góc với tia trên).

Chũm ba, bốn tia được thiết kế khi thí nghiệm trong tầng chứa nước không đồng nhất theo nhiều hướng khác nhau. Trong thực tế vì sự không đồng nhất chỉ biết được sau khi thí nghiệm, nên khi bố trí các tia trong chũm thí nghiệm chúng ta chủ yếu dựa vào tài liệu khảo sát trên mặt, phương phát triển của các cấu trúc địa chất và dạng địa hình địa phương.

Trong mọi trường hợp lỗ khoan hút nước được phân bố ở điểm giao nhau của các tia.

b) Khoảng cách từ lỗ khoan hút nước đến các lỗ khoan quan sát

Khoảng cách từ lỗ khoan trung tâm đến các lỗ khoan quan sát phụ thuộc vào thành phần thạch học, độ nứt nẻ của đất đá, đặc tính thủy lực của tầng chứa nước (có áp hay không áp), độ giàu nghèo của tầng chứa nước. Tầng chứa nước có trị số dẫn nước cao, độ nhả nước lớn thì hình phễu hạ thấp mực nước lan rộng và nông. Ngược lại, tầng nghèo nước có trị số dẫn nước thấp, độ nhả nước thấp thì hình phễu hạ thấp mực nước lan hẹp và sâu. Điều đó có nghĩa là trong trường hợp thứ nhất, khoảng cách giữa các LKQS có thể xa, còn trường hợp thứ hai thì ngược lại.



Hình 2.30. Bể rộng và chiều sâu phễu hạ thấp mực nước phụ thuộc vào độ dẫn nước và hệ số nhả nước

Nói chung các lỗ khoan quan sát phải được phân bố trong vùng ảnh hưởng của lỗ khoan hút nước, hoặc nói cụ thể hơn, các lỗ khoan quan sát nên bố trí như thế nào để chúng nằm trong đới động thái gần ổn định. Khoảng cách từ lỗ khoan hút nước đến lỗ khoan quan sát còn được lựa chọn, như đã trình bày ở trên, để trong một đợt hạ thấp mực nước và trong một khoảng thời gian hút nước kéo dài nhất định, hiệu số trị số hạ thấp mực nước trong các lỗ khoan quan sát gần kề và trị số hạ thấp mực nước trong lỗ khoan quan sát xa nhất phải lớn hơn hẳn độ chính xác của phép đo mực nước (khoảng 20cm).

Nhưng cụ thể bằng bao nhiêu? Có nhiều cách xác định, tùy thuộc vào tình hình cụ thể từng diện tích nghiên cứu. Khoảng cách đến các lỗ khoan quan sát có thể được xác định theo công thức lý thuyết, theo công thức thực nghiệm hoặc có thể do kinh nghiệm từ nhiều thí nghiệm đúc kết lại. Ở đây giới thiệu một vài cách xác định khoảng cách giữa các lỗ khoan quan sát trong chùm thí nghiệm, tùy thuộc vào điều kiện cụ thể đối tượng nghiên cứu mà người thiết kế tham khảo lựa chọn cho thích hợp.

Theo nhà địa chất thủy văn Bindeman, để trị số hạ thấp mực nước trong lỗ khoan quan sát thứ nhất đo được không nhỏ hơn 20% và trong lỗ khoan thứ hai không nhỏ hơn 10% trị số hạ thấp mực nước trong lỗ khoan trung tâm, thì khoảng cách từ lỗ khoan trung tâm đến các lỗ khoan quan sát có thể lấy như sau (bảng 2.2).

BẢNG 2.2. KHOẢNG CÁCH TỪ LỖ KHOAN TRUNG TÂM ĐẾN LỖ KHOAN QUAN SÁT
(N.N.Bindeman)

Đất đá chứa nước	Tính chất thủy lực của tầng chứa nước	Khoảng cách tối đa, m	
		Đến LKQS1	Đến LKQS2
Cát hạt nhỏ và trung	Có áp	80	150
	Không áp	10	15
Cát hạt lớn	Có áp	200	450
	Không áp	15	30
Cuội, sỏi	Có áp	200	450
	Không áp	25	40
Đất đá nứt nẻ	Có áp	80	150
	Không áp	30	50

Theo đề nghị của Borevski, Xamxonov và Iazvin khoảng cách từ lỗ khoan trung tâm đến các lỗ khoan quan sát có thể được xác định theo công thức bán thực nghiệm dưới đây, không phụ thuộc vào số lượng các tia và hướng của chúng.

$$r_n = r_1 \alpha^{n-1} \quad (2.49)$$

Ở đây r_1 là khoảng cách từ lỗ khoan trung tâm đến LKQS gần nhất; α là hệ số thực nghiệm: đối với tầng chứa nước không áp, $\alpha = 1,5$; đối với tầng chứa nước có áp,

$\alpha = 2,5$; n là số thứ tự của LKQS. Cách đánh số tiến hành theo thứ tự tăng dần từ lỗ khoan trung tâm, số lẻ ở một tia, chẵn ở một tia khác.

Chúng ta sẽ xem xét cụ thể hơn các đại lượng trong công thức (2.49). Đại lượng r_1 có ý nghĩa quan trọng đối với việc phân bố lỗ khoan một cách hợp lý. Trong thực tế, do chiều dày tầng chứa nước lớn, nên hầu hết các lỗ khoan hút nước thường được kết cấu không hoàn chỉnh. Để làm giảm đến mức ít nhất ảnh hưởng do sự không hoàn chỉnh của lỗ khoan hút nước đến hạ thấp mực nước trong LKQS thứ nhất, thì LKQS thứ nhất phải cách lỗ khoan trung tâm (LKTT) một khoảng $r_1 \geq b$ (b là chiều dày tầng chứa nước). Với điều kiện như vậy, ảnh hưởng của tính không hoàn chỉnh có thể bỏ qua. Thực tế cho phép $r_1 \geq 0,7b$, vì với điều kiện đó ảnh hưởng của tính không hoàn chỉnh $l/b \geq 0,2$ không vượt quá 10%.

Như vậy nên lấy $r_1 \approx (0,7 - 1)b$. Nếu LKQS1 ở cách LKTT một khoảng cách như thế thì cho phép bố trí từ ba đến sáu LKQS trong phạm vi hình phễu hạ thấp mực nước trong điều kiện chiều dày tầng chứa nước ngầm bằng 90m, còn với tầng chứa nước có áp thì chiều dày là 200m. Khi thí nghiệm trong tầng chứa nước có chiều dày lớn hơn thế, thì bắt buộc phải lấy $r_1 \geq b$. Trong trường hợp này, nếu trên đồ thị theo dõi diện tích điểm thứ nhất thấy bị lệch cao hơn đường thẳng trung bình, thì phải hiệu chỉnh lại khoảng cách. Khi đó thay vào giá trị lgr thực, ta lấy lgr_{dd} dẫn dùng, tính theo công thức sau:

$$lgr_{dd} = lgr_1 - 0,2\zeta \quad (2.50)$$

Ở đây ζ là trị số hiệu chỉnh tính đến sự không hoàn chỉnh của lỗ khoan, ζ được xác định theo chỉ dẫn của Verighin.

Hệ số thực nghiệm α được xác định bằng cách thử dần, sao cho với mức độ hút nước đảm bảo trị số hạ thấp mực nước ở lỗ khoan hút nước trong lớp chứa nước có áp $s_0 = 3m$ với thời gian thí nghiệm khoảng 10 ngày thì hiệu trị số hạ thấp mực nước trong các LKQS xa nhất không nhỏ hơn 20cm.

c) Yêu cầu kết cấu lỗ khoan hút nước và lỗ khoan quan sát

Chúng ta biết rằng cho đến nay các phương pháp chỉnh lý cho phép xử lý được tài liệu hút nước từ chùm thí nghiệm kết cấu như thế nào, dù chế độ hút nước ra sao. Nhưng chế độ hút nước càng đơn giản, kết cấu chùm thí nghiệm càng gần với sơ đồ tính toán thì xử lý số liệu càng dễ, độ chính xác càng cao.

Ngày nay trong thực tế tính toán ĐCTV chúng ta sử dụng rộng rãi phương pháp Jacov để chỉnh lý tài liệu thí nghiệm. Nhưng chú ý rằng phương pháp Jacov được dùng để chỉnh lý số liệu thí nghiệm đối với các lỗ khoan hoàn chỉnh. Do đó tính không hoàn chỉnh của lỗ khoan hút nước và LKQS có thể là một yếu tố dị thường của quy luật thí nghiệm thay đổi mực nước. Vì thế khi bố trí chùm thí nghiệm, cần phải bố trí ống lọc của các lỗ khoan như thế nào để có thể hạn chế tới mức tối thiểu khả năng biến dạng của quy luật thí nghiệm thay đổi mực nước do tính không hoàn chỉnh của lỗ khoan gây nên. Rõ ràng là chùm thí nghiệm bao gồm các lỗ khoan hoàn chỉnh sẽ phù hợp nhất với

sơ đồ tính toán và thông tin nhận được sẽ là tin cậy nhất. Nhưng điều kiện đó chỉ có thể thực hiện được khi tầng chứa nước có chiều dày nhỏ. Trong thực tế, khi thí nghiệm trong các tầng chứa nước có chiều dày lớn, yêu cầu đó không thể thực hiện được, và nói chung không nhất thiết phải làm như vậy. ảnh hưởng do biến dạng của tính không hoàn chỉnh của lỗ khoan trong chừng mực nhất định có thể loại trừ bằng cách bố trí các LKQS ở vị trí nhất định trên bình đồ (như đã trình bày ở trên) và ống lọc của chúng nằm trên mặt cắt tương ứng với ống lọc của lỗ khoan hút nước. Nghĩa là lỗ khoan hút nước và LKQS của chùm thí nghiệm là không hoàn chỉnh, nhưng điều kiện cần thiết là phải bố trí ống lọc như thế nào để trực tiếp diện của ống lọc ở tất cả các lỗ khoan của chùm nằm trên một mặt phẳng. Cần đặc biệt chú ý đến việc bố trí chùm thí nghiệm tổng hợp khi hệ tầng phân lớp phức tạp có đặc tính dị hướng theo phương thẳng đứng rất mạnh. Trong trường hợp đó, để nhận được các thông số tổng hợp của các yếu tố thấm trong mặt cắt dị hướng, các lỗ khoan hút và quan sát nhất thiết phải khoan qua toàn bộ mặt cắt. Khi điều kiện không cho phép, cũng cần cố gắng bố trí ống lọc ở những đoạn thấm nước chủ yếu nhất trong mặt cắt, hoặc lấp đầy cuội sỏi toàn bộ phần ngoài ống lọc nằm dưới mực nước dưới đất. Việc bố trí tùy tiện ống lọc của các LKQS so với lỗ khoan hút nước trong mặt cắt hệ tầng phân lớp phức tạp sẽ tạo nên sự phân tán của các điểm trên đồ thị diện tích xử lý tài liệu hút nước.

d) Đường kính của lỗ khoan

Đối với lỗ khoan trung tâm đường kính phải đảm bảo thả được máy bơm đến độ sâu thiết kế để đảm bảo hút được lượng nước yêu cầu. Thí dụ nếu dùng máy bơm khai thác có đường kính 8 inch, thì đường kính ống chống ở đó phải lớn hơn ít nhất là một cấp.

Còn đối với LKQS, vì chỉ để đo mực nước nên chỉ cần kết cấu đường kính nhỏ, nhưng cũng không nên nhỏ hơn 50mm.

e) Thời gian kéo dài hút nước

Thời gian kéo dài hút nước được xác định bởi mục đích hút nước và điều kiện ĐCTV (tính thấm, mức độ đồng nhất, tính chất thủy lực...). Rõ ràng là tốt nhất nên tiến hành thí nghiệm đến khi nào vận động của nước đến lỗ khoan đạt đến ổn định. Yêu cầu đó là bắt buộc khi hút nước để lập phương trình đường cong lưu lượng và nhanh chóng đạt được khi lỗ khoan hút nước nằm gần sông hoặc trong tầng chứa nước rất phong phú nước. Phần lớn các trường hợp hút nước, vận động của nước tới lỗ khoan là không ổn định, nghĩa là nếu khống chế lưu lượng ở một mức nào đó thì mực nước trong lỗ khoan sẽ thay đổi liên tục theo thời gian, có khi rất dài ngày, đặc biệt khi hút nước trong các tầng chứa nước là đá cứng nứt nẻ kém phong phú nước. Tuy nhiên, xét về mặt hiệu quả kinh tế thì thời gian hút nước cũng không nên quá dài. Do đó cần xác định thời gian hút nước hợp lý. Ta hiểu thời gian hút nước hợp lý là thời gian hút nước đủ cho phép nhận được quy luật thay đổi mực nước thường xuyên và dễ giải thích. Đó là quy luật thay đổi mực nước mà theo động lực học nước dưới đất người

ta gọi là quy luật thấm gần ổn định. Ở động thái đó cho phép ta sử dụng đồ thị bán lôgarit ($S = f(\lg t)$; $S = f(\lg r)$ hay $S = f(\lg \frac{1}{r})$) để xác định các thông số ĐCTV cơ bản, nghĩa là cho phép thay đổi hàm số mũ bằng quan hệ lôgarit với sai số cho phép. Như vậy trong mọi trường hợp nếu không thể đạt đến chế độ vận động ổn định của mực nước thì cũng phải đạt đến chế độ gần ổn định trong diện tích nghiên cứu. Diện tích này được xác định bằng khoảng cách từ lỗ khoan hút nước đến LKQS xa nhất trong một chùm thí nghiệm, nghĩa là phải đạt đến vận động gần ổn định của mực nước ở lỗ khoan xa nhất. Trong thực tế hút nước vận động gần ổn định được đánh dấu bằng sự tăng hay giảm đều mực nước theo thời gian.

Xuất phát từ quan điểm về thời gian bắt đầu xuất hiện động thái gần ổn định nên phân chia thành các trường hợp chậm và không chậm xuất hiện trạng thái vận động đó. Trường hợp không chậm xảy ra khi thí nghiệm trong tầng chứa nước có áp trong đất đá rời. Hiện tượng chậm của động thái gần ổn định có thể xảy ra trong các tầng chứa nước không áp có liên quan với sự xuất hiện hiệu ứng Boulton (hiệu ứng do nhả nước trọng lực), và trong tầng chứa nước khe nứt có áp và không áp liên quan với hiệu ứng giếng hồng kép. Những đặc điểm trên cần tính đến khi xác định kéo dài thời gian thí nghiệm ở mỗi đợt hạ thấp, nghĩa là thời gian thí nghiệm phải kéo dài đến mức đủ để vượt quá thời gian chậm trễ do các hiệu ứng trên gây ra, làm cho trên đồ thị thể hiện rõ đoạn tính toán.

Xét đến tất cả những vấn đề nêu trên, dưới đây trình bày bảng tra cứu khi xác định thời gian kéo dài thí nghiệm (bảng 2.3). Trong mọi trường hợp thiết kế hút nước, khoảng cách giữa các lỗ khoan cũng như thời gian kéo dài hút nước nên được xác định bằng tính toán trực tiếp dựa vào những công thức thủy động lực trong mỗi trường hợp cụ thể. Các bảng tra cứu chỉ để tham khảo.

BẢNG 2.3. XÁC ĐỊNH THỜI GIAN KÉO DÀI HÚT NƯỚC
(Borevski, Xamxonov, Iazvin)

Đất đá chứa nước	Hệ số thấm, m/ngày	Đặc tính thủy lực	Thời gian hút nước, ngày	
			Khi hút nước đơn	Khi hút nước chùm
Mỏ nước nhóm I				
– Đá nứt nẻ và cactơ hoá; cuội sỏi không lẫn vật liệu hạt nhỏ, cát hạt lớn và trung đồng nhất	> 30	Có áp Không áp	2 – 3 3 – 4	3 – 5 4 – 6
– Đá nứt nẻ và cactơ hoá; cuội sỏi lẫn cát và sét	10 – 30	Có áp Không áp	3 – 4 4 – 6	4 – 6 5 – 7
– Cát hạt lớn và trung, không đồng nhất	5 – 10	Có áp Không áp	4 – 6 5 – 7	5 – 7 6 – 8
Mỏ nước nhóm II				
– Đá nứt nẻ, cát chặt	0,5 – 5	Áp lực cao	3 – 5	5 – 7
– Đá nứt nẻ, cát chặt	< 0,5	Áp lực cao	5 – 7	7 – 10

2.4.2. Sơ đồ chòm thí nghiệm xác định các thông số địa chất thuỷ văn chuyên môn

Các thông số ĐCTV chuyên môn ở đây được quan niệm là các thông số đặc trưng cho mối quan hệ giữa tầng chứa nước đang được nghiên cứu với môi trường xung quanh. Đó là thông số đặc trưng cho quá trình thấm xuyên từ các tầng chứa nước khác vào tầng chứa nước đang được nghiên cứu, thông số đặc trưng cho mối quan hệ thuỷ lực giữa nước dưới đất và nước mặt (thông số đặc trưng cho sức cản trầm tích lòng). Chúng ta sẽ xem xét sơ đồ thí nghiệm trong từng trường hợp cụ thể.

a) Chòm thí nghiệm xác định quan hệ thuỷ lực giữa nước dưới đất và nước mặt

Tuỳ thuộc vào điều kiện thể nằm và phân bố của tầng chứa nước so với các dòng và khối nước mặt mà nước dưới đất và nước mặt có mối quan hệ thuỷ lực với nhau. Mối quan hệ có thể là chặt chẽ, lỏng lẻo, hoặc hoàn toàn không có quan hệ gì.

Nước dưới đất và nước mặt có quan hệ chặt chẽ với nhau khi các dòng hoặc khối nước mặt cắt vào tầng chứa nước, đáy lòng sông không có lớp bùn sét ngăn cách. Trong trường hợp đó khi hút nước từ các lỗ khoan phân bố gần dòng mặt, bán kính hình phễu hạ thấp mực nước sẽ lan truyền đến và đường mực nước của hình phễu hạ thấp sẽ không đứt khỏi đường ngăn mực nước sông ở phía bờ phân bố lỗ khoan. Khi đó, do hút nước mà nước sông được lôi kéo vào cung cấp cho tầng chứa nước. Nói một cách khác, khi đó lưu lượng hút nước sẽ được đảm bảo bởi lượng nước kéo theo đó.

Nước dưới đất và nước mặt có quan hệ thuỷ lực với nhau nhưng không chặt chẽ. Đó là trường hợp các dòng mặt cắt trực tiếp vào tầng chứa nước, nhưng ở đáy dòng mặt có lớp bùn sét thấm nước yếu phân bố phía trên tầng chứa nước nghiên cứu. Khi đó trong quá trình hút nước ở phía bờ sông phân bố lỗ khoan hút nước quan sát thấy đường mực nước hạ thấp đứt khỏi ngăn nước sông. Lớp ngăn cách có sức cản kháng lại dòng thấm (làm chậm lại) từ sông bổ sung cho tầng chứa nước.

Cũng với mặt cắt như trường hợp trên nhưng có trường hợp quan sát thấy mực nước hạ thấp ở cả phía bờ bên kia sông. Đó là do lớp ngăn cách có sức cản lớn hơn, sự thấm xuyên từ dòng mặt vào tầng chứa nước khó khăn hơn, lượng cấp bổ sung từ dòng mặt vào tầng chứa nước không đủ đảm bảo lượng hút ra nên hình phễu tiếp tục lan rộng cho đến tận bên kia sông.

Trường hợp sông không cắt vào tầng chứa nước và giữa sông và tầng chứa nước có lớp sét dày không thấm nước ngăn cách. Nước dưới đất và nước sông không có quan hệ thuỷ lực, khi đó trong quá trình hút nước nhiều khi quan sát thấy mực nước hạ thấp dưới cả đáy lòng sông. Ở đây nếu quá trình hút nước mạnh mẽ có thể thấy hiện tượng "mưa ngầm" dưới đáy lòng sông.

Trong thực tế điều tra ĐCTV một trong những nhiệm vụ đặt ra trong những trường hợp như thế là xác định mối quan hệ thuỷ lực giữa nước dưới đất và nước mặt. Có quan

hệ hay không quan hệ. Có quan hệ thủy lực thì là quan hệ chặt chẽ hay lỏng lẻo cả về mặt định tính và định lượng (thông qua việc xác định hệ số đặc trưng cho sức cản trầm tích lòng). Phương pháp tin cậy và hiệu quả nhất để giải quyết nhiệm vụ đó là hút nước thí nghiệm từ chum lỗ khoan.

Trong chum thí nghiệm để đánh giá quan hệ thủy lực giữa nước dưới đất và nước mặt các LKQS được bố trí trên hai tia: một tia song song và một tia vuông góc với hướng dòng chảy mặt. Trên tia song song, tùy thuộc vào mức độ không đồng nhất có thể bố trí từ 2 – 3 LKQS. Khoảng từ các LKQS đến lỗ khoan trung tâm có thể được xác định theo công thức (2.49), nhưng khoảng cách từ LKQS đến lỗ khoan trung tâm không được vượt quá khoảng cách từ lỗ khoan trung tâm đến sông. Tài liệu hạ thấp mực nước ở tia này được sử dụng để xác định các thông số thấm của tầng chứa nước (theo công thức Dupuy hoặc theo đồ thị $S - lgt$, $S - lgr$).

Trên tia vuông góc với sông cũng bố trí từ 2 – 3 LKQS để xác định mối quan hệ thủy lực giữa nước dưới đất và nước mặt và các thông số chuyên môn đặc trưng cho quá trình đó. Một LKQS phải được bố trí ngay tại gần nước sông. Nếu các dòng chảy trên mặt có nhiều rộng nhỏ (50, 100 hoặc vài trăm mét) thì nên có một LKQS ở phía bờ bên kia sông và trong những trường hợp có thể được thì nên có một LKQS bố trí ở phạm vi dòng chảy (bãi bồi).

Với sơ đồ chum thí nghiệm như thế thì làm thế nào biết được có quan hệ thủy lực hay không có quan hệ thủy lực. Nếu bố trí chum thí nghiệm như thế thì chẳng những sẽ biết được nước dưới đất và nước mặt có quan hệ thủy lực với nhau hay không mà còn tính được quan hệ ở mức nào. Muốn thế trong quá trình hút nước phải theo dõi quá trình hạ thấp mực nước trong tất cả các lỗ khoan. Đồng thời cũng nên có mìa để quan trắc mực nước dòng mặt. Nếu trong quá trình hút nước lưu lượng hút nhanh chóng đạt tới một trị số ổn định, mực nước hạ thấp tại LKQS ở gần sông không dứt khỏi mực nước sông thì sơ bộ đáng giá là chúng có quan hệ thủy lực. Còn để biết mức độ mối quan hệ đó như thế nào thì trên cơ sở tài liệu hút nước thu thập được sẽ tính các thông số đặc trưng cho quá trình đó. Phương pháp tính các thông số chuyên môn đặc trưng cho mối quan hệ thủy lực giữa nước dưới đất và nước sông được trình bày trong nhiều sách tham khảo.

Trong những thung lũng sông có cấu tạo phân lớp, ở mỗi vị trí phải bố trí một cặp LKQS, một lỗ khoan được khoan vào tầng nghiên cứu còn một lỗ khoan vào tầng ngăn cách phân bố ngay dưới lòng sông. Lỗ khoan này chỉ cần khoan sâu dưới mực nước một vài mét để đáng giá điều kiện đứt đoạn mực nước.

b) Chum thí nghiệm để xác định quan hệ thủy lực giữa các tầng chứa nước với nhau

Trong tự nhiên có nhiều mặt cắt phân lớp, các tầng chứa nước nằm chồng lên nhau hoặc có sự xen kẽ giữa các tầng chứa nước (thấm nước) và không chứa nước (cách

nước). Lại còn gặp sự sắp xếp đó theo phương ngang (trên diện tích phân bố thêm và bãi bồi của các thung lũng sông). Nước của các tầng chứa nước đó có thể lưu thông với nhau qua mặt lớp, hoặc tạo nên một hệ thống chứa nước thống nhất có chung một mực nước, hoặc có thể là những tầng chứa nước được ngăn cách nhau bởi các lớp cách nước. Khi khai thác, nước từ một trong những tầng chứa nước nằm trên hoặc ở dưới có thể chảy vào hoặc thấm xuyên qua những lớp thấm nước yếu cung cấp cho tầng chứa nước đang khai thác. Quá trình đó xảy ra hay không và xảy ra như thế nào chỉ được đánh giá bằng tài liệu hút nước thí nghiệm từ chùm lỗ khoan.

Trong chùm thí nghiệm để giải quyết vấn đề nêu ra ở trên, lỗ khoan trung tâm được đặt trong tầng chứa nước dự định khai thác, còn các LKQS được đặt cả trong tầng chứa nước nghiên cứu cùng với lỗ khoan trung tâm và cả trong những tầng chứa nước trên và dưới. Cũng nên có những LKQS đặt trong những lớp thấm yếu.

Những LKQS được đặt trong tầng chứa nước nghiên cứu để lấy tài liệu xác định thông số địa chất thủy văn cơ bản của tầng chứa nước thì phải được bố trí theo sơ đồ trên nguyên tắc đã nói ở trên. Còn các LKQS trong các tầng chứa nước lân cận thì nên bố trí gần các lỗ khoan ở tầng chứa nước chính theo từng cặp hai ba lỗ khoan. Cũng cần có một cặp lỗ khoan như thế, kể cả LKQS đặt trong tầng lớp sét thấm nước yếu, bố trí ngay cạnh lỗ khoan hút nước, vì ở đây quá trình thấm xuyên sẽ xảy ra mạnh mẽ nhất.

2.5. Phương pháp tiến hành thí nghiệm và thu thập thông tin

Tiến hành hút nước tại một lỗ khoan nào đó phải tuân theo một trình tự nhất định để tránh những sai sót đáng tiếc dẫn đến lãng phí. Khi đến hiện trường công tác, trước hết phải kiểm tra toàn bộ sơ đồ thí nghiệm đã thi công theo thiết kế. Kiểm tra lại toàn bộ lỗ khoan và sơ đồ bố trí chúng, khoảng cách giữa các lỗ khoan, chiều sâu lỗ khoan và chiều sâu mực nước tĩnh kể từ miệng lỗ khoan trước khi hút nước, đo khoảng cách từ các lỗ khoan đến các biên giới tự nhiên nếu có (sông, suối, đứt gãy, kiến tạo, chân núi, công trình khai thác gần đó...). Sau đó mới tiến hành lắp ráp thiết bị theo như đã dự kiến. Trước khi tiến hành hút nước chính thức phải tiến hành hút rửa lỗ khoan, khôi phục lại độ thấm tự nhiên của môi trường xung quanh lỗ khoan. Hút rửa được tiến hành với khả năng hút cực đại của máy bơm, đến khi nào nước hoàn toàn trong thì dừng. Theo dõi sự phục hồi mực nước rồi điều chỉnh lại sơ đồ thiết kế hút nước cho phù hợp với thực tế và tiến hành hút nước chính thức theo chế độ hút nước đã dự kiến tùy thuộc vào mục đích hút nước (hút tới chế độ ổn định hay gần ổn định). Trong mọi trường hợp sau một khoảng thời gian kể từ khi bắt đầu hút nước (khoảng 2 – 3 ca máy) phải khống chế lưu lượng ở một giá trị tương đối ổn định và theo dõi quá trình hạ thấp mực nước, khi nào đạt đến chế độ ổn định hay gần ổn định thì dừng. Dấu hiệu để đánh giá đạt đến chế độ ổn định hay gần ổn định

là sự thay đổi đều đều của mực nước (tăng hoặc giảm đều đều). Chỉ trong những trường hợp hút nước ở gần sông hoặc tầng chứa nước rất phong phú thì trong khoảng thời gian thí nghiệm mới có hy vọng đạt đến sự ổn định của mực nước. Tiêu chuẩn để đánh giá sự ổn định của lưu lượng và mực nước có thể dựa vào kết quả quan trắc như sau:

Đối với lưu lượng

$$\frac{Q_{\max} - Q_{\text{tb}}}{Q_{\max}} \leq 10\% \quad (2.51)$$

$$\frac{Q_{\text{tb}} - Q_{\min}}{Q_{\min}} \leq 10\% \quad (2.52)$$

Đối với mực nước hạ thấp cũng tương tự như thế.

Trong những trường hợp hút nước với hai – ba lần hạ thấp mực nước thì nói chung nên bắt đầu từ trị số nhỏ đến lớn. Bởi vì ngược lại, khi chuyển từ trị số hạ thấp lớn đến nhỏ sẽ xảy ra hiện tượng hồi phục mực nước do giảm lưu lượng, gây ra sự "giả ổn định" tạm thời của mực nước, nhiều khi dẫn đến những kết luận sai lầm về động thái vận động ổn định của nước dưới đất. Tuy nhiên, khi hút nước từ những tầng chứa nước là đá nứt nẻ, đặc biệt trong đá vôi nứt nẻ (cáctơ hoá) có nhiều vật chất lấp nhét và lại khoan bằng dung dịch sét thì nên hút từ trị số $S_{\max}$ đến $S_{\min}$ nhằm rửa sạch những vật chất lấp nhét và dung dịch sét ở trong các khe nứt của đới gần lỗ khoan, hồi phục lại độ thấm tự nhiên của đất đá trong quá trình vận động của nước và lỗ khoan. Nhưng cần nhớ là chỉ cần bắt đầu hút đợt hai với trị số hạ thấp nhỏ hơn khi mực nước sau khi hút đợt trước đã hồi phục hoàn toàn.

Trong quá trình hút nước phải tiến hành đo lưu lượng và mực nước hạ thấp theo thời gian, mật độ đo tùy thuộc vào tốc độ thay đổi của chúng mà chọn cho phù hợp, đồng thời cũng phải có chế độ đo hợp lý để phục vụ cho tính toán chỉnh lý sau này. Mật độ đo mực nước có thể như sau. Vài giờ đầu hút nước cứ 5 phút đo một lần, khoảng một ca máy tiếp theo – 30 phút đo một lần, sau đó cứ 1 hoặc 2 giờ đo một lần cho đến khi kết thúc đợt bơm. Lưu lượng hút ra được đo đồng thời với đo mực nước. Vì vậy, vào thời gian đầu hút nước cần tập trung nhiều người quan trắc thì mới đảm bảo đo kịp thời và đồng bộ. Sau mỗi đợt hạ thấp phải tiến hành đo mực nước phục hồi. Chế độ đo có thể như sau: 15 – 30 phút đầu cứ một phút đo một lần, 1 – 2 giờ tiếp theo cứ 5 phút đo một lần, sau đó cứ 1 giờ đo một lần, cho đến khi mực nước phục hồi hoàn toàn (so sánh với vị trí nước trước khi thí nghiệm).

Đồng thời với quan trắc lưu lượng và mực nước trong tất cả các lỗ khoan, cần phải đo nhiệt độ nước và nhiệt độ khí, lấy mẫu nước để phân tích thành phần hoá học nước, và với số lượng mẫu ít hơn để phân tích vi trùng. Cũng cần ghi chép không bỏ qua bất cứ hiện tượng thay đổi tự nhiên và kỹ thuật nào trong quá trình hút nước để trong quá

trình chỉnh lý biết mà xử lý, hiệu chỉnh (mưa bão đột ngột, hiện tượng dâng cao mực nước trong sông, trục trặc kỹ thuật trong lỗ khoan hay hỏng hóc máy bơm...). Nếu trong quá trình kéo dài hút nước ở mỗi đợt hạ thấp vì một lý do nào đó mà phải dừng hút quá một tiếng đồng hồ thì phải tiến hành hút lại từ đầu đợt đó.

Tất cả các số liệu quan trắc được ghi chép đầy đủ trong "Sổ tay hút nước" theo mẫu quy định hiện hành. Đồng thời phải lập các đồ thị $Q = f(t)$; $H = f(t)$; $Q = f(S)$ và $q = f(S)$ để kiểm tra kết quả hút nước ngay trên hiện trường. Nếu có gì sai sót thì phải tiến hành hút nước lại bổ sung kịp thời.

2.6. Hiệu suất lỗ khoan

2.6.1. Khái niệm

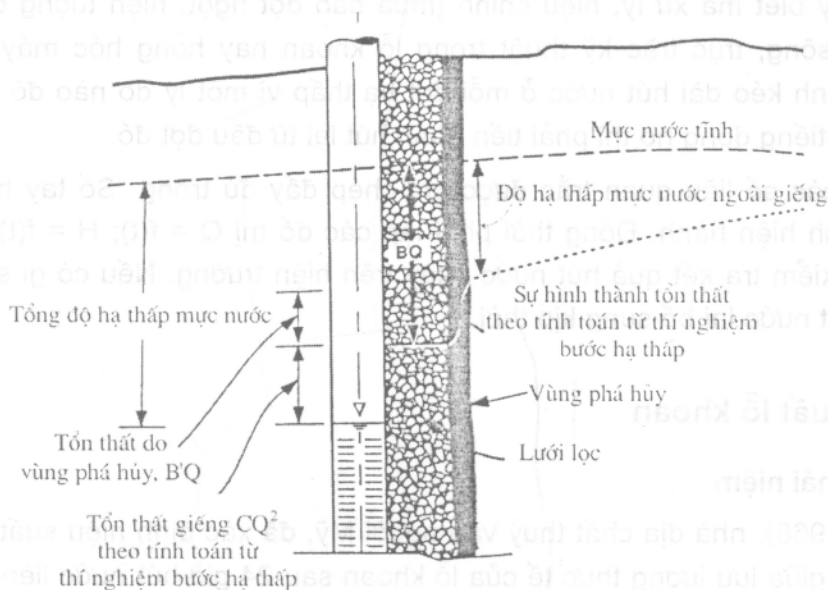
Mogg (1968), nhà địa chất thủy văn người Mỹ, đã xác định hiệu suất lỗ khoan (E_w) như là tỷ số giữa lưu lượng thực tế của lỗ khoan sau 24 giờ hút nước liên tục so với lưu lượng lỗ khoan cực đại có thể có được. Nó phụ thuộc vào tính chất của tầng chứa nước và cấu trúc lỗ khoan.

Khái niệm hiệu suất lỗ khoan là để biết có bao nhiêu phần trong tổng số giá trị độ hạ thấp mực nước thuộc về sự hạ thấp thực tế trong tầng chứa nước và bao nhiêu phần hạ thấp mực nước do cấu trúc lỗ khoan gây ra.

Nhiều năm trước đây, khi các tầng chứa nước chưa bị xâm phạm cho đến cạn kiệt, khi giá nước còn thấp thì hiệu suất lỗ khoan chưa được xem như một yếu tố cơ bản của thiết kế cấu trúc lỗ khoan, chỉ có một số người làm công tác khai thác nước với quy mô lớn, trong điều kiện nguồn nước kém phong phú mới quan tâm đến vấn đề này. Ngày nay, một mặt trữ lượng tự nhiên của tầng chứa nước ngày một hạn chế, mực nước ngày càng bị suy giảm, mặt khác do giá thành nước cao, nên vấn đề nâng cao hiệu suất lỗ khoan cần phải được quan tâm đúng mức.

Hiệu suất lỗ khoan cao hay thấp phụ thuộc vào nhiều yếu tố, nhưng nhìn chung có thể gộp lại thành hai nhóm yếu tố. Một nhóm bao gồm các yếu tố liên quan đến thiết kế lỗ khoan, cần phải được quan tâm đúng mức. Nhóm các yếu tố liên quan đến thiết kế bao gồm nhiều kiểu ống lọc, độ khe hở của ống lọc, chiều dài ống lọc, kích thước lớp cuội sỏi... Nhóm kia là các yếu tố kết cấu bao gồm công nghệ khoan, việc sử dụng nước rửa tạo vỏ bọc thấm nước yếu xung quanh thành lỗ khoan gây cản trở cho nước vận động vào lỗ khoan, đặt sai vị trí ống lọc...

Phân tích ảnh hưởng của từng yếu tố trên đến hiệu suất lỗ khoan là khá khó khăn, nhưng trong từng trường hợp cụ thể dựa vào kết quả thí nghiệm chúng ta vẫn cần phải phân tích để đưa ra những phương pháp hữu hiệu nhằm làm nâng cao hiệu suất lỗ khoan (hình 2.31).



Hình 2.31. Bước nhảy thủy lực gây ra do tổn thất của tầng chứa nước và tổn thất của giếng

2.6.2. Các phương pháp xác định hiệu suất lỗ khoan

a) Phương pháp đồ thị theo đồ thị diện tích $s = f(lgr)$ của Jacob

Trong một số trường hợp hiệu suất lỗ khoan có thể xác định bằng đồ thị theo đồ thị diện tích (theo đồ thị khoảng cách) theo tài liệu hút nước chum có nhiều LKQS. Chúng ta biết rằng quan hệ giữa hạ thấp mức nước trong các LKQS và khoảng cách của nó đến lỗ khoan trung tâm trong hệ tọa độ $s = f(lgr)$ tại mỗi thời điểm thích hợp là quan hệ tuyến tính. Điểm giao nhau của đường hạ thấp mức nước kéo dài theo giá trị hạ thấp mức nước của các lỗ khoan quan sát trên đồ thị $s = f(lgr)$ cắt bán kính lỗ khoan trung tâm là giá trị hạ thấp mức nước lý thuyết ứng với 100% hiệu suất lỗ khoan (trong lỗ khoan có vỏ bọc cuộn sỏi, bán kính lỗ khoan được tính đến biên ngoài của vỏ bọc). Kết quả này có giá trị đối với tầng chứa nước có áp chỉ khi ống lọc của lỗ khoan đặt trên suốt chiều dài tầng chứa nước (lỗ khoan hoàn chỉnh).

Vậy, hiệu suất lỗ khoan chính bằng giá trị hạ thấp mức nước đo được ở phía ngoài ống lọc chia cho giá trị hạ thấp mức nước bên trong lỗ khoan, nhân với 100.

Lỗ khoan có thiết kế và kết cấu tốt chấp nhận được khi hiệu suất lỗ khoan bằng 70 – 80%.

Trình tự xác định hiệu suất lỗ khoan theo tài liệu hút nước chum bằng đồ thị $s = lgr$ được tiến hành như sau:

- Thành lập các biểu đồ theo dõi hạ thấp mức nước theo thời gian $s = f(t)$ trong tất cả các LKQS

- Xác định hạ thấp mức nước trong tất cả các LKQS tính từ mức nước tĩnh đến mức nước động tương ứng với một thời điểm thích hợp (chính xác nhất là vào thời điểm đạt tới chế độ vận động ổn định).

– Thành lập đồ thị $s = f(lgr)$ theo tất cả các LKQS.

– Kéo dài đường thẳng trên đồ thị $s = (lgr)$ tới bán kính lỗ khoan trung tâm. Giao điểm của đường thẳng kéo dài đó với bán kính lỗ khoan trung tâm chính là trị số hạ thấp thực tế bên ngoài lỗ khoan. Vấn đề ở đây là kéo dài đường mực nước đó tới vách của lỗ khoan trung tâm như thế nào để giao điểm đó tương ứng với trị số hạ thấp mực nước thực tế bên ngoài lỗ khoan.

Trong thực tế điều tra địa chất thủy văn người ta có thể sử dụng “lỗ khoan vách” để đo mực nước hạ thấp bên ngoài lỗ khoan. Lỗ khoan vách là lỗ khoan đường kính nhỏ, thường được kết cấu bằng ống nhựa Ø50 – 90mm đặt ngay trong vỏ bọc cuối sỏi của lỗ khoan để đo mực nước hạ thấp bên ngoài lỗ khoan.

– Lấy giá trị hạ thấp bên ngoài lỗ khoan chia cho hạ thấp mực nước đo được bên trong lỗ khoan trung tâm. Giá trị nhận được chính là hiệu suất lỗ khoan E_w .

Lỗ khoan có $E_w = 100\%$ xảy ra khi hạ thấp mực nước bên trong lỗ khoan bằng giá trị hạ thấp mực nước bên ngoài lỗ khoan.

– Tuy nhiên trong thực tế thí nghiệm hút nước và khai thác nước, mực nước hạ thấp bên trong lỗ khoan thường nằm thấp hơn bên ngoài lỗ khoan.

Ví dụ theo tài liệu hút nước chúng ta có thể vẽ được đồ thị theo dõi diện tích. Hạ thấp mực nước lý thuyết là 8,0 m; hạ thấp mực nước thực tế đo được trong lỗ khoan là 8,8m. Vậy hiệu suất lỗ khoan tính được là $E_w = 8,0/8,8 = 91\%$.

b) Phương pháp Mogg

Theo quan niệm của Mogg, hiệu suất lỗ khoan chính là tỷ số giữa tỷ lưu lượng thực tế lỗ khoan theo tài liệu hút nước và tỷ lưu lượng lý thuyết của lỗ khoan.

$$E_w = q_{lt}/q_{lyt} \quad (2.53)$$

Trong đó: q_{lyt} – tỷ lưu lượng lý thuyết của lỗ khoan

q_{lt} – tỷ lưu lượng thực tế của lỗ khoan theo tài liệu hút nước thí nghiệm.

Tỷ lưu lượng lý thuyết có thể được tính bằng công thức nửa thực nghiệm theo phương trình Jacob:

$$S = \frac{264Q}{T} \log \frac{0,23Tt}{r^2 s} \quad (2.54)$$

$$q_{lyt} = \frac{Q}{S} = \frac{T}{264 \log \frac{0,23Tt}{r^2 s}} \quad (2.55)$$

Trong đó: s – hệ số nhả nước đàn hồi.

Rõ ràng là để đánh giá hiệu suất lỗ khoan bằng công thức (2.53) thì phải xác định được tỷ lưu lượng lý thuyết của lỗ khoan. Để có được tỷ lưu lượng chính xác, chúng ta phải có giá trị hệ số dẫn nước chính xác, nghĩa là hệ số dẫn nước phải được xác định bằng tài liệu hút nước thí nghiệm chum với ít nhất có một LKQS.

c) Phương pháp bơm giạt cấp

Chúng ta biết rằng trong quá trình hút nước, nếu vận động của nước tới lỗ khoan

là vận động chảy tầng thì quy luật hạ thấp mực nước sẽ tỷ lệ thuận với lưu lượng hút nước. Tuy nhiên trong thực tế điều tra ĐCTV, vận động của nước tới lỗ khoan thường là vận động chảy rối và không ổn định, đặc biệt khi hút nước với lưu lượng lớn. Khi đó quan hệ đường thẳng không còn nữa, một phần hạ thấp mực nước có quan hệ phi tuyến với lưu lượng.

Khi vận động chảy rối xuất hiện, tỷ lưu lượng của lỗ khoan sẽ giảm, thương đột ngột, trong khi lưu lượng hút nước tăng. Khi đó cần tài liệu để tính toán từng thành phần hạ thấp do chảy rối và chảy tầng để có những xem xét hợp lý về lưu lượng hút nước tối ưu và chiều sâu đặt máy bơm.

Bơm giạt cấp có thể đáp ứng được yêu cầu đó (Jacob, 1946). Trong bơm giạt cấp, lỗ khoan được bơm với vài cấp lưu lượng đủ lớn tương ứng với vài mức hạ thấp mực nước ghi nhận được. Toàn bộ thời gian thí nghiệm có thể diễn ra trong một ngày và sự tính toán sẽ đơn giản nếu mỗi cấp lưu lượng được hút với khoảng thời gian kéo dài như nhau. Thường tiến hành từ 5 đến 8 cấp lưu lượng với thời gian kéo dài mỗi cấp 1 – 2 giờ. Nếu thời gian cho phép, sau mỗi cấp lưu lượng có thể đo mực nước phục hồi đến mực nước tĩnh.

Theo lý thuyết động lực học nước dưới đất, chúng ta biết rằng trong điều kiện chảy tầng, độ hạ thấp mực nước trong tầng chứa áp tại một điểm cách lỗ khoan một khoảng bằng r được viết bởi phương trình sau:

$$S = \frac{264Q}{T} \lg \frac{0,23Tt}{r^2s} \quad (2.56)$$

Trong đó: T – hệ số dẫn nước, t – thời gian kéo dài thí nghiệm.

Phương trình này hoàn toàn phù hợp với nước ngầm khi độ hạ thấp mực nước nhỏ hơn chiều dày tầng chứa nước.

Phương trình (2.56) có thể viết rút gọn

$$S = BQ \quad (2.57)$$

$$\text{Trong đó} \quad B = \frac{264}{T} \lg \frac{0,23Tt}{r^2s} \quad (2.58)$$

B là hàm của thời gian. Tuy nhiên trong thực tế hút nước cho thấy chỉ sau một khoảng thời gian ngắn kể từ lúc bắt đầu hút nước, B thay đổi khá ít và có thể được xem như không đổi.

Khi dòng chảy rối xuất hiện, Jacob giả thiết rằng độ hạ thấp mực nước trong lỗ khoan có thể diễn ra như là tổng của hai thành phần:

$$S = BQ + CQ^2 \quad (2.59)$$

Trong phương trình này, Jacob gọi thành phần chảy tầng BQ là thành phần hạ thấp mực nước do tổn thất của tầng chứa nước gây ra, thành phần chảy rối CQ^2 là do tổn thất giếng gây ra. Tuy nhiên sự phân tách như thế không phải là tuyệt đối, bởi vì trong thành phần BQ bao gồm cả tổn thất của giếng, và trong CQ^2 đôi khi cũng có cả tổn thất của tầng chứa nước.

Bằng cách chia hai vế phương trình (2.59) cho Q ta được:

$$\frac{S}{Q} = CQ + B \quad (2.60)$$

Trong đó hệ số B và C hoàn toàn có thể xác định được bằng phương pháp đồ thị đường thẳng $S/Q = f(Q)$.

Đảo ngược các thành phần trong phương trình (2.60) chúng ta có một quan hệ sau:

$$q = \frac{Q}{S} \rightarrow q = \frac{1}{CQ + B} \quad (2.61)$$

Dựa vào phương trình này, khi quan sát sự thay đổi mực nước hạ thấp và tỷ lưu lượng q so với sự tăng của lưu lượng Q , cho phép ta lựa chọn được lưu lượng hút nước tối ưu.

Một thông số thường được tính toán từ tài liệu bơm giạt cấp là tỷ số hạ thấp mực nước do chảy tầng so với tổng hạ thấp mực nước được biểu diễn theo đơn vị %.

$$L_w = \frac{BQ}{BQ + CQ^2} 100 \quad (2.62)$$

Nếu giả thiết của Jacob là đúng, nghĩa là tổn thất của tầng chứa nước bằng BQ và tổn thất giếng bằng CQ^2 , thì L_w chính là hiệu suất của lỗ khoan (E_w). Tuy nhiên, trên thực tế thí nghiệm hàng trăm lỗ khoan cho thấy, giả thiết đó là không chính xác, vì thế L_w không phải đặc trưng cho hiệu suất lỗ khoan. Ví dụ như khi dòng chảy rối xuất hiện gần lỗ khoan và trong ống lọc nó có thể lan ra trong đới không bị xáo động xung quanh lỗ khoan. Khi trường hợp đó diễn ra, một phần của CQ^2 thường xuất hiện từ tổn thất của tầng chứa nước (BQ).

Chương 3

ĐIỀU TRA ĐÁNH GIÁ NƯỚC NGẦM

3.1. Tổng quan về các phương pháp đánh giá nước ngầm

Mặc dù nước ngầm không thể quan sát trực tiếp trên mặt đất nhưng lại có rất nhiều phương pháp có thể cung cấp các thông tin về sự tồn tại của nó trong những điều kiện nhất định, thậm chí có thể cung cấp cả những thông tin về chất lượng của nước ngầm từ những vị trí trên mặt đất hay từ không gian. Các phương pháp điều tra, khảo sát trên mặt đất ít thành công hơn so với các phương pháp khảo sát dưới mặt đất bởi các kết quả thu được thường đưa ra một bức tranh không hoàn chỉnh về địa chất thủy văn. Tuy nhiên, các phương pháp này lại kinh tế hơn nhiều. Các phương pháp địa chất trên mặt đất đưa ra những nhận định quan trọng ban đầu cho mọi phương pháp khảo sát nước ngầm khác, bao gồm phân tích các tài liệu địa chất và khảo sát ngoài thực địa. Phương pháp viễn thám, nghĩa là phương pháp điều tra từ máy bay hay vệ tinh đã đang trở thành một công cụ hữu hiệu cho nghiên cứu nước ngầm. Cuối cùng, các phương pháp địa vật lý mà đặc biệt là phương pháp điện và phương pháp địa chấn đã cung cấp cho ta những thông tin gián tiếp về nước ngầm. Do vậy, các thông số địa chất thủy văn phải được suy luận, giải đoán ra từ các tài liệu khảo sát trên bề mặt. Các phương pháp này đã được ứng dụng trong nghiên cứu các bãi chôn lấp và di chuyển rác thải. Tuy nhiên, trong khi nghiên cứu cần phải kết hợp với tài liệu khảo sát dưới mặt đất để đánh giá độ hợp lý của các tài liệu thu được từ các phương pháp bề mặt.

3.1.1. Phương pháp địa chất

Phương pháp nghiên cứu địa chất có khả năng đánh giá tiềm năng nước ngầm cho một vùng rộng lớn một cách nhanh chóng và kinh tế. Khảo sát địa chất được bắt đầu bằng việc thu thập, phân tích và giải đoán về điều kiện địa chất thủy văn từ các bản đồ địa hình, ảnh viễn thám, bản đồ địa chất, tài liệu địa vật lý lỗ khoan và các tài liệu liên quan khác. Ngoài các tài liệu thu thập được, nếu có thể cũng cần tiến hành khảo sát thực địa để đánh giá mức độ tin cậy của các tài liệu thu thập được thông qua việc nghiên cứu các dòng chảy trên mặt, lưu lượng khai thác của lỗ khoan, nguồn cấp và thoát của nước ngầm, mực nước và chất lượng nước.

Những hiểu biết về sự lắng đọng và xói mòn trong một khu vực có thể cho ta biết được quy mô của các thành tạo chứa nước. Thông tin về các loại đá sẽ cho ta thông tin về mức độ chứa nước, có khả năng việc cung cấp nước cho hộ gia đình hoặc phù hợp cho quy mô công nghiệp, cho một thành phố hay không. Địa tầng và lịch sử địa chất của một vùng có thể cho ta biết về các tầng chứa nước, tính liên tục và mối liên hệ giữa các tầng chứa nước với nhau. Thành phần vật chất, chiều dày các tầng chứa bên trên, thể nằm của các thành tạo chứa nước sẽ giúp ta tính toán được độ sâu lỗ khoan. Tương tự, từ dấu hiệu các tầng chứa nước có áp có thể phán đoán được chiều sâu đặt máy

bơm. Các dạng địa hình có thể hé lộ cho ta thông tin các thành tạo bề rồi hay nói một cách khác là những tầng chứa nước gần mặt đất, như các bậc thềm và các đụn cát. Các đứt gãy có thể hình thành nên các dòng chảy mặt như sông, suối và việc đo vẽ bản đồ các đứt gãy này vẫn thường sử dụng các dấu tích còn để lại trên bề mặt trái đất.

3.1.2. Phương pháp viễn thám

Các hình ảnh vệ trái đất thu được từ máy bay hay vệ tinh ở những bước sóng điện từ khác nhau có thể cung cấp cho ta những thông tin hữu ích liên quan đến điều kiện tồn tại của nước ngầm. Công nghệ viễn thám đã và đang phát triển nhanh chóng những năm gần đây trong khi việc ứng dụng nó trong nghiên cứu tài nguyên nước vẫn còn đang được nghiên cứu và khám phá. Hơn nữa, ảnh vệ tinh và ảnh máy bay đang ngày càng phổ biến thúc đẩy việc ứng dụng chúng.

Nghiên cứu các bức ảnh máy bay đen trắng ba chiều có thể thu được những thông tin quan trọng. Các cấu trúc địa chất, màu sắc và địa hình quan sát được có thể phân biệt được sự khác nhau về điều kiện địa chất, các loại đất, độ ẩm của đất, thảm thực vật và hiện trạng sử dụng đất. Do đó các bức ảnh về địa chất có thể phân biệt được giữa các loại đá với các loại đất, cho ta biết được tính thấm và diện phân bố của chúng, từ đó xác định được diện tích của các nguồn cấp và nguồn thoát của nước ngầm. Các bản đồ còn phân vùng khả năng cung cấp nước ngầm thành khu vực cung cấp nước tốt, trung bình và kém. Bảng 3.1 tóm tắt vai trò của ảnh viễn thám trong việc trợ giúp công tác giải đoán các điều kiện địa chất thủy văn.

Các bức ảnh từ không gian cũng có thể chỉ ra các khe nứt. Các khe nứt này có thể liên quan đến độ rỗng, tính thấm và cuối cùng là lưu lượng của lỗ khoan. Vị trí các con suối và các khu vực đầm lầy chỉ ra rằng ở những nơi đó mực nước ngầm nằm tương đối nông. Việc nghiên cứu về thảm thực vật từ ảnh viễn thám có thể rất hữu ích. Thực vật ưa nước sẽ giúp ích cho việc xác định độ sâu của mực nước ngầm do bộ rễ của chúng có thể hút nước từ mực nước ngầm ở độ sâu vừa phải. Hình 3.1 cho thấy sự phân bố của thảm thực vật ở một nón phóng vật. Những thực vật ưa mặn lại giúp ta xác định được sự có mặt các tầng nước ngầm lợ hoặc mặn ở độ sâu nông. Còn các thực vật chịu hạn tốt như các thực vật sống ở sa mạc có thể giúp ta xác định được độ sâu của mực nước ngầm nằm tương đối sâu.

Ngoài ra, nghiên cứu các phổ điện từ cũng giữ một vai trò quan trọng trong hệ thống phương pháp ảnh ứng dụng trong khảo sát và nghiên cứu địa chất thủy văn. Phương pháp ảnh hồng ngoại là phương pháp ghi lại sự khác biệt về nhiệt độ tại các vị trí khác nhau trên bề mặt trái đất. Phương pháp này có thể cho ta thông tin về độ ẩm của đất, sự vận động của nước ngầm, và các đứt gãy đóng vai trò như là những tầng cách nước yếu. Một trong những kết quả thú vị nhất của phương pháp ảnh hồng ngoại là đã thành lập được bản đồ của các dòng chảy ngầm nóng và lạnh ở khu vực ven biển, ở những diện tích phân bố đá bazan hoặc đá vôi. Hình 3.2. cho thấy những dòng thoát của nước ngầm có nhiệt độ thấp hơn nước biển đã lộ ra xung quanh vùng đảo Hawaii. ảnh rada có thể cung cấp cho ta thông tin về độ ẩm trên bề mặt hoặc ở những vị trí nông dưới mặt đất. Cuối cùng, những khảo sát điện từ tần số thấp đã cho ta thấy vị trí các dòng mặt bị chôn vùi và những vùng bị xâm nhập mặn.

BẢNG 3.1. CÁC THÔNG TIN VỀ ĐẶC TÍNH BỀ MẶT GIẢI ĐOÁN TỪ ẢNH KHÔNG GIAN TRỢ GIÚP ĐÁNH GIÁ CÁC ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT THUỶ VĂN

(Heath và Trainer– *Giới thiệu về thủy văn nước ngầm*, John Wiley, New York, 1968 và Mollard)

* *Địa hình*

- + Đánh giá điều kiện địa hình toàn vùng
- + Đánh giá điều kiện địa hình khu vực

* *Thực vật ưa nước*

- + Các thành tạo địa chất thấm nước tương đối
- + Các thềm aluvi trẻ và đồng bằng cửa sông
- + Các trầm tích vũng vịnh
- + Trầm tích băng hà và các châu thổ băng hà
- + Các gò đồi bằng phẳng và các gò đồi tạo bởi các mảnh vụn đá núi lửa
- + Các phức hệ gò đồi ngoằn ngoèo
- + Các nón phóng vật
- + Các đụn cát ven biển
- + Các thung lũng bị lấp đầy một phần bởi các vật liệu bồi tụ được trải dài gần những miền sụt lún.
- + Các thung lũng đá gốc bị phủ rộng lớn xuyên cắt qua các thung lũng hiện đại được xác định bởi sự ổn định khu vực của những tầng đá phiến yếu ở các rìa thung lũng.
- + Các thung lũng bị lấp đầy do các vật liệu bồi tụ ở những bậc thềm lộ đá gốc rộng lớn
- + Các đụn cát được giả định nằm trên các trầm tích cát nguồn gốc sông và băng hà

* *Các hồ, suối*

- + Mật độ dòng chảy của hệ thống sông suối.
- + Sự cộng dòng hoặc phân tán dòng chảy
- + Vị trí gần các hồ tạm thời và hồ có nước quanh năm (ví dụ như các hồ ở những khu vực bị rửa trôi, các hồ bị nhiễm mặn kéo dài trong các hệ thống dòng chảy ngừng hoạt động)
- + Các con sông có nước quanh năm
- + Các dòng chảy tạm thời

* *Sự suy giảm về độ ẩm*

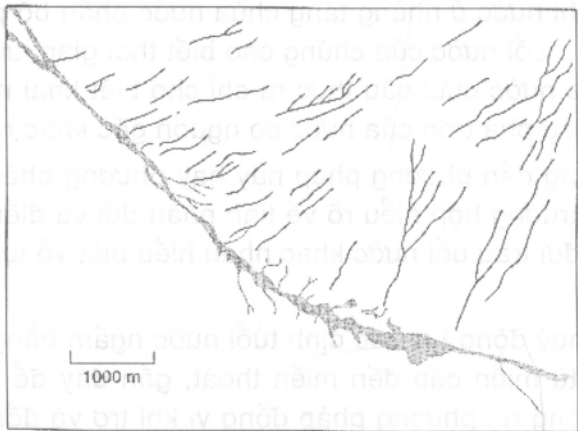
- + Sự suy giảm về độ ẩm, các môi trường đầm lầy và sự thấm rỉ (phần lớn phụ thuộc vào sự giải đoán các hiện tượng liên quan)
- + Chuỗi các khu vực bằng phẳng hoặc các hồ bị nhiễm mặn (các hồ tạm thời, các hồ bị nhiễm mặn) phân bố dọc theo các hệ thống thoát nước ngừng hoạt động.
- + Sự lắng đọng muối, như các mảng bất thường ở trong đất và thực vật liên quan đến sự chuyển hoá và tích tụ muối.

* *Các mạch nước (Giải đoán từ không ảnh)*

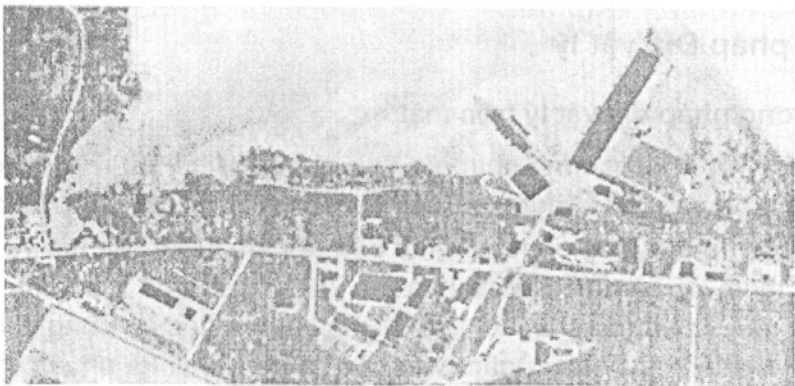
- + Các mạch nước hình thành do quá trình sụt lún (ở những nơi mà mặt đất cắt xuyên qua mực nước ngầm hoặc phía trên đới bão hoà)
- + Các mạch nước tiếp xúc (các tầng chứa nước nằm trên các tầng tương đối không thấm nước – thường phân bố dọc theo các sườn thung lũng cắt ngang qua ranh giới giữa các địa tầng khác nhau)
- + Các mạch nước artezi lộ ra trên mặt đất hoặc gần bề mặt các sườn đồi, vách thung lũng và các nơi bị đập vỡ khu vực.

* *Các điểm nước nhân tạo*

- + Lỗ khoan
- + Giếng đào
- + Các bồn chứa
- + Các kênh đào....



Hình 3.1. Dấu tích trên không ảnh của dải thực vật ưa nước dọc theo chân của nón phóng vật ở vùng sa mạc. Đây có thể là có nguồn cấp nước ngầm nằm dọc theo phần dốc lên của dải (Mann, 1958)



Hình 3.2. ảnh hồng ngoại cho thấy hình ảnh của các dòng chảy dưới biển lộ ra dọc theo bờ biển vịnh Hilo, Hawaii. Những vùng biển màu tối là vùng nước ngọt có nhiệt độ thấp hơn (Viện Địa chất Mỹ)

3.1.3. Phương pháp thủy văn đồng vị

Thủy văn đồng vị là một trong những lĩnh vực nghiên cứu trẻ nhất trong điều tra đánh giá nước ngầm hiện đại. Những tài liệu đồng vị được xem như chỉ tiêu về nguồn gốc nước ngầm và ngày càng được ứng dụng rộng rãi trong thực tế điều tra địa chất thủy văn. Các phương pháp đồng vị có thể giải quyết các bài toán ĐCTV sau: 1) ứng dụng các đồng vị bền và đồng vị phóng xạ làm chất chỉ thị của nước ngầm; 2) ứng dụng các nguồn tia sáng đóng kín để xác định hàm lượng nước trong đất đá; 3) nghiên cứu và ứng dụng các đồng vị môi trường, tức là các đồng vị nằm trong phân tử nước như Triti (^3H hoặc T) ^{18}O , D cũng như các đồng vị của các chất hoà tan trong nước, ví dụ như ^{13}C , ^{14}C , ^{32}Si , ^{34}S , ^{35}S , ^{222}Rn , ^{226}Ra v.v...

Hai nội dung đầu có thể coi như là các phương pháp cổ điển đã được áp dụng từ lâu. Nội dung thứ ba chỉ mới được ứng dụng lần đầu tiên của nó từ những năm 1960 từ khi W.F. Libby phát hiện ra cacbon phóng xạ (^{14}C) và được nhận giải thưởng Noben 1960 về hoá học.

Một trong những ứng dụng quan trọng nhất của phương pháp đồng vị là xác định tuổi của nước ngầm. Sự cần thiết xác định tuổi của nước ngầm nảy sinh từ những năm

30 của thế kỷ 20. Trong khi nước ở những tầng chứa nước phân bố phía trên, vận động của nước xảy ra mạnh mẽ, tuổi nước của chúng cho biết thời gian lưu nước trong vỏ trái đất, thì ở những tầng chứa nước dưới sâu thực ra chỉ cho biết khái niệm về sự thay thế nước cổ bằng nước trẻ và sự pha trộn của nước có nguồn gốc khác nhau.

Sử dụng một cách đúng đắn phương pháp này hay phương pháp khác để xác định tuổi nước ngầm chỉ trong trường hợp hiểu rõ về tính phân đới và điều kiện phá huỷ của nước dưới đất. Trong các đới trao đổi nước khác nhau hiểu biết về tuổi nước ngầm cũng thay đổi.

Ngoài phương pháp thủy động lực xác định tuổi nước ngầm bằng việc xác định thời gian vận động của nước từ miền cấp đến miền thoát, gần đây để xác định tuổi nước ngầm, người ta sử dụng rộng rãi phương pháp đồng vị khí trơ và đồng vị phóng xạ môi trường. Phương pháp đồng vị các khí trơ được sử dụng để xác định tuổi của nước tương đối cổ cho đến hàng triệu năm.

3.2. Phương pháp Địa vật lý

3.2.1. Phương pháp địa vật lý trên mặt

Thăm dò địa vật lý là phương pháp đo đạc các đặc tính vật lý của vỏ trái đất trong nghiên cứu thăm dò các mỏ khoáng sản hoặc các cấu trúc địa chất. Các phương pháp địa vật lý đã được áp dụng để phát hiện mỏ dầu từ năm 1926. Áp lực về kinh tế đòi hỏi phải tìm kiếm, thăm dò các mỏ dầu khí và mỏ khoáng sản đã thúc đẩy việc phát triển và cải thiện rất nhiều phương pháp và thiết bị địa vật lý. Việc áp dụng các phương pháp địa vật lý trong nghiên cứu nước ngầm vẫn còn chậm bởi vì lợi nhuận thu được từ dầu khí cao hơn rất nhiều so với nước. Tuy nhiên trong những năm gần đây, sự cải tiến các kỹ thuật địa vật lý cũng như thấy được ích lợi của việc ứng dụng các phương pháp địa vật lý trong nghiên cứu nước ngầm đã làm thay đổi tình thế. Hiện tại, rất nhiều các tổ chức nghiên cứu về nước ngầm đã sử dụng các phương pháp địa vật lý. Các phương pháp này thường kém chính xác hoặc rất khó giải đoán, do đó chúng chỉ thực sự hữu dụng khi kết hợp với các phương pháp khảo sát trực tiếp khác.

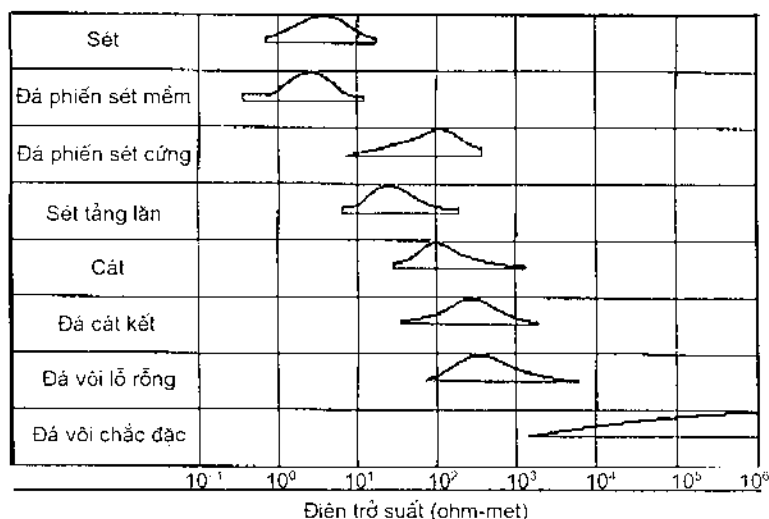
Các phương pháp địa vật lý phát hiện ra sự khác biệt hay những dị thường về các đặc tính địa vật lý của vỏ trái đất. Những đặc tính thường được xác định là tỷ trọng, từ tính, tính đàn hồi và điện trở suất của đất đá. Các đặc tính này sẽ được trình bày chi tiết ở các phần sau. Kinh nghiệm nghiên cứu đã giúp các nhà khoa học giải đoán được các cấu trúc địa chất, loại đá, độ lỗ hổng, mức độ chứa nước và chất lượng nước thông qua các đặc tính địa vật lý này.

a) Phương pháp điện trở suất

Điện trở của đất đá được xác định khi ta đo được cường độ dòng điện truyền qua chúng hoặc được xác định bằng điện trở suất giữa 2 mặt đối diện của một hình khối đơn vị đất đá cần xác định. Nếu điện trở của khối đất đá là R có diện tích bề mặt A và độ dài là L thì điện trở suất được xác định như sau:

$$\rho = \frac{RA}{L} \quad (\Omega m) \quad (3.1)$$

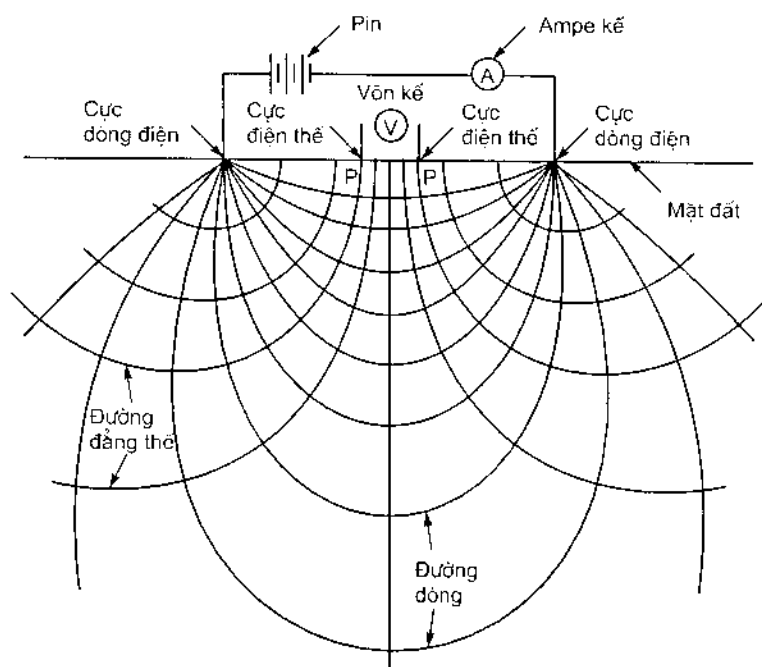
Các giá trị điện trở suất thay đổi tùy thuộc vào từng loại đất đá, tỷ trọng, độ rỗng, kích thước và hình dạng lỗ hổng, độ bão hoà nước, chất lượng nước và nhiệt độ. Không có một giá trị điện trở suất cụ thể nào cho các loại đá khác nhau. Điện trở suất của các đá magma và biến chất dao động từ $10^2 - 10^8 \Omega m$. Điện trở suất của các đá trầm tích và các thành tạo bề rời dao động từ $10^0 - 10^4 \Omega m$. Hình 3.3 đưa ra một số khoảng biến đổi của điện trở suất cho các loại đất đá khác nhau. Đối với những đá có độ rỗng lớn thì điện trở suất của nước chứa trong lỗ hổng đó lại có vai trò quan trọng hơn so với điện trở suất của khung đất đá. Đối với các thành tạo bề rời, điện trở suất giảm khi độ bão hoà và nồng độ muối của nước chứa trong đó tăng và ngược lại. Các khoáng vật sét lại cho dòng điện truyền qua mạng tinh thể của chúng, nên chúng thường có điện trở suất thấp hơn so với đất đá bề rời khác.



Hình 3.3. Phạm vi điện trở suất cho các loại trầm tích và đá khác nhau. Các giá trị được giả thiết cho trường hợp nước ngầm là nhạt. Trường hợp là nước mặn thì giá trị điện trở suất của chúng sẽ được tịnh tiến một mức về phía trái (theo ASCE)

Điện trở suất thực được xác định từ điện trở suất biểu kiến. Điện trở suất biểu kiến được tính toán từ kết quả đo cường độ dòng điện và hiệu điện thế giữa hai điện cực đặt trên mặt đất. Quy trình này bao gồm cả việc đo hiệu điện thế giữa hai điện cực (hai cực điện thế P- hình 3.4) sinh ra do sử dụng dòng điện giữa 2 điện cực khác đặt ở bên ngoài và thẳng hàng với 2 điện cực P (hai cực dòng điện C- hình 3.4). Nếu điện trở suất của đất đá bên dưới các điện cực là đồng nhất thì một mạng lưới các đường đẳng thế và dòng điện được hình thành như hình 3.4. Hiệu điện thế đo được là giá trị hiệu điện thế của một vùng gần mặt đất được quyết định bởi hình dạng của mạng lưới này. Do đó, đo được dòng điện và hiệu điện thế sẽ xác định được điện trở suất biểu kiến ở những độ sâu khác nhau. Nếu khoảng cách giữa các điện cực tăng thì điện trường cũng sẽ tiếp cận đến độ sâu lớn hơn và do đó sẽ thu được những giá trị điện trở suất biểu kiến ở các độ sâu lớn hơn. Nói chung, điện trở suất bề mặt thực tế thay đổi theo độ sâu, do đó điện trở suất biểu kiến sẽ thay đổi khi khoảng cách giữa các điện cực tăng. Tuy nhiên, sự thay đổi điện trở suất ở những độ sâu lớn không hoàn toàn giống nhau

bởi vì sự thay đổi của điện trở suất ở những vị trí sâu ảnh hưởng không lớn đến điện trở suất biểu kiến so với ở các độ sâu nông hơn nên phương pháp này sẽ không thực sự hiệu quả cho việc xác định điện trở suất thực tế ở những độ sâu lớn hơn vài trăm mét.



Hình 3.4. Mạch điện xác định điện trở suất và điện trường cho trường hợp địa tầng đồng nhất

Các điện cực bao gồm nhiều cọc kim loại được đóng xuống mặt đất. Trên thực tế, có rất nhiều khoảng cách tiêu chuẩn giữa các điện cực được sử dụng và phổ biến nhất là cách sắp xếp các điện cực theo cách của Wenner và Schlumberger.

Theo cách của Wenner (hình 3.5a), các cực điện thế (potential electrode) được đặt ở khoảng cách $1/3$ giữa các điện dòng điện (current electrode). Điện trở suất biểu kiến được xác định theo công thức sau:

$$\rho_a = 2\pi a \frac{V}{I} \quad (3.2)$$

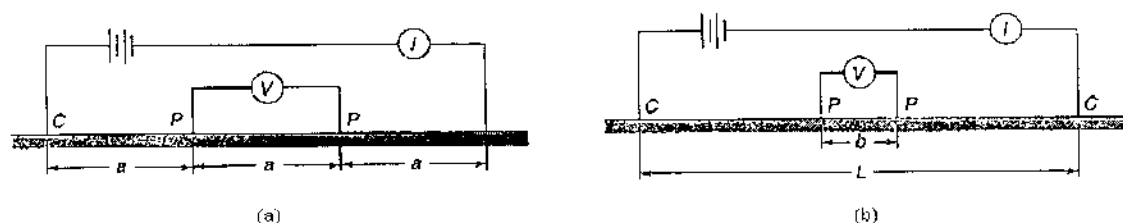
Ở đây a là khoảng cách giữa 2 điện cực kề nhau, V là hiệu điện thế giữa các cực điện thế, I là dòng điện được sử dụng.

Theo cách của Schlumberger (hình 3.5b), các cực đo được bố trí ở các vị trí gần nhau. Điện trở suất biểu kiến được xác định như sau:

$$\rho_a = \pi \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2 - \left(\frac{b}{2}\right)^2}{b} \frac{V}{I} \quad (3.3)$$

Ở đây: L là khoảng cách giữa các điện cực nguồn, b là khoảng cách giữa các điện cực đo.

Theo lý thuyết thì $L > b$, nhưng trong thực tế, để thu được kết quả tốt người ta thường sử dụng $L \geq 5b$.



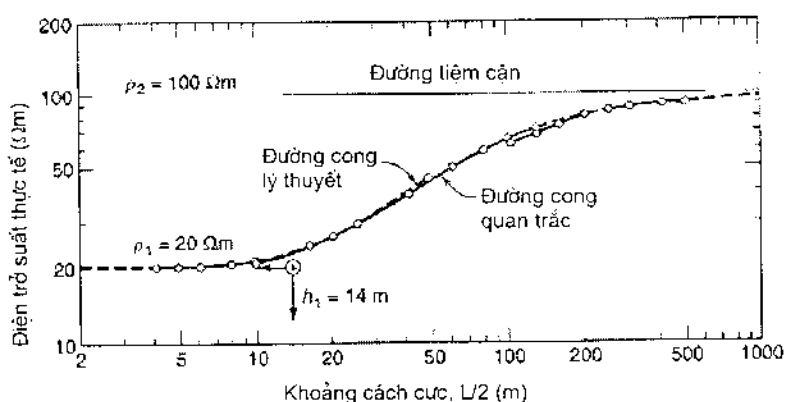
Hình 3.5. Các kiểu bố trí điện cực thông dụng để xác định điện trở suất

a) Wenner; b) Schlumberger

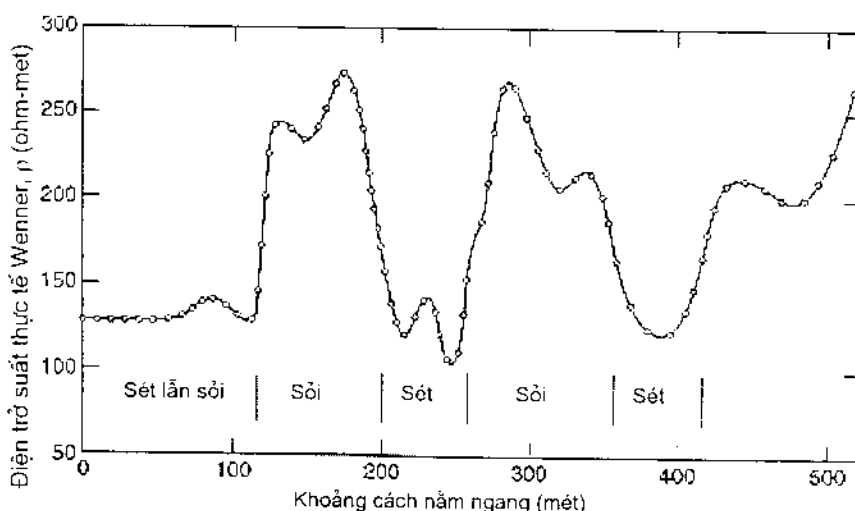
Khi biểu diễn mối liên quan giữa điện trở suất biểu kiến và khoảng cách giữa các điện cực (a đối với phương pháp Wenner và $L/2$ đối với phương pháp Schlumberger) cho các khoảng cách khác nhau tại một vị trí ta có thể thu được một đường cong đi qua các điểm này. Việc giải đoán mỗi đường cong biểu diễn quan hệ giữa điện trở suất và khoảng cách đo thường rất phức tạp và là một vấn đề khó. Để giải quyết vấn đề này có 2 cách. Cách (1) giả thiết có rất nhiều lớp điện trở suất thực tế (phân biệt với điện trở suất biểu kiến) và các độ sâu tương ứng. Cách (2) giải đoán điện trở suất thực tế theo điều kiện địa chất và nước ngầm ở bên dưới mặt đất. Trường hợp thứ nhất, có thể giải quyết bài toán này bằng cách tính toán đường cong liên hệ cho trường hợp 2 lớp, 3 lớp và 4 lớp với các tỷ lệ điện trở suất khác nhau. Tài liệu về các đường cong và sự lý giải cho kỹ thuật khớp các đường cong theo mô hình của Wenner và Schlumberger đã được công bố. Trường hợp thứ 2 phụ thuộc vào các tài liệu bổ sung. So sánh sự thay đổi của điện trở suất thực theo độ sâu với tài liệu thu được từ các lỗ khoan gần kề có thể đưa đến một mối liên hệ giữa điều kiện địa chất và nước ngầm trong khu vực nghiên cứu. Thông tin này có thể được áp dụng để giải đoán cho công tác đo giá trị điện trở suất ở các vùng xung quanh.

Hình 3.6. mô tả mô hình của Schlumberger cho trường hợp 2 lớp. Đường cong thực tế được vẽ trên giấy can trong suốt với tọa độ logarit đặt chồng lên bản vẽ các đường cong lý thuyết đã được công bố để cho chúng có cùng tỷ lệ với nhau (bằng cách giữ cho các trục tọa độ song song với nhau và di chuyển cho tờ giấy loga bên trên cho đến khi chúng trùng khít lên nhau). Tọa độ của điểm $\oplus$ là điểm gốc của đường cong lý

thuyết sẽ bằng với bề dày của lớp thứ nhất, trong khi tung độ của điểm $\oplus$ sẽ xác định giá trị điện trở suất thực tế ρ_1 của lớp thứ nhất. Đường tiệm cận tại vị trí cuối của đường cong sẽ xác định điện trở suất ρ_2 của lớp thứ 2. Thực tế, mỗi một đường cong có thể đại diện cho một lớp sét nằm bên trên một tầng cát chứa nước ở độ sâu 14m.



Hình 3.6. Đường cong điện trở suất cho trường hợp 2 lớp theo mô hình Schlumberger



Hình 3.7. Mặt cắt ngang điện trở suất của lớp trầm tích sỏi ở California (Zohdy và nnk. 1974)

Tại một vị trí nhất định, bằng việc thay đổi khoảng cách giữa các điện cực ta có thể thu được kết quả điện trở suất ở các độ sâu khác nhau. Thông thường, người ta thường tiến hành thiết lập các mặt cắt ngang của điện trở suất biểu kiến hay các bản đồ điện trở suất biểu kiến của một vùng bằng cách cho khoảng cách giữa các điện cực không đổi. Hình 3.7 cho thấy mặt cắt ngang điện trở suất ở một vị trí nông bao gồm các trầm tích sạn sỏi và những giải đoán về mặt địa chất. Điện trở suất của vùng này thay đổi có thể được lý giải là do giới hạn của các tầng chứa nước và sự thay đổi của chất lượng nước, ngược lại việc khảo sát theo chiều sâu có thể xác định được các tầng chứa nước, mực nước ngầm, độ mặn, các thành tạo cách nước và độ sâu của bề mặt đá gốc.

Bất kỳ một yếu tố nào làm gián đoạn trường điện ở vùng lân cận các điện cực đều có thể làm sai lệch kết quả điện trở suất đo được. Điều này có thể dẫn đến kết luận về sự bất đồng nhất địa chất sau này. Thêm vào đó, các ống dẫn, cáp, lưới dây điện cũng có chứa những rủi ro.

Trong số tất cả các phương pháp địa vật lý bề mặt thì phương pháp điện trở suất được áp dụng rộng rãi nhất trong điều tra nước ngầm. Với các thiết bị gọn nhẹ, đơn giản và dễ dàng vận hành, phương pháp này thường được sử dụng để trợ giúp cho công tác khoan đào thí nghiệm. Nó còn đặc biệt thích hợp cho việc xác định ranh giới xâm nhập mặn – nhạt trong tầng chứa nước, bởi vì khi có sự xâm nhập mặn sẽ xuất hiện sự giảm điện trở suất trên đường cong liên hệ giữa điện trở suất và khoảng cách các điện cực. Trong những điều kiện tương đối đồng nhất thì phương pháp này còn được sử dụng để xác định mực nước ngầm, đó là mặt phía trên của một lớp dẫn điện tương đối. Ở California, phương pháp này được áp dụng để xác định vị trí của những đới thấm nước tốt phục vụ cho nghiên cứu các nguồn cấp cho nước ngầm. Phương pháp này cũng còn được sử dụng cho việc xác định các vùng địa nhiệt và đánh giá tính thấm của tầng chứa nước.

Ở Việt Nam, phương pháp thăm dò điện được áp dụng rất rộng rãi trong tìm kiếm nước ngầm các vùng ven biển và hải đảo và cho kết quả rất khả quan. Nhờ phương pháp đo sâu điện và mặt cắt điện, các nhà địa chất thuỷ văn của Trường Đại học Mở – Địa chất đã tìm ra được những thấu kính nước ngọt trên đảo Bạch Long Vĩ, Côn Cỏ, những đới chứa nước trong các thành tạo biến chất Proterozoi ở vùng Sơn Tây. Cũng bằng các phương pháp địa vật lý điện người ta đã khoanh định được các thấu kính nước ngọt ven biển Bắc Bộ, Trung Bộ và Nam Bộ. Đặc biệt phương pháp địa vật lý điện được sử dụng rất thành công trong việc điều tra phát hiện các đới nứt nẻ chứa nước trong các thành tạo lục nguyên, bazan và cacbonat ở nhiều vùng lãnh thổ Việt Nam.

Một ứng dụng quan trọng mới của phương pháp điện trở suất là xác định diện tích ô nhiễm của nước ngầm. Các nghiên cứu về sự nhiễm bẩn từ các bãi thải, khu vực chứa nước thải và các kênh thoát nước bị acid hoá do các mỏ khai thác đã lý giải tính khả thi của phương pháp này.

b) Phương pháp địa chấn khúc xạ

Phương pháp khúc xạ sóng địa chấn bao gồm việc tạo ra các chấn động nhỏ trên bề mặt đất, có thể bằng cách đập hoặc dùng ngòi nổ nhỏ và đo thời gian cần thiết để những rung động hay những chấn động sóng truyền đi ở những khoảng cách định trước. Các sóng địa chấn tuân theo định luật tương tự với sự truyền của ánh sáng do đó nó có thể phản xạ, khúc xạ tại bất kỳ bề mặt nào dẫn đến sự thay đổi vận tốc lan truyền. Phương pháp địa chấn phản xạ cung cấp cho ta thông tin về cấu trúc địa chất ở độ sâu hàng nghìn mét dưới mặt đất, trong khi phương pháp địa chấn khúc xạ (được quan tâm trong nghiên cứu nước ngầm) chỉ thu được thông tin ở độ sâu khoảng 100m. Thời gian lan truyền của sóng địa chấn phụ thuộc vào khoảng không gian trung gian mà nó truyền qua. Tốc độ lan truyền đạt giá trị lớn nhất khi nó truyền qua đá magma và đạt giá trị thấp nhất khi nó truyền qua các vật liệu bở rời.

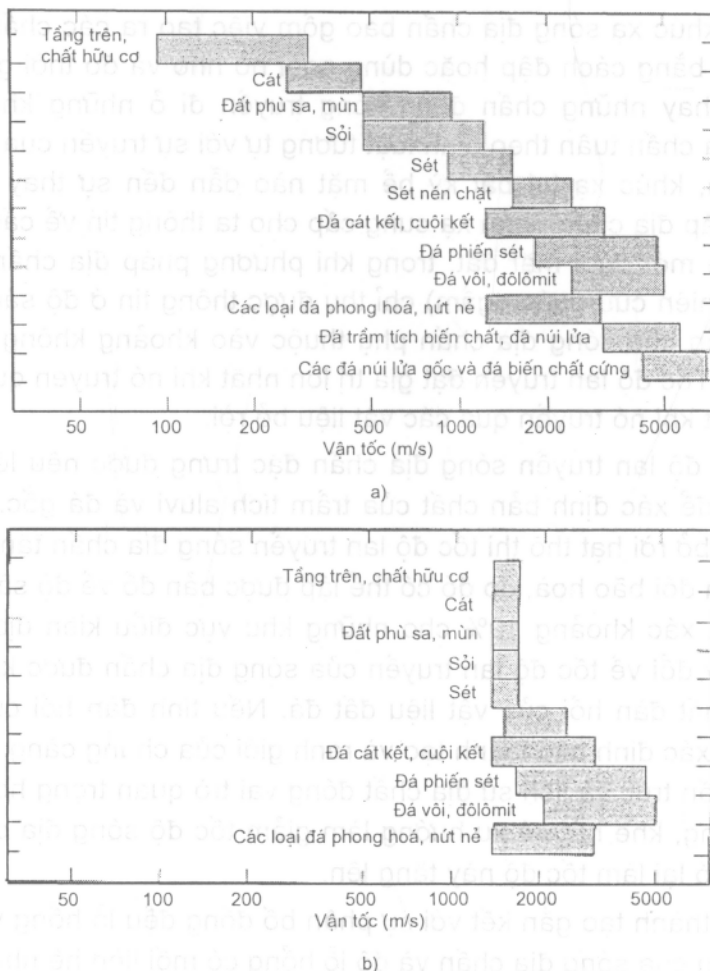
Các giá trị tốc độ lan truyền sóng địa chấn đặc trưng được nêu lên ở hình 3.8 có thể được sử dụng để xác định bản chất của trầm tích aluvi và đá gốc. Đối với các vật liệu trầm tích aluvi bở rời hạt thô thì tốc độ lan truyền sóng địa chấn tăng đáng kể từ đới không bão hoà đến đới bão hoà, do đó có thể lập được bản đồ về độ sâu của mực nước ngầm với độ chính xác khoảng 10% cho những khu vực điều kiện địa chất tương đối đồng nhất. Sự thay đổi về tốc độ lan truyền của sóng địa chấn được khống chế bởi sự thay đổi về tính chất đàn hồi của vật liệu đất đá. Nếu tính đàn hồi của vật liệu càng khác nhau thì việc xác định các thành tạo và ranh giới của chúng càng rõ ràng hơn. Đối với đá trầm tích, kiến trúc và lịch sử địa chất đóng vai trò quan trọng hơn là thành phần khoáng vật. Lỗ hổng, khe nứt có xu hướng làm giảm tốc độ sóng địa chấn nhưng hàm lượng nước trong đó lại làm tốc độ này tăng lên.

Đối với những thành tạo gắn kết với sự phân bố đồng đều lỗ hổng ví như đá cát kết thì tốc độ lan truyền của sóng địa chấn và độ lỗ hổng có mối liên hệ như sau:

$$\frac{1}{V} = \frac{\alpha}{V_L} + \frac{1-\alpha}{V_S} \quad (3.4)$$

Ở đây: v là tốc độ lan truyền của sóng địa chấn đo được, v_L là tốc độ trong chất lỏng bão hoà trong khối đá, v_s là tốc độ trong bản thân cấu trúc của khối đá, α là độ lỗ hổng của khối đá.

Một sóng dạng hình cầu mở rộng ra phía ngoài từ điểm gây chấn (hình 3.9a). Sóng này lan truyền với tốc độ không chế bởi các vật liệu mà nó truyền qua. Giả thiết rằng một vật liệu bỏ rời đồng nhất có mực nước ngầm. Khi sóng truyền tới mực nước ngầm nó sẽ lan truyền dọc theo bề mặt này. Khi nó lan truyền, một chuỗi các sóng cũng được truyền ngược trở lại đới thông khí. Các vị trí của mặt sóng được vẽ trong khoảng thời gian vài mili giây (hình 3.9 a) đã cho thấy sự khúc xạ này. Tại bất kỳ vị trí nào trên bề mặt sóng, sóng đầu tiên sẽ tới có thể trực tiếp từ nguồn phát hoặc có thể do sóng khúc xạ. Bằng việc xác định khoảng thời gian của sóng tới đầu tiên ở những khoảng cách khác nhau từ nguồn phát ta có thể vẽ được đồ thị liên hệ thời gian – khoảng cách. Trường hợp 2 lớp thẳng đứng, độ sâu H tới mực nước ngầm có thể tính toán từ tốc độ v_1 và v_2 và khoảng cách s tới vị trí giao nhau trên đồ thị được thể hiện trên hình 3.9b.



Hình 3.8. Tốc độ truyền sóng địa chấn của các loại trầm tích và đá khác nhau
a) Đất đá không bão hoà; b) Đất đá bão hoà (theo ASCE)

Để xác định độ sâu H cho các lớp bên dưới có thể sử dụng phương trình:

$$H = \frac{T_i}{2} \frac{v_1 v_2}{\sqrt{v_2^2 - v_1^2}} \quad (3.5)$$

Ở đây, T_i là thời gian bị chặn, được xác định bởi hình chiếu đoạn thẳng thứ hai ($v_2 = 2000\text{m}$) lên trục thời gian.

Đối với trường hợp có nhiều lớp, vấn đề có thể được giải quyết một cách tương tự với sự trợ giúp của nomographs. Sự khác nhau về độ cao tuyệt đối, các cấu trúc dốc, các đứt gãy và sự thay đổi của các ranh giới ngăn cách đòi hỏi phải có những phương pháp phân tích đặc biệt. Các quy trình xử lý trên máy tính được trình bày trong các sách tham khảo.

Địa chấn khúc xạ cho trường hợp ba lớp với $v_1 < v_2 < v_3$, chiều dày của lớp thứ nhất H_1 được tính toán bằng cách sử dụng phương trình (3.5). Chiều dày của lớp thứ hai H_2 được tính toán theo phương trình (3.7)

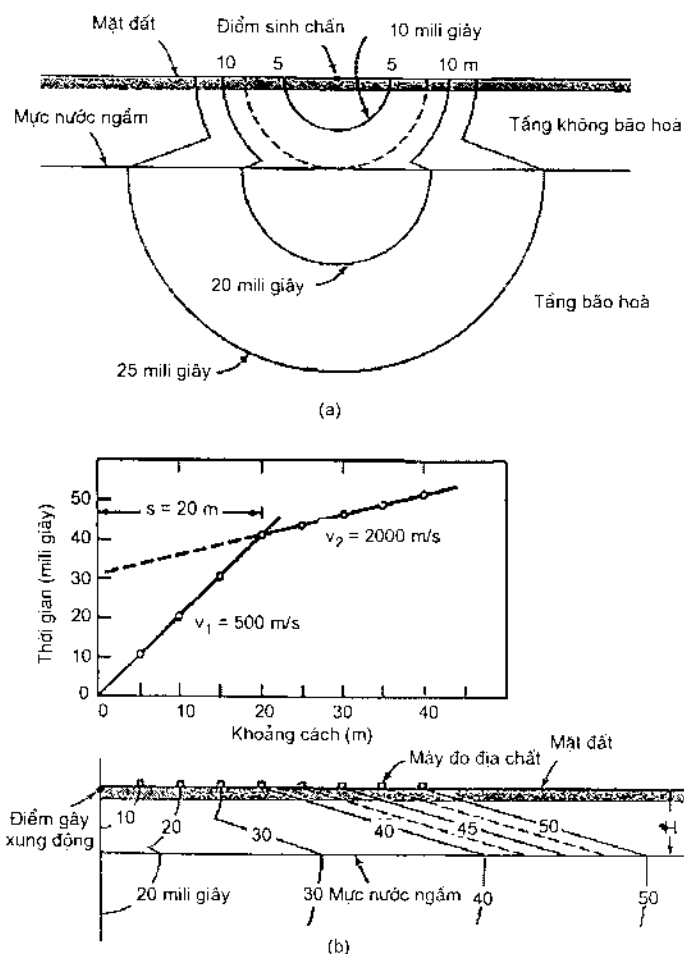
$$H_2 = \frac{1}{2} \left(T_{i2} - 2H_1 \frac{\sqrt{v_3^2 - v_1^2}}{v_3 v_1} \right) \left(\frac{v_2 v_3}{v_3^2 - v_2^2} \right) \quad (3.6)$$

Quy trình cho việc khảo sát thực tế phương pháp địa chấn khúc xạ đã được đơn giản hoá bằng sự trợ giúp của các công cụ gọn nhẹ và hiệu quả. Một lượng thuốc nổ nhỏ được đặt trong một lỗ khoan tay ở độ sâu 1m, sau đó lấp kín lỗ khoan này lại. Các địa chấn kế, hay còn gọi là máy dò âm thanh dưới mặt đất, được đặt trên cùng một đường thẳng với nguồn phát và cách nhau từ 3 – 15m. Các địa chấn kế này sẽ thu nhận sóng phản hồi và chuyển các rung động thành các xung điện. Một mạch điện nối giữa các địa chấn kế tới một máy khuếch đại và một máy có chức năng ghi lại các dao động. Máy này sẽ tự động ghi lại các rung động tức thời và các sóng tới ban đầu khác nhau của sóng phản hồi. Thiết bị này cho phép xác định các độ sâu thông thường từ 60 đến 100m. Để khảo sát ở các độ sâu nhỏ hơn 20m, người ta có thể sử dụng một chiếc búa tạ tác dụng trên bề mặt đất để tạo ra sóng phản hồi có thể ghi nhận được.

Việc xử lý các số liệu địa chấn khúc xạ đã thừa nhận một giả thiết rằng các lớp đồng nhất được giới hạn bởi các bề mặt ngăn cách. Ở những nơi không có những ranh giới ngăn cách riêng biệt mà chỉ có một đới chuyển tiếp từ từ thì trên đồ thị $t = f(r)$ một đường cong sẽ thay thế cho vị trí gián đoạn ở đoạn dốc. Rất may mắn là mực nước ngầm gần như trùng với các mặt ngăn cách, do đó rất nhiều vấn đề phát sinh do sự bất đồng nhất của cấu trúc địa chất đã có thể tránh được. Việc sử dụng hiệu quả phương pháp này cần phải có kỹ năng trong việc giải đoán hợp lý về các loại đá, độ sâu và các bất chỉnh hợp. Những hiểu biết khác về điều kiện dưới mặt đất cũng trợ giúp cho việc phân tích hợp lý các số liệu đo đạc thu được ở hiện trường. Việc xác định sự có mặt của nước ngầm là rất khó nếu không sử dụng các thông tin bổ sung khác, bởi vì vận tốc thu được ở trong đới bão hoà và đới thông khí đôi khi giống nhau. Vận tốc truyền sóng địa chấn phải tăng theo độ sâu để thu được các kết quả thích hợp và do đó một lớp cách nước nằm trên một tầng chứa nước lỗ hổng có thể cho biết sự có mặt của tầng chứa nước này.

Khi sử dụng phương pháp địa chấn khúc xạ ở những diện tích được áp dụng có thể loại ra các diện tích không thích hợp cho việc khoan thí nghiệm một cách nhanh chóng và kinh tế. Tuy nhiên, nó không thích hợp cho diện tích nhỏ bởi vì khoảng cách nhỏ nhất vài trăm mét là điều kiện để đo vẽ mặt cắt địa chấn theo các hướng khác nhau. Ngoài ra, các nguồn tạo rung động như đường cao tốc, sân bay hay những khu vực xây dựng cũng gây nhiễu cho các tín hiệu thu được.

Do phương pháp này yêu cầu các thiết bị đặc biệt và các kỹ sư được đào tạo bài bản nên nó được áp dụng một cách hạn chế cho việc khảo sát nước ngầm. Nó thường được sử dụng để vẽ mặt cắt ngang cho các thung lũng và để xác định sự thay đổi về bề dày của các tầng chứa nước không áp. Thành công của Linehan và Keith (1949) trong việc xác định nguồn cấp nước ngầm cho vùng New England đã cung cấp những kinh nghiệm đáng kể khi sử dụng phương pháp địa chấn này. Những biến đổi tốc độ địa chấn trong các trầm tích không bão hoà nước có thể cho ta thông tin sự khác biệt về thành phần thạch học và từ đó có thể đánh giá được khả năng chứa nước của các trầm tích này.



Hình 3.9. Phương pháp địa chấn khúc xạ xác định chiều sâu mực nước ngầm
a) Hướng truyền sóng; b) Đồ thị thời gian – khoảng cách ($t = f(r)$).

c) Phương pháp trọng lực và phương pháp từ

Phương pháp trọng lực đo đặc sự khác biệt về tỷ trọng ở trên bề mặt đất từ đó có thể xác định được các cấu trúc địa chất. Do chi phí của phương pháp này rất tốn kém và sự khác nhau về hàm lượng nước có chứa trong các tầng đất đá dưới mặt đất hiếm khi dẫn đến sự khác biệt về kết quả đo được từ trên mặt nên phương pháp này không được ứng dụng nhiều trong tìm kiếm nước ngầm. Trong các điều kiện địa chất đặc biệt như ở các thung lũng chôn vùi rộng lớn thì đặc trưng tổng thể của một tầng chứa nước có thể được xác định bằng phương pháp này.

Phương pháp từ có thể được sử dụng để thành lập bản đồ về trường từ của trái đất và bằng việc sử dụng phương pháp này rất nhiều thông tin gián tiếp liên quan đến nước ngầm đã được ghi nhận. Ví dụ như xác định các tầng chắn làm biên giới của tầng chứa nước, hay sự phân bố của các dòng dung nham núi lửa đã được xác định.

3.2.2. Địa vật lý lỗ khoan

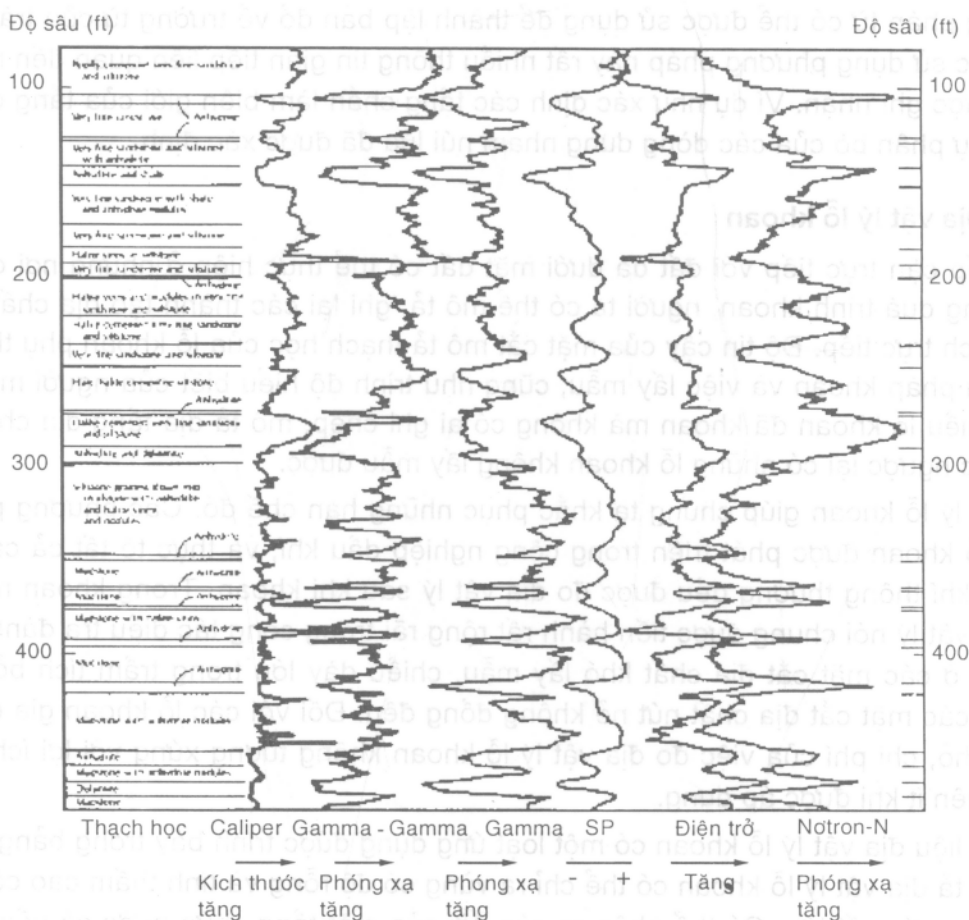
Việc tiếp cận trực tiếp với đất đá dưới mặt đất có thể thực hiện ở những nơi có lỗ khoan. Trong quá trình khoan, người ta có thể mô tả, ghi lại các thành tạo địa chất bắt gặp một cách trực tiếp. Độ tin cậy của mặt cắt mô tả thạch học của lỗ khoan phụ thuộc vào phương pháp khoan và việc lấy mẫu, cũng như trình độ hiểu biết của người mô tả. Cũng có nhiều lỗ khoan đã khoan mà không có ai ghi chép, mô tả địa tầng địa chất lỗ khoan, hoặc ngược lại có những lỗ khoan không lấy mẫu được.

Địa vật lý lỗ khoan giúp chúng ta khắc phục những hạn chế đó. Các phương pháp địa vật lý lỗ khoan được phát triển trong công nghiệp dầu khí, và thực tế tất cả các lỗ khoan dầu khí thông thường đều được đo địa vật lý sau khi khoan. Trong khoan nước, việc đo địa vật lý nói chung được tiến hành rất rộng rãi trong công tác điều tra đánh giá nước ngầm ở các mặt cắt địa chất khó lấy mẫu, chiều dày lớn trong trầm tích bờ rời, hoặc trong các mặt cắt địa chất nứt nẻ không đồng đều. Đối với các lỗ khoan gia đình, lưu lượng nhỏ, chi phí của việc đo địa vật lý lỗ khoan không tương xứng với lợi ích thu được, cho nên ít khi được áp dụng.

Các tài liệu địa vật lý lỗ khoan có một loạt ứng dụng được trình bày trong bảng 3.2. Mặt cắt mô tả địa vật lý lỗ khoan có thể chỉ ra vùng có độ rỗng và tính thấm cao có thể có trữ lượng nước rất lớn. Có thể nhận ra các đới của một tầng chứa nước có nồng độ muối cao. Nếu trên một vùng có nhiều lỗ khoan được đo địa vật lý, kết quả đo có thể được sử dụng để lập địa tầng khu vực. Thành phần thạch học của các loại đá mà lỗ khoan đi qua có thể xác định được, đặc biệt nếu có sẵn một số mẫu lõi khoan để so sánh. Hướng dòng chảy khu vực của nước ngầm có thể được xác nhận từ các tính chất như nhiệt độ của nước. Kỹ thuật hạt nhân có thể được sử dụng trong các lỗ khoan có ống chống. Trong điều kiện này chỉ có cách đó mới thu được các dữ liệu đất đá dưới mặt đất.

Một số lớn các kỹ thuật địa vật lý lỗ khoan có thể ứng dụng được cho các lỗ khoan nước (Keys & McCary, 1971; Keys, 1989; Norris, 1972). Giáo trình này chỉ đề cập đến những phương pháp thông dụng, nhấn mạnh đến sự giải thích định tính hơn là định

lượng các mặt cắt địa vật lý. Nói chung, người ta thường đo địa vật lý với cả một tập hợp phương pháp hơn là chỉ dùng một phương pháp đơn lẻ. Các phương pháp bổ sung cho nhau, phương pháp này có thể xác nhận kết quả của phương pháp kia. Cũng như vậy, một sự giải thích chắc chắn có thể được thể hiện trên cơ sở hai hoặc nhiều mặt cắt đo. Hình 3.10 gồm sáu phương pháp đo địa vật lý khác nhau được thực hiện trong cùng một lỗ khoan, cùng với mô tả thạch học. Có thể dễ dàng thấy rằng những số liệu đo này tăng giảm theo sự thay đổi thành phần thạch học.



Hình 3.10. Quan hệ của sáu biểu đồ địa vật lý khác nhau với thành phần thạch học mặt cắt giếng khoan ở thượng nguồn lưu vực sông Brazos, bang Texas

Đo địa vật lý lỗ khoan có thể được thực hiện bằng đầu ghi hoặc bằng số và tài liệu này có thể hiển thị trên màn hình và lưu giữ dưới dạng file. Đồng thời, cũng có những thiết bị đơn giản, chỉ cho số đọc từng điểm tại những độ sâu cách nhau một khoảng nào đó. Máy đo được hạ xuống trong lỗ khoan bằng cáp. Cáp điện nối từ mặt đất đến đầu đo, đỡ lấy trọng lượng của đầu đo và truyền tín hiệu từ đầu đo đến máy ghi đặt trên mặt đất. Đầu đo chứa các linh kiện điện tử cần thiết, năng lượng hoặc nguồn hạt nhân và máy dò. Các thông tin đo có được khi đầu đo hạ xuống hoặc nâng lên.

BẢNG 3.2. TÓM TẮT ỨNG DỤNG PHƯƠNG PHÁP ĐỊA VẬT LÝ TRONG ĐIỀU TRA ĐÁNH GIÁ NƯỚC NGẦM

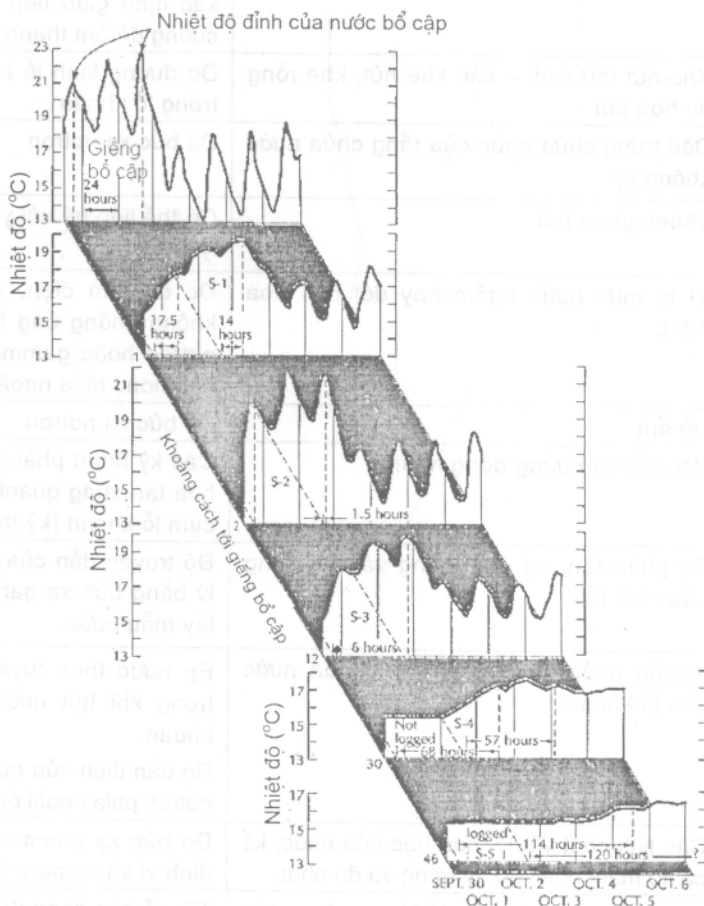
Thông tin yêu cầu về các tính chất của đất đá, dung dịch khoan, giếng khoan hoặc tầng chứa nước	Kỹ thuật địa vật lý phổ biến và sẵn có có thể áp dụng
Tương quan thạch học và địa tầng của các tầng chứa nước và các loại đất đá liên quan	Đo địa vật lý điện, siêu âm hoặc đo đường kính lỗ khoan được tiến hành trong lỗ khoan không chống ống hoặc lỗ khoan có ống chống
Tổng độ rỗng hoặc dung trọng tự nhiên (nguyên khối) của đất đá.	Địa vật lý siêu âm trong lỗ khoan không chống ống, đo bức xạ nơtron hoặc gamma-gamma trong lỗ khoan không chống ống hoặc lỗ khoan có chống ống.
Độ lỗ rỗng hữu hiệu hoặc điện trở suất thực	Đo điện trở suất
Hàm lượng sét hoặc sét kết	Đo bức xạ gamma
Tính thấm nước	Không có những đo đạc trực tiếp bằng địa vật lý. Có thể xác định gián tiếp thông qua độ rỗng, độ thấm nhập và cường độ âm thanh
Khe nứt thứ sinh – các khe nứt, khe rỗng do hoà tan	Đo đường kính lỗ khoan, địa vật lý siêu âm, hoặc camera trong lỗ khoan
Đặc trưng chứa nước của tầng chứa nước không áp	Đo bức xạ nơtron
Thành phần hạt	Có thể liên hệ với yếu tố thành tạo nhận được từ đo địa vật lý điện
Vị trí mực nước ngầm hay đới bão hoà nước	Đo độ dẫn điện, nhiệt, hoặc dung dịch trong lỗ khoan không chống ống hoặc phía trong ống chống; đo bức xạ nơtron hoặc gamma-gamma trong lỗ khoan không chống ống hoặc phía ngoài ống chống.
Độ ẩm	Đo bức xạ nơtron
Vận tốc và hướng dòng ngầm	Các kỹ thuật phát hiện bằng lỗ khoan đơn–pha loãng chất hoà tan xung quanh lỗ khoan, các kỹ thuật phát hiện bằng cụm lỗ khoan (kỹ thuật chất đánh dấu).
Sự phân tán, sự pha loãng và vận động của chất thải	Độ truyền dẫn của chất lỏng và địa vật lý nhiệt, đo địa vật lý bằng bức xạ gamma đối với một số chất thải phóng xạ, lấy mẫu nước.
Nguồn nước và chuyển động của nước vào lỗ khoan	Ép nước theo tuyến; đo dòng chảy hoặc chất đánh dấu trong khi hút nước hoặc bơm ép; đo nhiệt độ trong lỗ khoan. Độ dẫn điện của nước và nhiệt độ trong lỗ khoan; đo clorua, nơtron phía ngoài ống chống; đo điện trở suất đa cực.
Các tính chất vật lý, hoá học của nước, kể cả độ mặn, nhiệt độ, tỷ trọng và độ nhớt.	Đo bức xạ gamma-gamma, đo đường kính lỗ khoan, máy định vị và camera lỗ khoan
Xác định cấu trúc của lỗ khoan đang tồn tại, đường kính và vị trí của ống chống, độ lỗ hỏng của ống lọc	Tất cả các dạng đo cung cấp số liệu về thạch học, các đặc trưng của tầng chứa nước, tương quan và chiều dày của các tầng chứa nước.
Hướng dẫn lắp đặt ống lọc	Đo đường kính lỗ khoan, đo nhiệt, đo bức xạ gamma-gamma; đo siêu âm đối với đất đá gắn kết.
Đánh giá sự gắn kết của đất đá	Đo đường kính lỗ khoan hoặc caliper
Sự ăn mòn ống chống, lỗ thùng rò rỉ của ống chống hoặc ống lọc bị tắc	Đo dòng chảy trong lỗ khoan, dò vết, chụp ảnh

a) Phương pháp đo đường kính lỗ khoan

Đo đường kính của lỗ khoan khi chưa chèn ống chống trong các lớp đá gốc, cũng có thể sử dụng để xác định độ sâu đặt ống chống, ống lọc. Đường kính lỗ khoan về mặt lý thuyết là kích thước mũi khoan. Lỗ khoan có thể rộng hơn do gặp các hang hốc hoặc do sự hoà tan các khoáng vật do dung dịch khoan. Nó cũng có thể bị mở rộng nếu mũi khoan quay ở dưới sâu khi không có áp lực đè lên mũi. Một ứng dụng khác của phương pháp đo đường kính lỗ khoan là xác định các mặt phân lớp bị hoà tan trong các tầng đất đá cacbonat chứa nước. Đường kính lỗ khoan có thể nhỏ hơn đường kính mũi khoan nếu dung dịch khoan đậm đặc bám vào thành lỗ khoan hoặc các lớp đất đá có tính dẻo như sét yếu, bị ép vào lỗ khoan do trọng lượng của các lớp đá hoặc vật liệu trầm tích cứng hơn nằm bên trên.

b) Phương pháp đo nhiệt độ trong lỗ khoan

Đo nhiệt độ là đo liên tục theo phương thẳng đứng nhiệt độ của dung dịch trong lỗ khoan. Nhiệt độ này có thể thể hiện hoặc không thể hiện đúng nhiệt độ của nước ở trong đá tiếp giáp với dung dịch khoan. Trong lỗ mới khoan, dung dịch khoan có thể được xáo trộn kỹ. Sau khi lỗ khoan có cơ hội đạt đến trạng thái cân bằng với môi trường xung quanh, kết quả đo nhiệt có thể cho thấy sự phân đối nhiệt ở trong lỗ khoan. Sẽ có sự hiện diện của thành phần gradien địa nhiệt, tuy nhiên, nước ở trong các tầng chứa nước khác nhau có nhiệt độ khác nhau, điểm này có thể thấy ở trên biểu đồ đo nhiệt. Đo nhiệt đã được sử dụng để chỉ ra sự chuyển động của nước trước đó đã xâm nhập vào tầng chứa nước (Norris, 1972). Nước bổ sung cho tầng chứa nước có sự thay đổi nhiệt độ theo ngày đến 17°C, và sự dao động hàng ngày được theo dõi trong một loạt lỗ khoan quan trắc (hình 3.11).



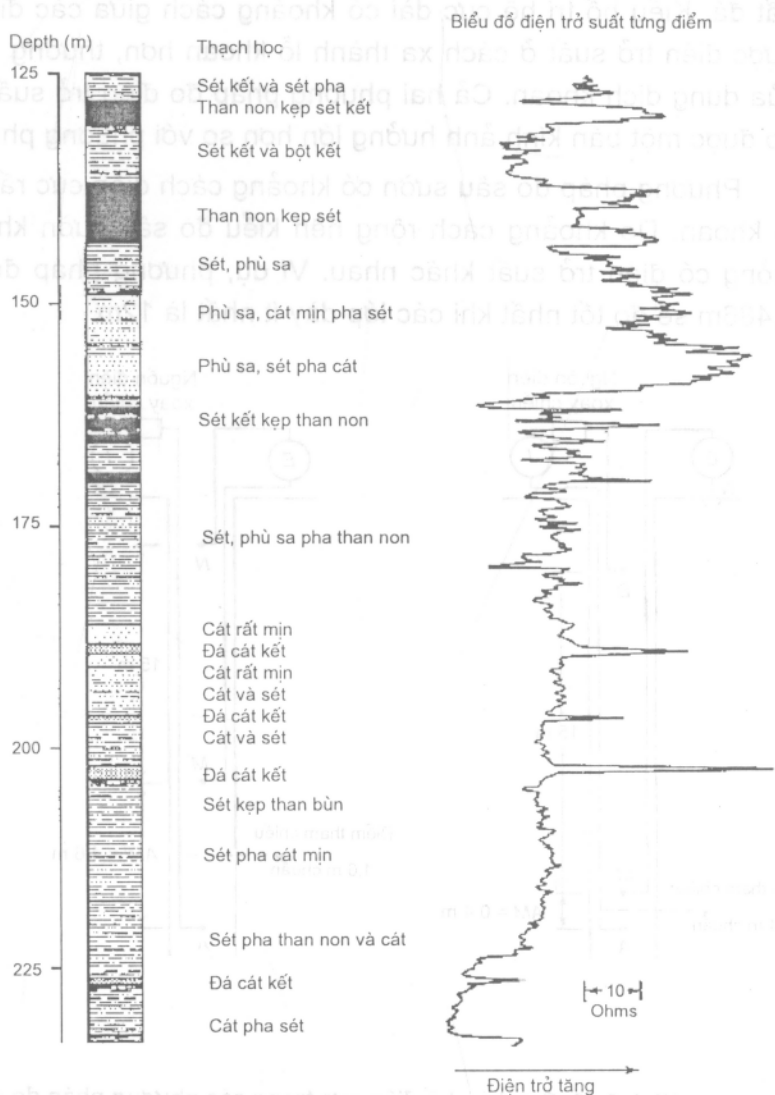
Hình 3.11. Dao động nhiệt độ nước ngầm trong một số lỗ khoan gần lỗ khoan ép nước bổ sung nhân tạo cho tầng chứa nước. Nhiệt độ đều được đo ở độ sâu 49m. Dao động nhiệt độ hàng ngày ở lỗ khoan cung cấp nước chấm dứt ở độ sâu 30m

c) Phương pháp đo điện trở một cực (phương pháp đo dòng điện)

Đo điện trở trong lỗ khoan có thể thực hiện được bằng một số phương pháp khác nhau. Trường hợp đơn giản nhất là phương pháp đo điện trở hệ 2 cực, trong đó một điện cực đơn được thả vào lỗ khoan bằng một dây cáp cách ly. Điện cực kia đặt trên mặt đất. Khi điện cực được hạ xuống lỗ khoan, ta đo được điện trở của đất giữa hai điện cực. Phương pháp này được gọi là phương pháp một cực (vì có một cực được đưa vào lỗ khoan) hoặc là phương pháp đo dòng điện (vì đo cường độ dòng điện).

Phương pháp một cực đo điện trở của tất cả các loại đá giữa hai điện cực. Phần lớn thay đổi điện trở là do sự thay đổi độ truyền dẫn của dung dịch khoan và do một thể tích nhỏ của đá xung quanh lỗ khoan lân cận vị trí điện cực hạ xuống lỗ khoan gây ra. Nếu dung dịch lỗ khoan đồng nhất thì sự thay đổi điện trở là do sự thay đổi thành phần thạch học quanh lỗ khoan quyết định.

Những loại đất đá có điện trở cao là cát, cuội sỏi, cát kết và than non. Sét và sét kết có điện trở thấp nhất. Sự tăng nồng độ muối sẽ làm giảm điện trở. Nếu lỗ khoan được mở rộng (ví dụ như gặp khe nứt), điện trở cũng sẽ giảm xuống. Nếu kết quả đo đường kính lỗ khoan cho thấy có hang hốc và điện trở suất giảm, thì sự giảm đó là do sự mở rộng lỗ khoan. Nếu lỗ khoan thẳng đứng, sự giảm điện trở có thể hoặc do lớp sét kết, hoặc do đá cát kết chứa nước mặn. Các phương pháp đo khác sẽ phân biệt nước mặn với nước nhạt và cát kết với sét kết. Hình 3.12 trình bày một kết quả đo điện trở một cực.



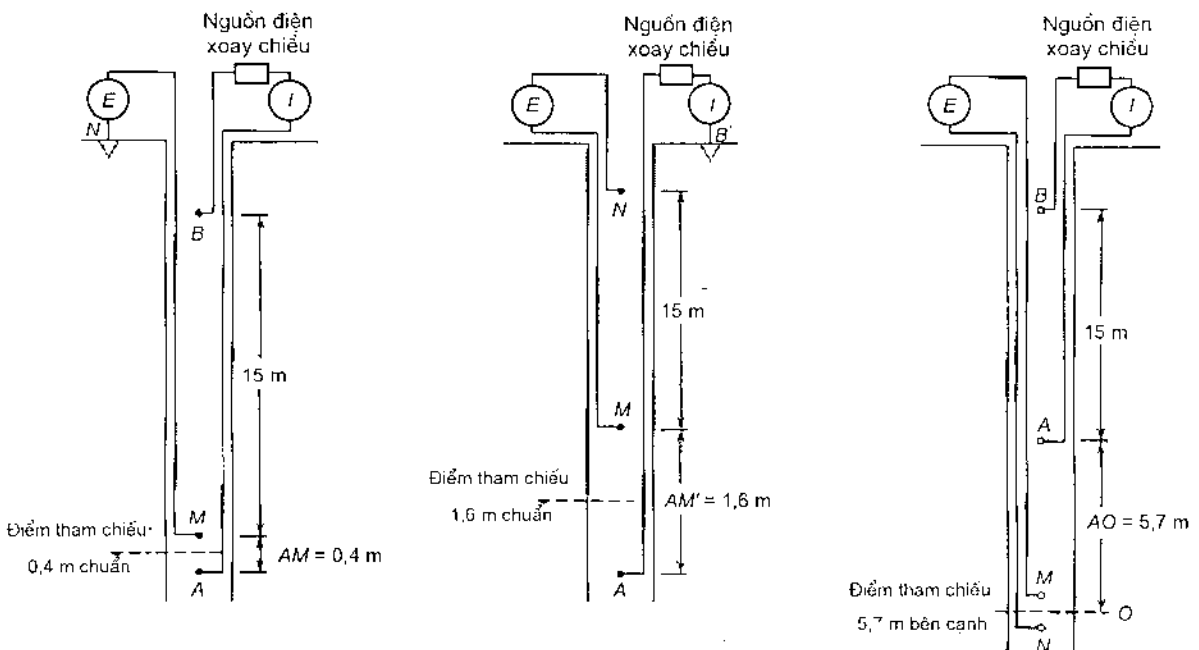
Hình 3.12. Kết quả đo điện trở một cực mặt cắt địa chất giếng khoan

d) Phương pháp đo điện trở suất

Điện trở suất của đất đá có thể đo được trong lỗ khoan bằng cách thả hai điện cực vào lỗ khoan và đo điện trở suất giữa hai điện cực khác. Điện trở suất của đất đá được tính bằng ô-mét, khác với điện trở đo bằng ô-m. Phương pháp đo điện trở một cực đo tổng điện trở của vật liệu đất, trong khi điện trở suất đo tính chất riêng của đá và nước chứa trong lỗ rỗng. Biểu đồ kết quả đo điện trở suất tương tự như đo điện trở một cực. Tuy nhiên, biểu đồ đo điện trở suất có thể được hiệu chỉnh và sử dụng để định lượng.

Trong phương pháp đo điện trở suất sử dụng một số kiểu bố trí điện cực khác nhau. Chúng gồm đo hệ cực ngắn (Short-Normal), đo hệ cực dài (Long Normal) và đo sâu sườn (Lateral Configuration) như trình bày trên hình 3.13. Ba kết quả đo cho biểu đồ vẽ tương tự nhau (hình 3.14). Đường cong hệ cực ngắn thể hiện điện trở suất của đới sát lỗ khoan. Đó là vùng mà dung dịch khoan có thể xâm nhập vào các thành hệ đất đá. Kiểu bố trí hệ cực dài có khoảng cách giữa các điện cực lớn hơn và vì vậy đo được điện trở suất ở cách xa thành lỗ khoan hơn, thường là ngoài phạm vi ảnh hưởng của dung dịch khoan. Cả hai phương pháp đo điện trở suất hệ cực ngắn và hệ cực dài đo được một bán kính ảnh hưởng lớn hơn so với phương pháp đo điện trở một cực.

Phương pháp đo sâu sườn có khoảng cách điện cực rất rộng để đo các đới cách xa lỗ khoan. Do khoảng cách rộng nên kiểu đo sâu sườn không phân biệt được các lớp mỏng có điện trở suất khác nhau. Ví dụ, phương pháp đo sâu sườn có khoảng cách 5,486m sẽ đo tốt nhất khi các lớp dày ít nhất là 12m.



Hình 3.13. Sự phân bố điện cực trong các phương pháp đo điện trở suất khác nhau:
a) Hệ cực ngắn (Short-Normal); b) Hệ cực dài (Long Normal); c) Đo sâu sườn (Lateral Configuration)

e) Phương pháp đo điện trường tự nhiên

Cùng với phương pháp đo điện trở và điện trở suất, phương pháp đo điện trường tự nhiên là một dạng khác của phương pháp đo điện. Đó là đo điện thế tự nhiên giữa các thành hệ đất đá và dung dịch khoan. Cũng như điện trở và điện trở suất, điện thế đo chỉ xuất hiện ở lỗ khoan không ống chống được lắp đầy bằng dung dịch. Nó có thể được sử dụng ở phần dưới ống chống, trong lỗ khoan dùng ống chống từng phần. Đường cong điện thế tự nhiên (Spontaneous-Potential- SP) có thể được sử dụng để xác định chiều dày lớp đá gốc, tương quan địa chất, và còn để phác họa tính thấm của các loại đá. Phương pháp đo SP bao gồm một điện cực trên mặt đất và một điện cực trong lỗ khoan cùng với một von kế đo điện thế.

Một ứng dụng của đường cong SP là để phân biệt đá sét kết với đá cát kết. Sét kết có phản ứng SP dương, còn cát kết có phản ứng âm nếu độ mặn của dung dịch chứa trong đá lớn hơn của dung dịch khoan.

g) Các phương pháp phóng xạ trong lỗ khoan (phương pháp hạt nhân)

Phương pháp hạt nhân có thể được thực hiện trong lỗ khoan có ống chống hoặc không ống chống và kết quả đo không bị ảnh hưởng bởi dung dịch khoan. Việc sử dụng các đồng vị phóng xạ cần phải theo các chỉ dẫn an toàn đặc biệt.

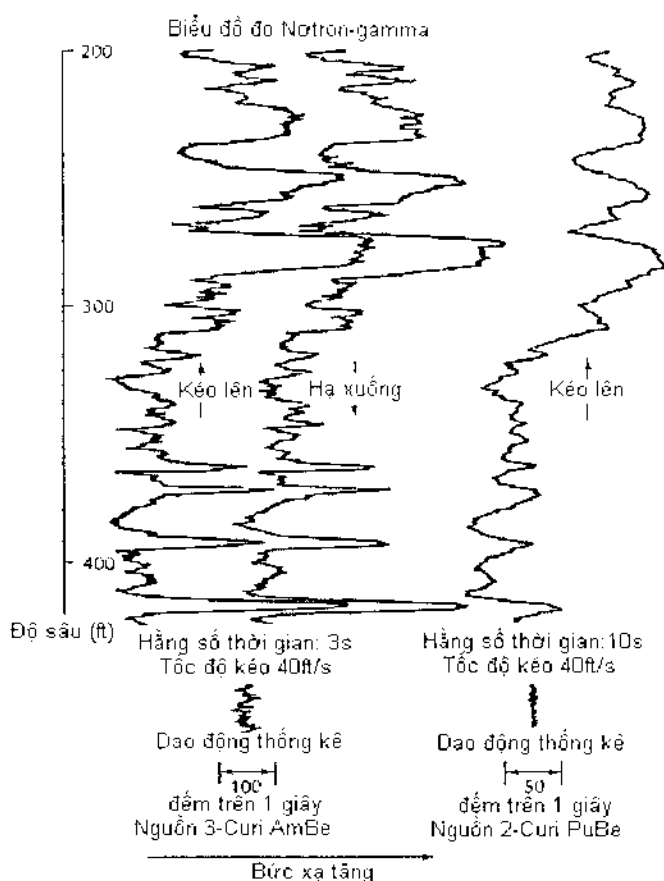
Sự phân rã phóng xạ là một quá trình ngẫu nhiên, vì thế tốc độ phân rã tức thời sẽ biến động. Trong khoảng thời gian dài thì tốc độ phân rã theo khoảng thời gian là không đổi. Tuy nhiên, khi khoảng thời gian giảm, sự thay đổi lượng phân rã theo khoảng thời gian sẽ tăng. Phương pháp hạt nhân đo lượng phân huỷ theo một khoảng thời gian cố định, gọi là *hằng số thời gian*. Hằng số thời gian càng dài thì càng ít có khả năng biến đổi cường độ phát xạ do sự phân rã ngẫu nhiên gây ra và vì vậy, càng có nhiều khả năng là do biến đổi của các thành phần thạch học khác nhau gây ra.

Tốc độ kéo, thả của đầu đo trong lỗ khoan cũng là điều cần phải chú ý. Nếu tốc độ quá lớn, đầu đo có thể đi qua một lớp mỏng trước khi kết thúc hằng số thời gian. Do đó, việc chọn trước hằng số thời gian và tốc độ đo là rất quan trọng, nó phụ thuộc vào thiết bị, kỹ thuật đo và thành phần thạch học của đất đá (Keys & MacCary, 1971).

Phương pháp đo hạt nhân không cho mức tái hiện hoàn toàn giống nhau, do bản chất thống kê của quá trình phân rã. Việc tiến hành đo lặp là cần thiết để quyết định xem sự thay đổi đã quan sát được là do sự thay đổi thành phần thạch học hay là do sự tăng giảm thống kê trong tốc độ phân rã. Trong hình 3.14, hai biểu đồ đo gamma-nơtron đều được thực hiện đầu tiên kéo lên và sau đó hạ xuống trong lỗ khoan. Sự hiện diện các đỉnh là như nhau nhưng lượng bức xạ chính xác có khác nhau. Biểu đồ thứ ba bên phải cũng của cùng lỗ khoan nhưng được thực hiện với một nguồn phát xạ khác có hằng số thời gian dài hơn – 10 giây, so với 3 giây. Biểu đồ bên phải có tỷ số giữa hằng số thời gian và tốc độ đo kém. Nó không phân biệt được các lớp mỏng và vị trí các ranh giới tiếp xúc thạch học không đúng.

Chiều dày của một lớp riêng biệt có thể xác định bằng phương pháp đo hạt nhân nếu lớp đó có sự thay đổi thành phần thạch học hoặc độ rỗng so với lớp lân cận. Người ta cho rằng chiều dày lớp bằng chiều dày của dị thường tại một nửa biên độ cực đại.

Phương pháp này sẽ đánh giá hơi lớn chiều dày của các lớp mỏng. Theo quy ước trong đo hạt nhân, bức xạ tăng về bên phải. Khi đo ngược lại, nó tăng về bên trái.



Hình 3.14. Biến đổi thống kê trong các biểu đồ đo nơtron–gamma tiến hành trong cùng một lỗ khoan (Keys và McCary, 1971)

Có ba phương pháp hạt nhân có thể sử dụng để phối hợp khảo sát (Keys & MacCary, 1971). Tổng lượng bức xạ nơtron nhân tạo đo được tăng lên theo sự giảm độ rỗng, trong khi tổng lượng bức xạ gamma – gamma nhân tạo đo được lại giảm đi. Bức xạ gamma tự nhiên tăng lên cùng với sự tăng của hàm lượng sét hoặc sét kết cũng như sự tăng photphat và fenspat kali, nhưng không có quan hệ trực tiếp với độ rỗng. Địa tầng có bức xạ gamma tự nhiên thấp và bức xạ nơtron nhân tạo đo được cũng thấp (hoặc bức xạ gamma – gamma nhân tạo đo được cao) thì nó có thể được giải thích là cát kết có độ rỗng lớn. Khi bức xạ gamma tự nhiên thấp và bức xạ nơtron nhân tạo đo được cao, thì nó có thể là cát kết thạch anh chặt hoặc quắczit.

- *Phương pháp phóng xạ gamma tự nhiên*

Đây là phương pháp đo hạt nhân được sử dụng phổ biến nhất trong địa chất thủy văn. Nó đo phóng xạ tự nhiên gamma của kali 40, của dãy đồng vị uran 238, dãy đồng vị thori 232 ở các đá. Những nguyên tố này có trong thành phần của một số sét kết và sét với độ phóng xạ gamma cao. Một số fenspat và mica chứa K^{40} cao. Kết quả đo

gamma tự nhiên thấy có sự gia tăng bức xạ ở gần các lớp trầm tích chứa sét kết giàu kali, hoặc sét, hoặc photphat. Vì vậy, cát chứa sét có thể phân biệt với cát kết thuần thạch anh. Đo phóng xạ gamma tự nhiên có thể được sử dụng để xác định thành phần thạch học, đặc biệt là các trầm tích hạt mịn, trên cơ sở khác nhau về cường độ phóng xạ. Không cần sự hiệu chỉnh nào về đơn vị trong phương pháp đo hạt nhân này. Một ưu điểm khác nữa là không cần sử dụng nguồn phóng xạ.

Đo phóng xạ gamma tự nhiên có ưu điểm đặc biệt là có thể thực hiện được trong các lỗ khoan có ống chống. Một phần phóng xạ xuyên qua ống chống lỗ khoan và lượng hấp thụ phóng xạ của ống chống là không đổi. Bởi vậy, sự thay đổi phóng xạ do thành phần thạch học thể hiện được ở kết quả đo. Phương pháp này có thể ứng dụng trong cả hai trường hợp ống chống nhựa hoặc bằng thép. Nó không sử dụng được bên trong cần khoan rỗng, nếu chiều dày thành thép của cần khoan thay đổi tại các đầu nối. Trong trường hợp này lượng bức xạ bị hấp thụ bởi cần khoan sẽ không còn là hằng số trên suốt chiều dài của cần nữa, do đó kết quả đo bị sai lệch.

- *Các phương pháp nơtron*

Phương pháp đo nơtron gồm một đầu phát chứa nguyên tố phóng xạ, như *Pb*, *Be* chẳng hạn, là nguồn phát ra nơtron, và một đầu đo. Các nơtron phát ra được làm chậm và tán xạ bởi sự va chạm với các hạt nhân nguyên tử hydro. Đầu dò có thể đo bức xạ gamma tạo bởi sự va chạm nơtron – nguyên tử hydro hoặc số các nơtron có mặt ở các mức năng lượng khác nhau. Như vậy đo nơtron sẽ được chia ra đo *nơtron – thermal nơtron* (nơtron nhiệt), đo *nơtron – epithermal nơtron* (nơtron trên nhiệt) hoặc đo bức xạ *nơtron – gamma* dựa trên cơ sở phương pháp dò tìm.

Nguyên tố hydro có mặt ở trong đất chủ yếu dưới dạng nước hoặc hydrocacbon. Trong hầu hết các loại đá mà nhà địa chất thủy văn quan tâm không thấy có hydrocacbon tự nhiên. Như vậy, ngoài các khoáng vật chứa nước liên kết, nước còn hiện diện như là độ ẩm trong các lỗ rỗng của đất đá. Sự tăng lượng nước sẽ dẫn đến sự tăng lượng nơtron bị giữ lại hoặc bị làm chậm. Kết quả là, ở các đá bão hòa có độ rỗng cao, máy sẽ đếm được lượng nơtron thấp hơn ở các đá có độ rỗng thấp. Trên mực nước ngầm, thiết bị đo nơtron có thể được sử dụng để đo lượng chứa ẩm chứ không phải để đo độ rỗng. Đo nơtron có thể được sử dụng để xác định năng suất riêng của các tầng chứa nước không áp (Meyer, 1963). Nó cũng có thể phân biệt thạch cao, chứa lượng nước liên kết cao, với anhydrit (thạch cao khan). Cả hai loại đều có bức xạ gamma tự nhiên rất thấp, tuy nhiên ở anhydrit máy đếm được lượng nơtron cao, còn ở thạch cao lượng này thấp.

- *Phương pháp bức xạ gamma – gamma*

Trong kiểu đo này, một nguồn phát xạ gamma, như coban 60, được đưa vào trong lỗ khoan. Các photon gamma bị hấp thụ hoặc tán xạ bởi tất cả các vật liệu mà coban 60 tiếp xúc. Đó là dung dịch, ống chống, đất đá. Sự hấp thụ tỷ lệ thuận với khối lượng thể tích nguyên khối của vật liệu đất. *Khối lượng thể tích nguyên khối* được định nghĩa là khối lượng của đá chia cho tổng thể tích đá, bao gồm cả lỗ rỗng. Vì vậy, bức xạ gamma – gamma tăng lên cùng với sự giảm của khối lượng thể tích nguyên khối (sự tăng độ rỗng). Khối lượng thể tích nguyên khối có thể được xác định từ kết quả đo gamma – gamma đã được hiệu chỉnh. Độ rỗng đất đá có thể được xác định từ phương trình:

$$\alpha = \frac{\rho_G - \rho_B}{\rho_G - \rho_F} \quad (3.7)$$

trong đó, ρ_G là tỉ trọng hạt, ρ_B là tỉ trọng khối đá và ρ_F là tỉ trọng của chất lỏng.

Tỷ trọng hạt có thể được xác định qua phân tích mẫu lõi hoặc có thể lấy bằng $2,65\text{g/cm}^3$ đối với cát kết thạch anh. Tỷ trọng chất lỏng bằng 1g/cm^3 đối với nước sạch không có mùn khoan. Dung dịch khoan có thể chứa thêm các chất làm tăng tỷ trọng dung dịch.

3.3. Phương pháp thủy văn

3.3.1. Thẩm và lượng bổ cập

a) Sự thẩm

Thẩm là một quá trình thủy văn mô tả sự chuyển động của nước từ trên mặt đất xuống dưới mặt đất. Thông thường nước từ mặt đất thẩm xuống vùng không bão hoà. Trong quá trình thẩm, độ ẩm của đất trong vùng không bão hoà sẽ thay đổi. Việc xác định dòng chảy qua vùng không bão hoà thì phức tạp hơn nhiều so với vùng bão hoà bởi các yếu tố kiểm soát tốc độ thẩm như hệ số thẩm, độ ẩm của đất đều thay đổi theo thời gian.

Cả thế năng do trọng lực và thế năng hút mao dẫn đều đóng vai trò hút nước từ mặt đất vào tầng không bão hoà. Thế năng do trọng lực thì tương đương với cột nước vị trí (cao độ). Thế năng hút mao dẫn thì do áp suất âm gây ra bởi lực hấp dẫn đất – nước. Tổng thế năng h trong dòng chảy không bão hoà được xác định bởi:

$$h = \Psi(0) + z \quad (3.8)$$

trong đó $\Psi(0)$ là thế năng hút mao dẫn, z là thế năng trọng lực.

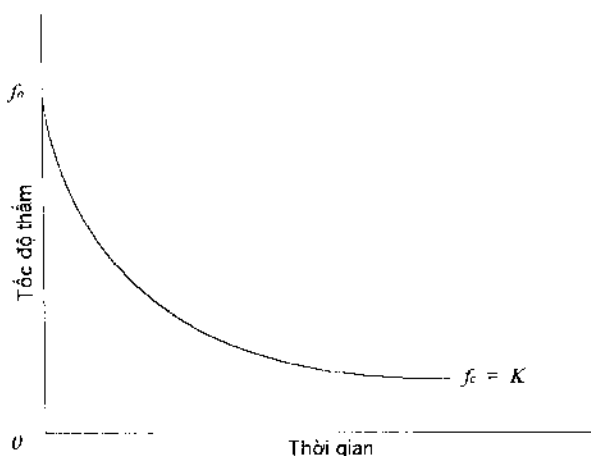
Dòng chảy qua tầng không bão hoà được khống chế bởi hệ số thẩm của đất theo phương đứng $K(\theta)$ và thế năng hút mao dẫn. Giá trị của hệ số thẩm tăng khi độ ẩm tăng. Khi bão hoà, hệ số thẩm không bão hoà sẽ bằng hệ số thẩm bão hoà. Thế năng hút mao dẫn thay đổi theo độ ẩm và kích thước lỗ rỗng. Khi đất khô thế năng hút mao dẫn thường lớn hơn nhiều lần so với thế năng cột nước. Các lỗ rỗng đóng vai trò như các ống mao dẫn để hút nước và khi chúng được lấp đầy thì các lực mao dẫn giảm cùng với tốc độ thẩm.

Như đã trình bày ở trên, thẩm và dòng chảy trong vùng không bão hoà phụ thuộc vào thế năng hút mao dẫn và hệ số thẩm. Vận tốc thẩm thay đổi theo độ ẩm θ . Điều này được mô tả bởi phương trình Recharđ:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(K(\theta) \left(\frac{\partial \Psi}{\partial z} + \frac{\partial z}{\partial z} \right) \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (3.9)$$

Lời giải của phương trình Recharđ cho thấy trong quá trình thẩm thế năng hút mao dẫn giảm dần và khi thế năng hút mao dẫn tiến tới 0 thì tốc độ thẩm bằng với hệ số thẩm bão hoà theo phương đứng (hình 3.15), nghĩa là:

$$q_z = -K_z (dz/dz) = -K_z \quad (3.10)$$



Hình 3.15. Mô tả tốc độ thấm theo thời gian, Khả năng thấm ban đầu phụ thuộc vào độ ẩm ban đầu của đất. Khả năng thấm cuối cùng bằng hệ số thấm bão hoà theo phương thẳng đứng

Các yếu tố khác ảnh hưởng đến khả năng thấm của đất bao gồm: tính chất hoá học của nước và của đất, thành phần hữu cơ, sự có mặt của rễ cây và các sinh vật trong đất. Thực tế cho thấy đất có độ thấm lớn khi độ ẩm nhỏ, lớp đất bề mặt xốp và thô, thấm phủ thực vật dày, và đất ít bị đầm nén.

b) Lượng bổ cập

Lượng bổ cập gắn liền với độ ẩm tối đa hiện trường (field capacity).

Khái niệm độ ẩm tối đa hiện trường là một khái niệm cần thiết để chỉ giới hạn trên của độ ẩm trong đất. Đó là độ ẩm lớn nhất mà đất có thể giữ được dưới tác dụng của trọng lực. Về mặt khái niệm, cả dòng chảy gần mặt đất và dòng chảy gia nhập dòng ngầm chỉ có thể bắt đầu khi độ ẩm vượt quá độ ẩm tối đa hiện trường. Tỷ lệ giữa độ ẩm với lượng dòng chảy gần mặt đất hoặc gia nhập dòng ngầm phụ thuộc chủ yếu vào bản chất của lớp đất. Nếu lớp đất mỏng và nằm trên đất đá không thấm nước thì thành phần dòng chảy gần mặt đất chiếm đa số. Khi chiều dày thấm nước lớn thì thành phần dòng chảy gia nhập dòng ngầm sẽ trội hơn. Khi đó, hầu hết độ ẩm vượt quá sẽ là thành phần bổ cập cho nước ngầm.

3.3.2. Phương pháp cân bằng nước

Cân bằng nước được xác định bằng tính liên tục của dòng chảy trong một khoảng thời gian nào đó và được áp dụng từ phạm vi cục bộ đến phạm vi khu vực hoặc từ lưu vực đến toàn trái đất. Trong một hệ thống hở, định lượng của chu kỳ thủy văn cho hệ thống đó là phương trình cân bằng khối lượng. Ta có sự biến đổi về trữ lượng theo thời gian của hệ thống bằng dòng chảy vào hệ thống (I) trừ dòng chảy ra khỏi hệ thống (O).

Xét một hệ thống mở trong hình 3.16, phương trình cân bằng nước có thể được biểu thị đối với hệ thống dòng chảy mặt và dòng chảy ngầm theo đơn vị thể tích trên một đơn vị thời gian một cách độc lập hoặc cho một đơn vị thời gian và diện tích định sẵn.

Phương trình cân bằng nước của hệ thống nước mặt là:

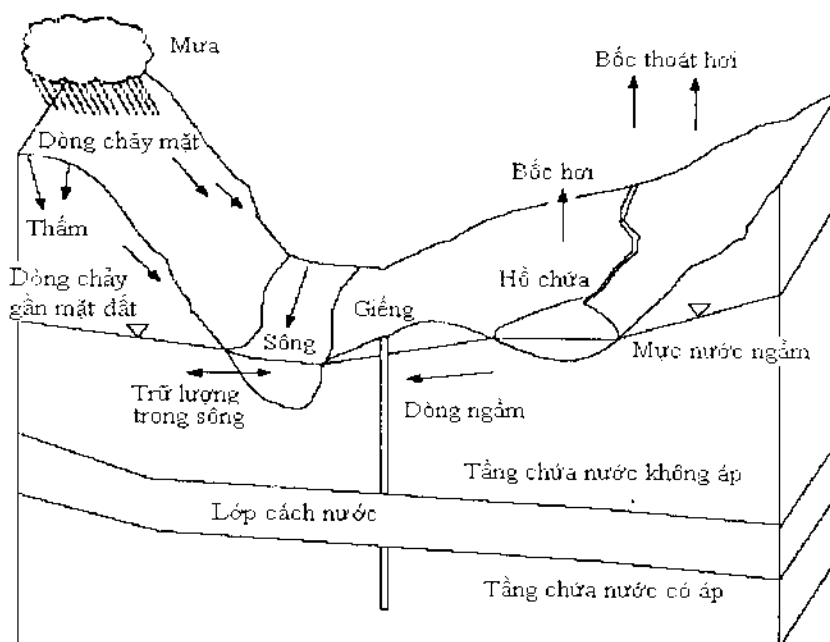
$$P + Q_{in} - Q_{out} + Q_g - E_s - T_s - I = \Delta S_s \quad (3.11)$$

trong đó P là mưa, Q_{in} là dòng chảy vào hệ thống, Q_{out} là dòng chảy ra khỏi hệ thống, Q_g là nước ngầm chảy vào sông suối, E_s là bốc hơi từ mặt nước, T_s là bốc thoát hơi, I là lượng thấm và ΔS_s là thay đổi trữ lượng của hệ thống nước mặt.

Phương trình cân bằng nước của hệ thống nước ngầm là:

$$I + G_{in} - G_{out} - Q_g - E_g - T_g = \Delta S_g \quad (3.12)$$

trong đó G_{in} là dòng ngầm chảy vào hệ thống, G_{out} là dòng ngầm chảy ra khỏi hệ thống, ΔS_g sự thay đổi trữ lượng tính nước ngầm. E_g và T_g là bốc và thoát hơi từ nước ngầm, chỉ xảy ra khi mực nước ngầm nằm gần mặt đất.



Hình 3.16. Các thành phần dòng chảy trong hệ thống nước mặt và nước ngầm

Cân bằng nước toàn hệ thống:

$$P - (Q_{out} - Q_{in}) - (E_s + E_g) - (T_s + T_g) - (G_{out} - G_{in}) = \Delta(S_s + S_g) \quad (3.13)$$

Sử dụng sự trao đổi khối lượng, cân bằng nước toàn hệ thống có thể biểu thị như sau:

$$P - Q - G - E - T = \Delta S \quad (3.14)$$

3.3.3. Các quan hệ mưa – dòng chảy

Một vấn đề quan trọng trong tính toán thủy văn là xác định lượng dòng chảy mặt sẽ sinh ra trong một trận mưa. Tốc độ mưa lớn nhất được xác định dựa vào các tài liệu khí tượng thủy văn. Nhiều phương trình đã được thiết lập để tính toán dòng chảy mặt. Phương pháp đơn giản nhất là dùng phương pháp căn nguyên dòng chảy (rational method). Nó được phát biểu như sau: Nếu thời gian mưa đủ dài, thì lưu lượng lớn nhất của lưu vực được tính bằng cường độ mưa trung bình nhân với diện tích lưu vực và nhân với hệ số dòng chảy (để tính đến tổn thất do thấm). Thời gian tập trung là khoảng thời

gian cần thiết để nước chảy từ điểm xa nhất của lưu vực đến cửa ra. Nếu thời đoạn mưa lớn hơn thời gian tập trung, thì phương trình cân nguyên dòng chảy sẽ được áp dụng. Thời gian tập trung bằng chiều dài của lòng dẫn chia cho vận tốc chảy, cộng với thời gian ước tính để dòng chảy mặt chảy đến lòng dẫn. Phương trình này giả thiết rằng cả cường độ mưa và tốc độ thấm đều là hằng số. Phương pháp cân nguyên dòng chảy phù hợp nhất với sử dụng tính toán dòng chảy mặt cho các lưu vực có diện tích nhỏ hơn hay bằng 100 ha. Phương trình cân nguyên dòng chảy là:

$$Q = \alpha IA \quad (3.15)$$

trong đó Q là lưu lượng lớn nhất (L^3/T); I là cường độ mưa trung bình (L/T); A diện tích lưu vực (L^2); α là hệ số dòng chảy mặt.

Bảng 3.3 liệt kê các giá trị α trên các loại đất sử dụng khác nhau với tốc độ thấm khác nhau. Đất càng bị đô thị hoá nhiều, phần trăm bề mặt không thấm càng lớn và phần trăm dòng chảy mặt sẽ càng lớn. Giới hạn dưới được dùng cho các trận mưa có cường độ nhỏ, cường độ mưa càng lớn tỉ lệ dòng chảy mặt sẽ càng lớn và hệ số dòng chảy mặt cũng càng lớn.

BẢNG 3.3. HỆ SỐ DÒNG CHẢY MẶT CHO PHƯƠNG TRÌNH CÂN NGUYÊN DÒNG CHẢY

Mô tả	α
<i>Khu buôn bán kinh doanh</i>	
Vùng trung tâm	0,70 – 0,95
Vùng lân cận	0,50 – 0,70
<i>Khu dân cư</i>	
Các hộ đơn lẻ	0,30 – 0,50
Các tập thể tách biệt	0,40 – 0,60
Các tập thể liền kề	0,60 – 0,75
Khu dân cư ngoại ô	0,25 – 0,40
Các căn hộ	0,50 – 0,70
<i>Khu công nghiệp</i>	
Nhẹ	0,50 – 0,80
Nặng	0,60 – 0,90
<i>Công viên, nghĩa trang</i>	0,10 – 0,25
<i>Các khu thể thao, sân chơi</i>	0,20 – 0,35
<i>Nhà ga xe lửa</i>	0,20 – 0,35
<i>Vùng không được cải tạo</i>	0,10 – 0,30
<i>Đặc trưng của bề mặt đất</i>	
<i>Mặt đường lát</i>	
Nhựa đường và bê tông	0,70 – 0,95
Gạch lát	0,70 – 0,85
<i>Mái nhà</i>	0,75 – 0,95
<i>Bãi cỏ và đất pha cát</i>	
Độ dốc nhỏ, $\leq 2\%$	0,05 – 0,10
Độ dốc trung bình, 2% đến 7%	0,10 – 0,15
Độ dốc lớn, $\geq 7\%$	0,15 – 0,20
<i>Bãi cỏ và đất nặng</i>	
Độ dốc nhỏ, $\leq 2\%$	0,13 – 0,17
Độ dốc trung bình, 2% đến 7%	0,18 – 0,22
Độ dốc lớn, $\geq 7\%$	0,25 – 0,35

Nguồn: Hiệp hội Kỹ sư Công trình Dân dụng Hoa Kỳ (ASCE) “Thiết kế và xây dựng các hệ thống thoát nước thải sinh hoạt và nước mưa”, Sổ tay và các báo cáo thực tiễn kỹ thuật, số 37, 1970.

3.3.4. Các mô hình dòng chảy ngầm khu vực

Mặc dù hầu hết vận động của dòng ngầm trong các tầng chứa nước nằm nông có xu thế gần như nằm ngang, các dạng dòng chảy khu vực vẫn có thể rất phức tạp. Đó là do tính đa dạng của địa hình và các tính chất địa chất thuỷ văn trong thực tế như diện tích của vùng cấp và vùng thoát, lượng cấp và lượng thoát, sự phân tầng và tính bất đẳng hướng của tầng chứa nước.

Dòng chảy trong các hệ thống nước ngầm có thể là hệ thống cục bộ, trung gian hay khu vực. Trong hệ thống cục bộ, các vùng cấp và vùng thoát nằm liền kề nhau. Trong hệ thống trung gian, các vùng cấp và thoát bị chia ra bởi một hoặc nhiều điểm địa hình cao và thấp. Trong hệ thống khu vực, các vùng cấp nằm dọc theo các đường chia nước của nước ngầm và các vùng thoát nằm ở đáy của các đường chia nước chính.

Các lời giải giải tích của Todd (1963) cho thấy rằng sự thay đổi của mực nước ngầm có thể tạo ra sự thay đổi của các dạng đường dòng. Freeze (1969) đã mở rộng phương pháp này với các điều kiện biên khác. Từ các nghiên cứu này, cho thấy rằng việc đánh giá chính xác dòng ngầm phụ thuộc vào sự hiểu biết chi tiết các điều kiện địa chất thuỷ văn của vùng nghiên cứu.

Hình 3.17 mô tả một dạng dòng chảy ngầm khu vực trong mặt cắt theo phương thẳng đứng của một tầng chứa nước không áp với các giả thiết sau:

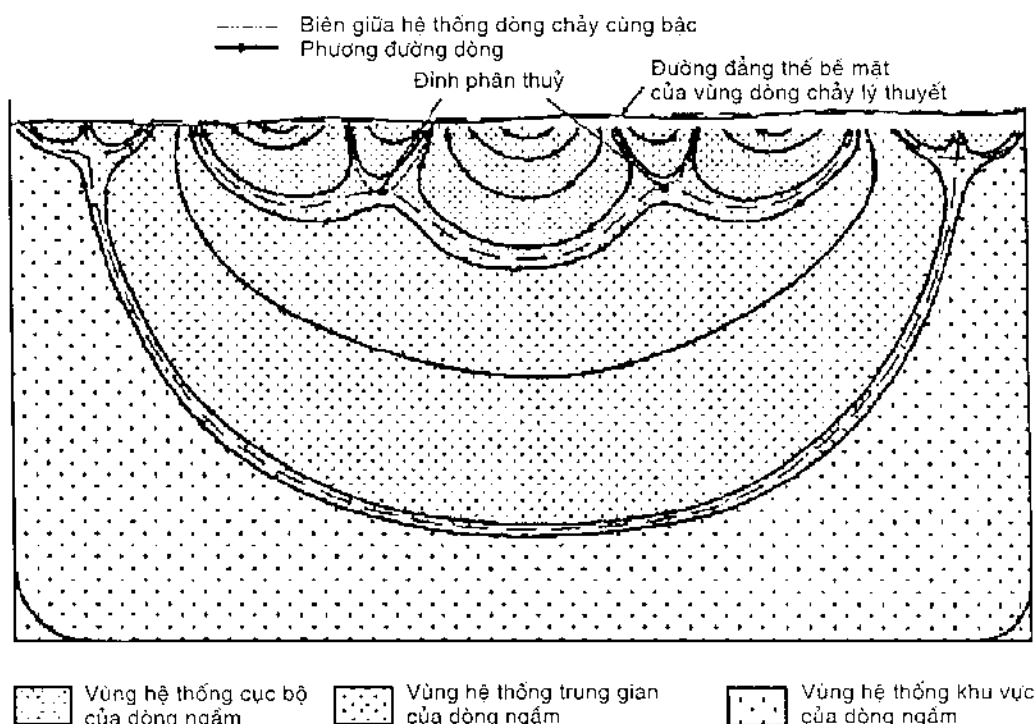
1. Tầng chứa nước là đồng nhất và đẳng hướng với các biên không thấm ở hai bên và đáy.
2. Khu vực nghiên cứu là hình chữ nhật có chiều rộng là 6100m và sâu 3050m.
3. Đường đẳng áp (tương đương với mực nước ngầm) có dạng cong hình sin với biên độ là 15m và độ dốc trung bình là 2%.

Mặc dầu tầng chứa nước nghiên cứu được lý tưởng hoá, tính đa dạng của đường dòng trong nghiên cứu này có thể cho phép dự đoán cho các tầng chứa nước thực tế với sự không đồng đều về địa hình, sự phân tầng và tính bất đẳng hướng.

Một số các kết luận tổng quát liên quan đến dòng ngầm khu vực được Todd (1963) đưa ra là:

- + Vận động của dòng ngầm rất chậm ở những vùng rộng lớn và bằng phẳng vì độ dốc của mực nước ngầm rất nhỏ.
- + Khi biến đổi địa hình cục bộ là không đáng kể thì sẽ không có các hệ thống dòng ngầm cục bộ và trung gian và độ dốc chung của mặt nước ngầm sẽ tạo ra chính hệ thống dòng chảy khu vực.
- + Khi có biến đổi địa hình cục bộ, các hệ thống dòng chảy cục bộ sẽ hình thành.
- + Các hệ thống dòng chảy cục bộ bị ảnh hưởng bởi sự biến đổi của lưu lượng bổ cập theo mùa và vận tốc dòng chảy trong các hệ thống này thường lớn hơn vận tốc dòng chảy khu vực.
- + Các sông suối chính trong lưu vực nước ngầm nhận hầu hết dòng ngầm từ các hệ thống dòng ngầm cục bộ chứ không phải từ các hệ thống dòng ngầm khu vực.

+ Hệ thống dòng chảy khu vực thì ổn định hơn nhiều so với hệ thống trung gian và cục bộ.



Hình 3.17. Các hệ thống dòng ngầm cục bộ, trung gian và khu vực (Toth, 1963)

3.3.5. Nghiên cứu điển hình theo phương pháp cân bằng nước

Cân bằng nước có thể được áp dụng trong nhiều nghiên cứu liên quan đến nước ngầm bao gồm:

- Xác định sự trao đổi giữa nước ngầm với các ao, hồ, sông, suối.
- Xác định sự trao đổi giữa nước mặt và nước ngầm.
- Xác định lưu lượng bổ cập từ các số liệu đường quá trình mực nước giếng.

Ví dụ 3.1

Trong năm 1996, các thành phần tham gia cân bằng nước của hồ Annie ở Florida bao gồm mưa (P) 109cm/năm, bốc hơi (E) 135cm/năm, dòng chảy mặt đến (Q_{in}) 3cm/năm, dòng chảy mặt ra (Q_{out}) 439cm/năm, và thay đổi dung tích lưu trữ trong hồ (ΔS) – 5cm/năm. Xác định lượng nước ngầm trong hệ thống (lượng nước ngầm đến trừ lượng nước ngầm đi).

Giải:

Giả thiết $T_g = 0$, phương trình cân bằng nước (3.14) xác định lượng nước ngầm trong hệ thống là:

$$G = \Delta S - P + E - Q_{in} + Q_{out} = -5 - 109 + 135 - 3 + 439 = 457 \text{ cm/năm}$$

Trong thực tế, các thành phần thủy văn được xác định từ tài liệu quan trắc hoặc từ

tính toán. Ví dụ bốc hơi có thể có được từ số liệu đo chậu bốc hơi (pan–evaporation) hoặc tính toán từ phương pháp cân bằng năng lượng, phương pháp khí động học (chẳng hạn như phương trình Thornthwaite – Holzman), hoặc kết hợp giữa các phương pháp này (chẳng hạn phương pháp bốc hơi Priestley – Taylor). Số liệu mưa được đo theo từng trận mưa hoặc từ các số liệu tự ghi và trong một số trường hợp được ước tính dựa vào số liệu của các thời đoạn liên quan khác. Phụ thuộc vào thời kỳ tính cân bằng, các giá trị trung bình tháng cũng có thể được sử dụng. Trong trường hợp tính toán cân bằng nước trong hồ chứa, nếu biết dòng chảy mặt vào và ra khỏi hồ, các đo đạc mực nước thực tế và mối quan hệ giữa mực nước và dung tích hồ, lượng bốc hơi và mưa trên mặt hồ, ta có thể xác định được dòng ngầm đến hồ. Thành phần đóng góp của nước ngầm vào hồ chứa là lượng nước ngầm đến hồ trừ đi lượng nước ngầm thấm ra khỏi hồ. Chúng có thể được xác định thông qua các mô hình nước ngầm. Tuy nhiên, các mô hình nước ngầm cần được kiểm định. Để kiểm định, cần phải có các tài liệu quan trắc về mực nước ngầm, số liệu về đất đá, các kết quả để xác định các thông số của tầng chứa nước từ thí nghiệm bơm hoặc thí nghiệm slug test. Với một mô hình nước ngầm đã được hiệu chỉnh, dòng ngầm chảy vào hồ và thấm ra khỏi hồ có thể được xác định.

Chương 4

MÔ HÌNH TOÁN NƯỚC NGẦM

4.1. Tổng quan về mô hình hệ thống nước ngầm

4.1.1. Giới thiệu

Một trong những phương pháp để nghiên cứu quá trình vận động và truyền chất của nước ngầm là phương pháp mô hình. Đó là công cụ để mô phỏng gần đúng các trường hợp thực tế bao gồm các mô hình vật lý và mô hình toán. Mô hình vật lý có thể phân loại thành mô hình tương tự hình học và tương tự điện. Mô hình toán mô phỏng dòng ngầm một cách gián tiếp bằng các phương trình toán học mô tả các quá trình vật lý xảy ra trong hệ thống cùng với các phương trình mô tả mực nước và lưu lượng dọc theo các biên của mô hình (các điều kiện biên). Đối với các bài toán không ổn định, cần phải có thêm một phương trình mô tả sự phân bố của mực nước ban đầu trong hệ thống (điều kiện ban đầu). Các mô hình toán có thể giải được bằng giải tích hoặc bằng phương pháp số. Các bài toán về nước ngầm cho nghiệm giải tích nhìn chung chỉ có thể áp dụng cho dòng chảy một chiều đơn giản với các điều kiện biên và các giả thiết được đơn giản hoá. Tuy nhiên trong thực tế, việc coi dòng chảy là một chiều, ổn định với các tầng đất đá đồng nhất là không phù hợp. Với các hệ thống phức tạp, ta không thể có được nghiệm giải tích. Khi đó, mô hình số có thể được lựa chọn, ở đó các phương trình cơ bản của dòng ngầm được giải bằng phương pháp số như phương pháp sai phân, phương pháp phần tử hữu hạn hay phương pháp phần tử biên. Nói chung, trong mô hình số khi sử dụng càng ít các giả thiết để đơn giản hoá bài toán thì mô hình sẽ càng phức tạp nhưng sự mô phỏng sẽ càng gần với thực tế.

Trong những thập kỷ gần đây với sự phát triển không ngừng của máy tính điện tử, mô hình số đã được sử dụng nhiều vào nghiên cứu các bài toán nước ngầm phức tạp.

Tập hợp các lệnh được sử dụng để giải bài toán về nước ngầm trên máy tính được gọi là chương trình máy tính hay phần mềm. Một vùng cụ thể được mô hình hoá bao gồm việc xác định tập hợp các điều kiện biên và điều kiện ban đầu cũng như các ô lưới tính toán, giá trị của các thông số và các đại lượng thuỷ văn (lượng bổ cập, lưu lượng bơm và bốc thoát hơi).

Hiện nay, có các quan điểm khác nhau đối với mô hình số. Một số cho rằng việc áp dụng các mô hình nước ngầm đòi hỏi rất nhiều thông tin cho số liệu đầu vào cũng như số liệu cho việc hiệu chỉnh mô hình. Các lời giải có thể là không duy nhất và vì thế kết quả sẽ bị ảnh hưởng bởi tính không tin cậy. Tuy nhiên, những vấn đề này cũng gặp phải đối với các phương pháp khác. Vì vậy, một phương pháp mô hình tốt sẽ tăng độ tin

cây của lời giải. Mô hình còn phục vụ cho việc tổng hợp các thông tin hiện trường, đánh giá sự hoạt động của hệ thống và còn có thể dự báo các hiện tượng mà trước đây chưa thể xét đến. Cũng như mô hình có thể xác định các yêu cầu điều tra thăm dò bổ sung. Vì vậy việc sử dụng mô hình nước ngầm là cách tốt nhất để phân tích và dự báo đúng đắn về hoạt động của hệ thống.

Hầu hết các mô hình nước ngầm giải bằng phương pháp số thường được áp dụng cho các loại mục đích sau:

- + Mô hình được áp dụng để nghiên cứu dự báo tương lai. Loại mô hình này đòi hỏi phải được hiệu chỉnh.
- + Mô hình dùng để xác định bản chất và phân tích đánh giá các thông số và các đặc điểm địa chất thủy văn của các cấu trúc chứa nước.
- + Mô hình cũng có thể được áp dụng để nghiên cứu tổng quát các quá trình địa chất thủy văn. Ví dụ như mô hình được dùng để nghiên cứu sự tương tác giữa nước ngầm và nước mặt. Nghiên cứu mô hình tổng quát cũng có thể giúp ích cho việc xây dựng các hướng dẫn vận hành hệ thống và là các công cụ để phát hiện ra các vùng phù hợp hoặc không phù hợp cho việc sử dụng và khai thác nước có liên quan đến nước ngầm.

Để xác định loại và độ phức tạp của mô hình ta cần phải trả lời các câu hỏi sau:

1. Mục đích của mô hình được xây dựng để dự báo, tìm hiểu hệ thống hay giải bài toán mô hình tổng quát?
2. Các vấn đề đặt ra của bài toán cần mô hình trả lời?
3. Dùng mô hình số có phải là cách tốt nhất để giải quyết các vấn đề đặt ra không?
4. Có nhất thiết phải sử dụng mô hình không hay lời giải giải tích có thể giải quyết được nhiệm vụ đặt ra?

Các câu trả lời trên sẽ giúp chúng ta xác định được mức độ phức tạp của bài toán mô hình, nghĩa là có thể quyết định được mô hình là ổn định hay không ổn định, một, hai hay ba chiều, giải tích hay phương pháp số, và lời giải chỉ biểu diễn chuyển động của các phần tử hay bao gồm cả sự phân tích lan truyền đầy đủ.

Đối với mỗi bài toán cụ thể, các câu trả lời cho các câu hỏi trên sẽ là khác nhau. Nhưng cần nhớ rằng đối với mọi bài toán mô hình thì bước đầu tiên là mô hình phải được thiết lập theo mục đích của bài toán. Trong một số trường hợp, mô hình có thể là không cần thiết và các vấn đề đặt ra của bài toán có thể được giải quyết một cách hiệu quả hơn bằng phương pháp khác. Hoặc mô hình giải tích đơn giản cũng có thể cung cấp lời giải mà không cần dùng đến mô hình số.

4.1.2. Các bước tiến hành mô hình

Khi mô hình số được lựa chọn và mục đích của bài toán đã được xác định rõ ràng, các bước mô hình được đưa ra theo trình tự như sau:

1. *Xác định mục đích của bài toán.* Trên cơ sở mục đích này sẽ xác định được

phương trình cơ bản của bài toán nghiên cứu và từ đó chương trình hay phần mềm thích hợp sẽ được lựa chọn.

2. *Xây dựng mô hình khái niệm.* Xác định các tầng chứa nước và biên của chúng. Các số liệu cần thiết bao gồm các thông tin về cân bằng nước, các số liệu cần thiết về giá trị thông số của tầng chứa nước và các đặc điểm địa chất thủy văn (mức nước, lưu lượng) tại các biên và một số vị trí trong vùng nghiên cứu. Trong giai đoạn này, khảo sát thực địa sẽ giúp cho người xây dựng mô hình hiểu biết thực tế và giúp cho việc đưa ra các quyết định trong quá trình chạy mô hình.

3. *Lựa chọn phương trình cơ bản và chương trình máy tính.* Chương trình máy tính gồm các thuật toán để giải phương trình cơ bản bằng phương pháp số. Việc kiểm tra phương trình cơ bản chính là việc kiểm tra khả năng mô tả chính xác các quá trình vật lý xảy ra trong môi trường lỗ rỗng. Thiết lập độ tin cậy của phương trình cơ bản bằng việc so sánh với các kết quả thí nghiệm trong phòng và các số liệu hiện trường. Vì vậy, kiểm tra phương trình cơ bản có thể được thực hiện bằng việc áp dụng một mô hình với các bài toán thực tế. Kiểm tra chương trình là sự so sánh lời giải số từ mô hình với một hoặc nhiều nghiệm giải tích hoặc với các lời giải số khác. Kiểm tra chương trình đảm bảo rằng chương trình máy tính giải chính xác các phương trình trong mô hình số.

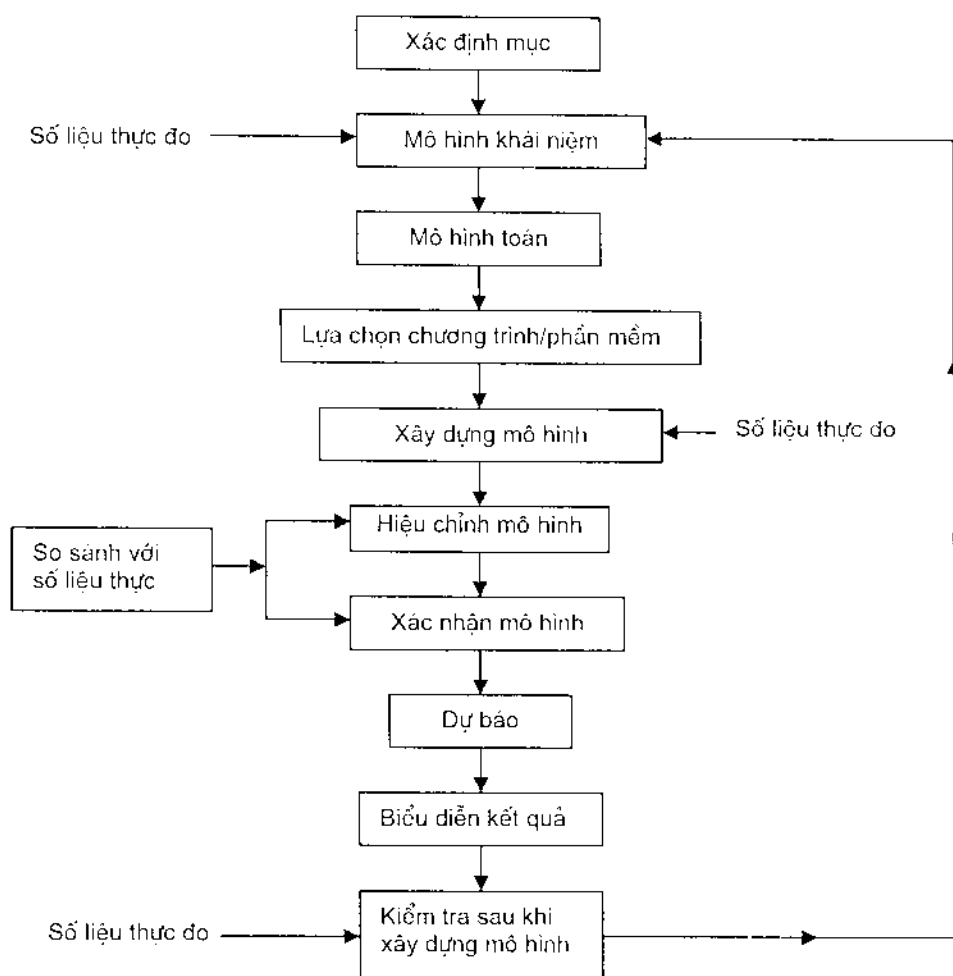
4. *Thiết kế mô hình.* Thiết kế mô hình là việc đơn giản hoá bài toán thực tế bằng cách tạo ra một định dạng phù hợp để mô phỏng bài toán. Bước này bao gồm thiết kế ô lưới, lựa chọn bước thời gian, xác định các điều kiện biên, điều kiện ban đầu và lựa chọn sơ bộ các giá trị của thông số tầng chứa nước và đại lượng thủy văn khác.

5. *Hiệu chỉnh mô hình.* Mục đích của bước này là xác định xem kết quả của mô hình có khớp với kết quả đo thực tế hay không. Trong quá trình chạy bài toán hiệu chỉnh, giá trị các thông số tầng chứa nước và các đại lượng khác được xác định. Hiệu chỉnh mô hình được tiến hành bằng việc điều chỉnh thông số theo phương pháp thử dần hoặc chương trình hiệu chỉnh thông số tự động. Hiệu chỉnh mô hình thường được tiến hành bằng cách thực hiện bài toán ngược ổn định và không ổn định.

6. *Phân tích độ nhạy của bài toán hiệu chỉnh.* Việc hiệu chỉnh mô hình liên quan đến độ tin cậy do không thể xác định được sự phân bố theo không gian (và thời gian) của các thông số cũng như trong việc xác định chính xác các điều kiện biên và các đại lượng khác trong vùng nghiên cứu. Vì vậy, sự phân tích về độ nhạy được thực hiện để xem xét ảnh hưởng của mức độ tin cậy đối với hiệu chỉnh mô hình.

7. *Xác nhận mô hình.* Mục đích của việc xác nhận mô hình là tạo nên độ tin cậy thêm cho mô hình bằng việc tái tạo lại số liệu thực đo khác nhờ sử dụng các giá trị thông số và đại lượng khác đã được hiệu chỉnh ở bước 6.

8. *Dự báo.* Xác định sự thay đổi của hệ thống khi có các điều kiện hoặc các sự kiện thay đổi trong tương lai. Mô hình chạy với giá trị các thông số và các đại lượng khác đã được hiệu chỉnh, trừ những đại lượng sẽ thay đổi trong tương lai. Mức độ tin cậy của mô hình dự báo phụ thuộc vào độ tin cậy của mô hình đã được hiệu chỉnh cũng như một số điều kiện biến đổi của mô hình trong tương lai.



Các bước trong nghiên cứu mô hình (Anderson và Woessner, 2002)

9. *Phân tích độ nhạy*. Phân tích độ nhạy được tiến hành để xác định ảnh hưởng của mức độ tin cậy của các thông số trong dự báo. Đồng thời để kiểm tra sự ảnh hưởng về độ lớn sai số của các đại lượng thủy văn đến kết quả dự báo của mô hình.

10. *Biểu diễn kết quả mô hình*. Việc biểu diễn kết quả tính toán một cách rõ ràng dưới dạng sơ đồ và biểu đồ là cần thiết cho việc trình bày hiệu quả các kết quả của mô hình.

11. *Kiểm tra sau khi xây dựng mô hình*. Bước này được thực hiện sau một vài năm kể từ khi nghiên cứu mô hình hoàn thành. Các số liệu hiện trường mới sẽ được thu thập để xác định xem dự báo của mô hình có đúng không. Nếu dự báo là chính xác, mô hình được đánh giá là áp dụng tốt cho vùng cụ thể đó. Do mỗi vùng có các đặc thù riêng, mô hình cần phải được đánh giá cho từng vùng cụ thể. Kiểm tra sau khi xây dựng mô hình cần phải tiến hành sau thời gian đủ dài kể từ khi dự báo được thực hiện, đảm bảo có đủ thời gian để các thay đổi đáng kể có thể xảy ra.

12. *Thiết kế lại mô hình*. Đánh giá lại mô hình sẽ cho chúng ta một sự hiểu biết sâu sắc hơn về hoạt động của hệ thống. Từ đó, có thể dẫn đến các thay đổi cho phù hợp hơn về mô hình hệ thống hay về giá trị của các thông số của mô hình.

Trong thực tế khi nghiên cứu mô hình, không phải tất cả các bước nêu trên đều phải thực hiện. Nhưng tất cả nghiên cứu mô hình cần phải tiến hành ít nhất tới bước 6 ví dụ như cho các nghiên cứu tổng quan hệ thống và nghiên cứu mô phỏng. Trong trường hợp không có bộ số liệu thứ hai thì sẽ không có bước xác nhận mô hình (bước 7). Hậu đánh giá mô hình (bước 11) không được xem là một phần thông thường của quy trình nghiên cứu mô hình, nhưng các kết quả có được từ một vài hậu đánh giá cho thấy rõ ràng là bước này cần phải là một phần trong quy trình nghiên cứu mô hình.

4.1.3. Mô hình khái niệm (conceptual model)

Mục đích của mô hình khái niệm là để đơn giản bài toán thực tế và tổ chức các số liệu thực đo có liên quan sao cho hệ thống có thể được phân tích một cách dễ dàng. Các số liệu đòi hỏi cho một mô hình dòng ngầm được liệt kê ở bảng 4.1. Những số liệu này cần phải thu thập khi mô hình hoá. Về mặt lý thuyết, mô hình hoá càng gần với điều kiện thực tế, mô hình số sẽ càng chính xác. Tuy nhiên, vấn đề đặt ra là làm sao đơn giản hoá hệ thống càng nhiều càng tốt mà vẫn có thể duy trì đủ tính phức tạp của hệ thống và vẫn có thể tái tạo được hoạt động của nó. Một trong những thất bại trong việc mô phỏng không chính xác sự hoạt động của hệ thống là do các sai số trong mô hình hoá.

BẢNG 4.1. CÁC TÀI LIỆU CẦN THIẾT CHO VIỆC MÔ HÌNH HOÁ DÒNG NGẦM

A. Các bản đồ
1. Bản đồ địa chất, các mặt cắt thể hiện sự phân bố và điều kiện biên của các tầng chứa nước. 2. Bản đồ địa hình thể hiện các hệ thống sông suối, ao hồ và các đường chia nước. 3. Các bản đồ thể hiện cao độ của các tầng chứa nước và các lớp cách nước. 4. Các bản đồ và mặt cắt biểu thị chiều dày của tầng chứa nước và lớp cách nước. 5. Các bản đồ về giới hạn và chiều dày của lớp bùn cát bồi lắng trong sông và hồ.
B. Các tài liệu về địa chất thuỷ văn
1. Các bản đồ thủy đẳng cao, thủy đẳng áp. 2. Các động thái mực nước và cao trình mực nước và lưu lượng. 3. Các bản đồ và mặt cắt phân bố hệ số thấm và/hoặc hệ số dẫn nước. 4. Các bản đồ và mặt cắt về hệ số nhả nước của các tầng chứa nước và các lớp cách nước. 5. Các giá trị của hệ số thấm và chiều dày của trầm tích lòng sông hồ và sự phân bố của chúng. 6. Phân bố theo không gian và thời gian giá trị bốc thoát hơi, lượng bổ cập, tương tác giữa nước mặt và nước ngầm, lưu lượng bơm hoặc lưu lượng mạch nước.

Bước đầu tiên trong việc xây dựng mô hình là xác định phạm vi vùng nghiên cứu, nghĩa là xác định các điều kiện biên của mô hình như biên cột nước áp suất/mực nước hoặc biên lưu lượng. Nên tận dụng các biên các biên tự nhiên của tầng chứa nước để làm các điều kiện biên cho mô hình. Tuy nhiên, có nhiều trường hợp cần phải hạn chế phạm vi xây dựng mô hình.

Có ba bước cần tiến hành trong xây dựng mô hình: (1) xác định các đơn vị tầng địa chất thuỷ văn, (2) xác định các thành phần tham gia cân bằng nước và, (3) xác định hệ thống dòng chảy.

a) Xác định các đơn vị địa tầng địa chất thuỷ văn

Các thông tin địa chất bao gồm bản đồ và mặt cắt địa chất, các số liệu giếng khoan phối hợp với các thông tin về địa chất thuỷ văn được sử dụng để xác định các đơn vị địa tầng địa chất thuỷ văn cho mô hình. Các đơn vị địa tầng địa chất thuỷ văn bao gồm các đơn vị địa chất có các tính chất địa chất thuỷ văn tương tự. Vì vậy, nhiều thành tạo địa chất có thể nhóm thành một đơn vị phân tầng địa chất thuỷ văn hoặc một thành tạo địa chất có thể bị chia ra làm nhiều tầng chứa nước hoặc không chứa nước. Tuy nhiên trong thực tế, việc phân chia các đơn vị địa tầng địa chất thuỷ văn là một điều không dễ bởi vì nó đòi hỏi thông tin cụ thể chi tiết về phân tầng địa chất và hệ số thấm.

b) Các thành phần cân bằng nước của hệ thống tầng chứa nước

Việc xác định các thành phần đi vào và ra khỏi hệ thống, phương của dòng chảy cũng như các ranh giới của chúng là một phần của mô hình hoá. Các dòng chảy đến có thể bao gồm lượng bổ cập từ mưa, tưới hoặc lượng bổ cập từ sông hồ. Dòng chảy ra khỏi hệ thống có thể bao gồm mạch nước, dòng ngầm chảy ra sông suối, bốc thoát hơi và khai thác nước. Dòng ngầm dưới đất có thể là dòng chảy vào hoặc chảy ra khỏi hệ thống. Tính toán cân bằng nước cần phải được chuẩn bị từ số liệu thực tế để xác định độ lớn của các thành phần dòng chảy này và sự thay đổi về trữ lượng. Khi hiệu chỉnh mô hình, tính toán cân bằng nước từ tính toán thực tế sẽ được so sánh với tính toán của mô hình.

c) Xác định hệ thống dòng chảy

Các đơn vị địa tầng địa chất thuỷ văn tạo thành các lớp của mô hình. Các tài liệu thuỷ văn được sử dụng để mô hình hoá chuyển động của dòng ngầm qua hệ thống. Chúng bao gồm các tài liệu về mưa, bốc hơi và dòng chảy mặt cũng như các số liệu về cột nước áp lực và thuỷ địa hoá. Các tài liệu quan trắc mực nước được dùng để xác định hướng chảy chung của dòng ngầm, vị trí của miền cấp, miền thoát và mối quan hệ thuỷ lực giữa các tầng chứa nước với nhau và với hệ thống dòng chảy mặt. Việc xác định hệ thống dòng chảy có thể chỉ dựa vào tài liệu địa lý thuỷ văn. Tuy nhiên, nên sử dụng thêm số liệu địa hoá để có thể tăng độ chính xác của việc mô hình hoá hệ thống. Số liệu thuỷ địa hoá có thể được dùng để suy luận các hướng của dòng chảy, nhận dạng các nguồn và lượng bổ cập, ước tính vận tốc dòng ngầm và xác định hệ thống dòng chảy cục bộ, trung gian và khu vực. Các phân tích hoá học bao gồm nồng độ của các cation Ca^{+2} , Mg^{+2} , Na^+ và các anion SO_4^{-2} , HCO_3^- , Cl^- , nhiệt độ và độ pH. Phụ thuộc vào mục đích nghiên cứu, các phân tích về thuỷ địa hoá có thể còn bao gồm các phân tích về hàm lượng kim loại, các chất đồng vị bền, đồng vị phóng xạ và các chất hữu cơ.

4.1.4. Thiết kế lưới mô hình

Toàn bộ sự biến thiên cao độ mực nước dưới đất được mô tả bằng một phương trình đạo hàm riêng (1.28) đã được trình bày trong mục 1.1.5 của Chương 1. Phương trình này mô tả động thái mực nước dưới đất trong điều kiện môi trường không đồng nhất và dị hướng. Để giải phương trình này, người ta phải tìm hàm số $h(x,y,z,t)$ thoả mãn (1.28) và thoả mãn các điều kiện biên và điều kiện ban đầu. Sự biến động của giá trị h theo thời gian sẽ xác định bản chất của dòng chảy, từ đó có thể tính được trữ lượng của tầng chứa nước cũng như tính toán các hướng của dòng chảy.

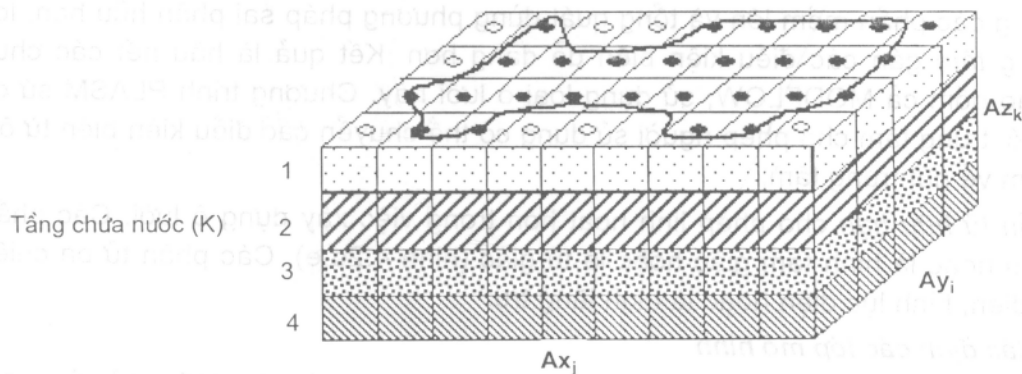
Thực tế, ta không thể có được lời giải giải tích cho bài toán cho miền thấm trong trường hợp điều kiện môi trường không đồng nhất và dị hướng. Do đó, người ta buộc phải giải gần đúng bằng phương pháp số. Các phương pháp số được áp dụng rộng rãi là phương pháp sai phân hữu hạn và phương pháp phần tử hữu hạn.

Trong mô hình số, miền thấm liên tục của bài toán được phân ra hay rời rạc hoá thành một dãy các nút và các ô lưới hoặc các phần tử hữu hạn. Các ô lưới này hình thành khung của mô hình số. Việc mô hình hoá và việc lựa chọn loại mô hình sẽ quy định các kích thước của ô lưới. Việc lựa chọn phương pháp sai phân hay phương pháp phần tử hữu hạn sẽ ảnh hưởng đến cấu trúc của ô lưới. Bằng cách này người ta đưa phương trình đạo hàm riêng (1.28) về một hệ phương trình tuyến tính. Số lượng phương trình tương đương với số các ô lưới được phân chia.

Ở mỗi ô hoặc mỗi nút lưới, các giá trị thông số tham gia vào phương trình được coi là không đổi. Giá trị này xấp xỉ với giá trị thực tế. Giải hệ phương trình này ta sẽ thu được các giá trị $h(x, y, z, t)$.

Rõ ràng, nếu bước lưới càng nhỏ thì kết quả thu được từ lời giải sai phân càng gần với lời giải đúng của phương trình (1.28), thế nhưng khối lượng tính toán sẽ nhiều lên gấp bội. Vì vậy, người ta phải tìm cách chọn ra các bước lưới thích hợp. Nếu trong mỗi ô các giá trị tham gia tính toán trong phương trình không thay đổi đáng kể thì phép chia ô là hợp lý. Để hình dung được phương pháp sai phân áp dụng như thế nào, ta sẽ bắt đầu từ quá trình rời rạc hoá.

Hình 4.1 mô tả quá trình rời rạc hoá không gian. Không gian nghiên cứu được phân theo chiều thẳng đứng z thành các lớp chứa nước. Mỗi lớp chứa nước lại được chia thành các ô nhỏ hơn theo phương x và phương y . Vùng hoạt động của nước dưới đất trong mỗi lớp chứa nước sẽ được đánh dấu là "ô trong miền tính". Những ô cách nước hoặc không có dòng chảy thấm qua thì được đánh dấu là "ô ngoài miền tính".



- Biên của tầng chứa nước
- Ô trong miền tính mô hình
- Ô ngoài miền tính mô hình

Ax_j Chiều x của cột thứ j

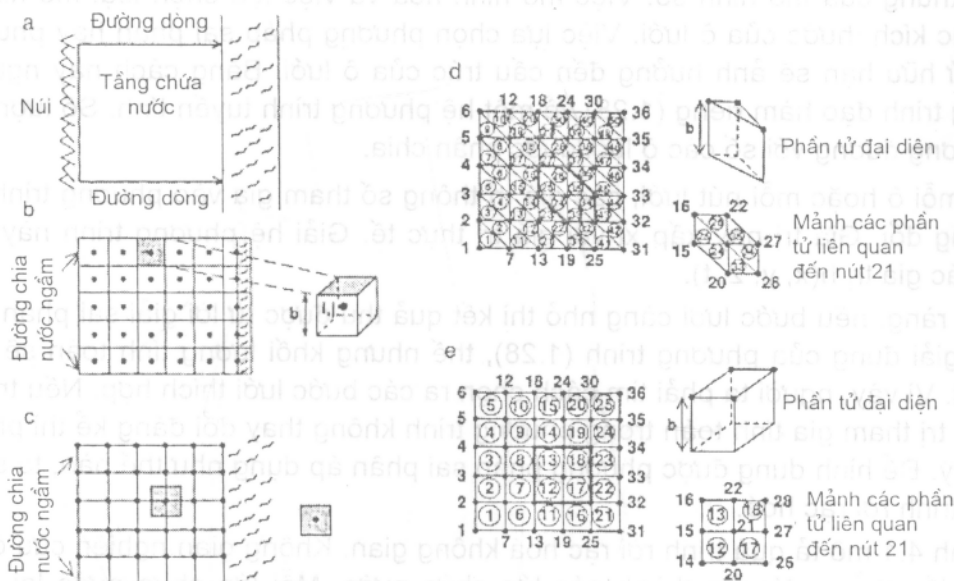
Ay_i Chiều y của hàng thứ i

Az_k Chiều z của tầng thứ k

Hình 4.1. Ô lưới ba chiều và các loại ô trong mô hình

a) Loại ô lưới

Trong sai phân hữu hạn có hai loại ô lưới sai phân là ô lưới trung tâm (bock-centred grid) và nút trung tâm (mesh – centred grid) (hình 4.2b, c). Sự khác nhau giữa chúng chủ yếu là cách xử lý các biên dòng chảy ở đó. Đối với loại ô lưới trung tâm các biên dòng chảy luôn được đặt tại các cạnh biên của ô lưới. Đối với loại nút trung tâm, biên trùng với nút.



Hình 4.2. Các ô lưới sai phân hữu hạn hai chiều và phần tử hữu hạn

- a) Miền nghiên cứu; b) Sai phân hữu hạn ô lưới trung tâm; c) Sai phân hữu hạn nút trung tâm; d) Phần tử hữu hạn tam giác; e) Phần tử hữu hạn tứ giác.

Trong các phần mềm lớn và tổng quát dùng phương pháp sai phân hữu hạn, loại ô lưới trung tâm gán các điều kiện biên dễ dàng hơn. Kết quả là hầu hết các chương trình, bao gồm cả MODFLOW, sử dụng loại ô lưới này. Chương trình PLASM sử dụng loại ô lưới trung tâm cho phép người sử dụng có thể chuyển các điều kiện biên từ ô lưới trung tâm về nút trung tâm.

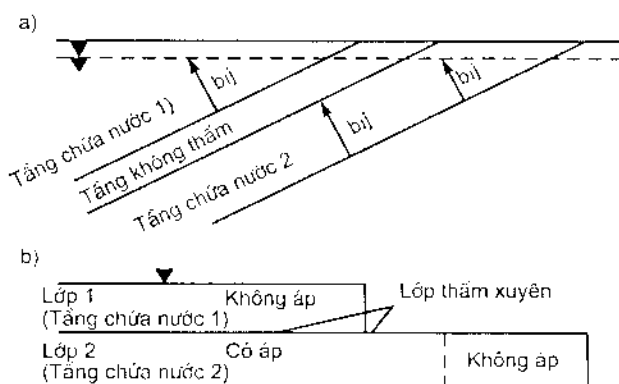
Phần tử hữu hạn cho phép linh hoạt hơn trong việc xây dựng ô lưới. Các phần tử hai chiều hoặc là hình tam giác hoặc là tứ giác (hình 4.2d,e). Các phần tử ba chiều là hình tứ diện, hình lục diện hoặc là hình lăng trụ.

b) Xác định các lớp mô hình

Mô hình cần phải xác định là mô hình một lớp hay nhiều lớp. Nếu chỉ cần một lớp mô hình, lớp này đại diện điển hình cho một đơn vị địa tầng địa chất thủy văn. Bước tìm hiểu miền nghiên cứu, xác định đơn vị địa tầng địa chất thủy văn là quan trọng để quyết định sẽ có bao nhiêu lớp trong mô hình.

Khi các mô hình giả ba chiều được áp dụng để mô tả cho hệ thống dòng chảy khu vực, các lớp/tầng địa chất thủy văn được giả thiết là nằm ngang hay nói một cách khác là có độ dốc của các lớp này bằng không. Trong thực tế, hầu hết các địa tầng địa chất thường nghiêng một góc nào đó với phương nằm ngang (hình 4.3a). Trong nhiều trường

hợp độ dốc thường rất nhỏ (1 đến 2 độ). Hình 4.3b mô tả các lớp mô hình nằm ngang cho các đơn vị địa tầng địa chất nằm nghiêng. Các đơn vị địa chất được mô phỏng như các tầng nằm ngang, vì thế trong mô hình, trục của hệ thống nằm nghiêng so với các phương chính của tensor hệ số thấm. Tầng chứa nước 1 được thể hiện bởi lớp 1 và là không áp. Tầng chứa nước 2 là có áp trừ phần đầu bên phải. Tầng không thấm không được mô phỏng nhưng nó được thay thế bởi đại lượng thấm xuyên. Đại lượng này là hàm số phụ thuộc vào chênh lệch cột nước qua lớp cách nước, hệ số thấm thẳng đứng và chiều dày của lớp cách nước.



Hình 4.3. a) Mặt cắt dọc của các đơn vị địa chất nằm nghiêng; b) Mô hình hoá giả ba chiều

c) Định hướng ô lưới

Ô lưới được thể hiện trên bản đồ vùng được nghiên cứu. Mặt bằng nằm ngang của ô lưới cần được thẳng hàng sao cho các trục tọa độ x và y là cùng hướng với K_x và K_y . Tuy nhiên, thực tế không phải luôn luôn làm được như vậy. Ví dụ như trong hình 4.3, các lớp mô hình là nằm ngang với mặt đất mặc dù các lớp thì nằm nghiêng so với mặt đất, vì thế trục Z không song song với K_z . Trong những trường hợp như vậy, có thể giả thiết rằng góc giữa độ dốc đáy với phương nằm ngang là nhỏ vì thế K_z có thể giả thiết là gần như song song với trục thẳng đứng. Nếu không thể trùng khớp cạnh ô lưới với các phương chính của tensor hệ số thấm và nếu tính không đẳng hướng đóng vai trò quan trọng thì phương trình cơ bản cần viết bao gồm cả các thành phần ngoài đường chéo của tensor hệ số thấm. Một số phần mềm tính toán nước ngầm sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn cho phép giải quyết các trường hợp này.

Trong mô hình sai phân điều quan trọng là hướng các cạnh của ô lưới phải xác định sao cho tối thiểu hoá được số lượng các nút nằm ngoài các biên của vùng mô hình. Các nút này được gọi là "các nút không hoạt động" còn các nút nằm trong vùng mô hình là "các nút hoạt động". Các nút không hoạt động không nằm trong lời giải nhưng vẫn sử dụng bộ nhớ trong chương trình máy tính. Việc nảy sinh ra các nút không hoạt động là do ô lưới sai phân hữu hạn là hình chữ nhật trong khi vùng nghiên cứu thường có hình dạng bất kỳ.

Các ô lưới phần tử hữu hạn không có các nút không hoạt động vì các phần tử vừa vận với biên. Khi cần thiết mô phỏng tương tác giữa hệ thống nước ngầm và các biên, nó có thể xấp xỉ các biên sát biên của miền tính toán.

Khi gắn ô lưới với các biên, cần chú ý sao cho các nút rơi trực tiếp vào biên khi dùng phương pháp phần tử hữu hạn hoặc phương pháp sai phân hữu hạn nút trung tâm. Trong sai phân hữu hạn, ô lưới trung tâm (block-centred finite different grid) được thiết kế sao cho các biên lưu lượng xác định rơi vào biên của lưới sai phân và các biên mực nước xác định rơi vào nút. Nếu cần thiết, các chương trình sai phân ô lưới trung tâm có thể thay đổi để chuyển các biên mực nước xác định sang biên của ô lưới.

Khi sự quan tâm tập trung vào bên trong vùng nghiên cứu với các điều kiện biên nằm xa thì các đại lượng thủy văn vùng tính toán không lan tới các biên. Trong các trường hợp này, việc gắn ô lưới với chính xác hình dạng biên không còn là điều quan trọng.

d) Kích thước ô lưới

Việc lựa chọn kích thước ô lưới, khoảng cách giữa các nút là bước quan trọng trong thiết kế ô lưới. Kích thước theo phương ngang là hàm của đường cong mực nước ngầm hoặc bề mặt cột nước thế năng. Bề mặt càng cong đòi hỏi kích thước ô lưới càng nhỏ. Tương tự như vậy, biến đổi về cột nước càng lớn theo phương đứng sẽ ảnh hưởng đến việc lựa chọn khoảng cách các nút theo phương thẳng đứng.

Vấn đề thứ hai trong lựa chọn khoảng cách giữa các nút là sự biến đổi đặc tính của tầng chứa nước. Các lớp mô hình như đã nói ở trên tương ứng với các đơn vị địa tầng địa chất thủy văn. Tuy nhiên, nếu độ dốc thủy lực theo phương thẳng đứng là đáng kể thì phải có hai hay nhiều lớp để thay thế cho một đơn vị địa tầng địa chất thủy văn. Sự biến đổi các tính chất của tầng chứa nước theo phương ngang thường xảy ra trên một diện rộng hơn sự biến đổi theo phương đứng. Cuối cùng là cần phải xem xét khả năng biến đổi lượng bổ cập theo không gian, lượng bơm hút và lượng cấp và thoát nước ra sông. Kích thước ô lưới sẽ cần nhỏ hơn ở những nút có sông và giếng khoan. Có thể thấy rằng lượng bổ cập theo không gian có thể thay đổi đáng kể giữa các ô lưới hoặc các nút nhưng thường có rất ít các tài liệu thực đo về lượng bổ cập và giá trị hằng số thường được giả thiết trên một diện rộng của ô lưới.

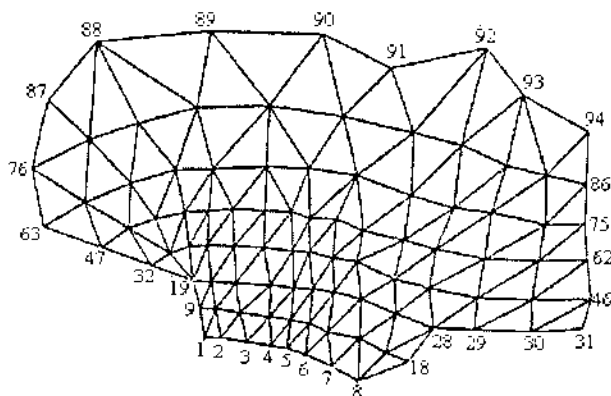
Kích thước của vùng nghiên cứu cũng sẽ ảnh hưởng đến việc lựa chọn kích thước ô lưới. Số ô lưới hay số nút càng ít thì khối lượng tính toán, bộ nhớ máy tính và thời gian tính sẽ càng ít nhưng độ chính xác sẽ càng thấp. Việc lựa chọn các biên có ý nghĩa có thể cũng đòi hỏi việc mô hình hoá trên một diện rộng. Vì vậy việc cân đối giữa độ chính xác và tính thực tiễn cho bài toán mô hình là rất cần thiết. Một cách để giải quyết vấn đề này là sử dụng kỹ thuật *lồng ghép ô lưới* (telescopic mesh refinement), ở đó ô lưới thô được dùng để tính cho không gian rộng giới hạn bởi các giới hạn vật lý của hệ tầng chứa nước. Lờ giải thô này sẽ dùng để làm nền cho bài toán có không gian nhỏ hơn, và quá trình này cứ tiếp tục cho đến khi kích thước ô lưới đủ nhỏ để thu được kết quả như mong muốn.

e) Ô lưới sai phân

Các nút được đánh số theo (i, j, k) để chỉ các hàng, cột và lớp tương ứng (xem hình 4.1). Các kích thước ô lưới Δx , Δy và Δz không nhất thiết phải bằng nhau. Nhưng kích thước của một chiều nào đó của ô bên cạnh không nên vượt quá 1,5 lần ô trước. Việc hạn chế sự kéo dài ô lưới lân cận là do biểu thức sai phân hữu hạn bậc hai có sai số lớn khi kích thước các ô lưới không đều.

g) Ô lưới phần tử hữu hạn

Nhược điểm của mô hình số sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn là đòi hỏi việc định tên ô lưới trước khi nhập số liệu đầu vào dẫn đến tiêu tốn nhiều thời gian hơn so với phương pháp sai phân hữu hạn. Mô hình phần tử hữu hạn đòi hỏi mỗi nút và mỗi phần tử đều phải được đánh số (hình 4.2d, e) và vị trí tọa độ của mỗi nút và số nút được nhập cho mỗi phần tử. Việc đánh số nút được tiến hành từ trên xuống dưới hoặc ngược lại và từ trái sang phải và theo phương ngang theo trình tự từ kích thước ngắn nhất trong miền nghiên cứu (hình 4.4). Phương pháp phần tử hữu hạn xử lý cho từng phần và sau đó ghép các phương trình cho tất cả các phần tử thành hệ phương trình đại số. Việc đánh số hệ thống ngang theo phương ngắn nhất của ô lưới sẽ giảm chiều rộng của dải ma trận hệ số và vì thế giảm thời gian và bộ nhớ cần thiết cho máy tính.



Hình 4.4. Một ví dụ về lưới phần tử hữu hạn không đều và trình tự đánh số các nút

Trong thiết kế lưới phần tử hữu hạn cho môi trường đẳng hướng, mỗi phần tử cần được xây dựng sao cho tỷ số kích thước lớn nhất và nhỏ nhất của phần tử gần với 1 để giảm sai số khi tính toán. Ví dụ các sai số về số có thể giảm thiểu bằng việc tăng cường các phần tử tam giác đều. Không nên tạo các phần tử có tỷ số này lớn hơn 5. Hơn nữa, kích thước các phần tử cũng phải thay đổi từ từ. Đối với môi trường không đẳng hướng, hình dạng của phần tử cần được xem xét với không gian chuyển đổi thành đồng chất và xây dựng lưới phần tử như với trường hợp đồng chất.

4.1.5. Gán giá trị cho các thông số, điều kiện ban đầu và điều kiện biên

a) Gán giá trị thông số

Các số liệu cần thiết cho mô hình bài toán nước ngầm được tóm tắt trong bảng 4.1. Các số liệu này được chia ra làm hai loại. Loại thứ nhất là các số liệu liên quan đến cấu trúc mô hình, định ra kích thước hình học của hệ thống bao gồm chiều dày và phạm vi của mỗi đơn vị địa tầng địa chất thủy văn. Loại thứ hai là số liệu địa chất thủy văn, bao gồm mực nước và lưu lượng. Những số liệu này cần thiết cho việc mô hình hóa và hiệu chỉnh mô hình. Các số liệu địa chất thủy văn cũng bao gồm các tính chất của tầng chứa nước và các đại lượng thủy văn. Thêm vào đó là sự phân bố của độ rỗng hữu hiệu, một thông số cần thiết để xác định vận tốc thực trung bình từ số liệu mực nước trong các mô hình lan truyền chất.

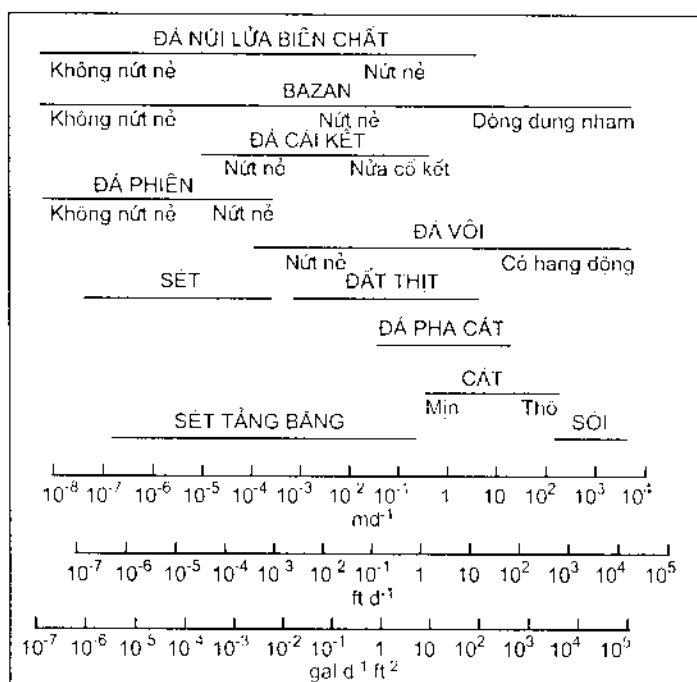
Đáp ứng đầy đủ các số liệu cần thiết cho mô hình là không dễ dàng. Một số số liệu có thể lấy từ các báo cáo hiện có nhưng hầu hết các trường hợp đều đòi hỏi bổ sung thêm công tác đo đạc thực địa. Hệ số dẫn nước và hệ số nhả nước có thể nhận được từ các thí nghiệm hút nước. Đối với mô hình ở quy mô cục bộ, các giá trị của hệ số thấm trung bình có thể xác định từ thí nghiệm hút nước và từ các thí nghiệm slug test. Đối với

vật liệu bỏ rời, hệ số thấm có thể có được từ phân tích thành phần hạt hoặc các thí nghiệm thấm trong phòng thí nghiệm. Cần phải lưu ý rằng sử dụng kết quả từ các thiết bị thấm trong phòng thí nghiệm, thường có giá trị nhỏ hơn vài lần so với các giá trị thực tế. Nguyên nhân là do có sự sắp xếp lại các hạt vật liệu trong khi lắp mẫu vào thiết bị thấm. Hơn nữa, các tính chất phụ thuộc vào quy mô lớn như khe nứt, lớp cuội sỏi xen kẽ có thể ảnh hưởng đến các đặc trưng dẫn nước của toàn đơn vị địa chất thủy văn mà mẫu trong phòng thí nghiệm không thể hiện được.

Đối với các thí nghiệm xác định hệ số nhả nước (*specific yield*) cũng gặp phải khó khăn tương tự. Các thí nghiệm hiện trường về hệ số nhả nước cũng như việc xác định độ rỗng hữu hiệu được đo từ các thí nghiệm thả chất chỉ thị thường có độ tin cậy thấp. Trong khi phạm vi của hệ số thấm dao động chênh nhau hàng chục lần, hệ số nhả nước và độ lỗ rỗng chênh nhau hàng trăm lần. Vì vậy, độ tin cậy về các giá trị của hệ số nhả nước và độ lỗ rỗng là thấp hơn so với độ tin cậy của hệ số thấm. Khi không có các tài liệu thí nghiệm và thực đo, các hệ số này có thể lấy theo các bảng 4.2, 4.3 và 4.4.

Khi mô phỏng môi trường không đẳng hướng, ta cần xác định các thành phần của hệ số thấm theo các phương chính K_x , K_y và K_z . Tính không đẳng hướng theo phương ngang được biểu thị bởi tỷ số giữa K_x và K_y và tính không đẳng hướng theo phương đứng được biểu thị bởi tỷ số K_x và K_z . Tính không đẳng hướng theo phương ngang có thể là do các nguyên nhân như nứt nẻ, đứt gãy hay do cấu trúc theo các lớp trầm tích. Bất đẳng hướng theo phương đứng chủ yếu là do thể nằm các địa tầng, và thể nằm của các lớp trầm tích cũng như ảnh hưởng của mức độ nứt nẻ và cấu trúc trầm tích. Sự bất đẳng hướng theo phương ngang có thể xác định từ đo đạc hiện trường. Tỷ số bất đẳng hướng theo phương đứng nằm trong khoảng từ 1 đến 1000. Tỷ số bất đẳng hướng theo phương ngang thường nhỏ hơn.

BẢNG 4.2. PHẠM VI GIÁ TRỊ HỆ SỐ THẤM ĐỐI VỚI CÁC LOẠI ĐẤT ĐÁ KHÁC NHAU (Heath, 1983)



BẢNG 4.3. KHOẢNG BIẾN THIÊN CỦA HỆ SỐ NHẢ NƯỚC ĐÀN HỒI
(SPECIFIC STORAGE, S_s). (Anderson và Woessner, 2002)

Loại đất đá	Hệ số nhả nước (m^{-1})
Đất sét thịt	$2,0 \cdot 10^{-2} - 2,6 \cdot 10^{-3}$
Đất sét nặng (stiff clay)	$2,6 \cdot 10^{-3} - 1,3 \cdot 10^{-3}$
Đất sét cứng trung bình	$1,3 \cdot 10^{-3} - 9,2 \cdot 10^{-4}$
Cát rời	$1,0 \cdot 10^{-3} - 4,9 \cdot 10^{-4}$
Cát chặt	$2,0 \cdot 10^{-4} - 1,3 \cdot 10^{-4}$
Cát sỏi chặt	$1,0 \cdot 10^{-4} - 4,9 \cdot 10^{-5}$
Đá nứt nẻ, đứt gãy	$6,9 \cdot 10^{-5} - 3,3 \cdot 10^{-5}$
Đá gốc	Nhỏ hơn $3,3 \cdot 10^{-6}$

BẢNG 4.4. KHOẢNG BIẾN THIÊN CỦA HỆ SỐ NHẢ NƯỚC TRỌNG LỰC (specific yield)

Loại đất đá	Số mẫu thí nghiệm	Khoảng biến thiên	Trung bình
Cát kết (mịn)	47	0,02 – 0,40	0,21
Cát kết	10	0,12 – 0,41	0,27
Bột kết	13	0,01 – 0,33	0,12
Cát mịn	287	0,01 – 0,46	0,33
Cát trung bình	287	0,16 – 0,46	0,32
Cát thô	143	0,18 – 0,43	0,30
Sỏi nhỏ	33	0,13 – 0,40	0,28
Sỏi trung bình	13	0,17 – 0,44	0,24
Sỏi thô	9	0,13 – 0,25	0,21
Bột	299	0,01 – 0,39	0,20
Sét	27	0,01 – 0,18	0,06
Đá vôi	32	0,0 – 0,36	0,14
Hoàng thổ	5	0,14 – 0,22	0,18
Cát hoàng thổ	14	0,32 – 0,47	0,38
Đá phiến	11	0,22 – 0,33	0,26
Đá núi lửa (tuff)	90	0,02 – 0,47	0,21

Trong thực tế, tính bất đẳng hướng theo phương đứng thường không biết và được xác định trong quá trình hiệu chỉnh mô hình.

Chiều dày và hệ số thấm của các lớp trầm tích đáy sông hồ cần thiết cho việc tính toán thấm từ sông hồ. Các giá trị này được xác định từ các số liệu hiện trường hoặc từ hiệu chỉnh mô hình.

Các đại lượng thủy văn bao gồm lưu lượng hút nước, thấm bổ cập và bốc thoát hơi. Trong các đại lượng này, lưu lượng hút nước là đại lượng dễ xác định nhất. Lượng bổ cập là đại lượng khó xác định nhất. Các tài liệu liên quan đến việc tính toán lượng bốc thoát hơi nước thường không sẵn có.

b) Nhập số liệu vào mô hình

Đầu tiên việc nhập số liệu vào ô lưới là khớp các giá trị thông số vào mô hình. Ví dụ, mô hình ba chiều đòi hỏi các số liệu về hệ số thấm theo điểm. Về mặt lý tưởng, các

số liệu này được thí nghiệm từ các điểm ngoài hiện trường. Các mô hình hai chiều và giả ba chiều đòi hỏi các giá trị trung bình theo phương thẳng đứng có thể có được xác định bằng tính trung bình các giá trị điểm hoặc trực tiếp từ các thí nghiệm hút nước tại các giếng hoàn chỉnh.

Khi số liệu được xác định là phù hợp với quy mô của mô hình, các tính chất của tầng chứa nước có thể được gán cho các đơn vị địa tầng địa chất thủy văn. Các ô lưới được chia thành các vùng ở đó các nút có tính chất tương tự dựa vào giới hạn của các đơn vị địa tầng. Khi trong một ô lưới chứa các đơn vị địa tầng khác nhau thì các tính chất trung bình của ô lưới sẽ được tính toán. Trung bình hình học được áp dụng nếu sự không đồng nhất là ngẫu nhiên, còn trung bình đại số được dùng khi có sự phân lớp rõ ràng.

Mô hình *sai phân tính hữu hạn* cho lời giải là các giá trị mực nước tại các nút. Các giá trị mực nước này cũng là giá trị trung bình mực nước của ô lưới. Trong ô lưới trung tâm, các tính chất của tầng chứa nước và các đại lượng thủy văn được gán cho ô lưới xung quanh nút (hình 4.2b). Trong nút trung tâm, các tính chất được gán cho diện tích ảnh hưởng xung quanh nút (hình 4.2c).

Trong mô hình *phần tử hữu hạn*, các tính chất của tầng chứa nước có thể được gán cho nút hay cho phần tử. Một số mô hình gán một số tính chất cho phần tử, một số tính chất cho nút và một số tính chất cho ô lưới hay diện tích vùng ảnh hưởng xung quanh nút. Ví dụ mô hình AQUFEM-1 gán các thông số cho nút hoặc phần tử tùy theo lựa chọn của người chạy mô hình.

Gán giá trị thông số vào mô hình là một việc không đơn giản vì mô hình đòi hỏi các giá trị cho mỗi nút, ô lưới hoặc phần tử mà số liệu thực đo lại rất ít. Vì vậy, cần phải nội suy các điểm đo để giúp cho việc xác định sự biến đổi theo không gian của các đại lượng trong vùng nghiên cứu. Một trong những phương pháp nội suy được sử dụng phổ biến cho mục đích này là phương pháp Kriging. Đó là phương pháp nội suy thống kê lựa chọn độ lệch tuyến tính nhỏ nhất cho các biến (Best Linear Unbiased Estimate – BLUE). Phương pháp này nội suy các đại lượng theo nguyên tắc sao cho sai số trung bình bằng 0 và độ lệch quân phương của các sai số là nhỏ nhất (Isaaks và Srivastave, 1989).

c) Điều kiện biên trong mô hình

Các mô hình toán bao gồm phương trình cơ bản và các điều kiện biên và điều kiện ban đầu. Điều kiện biên là các biểu diễn toán học của biến phụ thuộc (mực nước) hoặc đạo hàm của biến phụ thuộc (lưu lượng) tại các biên của vùng nghiên cứu. Có 3 loại điều kiện biên chính như sau:

1. Điều kiện biên loại I là điều kiện biên tại đó mực nước được xác định trước (còn gọi là điều kiện biên Dirichlet).

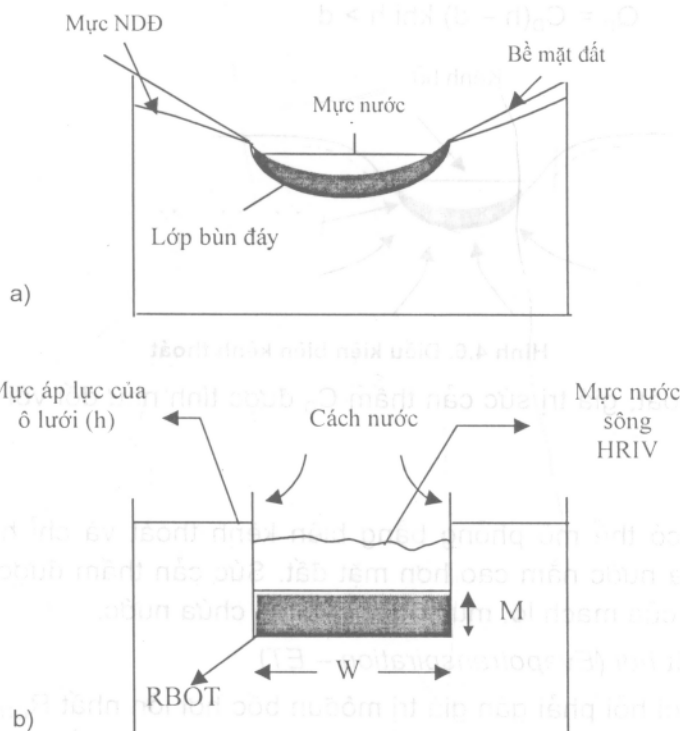
2. Điều kiện biên loại II là điều kiện biên lưu lượng được xác định trước (còn gọi là điều kiện biên Neumann). Trường hợp không có dòng chảy thì lưu lượng được xác định bằng không.

3. Điều kiện biên loại III là điều kiện lưu lượng trên biên phụ thuộc vào sự thay đổi của mực nước (còn gọi là điều kiện biên Cauchy hoặc biên hỗn hợp).

Phần dưới đây mô tả các loại biên được dùng trong phần mềm MODFLOW.

- **Biên sông (River)**

Biên loại này được mô phỏng cho dòng chảy giữa tầng chứa nước và nguồn nước mặt, thường là sông hay hồ. Nó cho phép dòng chảy từ tầng chứa nước chảy vào dòng mặt, hoặc nước cũng có thể chảy từ dòng mặt vào tầng chứa nước nhưng nguồn thấm này không phụ thuộc vào lưu lượng của dòng mặt (hình 4.5a, b).



Hình 4.5. a) Mặt cắt biểu diễn điều kiện biên sông; b) Mô phỏng trên mô hình

Hệ số sức cản thấm của biên sông được thể hiện trong công thức:

$$C_{riv} = K_r LW / M \quad (4.1)$$

Trong đó: C_{RIV} là giá trị sức cản thấm, K_r là hệ số thấm theo phương thẳng đứng của lớp trầm tích đáy lòng, L là chiều dài lòng sông trong ô, W là chiều rộng lòng sông trong ô, M là chiều dày của lớp trầm tích đáy lòng.

Lưu lượng dòng thấm giữa sông và lớp chứa nước được tính theo công thức:

$$Q_{RIV} = C_{RIV} (H_{RIV} - h) \quad \text{khi } h > R_{BOT} \quad (4.2)$$

Ở đây: H_{RIV} là mực nước trong sông, h là mực nước của lớp chứa nước ngay dưới đáy lòng sông, R_{BOT} là cao trình đáy sông.

Trong trường hợp mực nước của lớp chứa nước nằm dưới đáy sông thì lúc đó lưu lượng dòng thấm sẽ đạt ổn định và được xác định theo công thức:

$$Q_{RIV} = C_{RIV} (H_{RIV} - R_{BOT}) \quad \text{khi } h \leq R_{BOT} \quad (4.3)$$

- **Biên kênh thoát (Drain)**

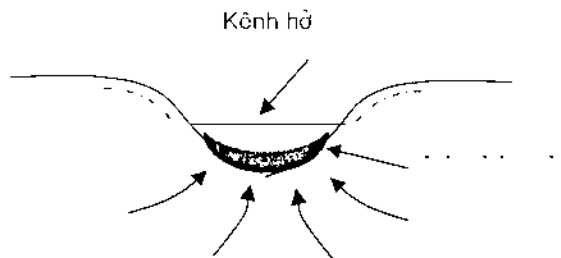
Cơ chế hoạt động của biên loại này cũng không khác mấy so với biên sông, ngoại

trừ không có nguồn thấm từ kênh vào lớp chứa nước (hình 4.6). Điều này cũng có nghĩa rằng dòng thoát ra kênh Q_D sẽ bằng không khi mực nước trong ô nhỏ hơn hoặc bằng cốt cao đáy kênh:

$$Q_D = 0 \text{ khi } h \leq d \quad (4.4)$$

Khi mực nước nằm cao hơn đáy kênh thì lưu lượng dòng thoát ra kênh Q_D sẽ được tính theo công thức:

$$Q_D = C_D(h - d) \text{ khi } h > d \quad (4.5)$$



Hình 4.6. Điều kiện biên kênh thoát

Đối với kênh thoát, giá trị sức cản thấm C_D được tính như đối với sức cản thấm của biên sông $C_{R'V}$.

- *Biên mạch lộ*

Loại biên này có thể mô phỏng bằng biên kênh thoát và chỉ hoạt động khi mực nước trong lớp chứa nước nằm cao hơn mặt đất. Sức cản thấm được đánh giá qua lưu lượng và mực nước của mạch lộ, mực nước của lớp chứa nước.

- *Biên bốc thoát hơi (Evapotranspiration – ET)*

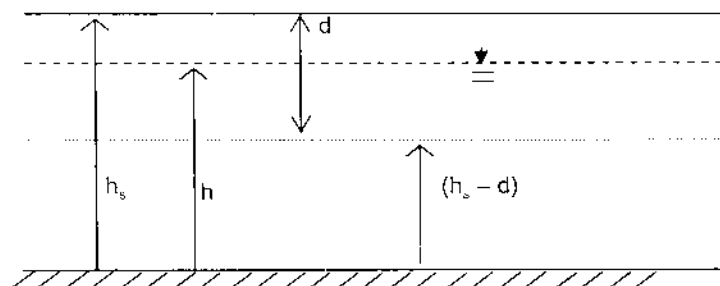
Biên loại này đòi hỏi phải gán giá trị mô đun bốc hơi lớn nhất R_{ETM} cho các ô xảy ra quá trình bốc hơi. Giá trị này đạt được khi mực nước trong ô bằng với bề mặt địa hình (h_s). Quá trình bốc hơi sẽ không xảy ra khi mực nước trong ô nằm dưới mực nước bốc hơi cho phép (d) (hình 4.7). Từ hai giá trị này, lượng bốc hơi (Q_{ET}) sẽ được nội suy tuyến tính theo công thức:

$$Q_{ET} = Q_{ETM} \quad \text{khi } h > h_s \quad (4.6)$$

Trong đó: $Q_{ETM} = R_{ETM} \Delta x / \Delta y$;

$$Q_{ET} = 0 \quad \text{khi } h < (h_s - d) \quad (4.7)$$

$$Q_{ET} = Q_{ETM} \{h - (h_s - d)\} / d \text{ khi } (h_s - d) \leq h \leq h_s \quad (4.8)$$



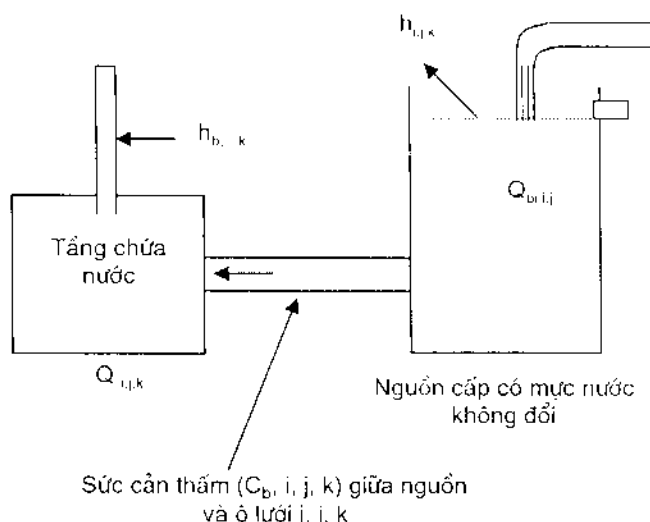
Hình 4.7. Điều kiện biên bốc hơi trong mô hình

• Điều kiện biên mực nước tổng hợp (General Head Boundary – GHB)

Điều kiện biên loại này cũng tương tự như điều kiện biên sông hoặc biên kênh thoát (hình 4.8). Lưu lượng dòng thấm qua biên được xác định theo công thức:

$$Q_b = C_b(h_b - h) \quad (4.9)$$

Sức cản thấm C_b cũng tương tự như sức cản thấm đáy lòng biểu thị sức cản dòng chảy giữa biên và lớp chứa nước.



Hình 4.8. Điều kiện biên tổng hợp (GHB) trong mô hình

• Lỗ khoan hút nước hoặc ép nước (Well)

Để mô phỏng các lỗ khoan hút nước trên mô hình, lưu lượng của các lỗ khoan trong ô lưới được đặt là lưu lượng tổng cộng Q_{WT} ; Q_{WT} chính là bằng tổng lưu lượng của các lỗ khoan đặt trong các lớp chứa nước khác nhau ($\sum Q_{i,j,k}$) (Theo McDonald và Harbaugh, 1988). Lưu lượng đơn lẻ của mỗi lớp chứa nước được tính theo công thức:

$$Q_{i,j,k} = T_{i,j,k} (Q_{WT} / \sum T_{i,j,k}) \quad (4.10)$$

Trong đó $T_{i,j,k}$ là hệ số dẫn nước của lớp chứa nước, $\sum T_{i,j,k}$ là hệ số dẫn nước tổng cộng cho tất cả các lớp mà lỗ khoan khoan qua.

Tính hoàn chỉnh hay không hoàn chỉnh của lỗ khoan được mô phỏng bằng việc xác định vị trí đoạn ống lọc nằm trong lớp chứa nước.

Bán kính của lỗ khoan được mô phỏng trên mô hình lúc này sẽ là bán kính hiệu dụng. Độ lớn của nó phụ thuộc vào kích thước của ô lưới và xác định theo công thức:

$$r_e = 0,208a \text{ khi bước lưới đều } a = \Delta x = \Delta y \quad (4.11)$$

4.1.6. Chạy và hiệu chỉnh mô hình

a) Lựa chọn chương trình/phần mềm theo số liệu sẵn có

Khi lựa chọn một chương trình/phần mềm, các câu hỏi sau cần được đưa ra: (a) Độ chính xác của chương trình đã được kiểm tra với một hay nhiều lời giải giải tích chưa? (b) Chương trình có bao gồm tính toán cân bằng nước không? (c) Chương trình đã được áp dụng cho các nghiên cứu thực tế khác chưa?

Các chương trình tính toán nước ngầm được đánh giá bằng việc so sánh các kết quả tính toán với một hoặc nhiều nghiệm giải tích. Các ví dụ được dùng để đánh giá mô hình thường nằm trong quyển hướng dẫn sử dụng mô hình. Mục đích của việc đánh giá mô hình là để chứng tỏ rằng lời giải số không bị ảnh hưởng bởi sai số do làm tròn số. Những sai số này nếu không kiểm soát được có thể dẫn đến lời giải không ổn định. Việc so sánh lời giải số với lời giải giải tích cũng phụ thuộc vào việc lựa chọn các chỉ tiêu sai số, kích thước ô lưới và bước thời gian. PLASM, MODFLOW và AQUIFEM-1 đã được đánh giá tốt và cho các lời giải số ổn định.

Trong các bài toán mô hình dòng ngầm, việc tính toán cân bằng nước là cần thiết. Tính toán cân bằng nước bao gồm tính toán dòng chảy đến và ra khỏi các biên và phần trữ lại trong hệ thống. Cân bằng nước cung cấp các thông tin về lưu lượng chảy ra dòng mặt, hoặc lượng bổ cập. Nếu chương trình không có phần tính toán cân bằng nước, thì cần phải bổ sung thêm phần này hoặc phải chọn một chương trình khác. Cân bằng nước hệ thống là sự đảm bảo cho chương trình giải một cách đúng đắn và chính xác mô hình toán học. Các phần mềm PLASM, MODFLOW và AQUIFEM-1 đều có phần tính toán cân bằng nước.

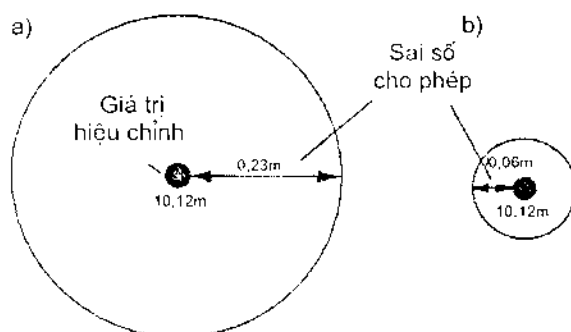
Hơn nữa, người chạy mô hình cần phải xem xét các phần mềm tính toán nước ngầm đang lưu hành. Hai phần mềm được sử dụng rộng rãi nhất là MODFLOW và PLASM. Cả hai phần mềm này đã được áp dụng nhiều cho các bài toán thực tế. Trước khi áp dụng phần mềm cho bài toán thực tế, người sử dụng cần phải làm quen với trình tự xây dựng các tệp số liệu đầu vào. Nghiên cứu cẩn thận các bài toán ví dụ trong sách hướng dẫn sử dụng đã đưa ra. Hơn nữa, cũng nên áp dụng thử phần mềm cho bài toán đơn giản có lời giải đã biết mà không có trong sách hướng dẫn sử dụng. Xây dựng tệp số liệu cho bài toán sẽ cho phép người sử dụng kiểm tra sự hiểu biết của mình về cấu trúc của tệp số liệu đầu vào và xác định được xem các hướng dẫn trong sách đã được hiểu đúng đắn chưa.

b) Các chỉ tiêu hiệu chỉnh mô hình

Hiệu chỉnh mô hình phải tiến hành sao cho mô hình có khả năng mô phỏng mực nước và lưu lượng thực đo. Việc hiệu chỉnh được thực hiện bằng việc tìm một bộ các thông số, các điều kiện biên và các đại lượng thủy văn để tạo ra mực nước và lưu lượng mô phỏng phù hợp với các giá trị thực đo trong giới hạn sai số cho phép (hình 4.9). Quá trình tìm các giá trị này được gọi là bài toán ngược. Trong bài toán ngược, mục tiêu là xác định giá trị của các thông số và đại lượng thủy văn từ các thông tin về mực nước. Trong bài toán dự báo, các thông số của hệ thống như hệ số thấm, hệ số nhả nước và các đại lượng thủy văn như lượng bổ cập đã biết và mô hình sẽ tính giá trị mực nước. Sự phức tạp trong các bài toán về nước ngầm là thông tin về phân bố mực nước luôn luôn không đầy đủ. Dạng đơn giản của bài toán ngược là sử dụng tính toán cân bằng nước để tính lượng bổ cập với mực nước ngầm đã cho. Bài toán ngược cũng có thể được hiểu rộng hơn bao gồm việc xác định các điều kiện biên, các đại lượng thủy văn và sự phân bố theo không gian của các thông số bằng những phương pháp khác (ví dụ như phương pháp Kriging).

Hiệu chỉnh mô hình có thể thực hiện với các bộ số liệu về vận động ổn định (bài

toán ngược ổn định) hoặc không ổn định (bài toán ngược không ổn định). Hầu hết việc hiệu chỉnh được thực hiện trong các điều kiện ổn định. Cần lưu ý trong việc lựa chọn mực nước ổn định được lấy đại diện từ các chuỗi quan trắc không ổn định trong thời gian dài. Các giá trị trung bình tháng, năm hoặc nhiều năm có thể được chọn làm các giá trị hiệu chỉnh cho bài toán ổn định. Khi không có chuỗi tài liệu quan trắc dài, mực nước trung bình mùa của một năm có thể lấy làm đại diện cho các điều kiện ổn định trung bình thủy động lực học. Hoặc tùy thuộc vào bài toán và mục tiêu mô hình có thể lấy các mực nước đo trong một giai đoạn nhất định đại diện cho các điều kiện gần ổn định của giai đoạn đó.



Hình 4.9. Mục tiêu hiệu chỉnh là nhận được sai số cho phép tương ứng

a) Với sai số cho phép lớn, $10,12 \pm 0,23$; b) Với sai số cho phép nhỏ, $10,12 \pm 0,06$

Trong một số trường hợp việc giả thiết dòng chảy ổn định là không phù hợp khi sự dao động mực nước theo mùa lớn hoặc khi không có các số liệu ổn định. Trong khi hiệu chỉnh bài toán không ổn định, các giá trị hiệu chỉnh có thể lấy từ các biểu đồ mực nước quan trắc của giếng hoặc từ các mực nước quan trắc dài ngày của tầng chứa nước. Dạng phổ biến nhất của hiệu chỉnh mô hình không ổn định bắt đầu được mô phỏng từ lời giải ổn định đã được kiểm định. Ví dụ, các điều kiện ban đầu cho kiểm định không ổn định có thể được xem là các điều kiện ổn định ban đầu của tầng chứa nước. Sau đó mô hình được kiểm định theo thời gian với các thay đổi mực nước khi bơm. Một cách khác, mô hình có thể được hiệu chỉnh cho một vị trí cụ thể theo thời gian được thể hiện bởi bản đồ mực nước. Điều kiện ban đầu được thiết lập bất kỳ và mô hình chạy cho đến khi lời giải đạt mục tiêu hiệu chỉnh. Trong khi đó giả thiết rằng ảnh hưởng của điều kiện ban đầu không ảnh hưởng đến lời giải.

Nói chung có hai cách để giải bài toán ngược hiệu chỉnh mô hình. Đó là hiệu chỉnh thông số bằng phương pháp thử dần và xác định thông số mô hình một cách tự động. Hiệu chỉnh mô hình bằng phương pháp thử dần là kỹ thuật đầu tiên được sử dụng và vẫn được ưa dùng đối với hầu hết những người chạy mô hình. Tuy nhiên, đối với phương pháp thử dần, thì việc hiệu chỉnh chỉ dựa vào các so sánh trực quan, kết quả hiệu chỉnh phụ thuộc vào người chạy mô hình và không có một quy trình cụ thể nào cả. Cùng một bài toán, những người chạy mô hình khác nhau có thể cho các bộ thông số khác nhau. Hơn nữa, trong nhiều trường hợp việc hiệu chỉnh mô hình bằng phương pháp thử dần không được trình bày cụ thể tạo ra sự nghi ngờ về độ tin cậy của chúng.

Vào cuối những năm 70 của thế kỷ trước, việc sử dụng các phương pháp hiệu chỉnh tự động bắt đầu được áp dụng chủ yếu trong phạm vi nghiên cứu. Carrera (1988) và Yen (1986) đã tổng hợp các cách tốt nhất cho việc hiệu chỉnh mô hình tự động. Từ những năm 90, các chương trình máy tính áp dụng hiệu chỉnh tự động đã được đưa vào thử nghiệm. Tuy nhiên, có thể phải mất đến 20 năm để các chương trình hiệu chỉnh tự động trở thành các chương trình chuẩn áp dụng cho bài toán thực tế. Đó là do sự phức tạp toán học của bài toán ngược cũng như sự cần thiết để đánh giá việc áp dụng thành công đối với các dạng khác nhau của bài toán thực tế. Ưu điểm của việc sử dụng mô hình hiệu chỉnh tự động gắn với các chỉ tiêu hiệu chỉnh và quá trình kiểm tra và đánh giá kết quả hiệu chỉnh vì vậy mang tính khách quan hơn.

Trước khi tiến hành hiệu chỉnh hoặc bằng phương pháp thử dần hay tự động cần phải kiểm tra các số liệu sẽ được sử dụng trong quá trình hiệu chỉnh, như mực nước và lưu lượng hoặc các số liệu khác (được gọi là thông tin so sánh), cũng như các giá trị ban đầu của thông số (được gọi là thông tin ban đầu). Cơ sở cho việc đánh giá của hai loại thông tin này được trình bày dưới đây.

c) Thông tin so sánh

Các giá trị thực đo về mực nước và lưu lượng hình thành thông tin so sánh hay các giá trị hiệu chỉnh. Những giá trị này luôn luôn có sai số kèm theo cần phải được định lượng. Giá trị hiệu chỉnh với sai số kèm theo hình thành mục tiêu hiệu chỉnh. Các mục tiêu hiệu chỉnh cần đặt ra trước khi hiệu chỉnh mô hình.

• Mực nước/cột nước áp lực

Các giá trị mực nước luôn là một phần của thông tin so sánh. Các nguồn sai số trong mỗi giá trị hiệu chỉnh này phải được đánh giá và độ lớn của tổng sai số được định lượng. Các mực nước đo đạc thực tế có thể bao gồm cả ảnh hưởng của vận động không ổn định còn chưa được xem xét trong mô hình. Các giá trị mực nước cũng bao gồm cả các sai số đo đạc liên quan đến độ chính xác của thiết bị đo, người vận hành và độ chính xác của cao độ điểm quan trắc. Trong những điều kiện lý tưởng, sai số đo đạc sẽ bằng vài milimét.

Ngoài ra, còn các sai số khác là do ảnh hưởng của tỉ lệ mô hình. Ví dụ, mực nước có thể được đo trong giếng với chiều dài ống lọc lớn, nhưng mô hình có thể lại đòi hỏi giá trị các điểm đo theo độ sâu. Mực nước trung bình trong lỗ khoan có ống lọc dài có thể phù hợp cho hiệu chỉnh mô hình hai chiều nhưng không đại diện cho mực nước trong mô hình ba chiều. Ngoài ra, các phần tử hoặc ô lưới chỉ thể hiện tính chất trung bình của tầng chứa nước trong ô lưới hay phần tử đó mà thôi. Tuy nhiên, các mực nước đo đạc có thể bị ảnh hưởng đến tính không đồng nhất ở kích thước nhỏ mà mô hình không tính đến được. Điều này gây ra các sai số trong mực nước tính toán.

Các giá trị hiệu chỉnh cần phải trùng với các nút, nhưng trong thực tế điều này hiếm khi thỏa mãn. Điều này tạo ra các sai số nội suy do việc nội suy các giá trị mực nước tại nút. Sai số này có thể lên đến 3m hoặc hơn trong các mô hình khu vực. Những điểm có các giá trị hiệu chỉnh cần được chỉ ra trên bản đồ để biểu diễn các vị trí của các

điểm hiệu chỉnh tương đối với các nút. Về mặt lý tưởng thì mực nước và lưu lượng cần được đo tại nhiều vị trí và phân bố đều trên vùng nghiên cứu.

Điều mong muốn là phải tối thiểu hoá các sai số để tối thiểu hoá giá trị của các mục tiêu hiệu chỉnh (hình 4.9), do đó tăng được độ tin cậy có trong hiệu chỉnh mô hình. Trong các bài toán ngược hiệu chỉnh mô hình tự động, độ tin cậy của mực nước quan trắc được biểu thị bởi trọng số liên quan đến từng giá trị hiệu chỉnh và được thể hiện bởi các thành phần sai số.

• *Lưu lượng*

Các thông số đo đạc như lưu lượng dòng ngầm cung cấp cho nước mặt, mạch nước và thấm từ sông ngòi hoặc bốc thoát hơi từ mực nước ngầm cũng có thể được chọn làm các giá trị hiệu chỉnh. Các giá trị lưu lượng này có sai số đo đạc thường lớn hơn nhiều so với sai số của mực nước. Tuy nhiên, cũng nên sử dụng các giá trị lưu lượng làm các giá trị hiệu chỉnh cùng với mực nước để tăng khả năng cho lời giải duy nhất của bài toán ngược. Ví dụ, khi hiệu chỉnh mô hình sự tăng của hệ số thấm tạo ra ảnh hưởng đến mực nước cũng giống như việc giảm dòng bổ cập. Vì vậy có thể hiệu chỉnh mô hình theo mực nước bằng việc chỉnh hệ số thấm hoặc chỉnh lượng bổ cập. Hiệu chỉnh mô hình theo lưu lượng sẽ cho một sự kiểm tra độc lập đối với các giá trị hệ số thấm.

d) Các thông tin ban đầu

Việc hiệu chỉnh là khó khăn bởi vì các giá trị của thông số tầng chứa nước và các đại lượng thủy văn chỉ được biết tại một số nút lưới và hơn nữa việc xác định chúng lại bị ảnh hưởng bởi tính không chắc chắn. Nếu các thông số được sử dụng trong mô hình là không tương ứng với các mực nước đo đạc hiện trường thì sẽ dẫn đến sự mô tả không đúng hệ thống.

Các điều kiện biên cũng không chắc chắn, đặc biệt khi các điều kiện biên không tương ứng với các điều kiện biên vật lý của tầng chứa nước. Nhìn chung, việc sử dụng các điều kiện biên mực nước sẽ tốt hơn cho việc hiệu chỉnh vì loại biên này sẽ cung cấp cho mô hình với nhiều điểm hiệu chỉnh. Tuy nhiên, người sử dụng cần phải thận trọng với các điều kiện biên mực nước vì nó có thể ảnh hưởng đến mô hình dự báo.

Thông tin ban đầu về hệ số thấm và hệ số dẫn nước và các hệ số nhả nước thường được xác định từ các thí nghiệm thấm. Thông tin ban đầu về lưu lượng chảy ra khỏi tầng chứa nước có thể có được từ các đo đạc hiện trường về mạch nước hoặc dòng ngầm chảy ra sông. Các đo đạc trực tiếp về lượng bổ cập thường không sẵn có nhưng nó có thể ước lượng trong một khoảng hợp lý. Trong mô hình thống kê Bayesian, thường dựa vào các giá trị ban đầu của thông số tầng chứa nước trên cơ sở đánh giá địa chất thủy văn hơn là dựa vào các đo đạc ở vị trí cụ thể.

Mức độ tin cậy liên quan đến việc xác định các thông số tầng chứa nước và các điều kiện biên. Độ lệch tương đối (độ lệch chuẩn chia cho giá trị dự tính) có thể được dùng để định lượng mức độ tin cậy của mỗi thông tin ban đầu. Khoảng hợp lý của các giá trị thông số và các đại lượng thủy văn cần phải được xác định trước khi hiệu chỉnh.

e) Các kỹ thuật hiệu chỉnh

Việc xác định thông số đồng nghĩa với hiệu chỉnh mô hình và đồng nghĩa với việc

giải bài toán ngược. Có hai phương pháp hiệu chỉnh mô hình đó là hiệu chỉnh mô hình bằng phương pháp thử dần và hiệu chỉnh mô hình bằng phương pháp tự động. Dưới đây sẽ trình bày cụ thể các phương pháp này.

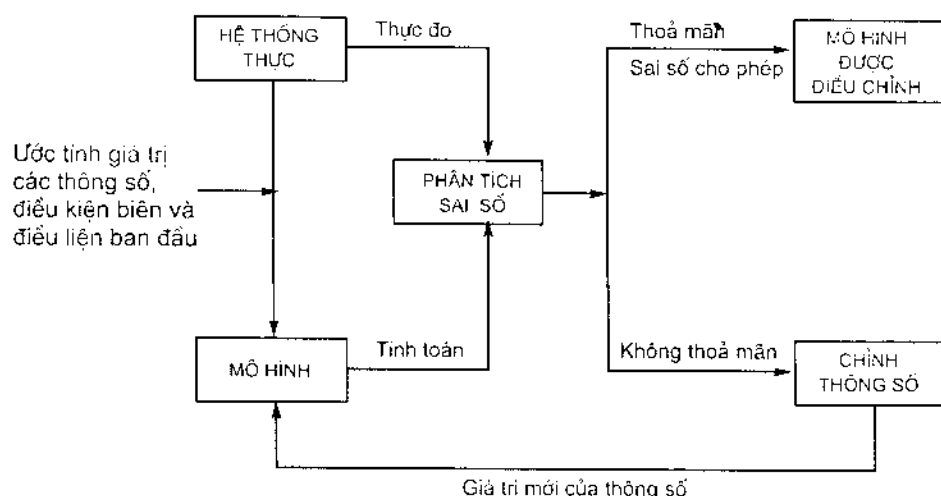
- *Hiệu chỉnh bằng phương pháp thử dần*

Trong hiệu chỉnh bằng phương pháp thử dần, các giá trị thông số được gán ban đầu cho từng nút của ô lưới. Các giá trị thông số được thay đổi trong các lần chạy mô hình liên tiếp sao cho phù hợp các mực nước và lưu lượng cho đến khi đạt được các mục tiêu hiệu chỉnh.

Trước khi hiệu chỉnh, giá trị tạm thời của từng thông số được định trước như đã nói ở trên. Một số thông số có thể biết với độ chắc chắn cao và vì thế chỉ cần thay đổi một chút hoặc giữ nguyên trong khi hiệu chỉnh. Các kết quả của mỗi lần chạy mô hình được so sánh với các mục tiêu hiệu chỉnh (sai số cho phép). Việc hiệu chỉnh được tiến hành cho tất cả hoặc một số thông số và các điều kiện biên, và lần thử khác lại bắt đầu (hình 4.10). Nhìn chung, phải cần hàng chục đến hàng trăm lần chạy mô hình để đạt được việc hiệu chỉnh mô hình.

Hiệu chỉnh bằng phương pháp thử dần có thể tạo ra các lời giải không duy nhất khi các tổ hợp thông số khác nhau cho cùng phân bố mực nước. Các mục tiêu hiệu chỉnh phân bố đều với sai số nhỏ hay việc sử dụng thêm lưu lượng cho việc hiệu chỉnh sẽ tăng khả năng thu được một bộ thông số hiệu chỉnh duy nhất. Vì phương pháp thử dần không định lượng được độ tin cậy thống kê hay độ tin cậy của kết quả, việc hiệu chỉnh cần tuân theo sự phân tích độ nhạy chi tiết.

Phương pháp thử dần bị ảnh hưởng bởi kinh nghiệm và chủ quan của người chạy mô hình. Người chạy mô hình sử dụng tất cả các thông tin về hệ thống để đánh giá sự thay đổi của hệ thống theo sự thay đổi của các thông số và điều kiện biên, đưa ra quyết định hiệu chỉnh các thông số. Một số quan điểm cho rằng, cần sử dụng các phương pháp hiệu chỉnh mô hình tự động để hạn chế tính chủ quan trong hiệu chỉnh thông số mô hình của phương pháp thử dần.



Hình 4.10. Sơ đồ quá trình hiệu chỉnh bằng phương pháp thử dần

• *Hiệu chỉnh bằng phương pháp tự động*

Mặc dù lý thuyết về mô hình bài toán ngược theo phương pháp hiệu chỉnh tự động nằm ngoài phạm vi quyển sách này, một số khía cạnh về phương pháp hiệu chỉnh tự động được trình bày ngắn gọn dưới đây.

Mô hình hiệu chỉnh tự động được thực hiện sử dụng các chương trình máy tính được xây dựng theo phương pháp trực tiếp hoặc gián tiếp. Trong lời giải trực tiếp, các thông số cần tìm được coi là các biến phụ thuộc và mực nước là các biến độc lập trong phương trình cơ bản. Điều này có nghĩa là các giá trị của mực nước phải là giá trị đầu vào tại tất cả các nút. Trong thực tế, các mực nước chỉ được biết tại các nơi có giếng quan trắc vì vậy cần phải nội suy mực nước ở những vị trí còn lại của ô lưới. Thông thường phương pháp nội suy Kriging được áp dụng. Bằng việc tối thiểu các sai số về cân bằng khối lượng tại nút các thông số của mô hình sẽ được xác định. Lời giải trực tiếp thường có xu thế không ổn định. Hơn nữa, chúng không xét được các sai số đo đạc. Những lý do này đã làm cho phương pháp không được sử dụng phổ biến trong hiệu chỉnh mô hình bằng phương pháp tự động.

Phương pháp gián tiếp tương tự như hiệu chỉnh thử dần trong đó các bài toán xuôi được giải lặp nhiều lần. Tuy nhiên, khác với hiệu chỉnh thử dần, phương pháp này tự động kiểm tra lời giải mực nước và điều chỉnh các thông số tự động để tối thiểu hàm mục tiêu chẳng hạn như tối thiểu tổng bình phương sai số giữa mực nước đo đạc và tính toán. Các phương pháp tối thiểu hàm mục tiêu thường dựa vào thuật toán Gauss – Newton (Cooley 1977, 1979) hoặc các phương pháp dò tìm gradient (Carrera và nnk. 1984).

Mặc dù lời giải gián tiếp thường ổn định hơn lời giải trực tiếp của bài toán ngược, nó có thể cũng không ổn định và cho những lời giải vô lý với các giá trị thông số âm. Sự không ổn định này có thể hạn chế bằng cách phân vùng các thông số cho tầng chứa nước. Cũng có thể hạn chế sự không ổn định này bằng việc sử dụng thông tin ban đầu để cung cấp các giới hạn có ý nghĩa cho các thông số. Khi các thông tin ban đầu về giá trị của các thông số được sử dụng, quá trình tính toán được gọi là hiệu chỉnh có điều kiện.

Các lời giải gián tiếp được xây dựng theo phương pháp thống kê, ở đó các sai số của mực nước và các thông số được tính toán. Một trong những phương pháp thống kê là phương pháp thống kê bình phương nhỏ nhất có trọng số. Trong phương pháp này, các đo đạc về mực nước và các thông tin ban đầu về các thông số sẽ có trọng số. Các đo đạc được cho là đáng tin cậy hơn sẽ có trọng số lớn hơn và ngược lại. Hàm mục tiêu là tổng bình phương sai số có trọng số giữa mực nước quan trắc và đo đạc và sai số giữa giá trị thông số ban đầu và hiện tại. Trong phương pháp thống kê này, các sai số được giả thiết là phân bố chuẩn và có trung bình bằng không. Cooley (1977, 1982) đã sử dụng phương pháp này để xây dựng một thuật toán giải gián tiếp cho dòng ngầm ổn định hai chiều.

Trong phương pháp thống kê Bayesian, các thông số ẩn là các biến ngẫu nhiên mô tả bởi các hàm mật độ xác suất (Probability Density Function – pdf). Trong phương pháp thống kê cổ điển, số liệu thực đo được sử dụng để mô tả sự phân bố của thông số, nhưng

trong phương pháp Bayesian, sự phân bố này có thể dựa vào số liệu tại các vị trí tương tự khác. Những giá trị ban đầu này hình thành thông tin ban đầu cho một mô phỏng không điều kiện về phân bố thông số. Khi số liệu hiện trường sẵn có các giá trị ban đầu được nâng cấp thành các giá trị sau. Để tạo nên một bộ số liệu chi tiết hơn cho thông tin ban đầu có thể sử dụng phương pháp Kriging để nội suy giữa các điểm đo đạc.

Phương pháp thống kê Fisherian là phương pháp lớn nhất có thể (maximum likelihood – ML) với giả thiết rằng các thông số ẩn là các thông số bất định chứ không phải là ngẫu nhiên. Mức độ tin cậy của các thông số mô hình là do các thông tin không đầy đủ và do các sai số gây ra. Phương pháp ML giả thiết rằng các thông tin ban đầu về các thông số bị ảnh hưởng bởi sai số, phương pháp này khắc phục được tính chủ quan của việc gán các trọng số cho các mực nước thực đo và cho các thông số. Lý thuyết ML sử dụng các sai số ban đầu (sai số ước tính) và tìm lời giải sao cho tối đa khả năng nhận được các giá trị mực nước thực đo. Các sai số ban đầu của mực nước và của các thông số được giả thiết là tuân theo phân bố Gauss với giá trị sai số trung bình bằng không; các thông số có thể cần được chuyển đổi nhằm thoả mãn giả thiết này, nghĩa là K được thay thế bởi $Y = \log K$. Chỉ tiêu được dùng để tìm lời giải gồm tối thiểu sai số cả về mực nước và các thông số được gọi là chỉ tiêu log-likelihood.

Cho đến nay, có một số các mô hình hiệu chỉnh tự động cho dòng chảy đã được xây dựng và sử dụng. Ví dụ như phần mềm MODINV (tương thích với MODFLOW do nhóm phần mềm Science Software Group xây dựng), phần mềm MODFLOWP (Hill, 1990) cũng được kết nối với MODFLOW do USGS hỗ trợ xây dựng, phần mềm FTWORK (Faust và nnk, 1990) và INVERT-3 (Carrera và nnk, 1984) là những phần mềm hiệu chỉnh tự động cho bài toán ngược ba chiều vận động không ổn định.

Tất cả các chương trình trên sử dụng lời giải gián tiếp cho bài toán ngược. MODINV, MODFLOWP và FTWORK sử dụng phương pháp thống kê bình phương nhỏ nhất và INVERT-3 sử dụng phương pháp thống kê maximum likelihood và tìm kiếm theo gradient.

Cho đến nay, việc áp dụng mô hình hiệu chỉnh tự động đối với bài toán ngược vẫn còn hạn chế. Chúng gặp những khó khăn do tính không duy nhất và không ổn định. Nhưng theo Sampler et al (1990) những vấn đề này “phụ thuộc vào bài toán và cách đặt vấn đề, không phải là phương pháp sử dụng cho việc hiệu chỉnh”. Tính không duy nhất thường gặp phải khi không có các thông tin ban đầu về hệ số dẫn nước. Neuman và nnk. (1980) cho rằng hiệu chỉnh mô hình bằng phương pháp tự động thì không hoàn toàn ưu việt hơn phương pháp thử dần. Ưu điểm chính của hiệu chỉnh mô hình tự động là hiệu quả hơn và giảm được tính chủ quan của người chạy mô hình.

g) Các chỉ tiêu hiệu chỉnh mô hình

Các kết quả của hiệu chỉnh mô hình cần được đánh giá cả về chất lượng và số lượng. Cho đến nay, không có một quy trình chuẩn nào cho việc đánh giá quá trình hiệu chỉnh mặc dù sự cần thiết phải có một phương pháp chuẩn đã được thừa nhận là một phần quan trọng để đảm bảo chất lượng của việc áp dụng mô hình.

So sánh giữa bản đồ phân bố mực nước thực tế quan trắc và tính toán trên mô hình là một biện pháp trực quan và định tính để đánh giá về phân bố không gian của sai số trong hiệu chỉnh. Tuy nhiên, bản thân bản đồ mực nước thực tế cũng chứa những sai số khi xây dựng các đường đẳng và không thể là tài liệu duy nhất để đánh giá kết quả hiệu chỉnh mô hình. Vì vậy, biểu đồ biểu diễn sự biến đổi mực nước thực tế và tính toán cũng là một cách để thể hiện sự phù hợp của việc hiệu chỉnh.

Các mực nước quan trắc thực tế và tính toán cùng với sai số giữa chúng và một số loại trung bình của các sai số này là cách phổ biến để báo cáo các kết quả hiệu chỉnh, và trung bình của các sai số được dùng để định lượng sai số trung bình trong hiệu chỉnh mô hình. Mục tiêu của hiệu chỉnh là tối thiểu hoá sai số này và thường được gọi là chỉ tiêu hiệu chỉnh. Ba chỉ tiêu đặc trưng để biểu thị sai số trung bình của mực nước tính toán và thực đo được dùng phổ biến là:

- *Sai số trung bình (ME)* là sai số trung bình giữa mực nước đo đạc (h_m) và mực nước tính toán (h_s):

$$ME = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (h_m - h_s)_i \quad (4.12)$$

trong đó n là số các giá trị hiệu chỉnh. Việc tính toán sai số trung bình ME thì đơn giản nhưng đó không phải là sự lựa chọn khôn ngoan bởi vì các sai số dương và âm có thể khử lẫn nhau trong giá trị trung bình. Vì vậy, sai số trung bình nhỏ có thể không phản ánh sự hiệu chỉnh tốt.

- *Sai số tuyệt đối trung bình (MAE)* là trung bình của các giá trị tuyệt đối của sai số giữa mực nước đo đạc và tính toán:

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |(h_m - h_s)_i| \quad (4.13)$$

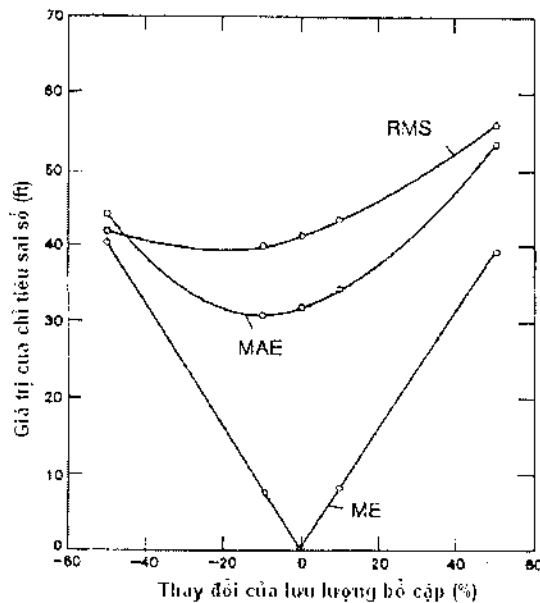
- *Sai số trung bình quân phương (RMS)* là độ lệch chuẩn, là căn bậc hai của trung bình các bình phương sai số giữa mực nước đo đạc và tính toán:

$$RMS = \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (h_m - h_s)_i^2 \right]^{1/2} \quad (4.14)$$

Việc lựa chọn chỉ tiêu hiệu chỉnh có thể ảnh hưởng đến giá trị của thông số lựa chọn cho mô hình hiệu chỉnh. Ví dụ, ảnh hưởng của việc thay đổi chỉ tiêu hiệu chỉnh đến giá trị thông số của lượng bổ cập đối với mô hình mô phỏng tầng chứa nước High Plains được trình bày trong hình 4.11. Có thể thấy rằng giá trị nhỏ nhất của mỗi chỉ tiêu tương ứng với một giá trị lưu lượng bổ cập khác nhau. RMS thường được xem là chỉ tiêu sai số tốt nhất nếu sai số tuân theo phân bố chuẩn. Đối với tính toán trong hình 4.11, Luckey và nnk đã chọn ME bởi vì trong trường hợp này nó cho một cực tiểu xác định tốt nhất.

Điều quan trọng cần chú ý là những chỉ tiêu sai số này chỉ có thể dùng để đánh giá sai số trung bình trong hiệu chỉnh mô hình. Sai số lớn nhất cho phép thường được xác định trong hiệu chỉnh nhưng về lý tưởng thì cần phải xác định trước khi hiệu chỉnh. Giá trị lớn nhất có thể chấp nhận được của chỉ tiêu hiệu chỉnh phụ thuộc vào khoảng thay

đổi về mực nước trong phạm vi của bài toán. Nếu tỷ số của sai số RMS với tổng tổn thất cột nước trong hệ thống là nhỏ thì các sai số là không đáng kể so với toàn bộ lời giải của mô hình.



Hình 4.11. Ảnh hưởng của việc chọn các chỉ tiêu sai số khác nhau đến hiệu chỉnh giá trị của lượng bổ cập được dùng để hiệu chỉnh mô hình cho hệ thống tầng chứa nước South High Plain (Luckey và nnk, 1986) – sai số trung bình quân phương (RMS), sai số tuyệt đối trung bình (MAE) và sai số trung bình (ME)) (1 ft = 0,3048 m).

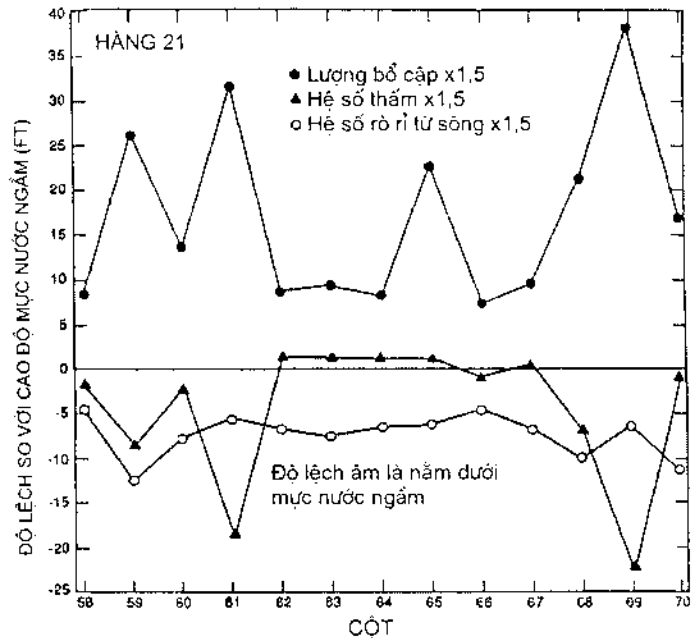
Trong khi mục tiêu của hiệu chỉnh mô hình là để chứng tỏ rằng mô hình có thể tái tạo được các mực nước và lưu lượng của hệ thống, thì mục tiêu cuối cùng của mô hình là tạo ra một mô hình có thể mô phỏng một cách chính xác các điều kiện tương lai khi đó mực nước còn chưa được biết. Vì lời giải của bài toán ngược có thể là không duy nhất nên chúng ta không thể đảm bảo rằng mô hình dự báo sẽ cho các kết quả chính xác khi hiệu chỉnh mô hình cho các lời giải khác nhau. Với tính không chắc chắn này, mô hình được hiệu chỉnh cần phải tiến hành phân tích độ nhạy và nếu có thể thì cần phải thêm bước xác nhận mô hình.

4.1.7. Phân tích độ nhạy

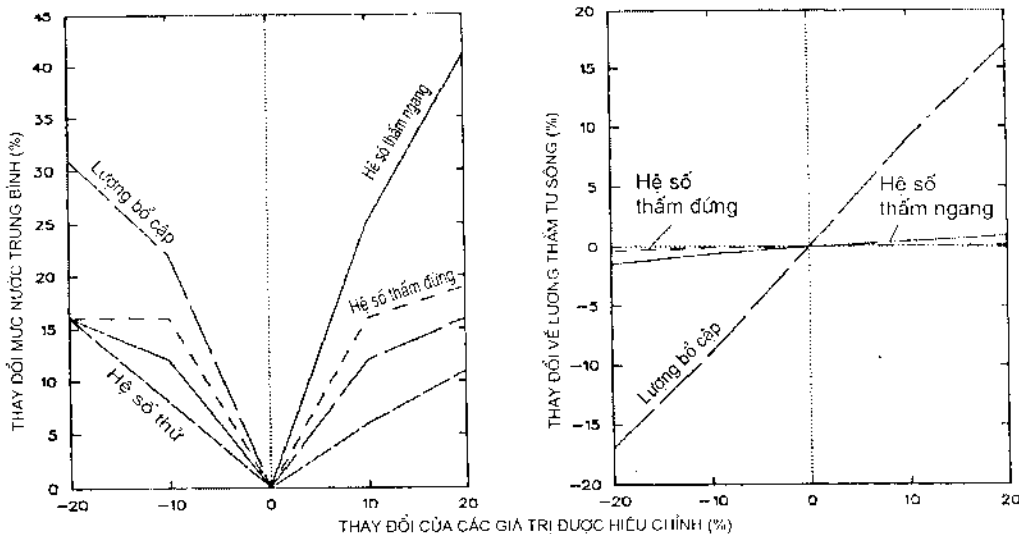
Mục đích của phân tích độ nhạy là đánh giá mức độ không tin cậy của mô hình được hiệu chỉnh do mức độ không tin cậy trong việc xác định các thông số của tầng chứa nước, các đại lượng thủy văn và các điều kiện biên. Phân tích độ nhạy là một bước cần thiết trong tất cả các bài toán mô hình.

Trong phân tích độ nhạy, các giá trị hiệu chỉnh cho hệ số thấm, hệ số nhả nước, lượng bổ cập và các điều kiện biên sẽ được thay đổi theo trình tự trong một khoảng hợp lý xác định trước. Độ lớn của sự thay đổi mực nước từ lời giải được hiệu chỉnh là thước đo độ nhạy của lời giải đối với một thông số cụ thể. Các kết quả phân tích độ nhạy được báo cáo dưới dạng ảnh hưởng của sự thay đổi thông số đến chỉ tiêu sai số trung bình. Nếu có thể thì ảnh hưởng đến sự phân bố theo không gian của sai số mực nước cũng cần được kiểm tra.

Phân tích độ nhạy thường được thực hiện bởi việc thay đổi từng thông số một. Các ảnh hưởng của việc thay đổi của hai hoặc nhiều thông số hơn cũng có thể được xem xét để xác định phạm vi lớn nhất của các lời giải hợp lý. Ví dụ, hệ số thấm và lượng bổ cập có thể thay đổi cùng nhau sao cho các hệ số thấm nhỏ đi cùng với các lượng bổ cập lớn và các hệ số thấm lớn đi cùng với các lượng bổ cập nhỏ. Có các cách biểu diễn kết quả của phân tích độ nhạy khác nhau. Ví dụ như hình 4.12 biểu thị ảnh hưởng của thay đổi lượng bổ cập, hệ số thấm và hệ số thấm xuyên từ sông đến cao độ mực nước ngầm của bài toán ổn định tại các nút ở hàng 22 từ cột 58 đến cột 70 (Gerhart và Lazorchick, 1988). Hình 4.13 biểu diễn ảnh hưởng của sự thay đổi hệ số nhả nước, hệ số thấm và lượng bổ cập đến thay đổi mực nước trung bình và lượng thấm từ sông (Davies – Smith và nnk. 1988) của vận động không ổn định. Ngoài ra, sự phân tích độ nhạy cũng có thể mô tả dưới hình thức phân tích định lượng ở đó kết quả được mô tả bằng lời.



Hình 4.12. Biểu diễn kết quả của phân tích độ nhạy cho bài toán ổn định biểu thị ảnh hưởng của sự thay đổi hệ số nhả nước, hệ số thấm và hệ số thấm xuyên đến thay đổi cao độ mực nước ngầm (Gerhart và Lazorchick, 1988).



Hình 4.13. Biểu diễn kết quả của phân tích độ nhạy cho bài toán không ổn định biểu thị ảnh hưởng của thay đổi hệ số nhả nước, hệ số thấm và lượng bổ cập đến thay đổi mực nước trung bình và lượng thấm từ sông cho mô hình tầng chứa nước cao nguyên Umatilla vùng đồi Heaven Horse (Davies – Smith và nnk. 1988).

4.1.8. Bài toán dự báo

Trong mô hình dự báo, các thông số được xác định trong bước hiệu chỉnh và bước xác nhận mô hình được dùng để dự báo sự thay đổi của hệ thống đối với các điều kiện trong tương lai. Một số vấn đề môi trường đòi hỏi dự báo về sự thay đổi của hệ thống trong nhiều năm có khi lên tới 10.000 năm trong tương lai. Nhiệm vụ quan trọng trong mô hình dự báo là xác định khoảng thời gian mà mô hình sẽ dự báo chính xác trong tương lai. Độ tin cậy của các dự báo phụ thuộc rất lớn vào các kết quả của hiệu chỉnh mô hình, các phân tích độ nhạy và các lần chạy của bước xác nhận mô hình. Người chạy mô hình phải xem xét giới hạn mà mô hình đã được đánh giá. Faust và nnk (1981) kiến nghị rằng mô hình dự báo không nên vượt quá tương lai lớn hơn hai lần khoảng thời gian của chuỗi tài liệu hiệu chỉnh sẵn có, nhưng điều này là không thể cho các bài toán dự báo đòi hỏi khoảng thời gian dài hơn thế.

Hai khó khăn gặp phải trong tính toán dự báo là: tính không chắc chắn trong mô hình được hiệu chỉnh và mức độ tin cậy về các đại lượng thủy văn tương lai. Mỗi khó khăn này đòi hỏi một dạng phân tích độ nhạy khác nhau. Mặc dù bộ thông số được hiệu chỉnh có thể rất phù hợp trong giai đoạn hiệu chỉnh và xác nhận mô hình, nhưng chúng có thể không phản ánh chính xác diễn biến của hệ thống khi mô hình bị thay đổi bởi một số điều kiện mới trong tương lai. Vì vậy, phân tích độ nhạy như mô tả ở mục 4.1.7 cần phải được thực hiện ít nhất cho một trong những tính toán dự báo nhằm kiểm tra ảnh hưởng đến mức độ tin cậy của các thông số đã được hiệu chỉnh.

Hơn nữa, nhiều mô hình dự báo đòi hỏi các phán đoán về khả năng và độ lớn của đại lượng thủy văn hoặc sự vận hành hệ thống của con người trong tương lai như là các lượng bổ cập hoặc là lưu lượng bơm. Do các thông tin này mang tính không chắc chắn, vì thế sẽ sinh ra những sai số mới trong tính toán. Những sai số này giải thích một phần tại sao bước kiểm tra sau khi xây dựng mô hình cho thấy một số trường hợp mô hình không cho kết quả dự báo đáng tin cậy. Trong phân tích độ nhạy dự báo, một số kịch bản được xây dựng và tính toán mô phỏng. Ví dụ, một số các lưu lượng bơm khác nhau có thể được đưa vào trong tính toán mô phỏng hoặc các phản ứng của hệ thống đối với các lượng bổ cập khác nhau có thể được kiểm tra. Các mực nước và các đường hạ thấp mực nước giếng cho từng trường hợp sẽ được xem xét.

4.2. Giới thiệu phần mềm MODFLOW

MODFLOW là mô hình sai phân hữu hạn ba chiều ô lưới trung tâm có thể tính toán tất cả các dạng tầng chứa nước. Phương trình sai phân cơ bản của bài toán nước ngầm ba chiều là phương trình (1.28) được thành lập trên cơ sở lý thuyết bảo toàn khối lượng: Tổng dòng chảy đến và chảy đi từ một ô phải bằng sự thay đổi thể tích nước có trong ô. Một số đặc điểm của mô hình được trình bày dưới đây.

4.2.1. Sai phân hoá phương trình cơ bản và cách giải

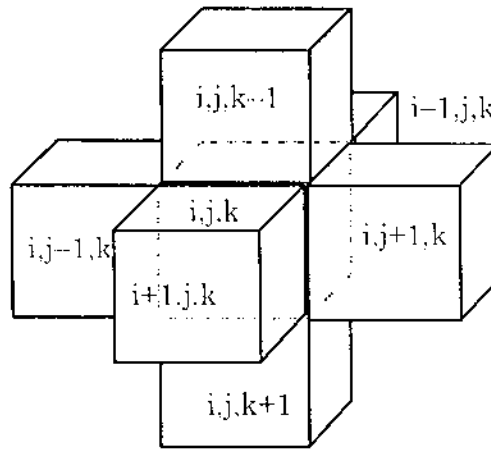
Giả thiết rằng khối lượng riêng của nước dưới đất là không đổi thì quy tắc cân bằng dòng chảy cho một ô được thể hiện bằng phương trình dưới đây:

$$\sum_i Q_i = S_s \frac{\Delta h}{\Delta t} \Delta V \quad (4.15)$$

Trong đó: Q_i – lượng nước chảy vào ô (nếu chảy ra thì Q lấy giá trị âm).
 S_s – giá trị của hệ số nhả nước, nó chính là giá trị $S_s(x, y, z)$.
 ΔV – thể tích ô.

Δh – giá trị biến thiên của h trong thời gian Δt tại ô lưới đang xét.

Hình 4.14 mô tả cho một ô lưới (i, j, k) và 6 ô bên cạnh nó, $(i-1, j, k)$, $(i+1, j, k)$, $(i, j-1, k)$, $(i, j+1, k)$, $(i, j, k-1)$, $(i, j, k+1)$. Dòng chảy từ ô (i, j, k) sang các ô bên cạnh sẽ mang dấu dương nếu chảy vào và mang dấu âm nếu chảy ra.



Hình 4.14. Ô lưới i, j, k và 6 ô bên cạnh

Nếu đặt $CR_{i,j-1/2,k}$ là sức cản thấm trong hàng thứ i , lớp thứ k giữa các nút lưới $(i,j-1,k)$ và (i,j,k) được tính theo công thức:

$$CR_{i,j-1/2,k} = KR_{i,j-1/2,k} \Delta y_i \Delta z_k \Delta x_{j-1/2} \quad (4.16)$$

Trong đó $KR_{i,j-1/2,k}$ là hệ số thấm giữa các nút lưới (i, j, k) và $(i, j-1, k)$, $\Delta y_i \Delta z_k$ là diện tích bề mặt vuông góc với phương dòng chảy, $\Delta x_{j-1/2}$ là khoảng cách giữa các nút lưới (i, j, k) và $(i, j-1, k)$.

Và đặt lưu lượng cung cấp cho ô lưới từ biên theo phương trình tổng quát sau:

$$a_{i,j,k,n} = p_{i,j,k,n} h_{i,j,k} + q_{i,j,k,n} \quad (4.17)$$

Trong đó $a_{i,j,k,n}$ biểu diễn dòng chảy từ nguồn thứ n vào trong nút lưới (i, j, k) , $h_{i,j,k}$ là mực nước của nút (i, j, k) , $p_{i,j,k,n}$, $q_{i,j,k,n}$ là các hệ số có thứ nguyên $(L^2 t^{-1})$ và $(L^3 t^{-1})$ tương ứng của phương trình.

Một cách tổng quát, nếu có n nguồn cấp vào trong ô lưới, lưu lượng tổng hợp $QS_{i,j,k}$ có thể được viết như sau:

$$QS_{i,j,k} = P_{i,j,k} h_{i,j,k} + Q_{i,j,k} \quad (4.18)$$

Trong đó $P_{i,j,k} = \sum p_{i,j,k,n}$, $Q_{i,j,k} = \sum q_{i,j,k,n}$

Viết cân bằng cho ô lưới (i,j,k) từ bước thời gian t_{m-1} đến t_m ta có:

$$\begin{aligned}
& CR_{i,j-1/2,k}(h_{mi,j-1,k} - h_{mi,j,k}) + CR_{i,j+1/2,k}(h_{mi,j+1,k} - h_{mi,j,k}) + \\
& + CC_{i-1/2,j,k}(h_{mi-1,j,k} - h_{mi,j,k}) + CC_{i+1/2,j,k}(h_{mi+1,j,k} - h_{mi,j,k}) + \\
& + CV_{i,j,k-1/2}(h_{mi,j,k-1} - h_{mi,j,k}) + CV_{i,j,k+1/2}(h_{mi,j,k+1} - h_{mi,j,k}) + \\
& + P_{i,j,k}h_{mi,j,k-1} + Q_{i,j,k} = Ss_{i,j,k}(\Delta x_j \Delta y_j \Delta z_k)(h_{mi,j,k} - h_{m-1,j,k})/(t_m - t_{m-1}) \quad (4.19)
\end{aligned}$$

Trong đó $h_{mi,j,k}$ là mực nước tại bước thời gian m của ô (i, j, k) , $CR_{i,j-1/2,k}$ là sức cản thấm trong hàng thứ i , lớp thứ k giữa các nút lưới, $(i, j-1, k)$ và (i, j, k) , $CR_{i,j+1/2,k}$ là hệ số thấm giữa các nút lưới (i, j, k) và $(i, j+1, k)$, $\Delta y_j \Delta z_k$ là diện tích bề mặt vuông góc với phương dòng chảy, $\Delta x_{j-1/2}$ là khoảng cách giữa các nút lưới (i, j, k) và $(i, j-1, k)$.

Phương trình (4.19) sẽ được viết cho các ô mà mực nước thay đổi theo thời gian kết hợp với các điều kiện biên như đã mô tả ở phần (c) của mục 4.1.5. Như vậy, ta sẽ lập được một hệ phương trình có số phương trình tương ứng với số ô lưới. Giải hệ phương trình này với điều kiện biết được mực nước $h_{m-1,i,j,k}$ (điều kiện ban đầu) ta sẽ xác định được mực nước $h_{mi,j,k}$. Cứ lần lượt như vậy, ta có thể xác định được mực nước cho bất kỳ thời điểm nào.

Hệ phương trình trên được giải bằng phương pháp lặp, người ta tiến hành chia nhỏ khoảng thời gian (t_{m-1}, t_m) , kết quả nhận được là lời giải gần đúng của hệ phương trình.

Khi thời gian tăng lên thì h sẽ thay đổi. Khi h đạt được sự ổn định (chênh lệch h tính được giữa 2 bước thời gian kế cận nhau sẽ nhỏ hơn một giá trị cho phép) thì mực nước đạt được sự cân bằng động và tại đây kết thúc quá trình tính toán.

Để phương pháp lặp hội tụ, người ta chọn bước thời gian tăng theo cấp số nhân, khi đó thừa số $1/(t_{m-1} - t_m)$ sẽ tiến nhanh tới 0, dẫn đến các tổng có liên quan đến thừa số này hội tụ.

4.2.2. Xác định khoảng cách ô lưới theo phương đứng

MODFLOW xem xét hệ thống ba chiều là sự liên tục của các lớp đất đá (hình 4.1). Ô lưới nằm ngang được tạo ra như cách thông thường bằng việc xác định kích thước ô lưới theo phương x và y . Với tất cả ô lưới sai phân hữu hạn, các ô lưới ngang phải nằm trên cùng một lớp. Mô hình không đòi hỏi nhập số liệu cho các Δx và Δz được xác định một cách gián tiếp. Người chạy mô hình có thể nhập số liệu về hệ số dẫn nước của mỗi lớp và chúng được tính bằng hệ số thấm nhân với chiều dày của lớp đó (Δz). Hoặc có thể đưa vào các hệ số thấm cho mỗi lớp và cao độ của đỉnh và đáy các lớp đó.

Hệ số dẫn nước tại mỗi vị trí trong một lớp có thể thay đổi do sự thay đổi về không gian trong chiều dày của tầng chứa nước và/hoặc hệ số thấm. Điều này có nghĩa là ảnh hưởng đến sự thay đổi Δz theo không gian trong từng lớp. Quá trình này cho phép tính linh hoạt lớn hơn trong việc phù hợp các đơn vị phân tầng thủy văn thành các ô lưới sai phân. Tuy nhiên, nó bóp méo các lớp vì thế thêm vào sai số trong xấp xỉ sai phân. Theo McDonald và Harbaugh (1988) sai số này nói chung là nhỏ.

4.2.3. Các loại lớp mô hình

Các lớp có thể được thiết kế như luôn luôn có áp, luôn luôn không áp hoặc có thể hoặc là có áp hoặc là bán áp (có thể chuyển đổi). Nếu lớp là có áp, số liệu vào là hệ số

dẫn nước và hệ số trữ nước của lớp đó. Lớp trên cùng của hệ thống thường được thiết kế là không áp và số liệu nhập vào là hệ số thấm, hệ số nhả nước nước trọng lực (specific yield) và đáy của lớp đó. MODFLOW tính hệ số dẫn nước của lớp đó bằng việc nhân hệ số thấm với chiều dày bão hoà của lớp đó. Các mực nước trong lớp đó được tính toán theo các giả thiết của Dupuit. Sau mỗi lần lặp, chiều dày bão hoà của lớp này được cập nhật và hệ số dẫn nước mới được tính toán. MODFLOW cho phép đường bão hoà dâng vô hạn trong lớp không áp trên cùng. Nghĩa là lớp trên cùng được giả thiết là có chiều dày vô hạn.

Nếu lớp này được thiết kế là có thể chuyển đổi giữa không bão hoà và bão hoà, hệ số thấm và cao độ của đỉnh và đáy của tầng chứa nước là số liệu đầu vào. MODFLOW sẽ tính các hệ số dẫn nước. Sau mỗi lần lặp mô hình sẽ kiểm tra để xác định là liệu mực nước trong lớp đó cao hơn hay thấp hơn cao trình của đỉnh lớp đó. Nếu mực nước là cao hơn thì lớp đó được giả thiết là có áp và nếu thấp hơn thì giả thiết là chảy không áp.

4.2.4. Tính toán các thành phần hệ số thấm thẳng đứng VCONT

Đối với các tính toán của MODFLOW cho nhiều lớp, cần phải tính toán thành phần thấm theo phương đứng được gọi là VCONT cho mỗi phân tổ hình hộp trừ phân tổ nằm ở lớp đáy. VCONT không cần phải tính cho lớp đáy vì mô hình giả thiết rằng lớp đáy thì nằm trên tầng không thấm và VCONT bằng 0. VCONT là hàm số của hệ số thấm theo phương đứng của các lớp và chiều dày của các lớp đó. Có nhiều cách tính VCONT phụ thuộc vào mô hình được tính là gần hay hoàn toàn ba chiều. Công thức tổng quát nhất được dùng trong mô hình ba chiều là:

$$VCONT_{i,j,k+1/2} = \frac{2}{\frac{\Delta v_k}{(K_z)_{i,j,k}} + \frac{\Delta v_{k+1}}{(K_z)_{i,j,k+1}}} \quad (4.20)$$

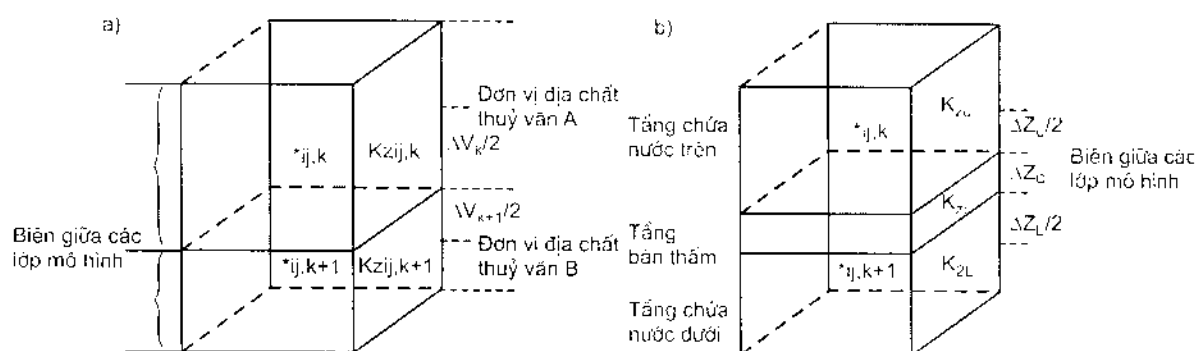
Các đại lượng trong công thức trên được biểu diễn trong hình 4.15a. Công thức cho tính toán giả ba chiều là:

$$VCONT_{i,j,k+1/2} = \frac{2}{\frac{\Delta z_u}{(K_z)_u} + \frac{2\Delta z_c}{(K_z)_c} + \frac{\Delta z_L}{(K_z)_L}} \quad (4.21)$$

Các đại lượng trong công thức trên được biểu diễn trong hình 4.15b. Khi $(K_z)_c \ll (K_z)_u$ và $(K_z)_L$ công thức trên đơn giản thành

$$VCONT_{i,j,k+1/2} = \frac{(K_z)_c}{\Delta z_c} \quad (4.22)$$

Khi lớp trên cùng là không áp, lớp đó không có lớp thấm nước yếu hoặc cách nước bên trên. Thông thường độ cao trung bình của đường bão hoà trong tính toán được dùng để xác định đỉnh của ô lưới và để tính toán VCONT cho lớp thứ nhất và thứ hai.



Hình 4.15. Sơ đồ cấu trúc ô lưới trong tính VCONT (McDonald và Harbaugh, 1988).

- a) Sơ đồ cấu trúc thể hiện sự khác nhau trong hệ số thấm thẳng đứng giữa hai lớp đơn vị địa chất thủy văn;
b) Sơ đồ cấu trúc được dùng trong mô hình giả ba chiều khi tầng bán thấm không hiển thị trong mô hình.

4.2.5. Các hệ số dẫn nước giữa các nút

Các giá trị VCONT xác định các đặc trưng dẫn nước giữa các nút trong mỗi lớp, nghĩa là trong các nút lân cận của $i, j, k + 1/2$. Cần phải xác định giá trị của hệ số dẫn nước giữa các nút theo phương đứng bởi vì các phương trình sai phân sử dụng trong MODFLOW đòi hỏi các đặc trưng dẫn nước về thể tích của tầng chứa nước nằm giữa các nút. Các phương trình sai phân cũng đòi hỏi các tính chất dẫn nước theo phương ngang giữa các nút. Tuy nhiên, trước hết cần phải xác định hệ số dẫn nước (T_x và T_y) hoặc hệ số thấm (K_x và K_y) cho mỗi ô lưới xung quanh nút. Sau đó, mô hình sẽ chuyển hệ số dẫn nước của ô thành hệ số dẫn nước giữa các nút bằng việc sử dụng trung bình trọng số. Ví dụ, xem xét các điểm trên đây một chiều, hệ số dẫn nước giữa nút i và $i + 1$ sẽ được tính toán như sau:

$$\frac{T_{i+1/2}}{\Delta x_{i+1/2}} = \frac{2T_{i+1}}{\Delta x_i T_{i+1} + \Delta x_{i+1} T_i} \quad (4.23)$$

Trung bình điều hoà trên cho vận tốc dòng chảy chính xác giữa các ô liền kề ở trạng thái ổn định khi các hệ số dẫn nước thay đổi đột ngột tại biên ô lưới. Nó cũng cho phép mô phỏng thuận tiện các biên không có dòng chảy bởi vì hệ số dẫn nước giữa các nút đó bằng 0 khi T_{i+1} (hay T_{i-1}) bằng 0.

Chi tiết về thực hành và sử dụng chương trình MODFLOW có thể tham khảo tài liệu hướng dẫn sử dụng chương trình (McDonald và Harbaugh, 1988). Các quá trình tiền xử lý giúp cho lắp ráp số liệu đầu vào và hậu xử lý có thể hỗ trợ cho việc xem các kết quả (Rumbaugh và Dufield, 1989).

4.3. Mô hình lan truyền vật chất và chất lượng nước ngầm

4.3.1. Đường đi của phần tử và vận chuyển đối lưu

Đường đi của phần tử được dùng để xác định các đường dòng nhờ việc vẽ quỹ đạo chuyển động của các phần tử tưởng tượng vô cùng nhỏ đặt trong trường dòng chảy. Các chương trình tính toán chuyển động của phần tử được xử lý sau khi xây dựng mô hình dòng chảy bởi vì chúng nhận phân bố mực nước từ mô hình dòng chảy và sử dụng

nó để tính toán phân bố vận tốc. Phân bố vận tốc này sau đó được dùng để xác định các đường dòng. Lời giải về đường đi của phần tử được sử dụng theo hai cách. Thứ nhất là có thể xác định được trường dòng chảy và thứ hai là có thể xác định đường đi và lan truyền ô nhiễm.

Phân tích chuyển động của phần tử cần được sử dụng cùng với mô hình dòng chảy để phát hiện các sai số nhận thức mà không thể phát hiện được chỉ bằng việc kiểm tra phân bố mực nước. Ví dụ, đường đi của các phần tử trong các ô lưới xung quanh chu vi của mô hình giúp việc đánh giá ảnh hưởng của các điều kiện biên khác nhau. Phân tích đường đi của phần tử có thể chỉ ra vị trí của các vùng cấp và thoát rõ ràng hơn so với các kết quả có được từ các mô hình dòng chảy. Đường đi của phần tử cũng giúp cho việc đánh giá ảnh hưởng của các giếng không hoàn chỉnh và các sông suối không xuyên qua toàn bộ tầng chứa nước. Các chất ô nhiễm vận chuyển trong nước ngầm do đối lưu, nghĩa là chất hoà tan chuyển động với vận tốc thấm thực trung bình của nước ngầm (v):

$$v = -\bar{K} / n_e (\text{grad}(h)) \quad (4.24)$$

Trong đó $\bar{K}$ là tenzor hệ số thấm và n_e là độ rỗng hữu hiệu. Tuy nhiên còn có hai quá trình khác ảnh hưởng đến chuyển động của ô nhiễm đó là sự phân tán và các phản ứng hoá học. Xem xét cả ba quá trình đòi hỏi phải giải một mô hình vận chuyển chất hoà tan nồng độ theo không gian và thời gian. Mô hình này đòi hỏi các thông số đầu vào thường rất ít và khó xác định. Hơn nữa, các quá trình phân tán và phản ứng hoá học dưới đất vẫn còn chưa được hiểu đầy đủ. Mô hình vận chuyển đối lưu có thể được dùng để mô tả các vùng ảnh hưởng và các đới phòng hộ xung quanh giếng khoan dựa vào chỉ tiêu thời gian.

Đối với bài toán ổn định hai chiều, đường chuyển động trở thành đường dòng. Đường dòng và đường đẳng thế tạo thành lưới thủy động. Trong các bài toán không ổn định đường đi của phần tử phụ thuộc vào trường vận tốc thay đổi. Sự chuyển động của ô nhiễm có thể mô phỏng bằng đường đi của một hoặc nhiều phần tử ảo. Lời giải cho các phần tử chuyển động bị ảnh hưởng bởi cả đối lưu và phân tán là lời giải của phương trình đối lưu – phân tán. Các phần tử có thể chuyển động chỉ do đối lưu (vật chất chuyển động cùng vận tốc dòng ngầm) thì sử dụng chương trình tính đường đi của phần tử...

Các chương trình tính toán theo phương pháp số phổ biến hơn các chương trình tính toán theo phương pháp giải tích. Các phần tử được đưa vào trường dòng chảy và được chuyển động trong không gian liên tục theo phân bố vận tốc được tính từ mực nước tính toán có được từ mô hình dòng ngầm. Sự trễ của ô nhiễm do hấp thụ có thể kể đến bằng việc chia vận tốc cho hệ số trễ (R_d), $v_c = v/R_d$, trong đó v_c là vận tốc bị trễ của ô nhiễm và $R_d > 1$. Mercer (1982) và Fetter (1988) đưa ra các phương pháp để tính hệ số trễ cho một số hợp chất.

Cần lưu ý rằng kích thước ô lưới theo phương đứng và phương ngang rất quan trọng trong việc xác định các đường dòng, đặc biệt khi tính toán ở các sông và giếng khoan hoàn chỉnh. Độ chính xác của các đường dòng tính toán cũng phụ thuộc vào độ chính

xác phân bố mực nước tính toán từ mô hình dòng chảy. Độ chính xác của bản thân chương trình chuyển động của phần tử phụ thuộc vào sơ đồ nội suy để tính toán vận tốc và phương pháp di chuyển các phần tử. Nội suy là cần thiết vì các phần tử chuyển động trong không gian liên tục nhưng các vận tốc tính toán thì được tính từ các mực nước tính toán mà chỉ được biết ở các nút. Các chương trình tính đường đi của các phần tử sử dụng sự nội suy để tính vận tốc tại các vị trí của phần tử. Các phương pháp nội suy được sử dụng là nội suy tuyến tính thường hoặc nội suy tuyến tính kép (dùng trong bài toán hai chiều).

Các phần tử chuyển động dọc theo đường dòng được xác định bằng việc giải các phương trình:

$$\begin{aligned} dx/dt &= v_x \\ dy/dt &= v_y \\ dz/dt &= v_z \end{aligned} \quad (4.25)$$

Bốn phương pháp tích phân được sử dụng phổ biến để giải phương trình (4.25) là bán giải tích, Ode, Runge – Kutta và khai triển chuỗi Taylo.

Một số chương trình tính toán lan truyền vật chất đã được dùng trong tính toán thực tế là USGS MOC (Konokow và Bredehoeft, 1978), RNDWALK (Prickett và nnk, 1981), PATH3D (Zheng, 1990), MODPATH (Pollock, 1988, 1989; Franz và Guiguer, 1990), GWPATH (Shafer, 1987, 1990)...

4.3.2. Ấn định độ phân tán

Phân tán là sự lan truyền của chất ô nhiễm khi giả thiết rằng không phải tất cả chất ô nhiễm đều chuyển động với một vận tốc chuyển động của dòng ngầm. Mô hình dòng ngầm được dựa trên khái niệm môi trường lỗ rỗng đồng nhất tương đương. Bằng cách đó nó được giả thiết rằng tầng chứa nước không đồng nhất thực tế có thể được mô phỏng như môi trường đồng nhất bên trong các ô lưới hoặc phần tử. Sau đó, lưu lượng đơn vị hoặc vận tốc thực trung bình được xác định theo hệ số thấm trung bình cho từng ô lưới hay phần tử. Tuy nhiên, sự chuyển động của chất ô nhiễm bị ảnh hưởng lớn bởi sự có mặt của tính không đồng nhất cục bộ. Ảnh hưởng này gây ra những độ lệch so với vận tốc dòng ngầm. Những độ lệch này thường được giả thiết là tuân theo tương tự quan hệ của định luật khuếch tán Fick như sau:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) \quad (4.26)$$

trong đó D_{ij} là hệ số phân tán và C là nồng độ. Hệ số phân tán thường được tính toán theo:

$$D_{ij} = \alpha_{ijm} \left(\frac{v_m v_n}{v} \right) + D_d \quad (4.27)$$

trong đó tất cả các thành phần của α_{ijm} bằng 0 trừ $\alpha_{iii} = \alpha_L$, $\alpha_{ijj} = \alpha_T$ và $\alpha_{ijj} = \alpha_{jji} = \frac{1}{2}(\alpha_L + \alpha_T)$ với $i \neq j$; D_d là hệ số khuếch tán phân tử; α_L và α_T là các hệ số phân tán. Có nhiều tranh

cải liên quan đến sự phân tán. Giá trị của hệ số phân tán trong phương trình (4.27) về bản chất chính là hệ số hiệu chỉnh có tính đến một thực tế là rất khó hoặc thậm chí không thể xác định chi tiết phân bố vận tốc. Một số người cho rằng mức độ phân tích sự phân bố vận tốc càng tốt thì sẽ càng hạn chế được sai số của hệ số phân tán. Một số khác lại đề nghị dùng các công thức rút ra từ lý thuyết chứa các thông số mô tả thống kê về phân bố hệ số thấm để tính toán các hệ số phân tán. Các hệ số này thường được tính bằng mô hình hiệu chỉnh thử dần và từ các thí nghiệm chất đánh dấu.

Một yếu tố phức tạp trong việc định lượng độ phân tán là ảnh hưởng của quy mô. Thực tế cho thấy hệ số phân tán dường như tăng với kích thước vùng lan truyền của ô nhiễm. Một yếu tố phức tạp trong việc xác định sự phân tán nữa là do hình thành dòng ô nhiễm dọc theo các đường dòng hệ số thấm cao hay các đường dòng ưu tiên. Độ phân tán ảnh hưởng bởi đường dòng ưu tiên không thể mô tả được bằng mô hình Fick và đòi hỏi phải có các lý thuyết bổ sung (Similiman và Wright, 1988). Goode và Konikơ (1990b) đã chỉ ra rằng phân tán thuần túy gây ra ảnh hưởng của tính không ổn định cũng làm phức tạp các tính toán về độ phân tán.

Cũng có các vấn đề trong việc định lượng các phản ứng hoá học dưới đất. Trong thực tế, các phản ứng hoá học thường được dùng trong các mô hình lan truyền vật chất chỉ giới hạn trong phạm vi hấp thụ, được mô tả bởi hệ số trễ (R_d) và sự thủy phân và phân huỷ được mô tả bởi hằng số vận tốc bậc nhất (λ). Những thành phần này được xác định như sau:

$$R_d = v/v_e = 1 + K_d(\rho_b/n) \quad (4.28a)$$

$$dC/dt = \lambda C \quad (4.28b)$$

trong đó v là vận tốc thấm thực trung bình của dòng ngầm, v_e là vận tốc của chất ô nhiễm, K_d là hệ số phân bố, ρ_b là mật độ thể tích của đất đá và n là hệ số rỗng, $\lambda = \ln(2)/t_{1/2} = 0.693/t_{1/2}$ trong đó $t_{1/2}$ là nửa khoảng thời gian.

Rõ ràng các khái niệm đơn giản trên chỉ đủ để mô tả cho các bài toán ô nhiễm đơn giản. Hơn nữa còn có mức độ tin cậy trong việc xác định bản chất của các phản ứng hoá học xảy ra dưới đất cũng như việc lựa chọn các thông số cho việc định lượng các quá trình này. Hầu hết các mô hình mới chỉ hạn chế ở các dạng chất hoá học đơn giản. Các mô hình phức tạp hơn hiện nay đang được xây dựng và thử nghiệm.

Phương trình truyền chất cơ bản là phương trình đối lưu – phân tán có thể rút ra từ phương trình cân bằng khối lượng sử dụng phương trình (4.26) để biểu diễn dòng phân tán và phương trình (4.28) để biểu diễn các phản ứng hoá học:

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) - \frac{\partial}{\partial x_i} (C v_i) = R_d \frac{\partial C}{\partial t} + \lambda C R_d - \frac{C' W^*}{n_e} \quad (4.29)$$

Ở đây C là nồng độ, C' là nồng độ của nguồn, v_i là các thành phần của vectơ vận tốc, W^* là thành phần cấp hay thoát của nước dưới đất (source/sink term) và n_e là hệ số rỗng hữu hiệu. Chương trình mô hình lan truyền vật chất thường bao gồm hai chương trình con: chương trình giải phương trình dòng chảy và chương trình giải phương trình đối lưu – phân tán. Lời giải của chương trình dòng chảy cho phân bố mực nước, từ đó

trường vận tốc sẽ được tính toán. Các vận tốc này sẽ là đầu vào cho chương trình truyền chất để tính phân bố nồng độ theo thời gian và không gian.

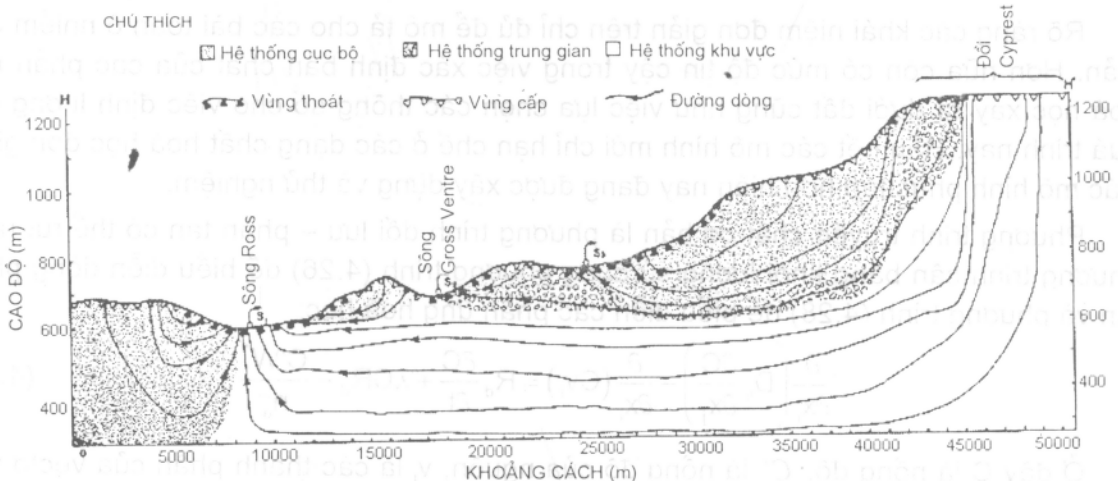
Phương trình (4.29) gặp phải khó khăn khi giải bằng phương pháp số. Đó là do cả lời giải theo sai phân và phần tử hữu hạn đều bị ảnh hưởng bởi các sai số về số do hiện tượng được biết là “phân tán số”. Phân tán số là phân tán nhân tạo do các sai số liên quan đến sự rời rạc hoá miền tính toán. Để giảm tối thiểu các sai số, các ô lưới cần được xây dựng sao cho số Peclet, P_e ($P_e = \Delta l / \alpha$, trong đó Δl là kích thước đặc trưng ô lưới và α là hệ số đặc trưng phân tán) nhỏ hơn hoặc bằng 1, mặc dù các lời giải có thể chấp nhận được khi P_e lên đến 10. Thường thì nên lấy $P_e < 4\alpha$. Cũng như vậy, bước thời gian cũng nên chọn sao cho chỉ số Courant, Cr ($Cr = v\Delta t / \Delta l$) nhỏ hơn hoặc bằng 1. Các chương trình truyền chất theo phương pháp phần tử hữu hạn như SEFTRAN (GeoTrans, 1988), CFEST (Gupta và nnk, 1987), HST3D (Kipp, 1987), theo phương pháp sai phân như FTWORK (Faust và nnk, 1990) đều sử dụng chương trình dòng chảy tương tự như cấu trúc của MODFLOW.

Để tránh các vấn đề về số liên quan đến lời giải sai phân và phần tử hữu hạn của phương trình đối lưu – phân tán, một số tác giả sử dụng lời giải theo đường chuyển động của phần tử, bỏ qua sự phân tán như đã trình bày ở mục 4.3.1.

4.3.3. Áp dụng

a) Phân tích hệ thống dòng chảy

Các chương trình tính toán chuyển động của các phần tử cần được sử dụng thường xuyên như phần kiểm tra sau khi xây dựng mô hình dòng chảy. Bố trí các phần tử xung quanh biên của mô hình sẽ cho một hình ảnh của trường dòng chảy (hình 4.16) đặc biệt có ích trong thiết kế kỹ thuật và quản lý nước ngầm. Trong phân tích về hệ thống dòng chảy vùng, chuyển động của phần tử có thể mô tả các hệ thống dòng chảy cục bộ, trung gian và khu vực cùng với vùng lượng bổ cập và lượng chảy ra.



Hình 4.16. Các đường dòng được xác định bởi mô hình chuyển động của phần tử (Ophori và Toth, 1989)

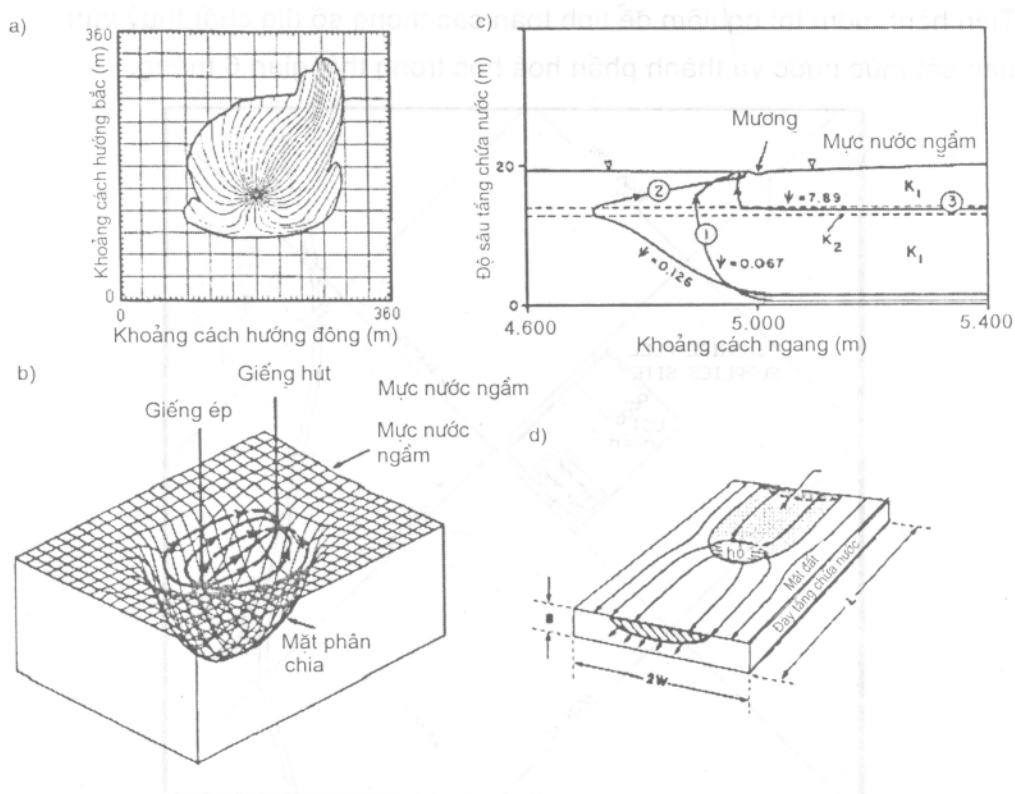
b) Đường đi của chất ô nhiễm

Trong mô phỏng đường đi của chất ô nhiễm, một hoặc nhiều các phần tử được đưa

vào tại vị trí nguồn và đi theo trường dòng chảy. Các kết quả phân tích bao gồm đường đi của phần tử với các vị trí lưu lượng thoát ra và thời gian di chuyển trung bình. Ngược theo chiều chuyển động của phần tử sẽ dẫn đến vị trí nguồn của ô nhiễm. Nhờ đó, có thể phát hiện ra những nơi phát sinh ô nhiễm (Shafer, 1987). Zheng và nnk (1990) đã mô tả việc sử dụng đường đi của phần tử để xác định thời gian cần thiết khôi phục tầng chứa nước. Vì các chương trình tính toán đường đi của phần tử bỏ qua sự phân tán, nên chúng không phù hợp khi cần tính sự xuất hiện ban đầu của nguồn chất ô nhiễm.

c) Xác định vùng thu nước

Mối quan tâm trong việc xác định vùng thu nước xung quanh giếng đã thúc đẩy sự phát triển các chương trình tính toán đường chuyển động của phần tử. Các chương trình đường đi của các phần tử đã được thiết kế chuyên cho các phân tích đối phòng hộ vệ sinh (Blandford và Huyjakorn 1990; Shafer 1987). Các vùng thu nước liên quan đến phần hệ thống dòng chảy cung cấp nước cho giếng hoặc hồ ao, sông ngòi và kênh mương. Các vùng thu nước được mô tả tốt nhất bằng việc sử dụng đường đi ngược của các phần tử nhờ đó các phần tử được đưa vào giếng và lần ngược trở lại theo các đường dòng đến nguồn của chúng. Một số ví dụ về sử dụng các chương trình chuyển động của phần tử trong phân tích vùng thu nước được trình bày trong hình 4.17.



Hình 4.17. Một số ví dụ mô tả các vùng thu nước bằng phân tích đường đi của phần tử

- a) Vùng thu nước của giếng hút nước trong tầng chứa nước không đồng nhất sử dụng đường đi ngược chiều của các phần tử (Shafer, 1987); b) Vùng thu nước của hệ thống giếng khoan hút/ép nước (Zheng, 1989); c) Ba vùng thu nước (được đánh số: (1) $K_1 = K_2$; (2) $K_1/K_2 = 100$; (3) $K_2/K_1 = 100$) được mô tả bởi các đường dòng chia nước xung quanh mương tưới (Zheng và nnk, 1988); d) Vùng thu nước của hồ (Townley và Davison, 1988).

4.4. Thực hành mô hình Modflow

Bài tập sau hướng dẫn: i) các bước xây dựng một mô hình dòng chảy nước dưới đất và chuyển dịch chất nhiễm bẩn; và ii) hiệu chỉnh mô hình.

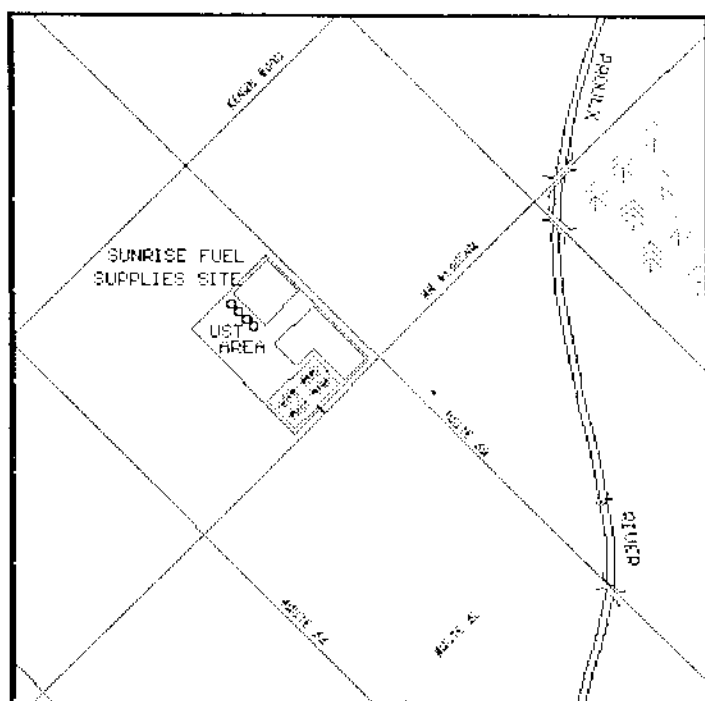
Vị trí sẽ lập mô hình là Công ty Cung ứng Nhiên liệu Sunrise. Bản đồ vị trí của Công ty Cung ứng Nhiên liệu Sunrise và vùng lân cận trình bày trong hình 4.18.

1. Mô tả vấn đề

Khoảng 2 năm trước giám đốc Công ty thấy rằng lượng dầu bán ra không tương ứng với thể tích dầu mua về để bán. Ban đầu người ta nghi ngờ là nhân viên ăn cắp dầu của Công ty. Nhưng cuối cùng Công ty đã phát hiện ra rõ ràng là nguyên nhân thiếu hụt dầu.

Một kế hoạch khảo sát chi tiết đã được tiến hành để xác định mức độ nhiễm bẩn. Công tác khảo sát bao gồm các hoạt động sau:

- Khoan một vài lỗ khoan để xác định đặc điểm địa chất.
 - Tiến hành mức nước thí nghiệm ở các lỗ khoan để xác định đặc tính thuỷ lực của đất đá.
 - Tiến hành bơm thí nghiệm để tính toán các thông số địa chất thuỷ văn.
- Quan sát mức nước và thành phần hoá học trong thời gian 6 tháng.



Hình 4.18. Vị trí của Công ty Cung ứng Nhiên liệu Sunrise và vùng lân cận

Vùng nghiên cứu nằm trên một vùng khá bằng phẳng với cao độ trung bình khoảng 200 feet (60m) trên mực nước biển trung bình (AMSL). Địa hình dốc từ tây bắc xuống đông nam và về phía sông Proulx. Sông Proulx chảy từ phía bắc xuống phía nam với cao

độ mực nước sông từ 174 – 176 feet (52 – 53m) AMSL ở phía bắc, tới 169 – 171 feet (51 – 52m) ở phía nam. Chiều sâu trung bình của sông Proulx khoảng 5 feet (1,5m).

Kết quả công tác khoan chỉ ra rằng dưới vùng nghiên cứu là một tầng chứa nước khá đồng nhất bao gồm cát và sỏi lẫn bột phân bố tới độ sâu 50 feet (15m) dưới mặt đất. Kết quả mức nước thí nghiệm chỉ ra rằng hệ số thấm từ 0,5 đến 15 ft/ngày (0,1 đến 4,5m/ngày). Tài liệu quan trắc mực nước chỉ ra rằng mực nước khá thoải, nhìn chung hướng chảy theo địa hình với độ dốc ra phía bờ sông.

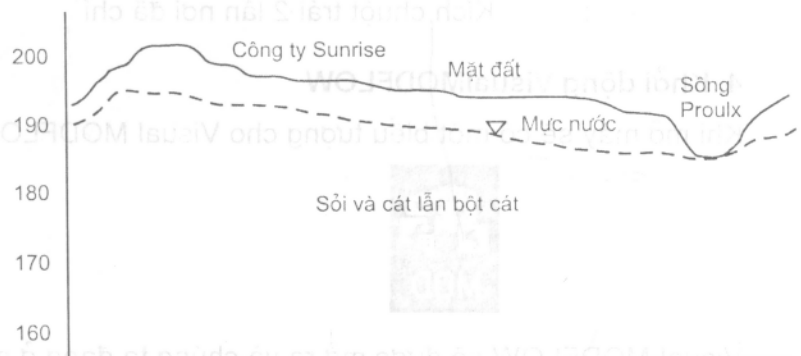
Kết quả phân tích chất lượng nước chỉ ra một mức nhiễm bẩn BTEX cao bên dưới vùng nghiên cứu. Dựa trên kết quả khảo sát cần phải xây dựng một mô hình để đánh giá tiềm năng nhiễm bẩn của vùng nghiên cứu và xác định tính khả thi của một giếng bơm và hệ thống xử lý nhiễm bẩn.

2. Mô hình khái niệm

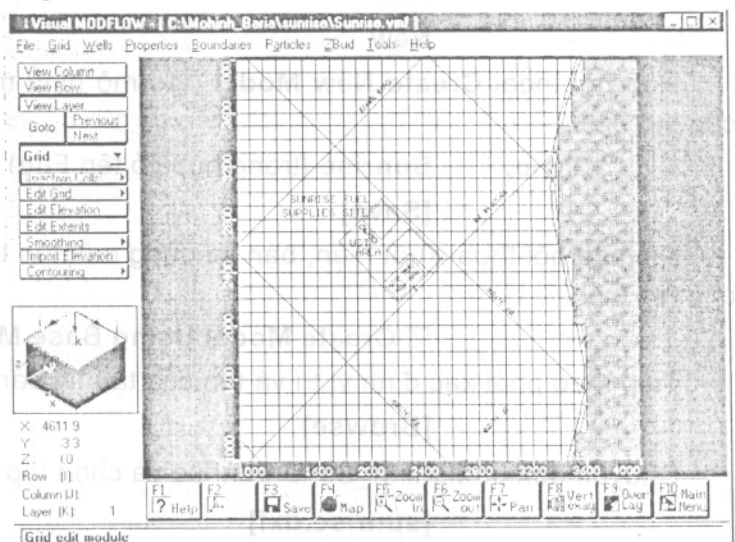
Bước đầu tiên trong bài tập này là xây dựng mô hình khái niệm và xác định các điều kiện biên của mô hình. Từ mặt cắt trong hình 4.19 thấy rằng nước dưới đất chảy trong tầng chứa nước gồm cát và sỏi lẫn bột thoát ra sông Proulx. Dọc theo phía tây của vùng nghiên cứu, mực nước dao động giữa cao độ 193 và 198 feet (58 tới 60m) AMSL, trung bình 196,5m AMSL. Nước dưới đất chảy qua vùng nghiên cứu theo hướng chủ yếu từ tây sang đông.

Một điều kiện biên mực nước không đổi (constant head) 196,5 ft (59,7m) được chọn dọc theo biên phía tây của mô hình. Biên này đã được chọn ở một khoảng cách xa đáng kể khu vực nghiên cứu để không ảnh hưởng tới hệ thống dòng chảy nước dưới đất bắt đầu trong khu vực Công ty (giếng khai thác nước).

Biên phía tây được chọn dọc theo sông Proulx. Điều kiện biên sông được dùng để mô phỏng sông Proulx.



Hình 4.19. Mặt cắt qua khu vực Công ty Sunrise



Hình 4.20. Biên của mô hình

Các biên phía bắc và phía nam được chọn như các biên không dòng chảy bởi vì dòng chảy nước dưới đất chảy theo hướng song song với các biên này. Các biên này đã được chọn ở một khoảng cách xa đáng kể khu vực nghiên cứu để không ảnh hưởng tới hệ thống dòng chảy nước dưới đất bắt đầu trong khu vực Công ty (giếng khai thác nước).

3. Các ký hiệu

Trong bài thực hành này các chữ và ký hiệu với ý nghĩa sau sẽ được dùng:

Type:	Đánh máy từ hoặc giá trị đã cho
Select:	kích chuột trái nơi đã chỉ
	Ấn phím <Tab>
	Ấn phím <Enter>
	Kích chuột trái nơi đã chỉ
	Kích chuột trái 2 lần nơi đã chỉ

4. Khởi động VisualMODFLOW

Khi mở máy sẽ có một biểu tượng cho Visual MODFLOW



Visual MODFLOW sẽ được mở ra và chúng ta đang ở menu chính.

5. Thiết kế mô hình và nhập số liệu

Bước 1: Xây dựng lưới của mô hình

Để bắt đầu xây dựng mô hình:

	File
	New

Hộp hội thoại **Create New Model** (tạo mô hình mới) sẽ hiện ra nhắc bạn vào tên của mô hình.

Type:	Sunrise (trong hộp có tên File)
	[Save]

Khi hộp hội thoại xuất hiện, bạn sẽ dùng một tập tin AutoCAD.DXF làm bản đồ nền cho mô hình.

	☒ Create Model Using Base Map
---	--

Tiếp theo phải xác định vị trí và tên của tập tin bản đồ nền.

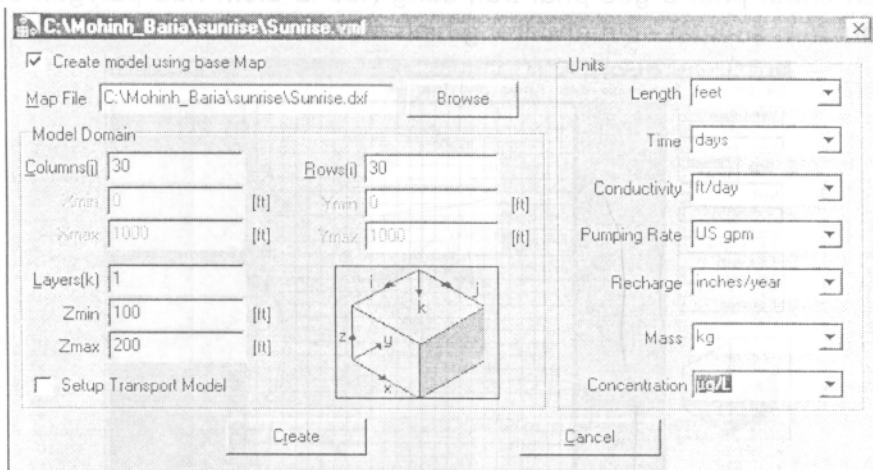
	[Browse]
---	-----------------

Chuyển đến c:\Mohinh_Barua\Sunrise và chọn tập tin sau:

	[sunrise.dxf]
	[Open]

[sunrise.dxf]
[Open]

Tiếp theo vào số cột, dòng và lớp, đơn vị sử dụng vào các hộp như hình 4.21.



Hình 4.21. Nhập số cột, dòng, lớp và đơn vị sử dụng

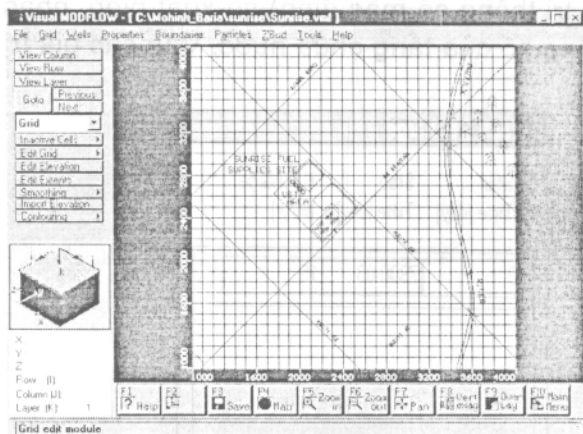
[Create] Hộp hội thoại sẽ hiện ra:

Điền vào các hộp **Model Origin** và **Model Corners** các số liệu như trong hình 4.22. Để thể hiện lưới trên bản đồ nền trong góc phải phía dưới

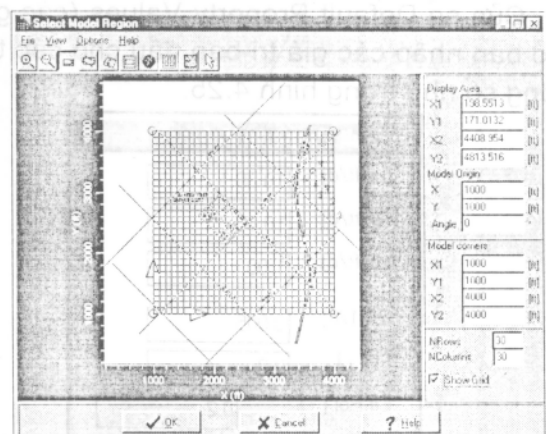
☒ **Show grid** (để chọn)

[OK] (để chấp nhận các giá trị vừa nhập vào)

Lúc đó Visual MODFLOW sẽ tạo ra một lưới sai phân hữu hạn có khoảng cách đều, gồm 30x30x1 ô và tự động mở **Input Module** như trong hình 4.23.



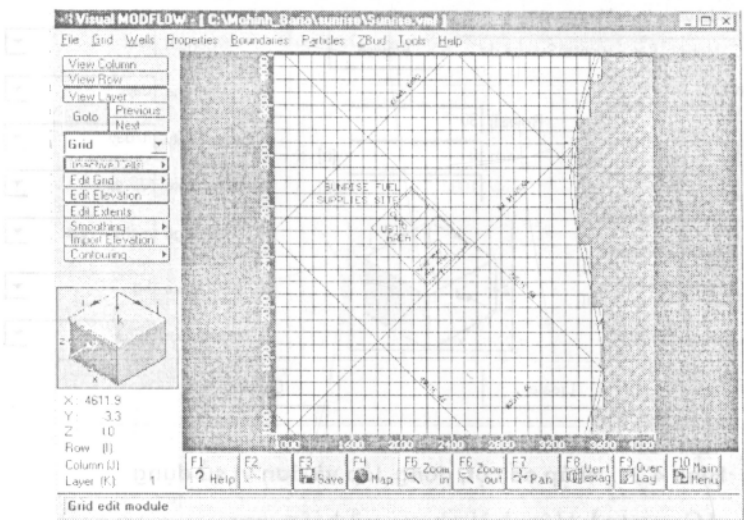
Hình 4.22. Nhập tọa độ của mô hình



Hình 4.23. Lưới của mô hình

Trong bài tập này chúng ta giả sử rằng sông Proulx có tác dụng như một vùng thoát nước dưới đất vì thế có thể cho rằng dòng chảy nước dưới đất ở phía đông của sông không tham gia vào dòng chảy ở vùng phía tây của sông. Vì vậy, các ô lưới nằm ở phía đông của sông sẽ là các ô không hoạt động.

Di chuyển chuột tới góc phải trên cùng của mô hình kích chuột một lần để neo polygon. Sau đó di chuột xuống góc phải phía dưới của lưới mô hình và lại kích chuột. Bây giờ di chuyển chuột và kích chuột dọc theo bờ đông của sông Proulx. Để đóng polygon kích chuột phải ở góc phải trên cùng (tức là điểm neo polygon ban đầu). Một polygon màu đậm sẽ xuất hiện như trong hình 4.24



Hình 4.24. Các ô không hoạt động trong mô hình

Bước 2: Nhập các đặc tính và điều kiện biên của mô hình

Bước tiếp theo là gán thông qua đồ họa các thông số đầu vào của mô hình

- ☞ **Properties** (từ thanh menu trên cùng)
- ☞ **Conductivity** (từ menu chạy xuống)
- ☞ **[Yes]** (để lưu số liệu lưới trước khi thoát)

Cửa sổ Default Property Values (các giá trị thông số mặc định) sẽ xuất hiện, nhắc nhở bạn nhập các giá trị ban đầu cho các thông số của tầng chứa nước. Vào các giá trị thông số như trong hình 4.25.

Default Property Values

Kx [ft/d]:

10.00

Ky [ft/d]:

10.00

Kz [ft/d]:

1.00

Ss [1/ft]:

0.005

Sy [·]:

0.2

Eff.Por [·]:

0.2

Tot.Por [·]:

0.2

OK

Help

Hình 4.25. Nhập giá trị các thông số

Default Recharge

Start

Stop

Recharge

Time [day]

Time [day]

[in/yr]

0

7300.00

15

OK

Import

Hình 4.26. Nhập giá trị bổ cập

Tiếp theo là gán các điều kiện biên cho mô hình.

- ☞ **Boundaries** (từ thanh menu trên cùng)

Recharge (từ menu chạy xuống)

Cửa sổ Default Recharge (bổ cập mặc định) sẽ xuất hiện, nhập giá trị như trong Hình 4.26.

Gán điều kiện biên áp lực không đổi dọc biên phía tây như sau:

Boundaries (từ thanh menu trên cùng)

Constant Head (từ menu chạy xuống)

[Yes] (để lưu số liệu lưới trước khi thoát)

[Assign] (từ thanh menu bên trái)

[Line]

Di chuyển con chuột tới góc trên bên trái, kích chuột để neo đường thẳng. Sau đó di chuyển chuột xuống góc dưới bên trái, kích chuột phải để đóng đường thẳng. Các ô đường thẳng đi qua sẽ chuyển qua màu hồng. Một cửa sổ nhập sẽ xuất hiện.

Nhập các số liệu sau:

- Start Time: 0
- Stop Time: 7300
- Start Point: 196.5 ⇔
- End Point: 196.5
- [OK]

Đường màu hồng sẽ chuyển thành màu đỏ chỉ ra rằng các giá trị áp lực đã được gán cho các ô.

Tiếp theo gán một đường điều kiện biên sông cho các ô dọc theo sông Proulx để mô phỏng mực nước của các vùng lân cận sông.

Boundaries (từ thanh menu trên cùng)

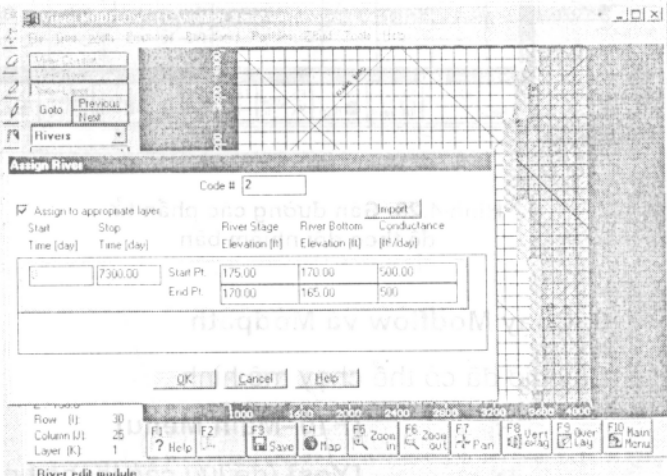
Rivers (từ menu chạy xuống)

[Assign] (từ thanh menu bên trái)

[Line]

Di chuyển chuột tới phần phía bắc của sông Proulx, kích chuột để neo đường thẳng. Sau đó dùng chuột để số hoá sông theo một đường dọc sông Proulx. Kích chuột phải để đóng đường ở vị trí phía nam của sông Proulx. Tiếp theo nhập các số liệu như trong hình 4.27.

[OK]



Hình 4.27. Nhập các thông số cho biên sông

Bước 3: Gán các phần tử theo dõi dịch chuyển

Trước khi chạy mô hình chúng ta sẽ gán một số phần tử theo dõi dịch chuyển (tracking particles) trong vùng lân cận vùng UST để xác định đường dịch chuyển của các rẽ quạt nhiễm bẩn nước dưới đất.

- ☞ **Particles** (từ thanh menu trên cùng)
- ☞ **[Yes]** (để lưu số liệu biên trước khi thoát)

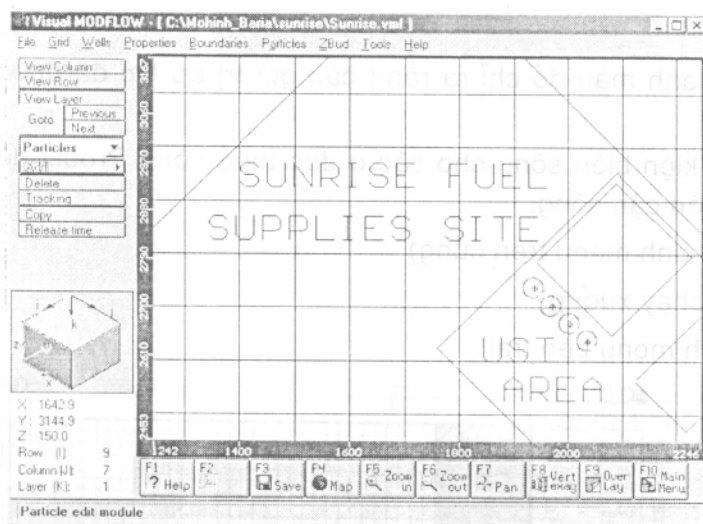
Để gán các phần tử trong vùng UST, đầu tiên phải phóng to vị trí Công ty Sunrise

- ☞ **[F5–Zoom–In]** (từ thanh menu ở đáy màn hình)

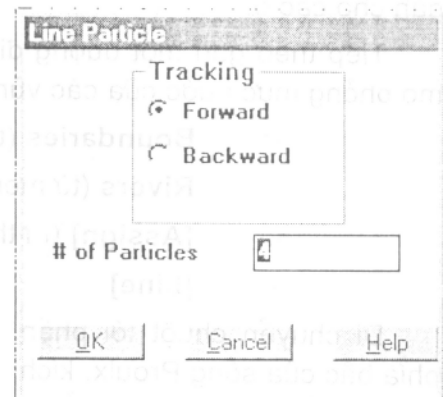
Di chuyển con chuột vào trong mô hình, kích chuột ở vị trí phía tây bắc của vùng UST AREA để neo cửa sổ. Sau đó vẽ một hộp xung quanh vùng UST AREA và kích chuột để đóng cửa sổ. Màn hình lúc đó sẽ tương tự như hình 4.28.

- ☞ **[Add]** (từ menu bên trái)
- ☞ **[Line]**

Di chuyển con chuột tới phía bắc vùng UST AREA và kích chuột vào vòng tròn phía bắc để neo vị trí của đường các phần tử. Sau đó kéo dài đường tới phía nam và lại kích chuột để đóng đường thẳng. Một hộp hội thoại sẽ xuất hiện. Đánh máy số **4** vào ô **# of Particles** như hình 4.29.



Hình 4.28. Gán đường các phần tử để theo dõi nhiễm bẩn



Hình 4.29. Gán số phần tử theo dõi nhiễm bẩn

6. Chạy Modflow và Modpath

Bây giờ đã có thể chạy mô hình

- ☞ **[F10–Main Menu]**
- ☞ **[Yes]** (để lưu các thông tin về các phần tử theo dõi nhiễm bẩn)
- ☞ **Run** (từ menu trên cùng của màn hình)

Hộp hội thoại **Select Run Type** (chọn loại mô hình để chạy) sẽ nhắc bạn chạy mô hình trạng thái ổn định hay trạng thái không ổn định.

Giá trị mặc định là ☒ **Steady State**

☐ **[OK]** (để chấp nhận chạy mô hình trạng thái ổn định)

☐ **[Run]**

Hộp hội thoại **A Translate/Run** (chuyển dịch/chạy) sẽ xuất hiện.

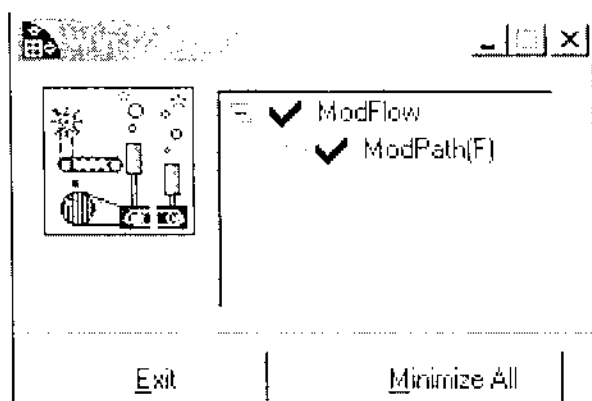
☒ Run MODFLOW

☒ Run MODPATH

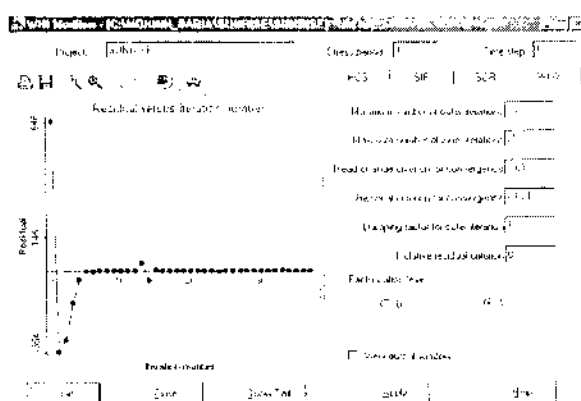
☐ **[Translate&Run]**

Visual Modflow sẽ tạo ra các tập tin cần thiết và chạy mô hình. Lúc này trên màn hình sẽ hiện ra như các hình 4.30 và 4.31.

☐ **[Exit]**



Hình 4.30. Dấu kiểm tra mô hình đã chạy xong



Hình 4.31. Thông tin về các thông số chạy và thể hiện đồ họa số liệu hội tụ

7. Xem kết quả chạy mô hình

☐ **Output** (từ thanh menu trên cùng)

☐ **[F6–Zoom–Out]** (từ thanh menu ở dưới đáy màn hình)

Trên màn hình sẽ xuất hiện bản đồ đẳng mực nước chỉ ra nước dưới đất chảy theo hướng từ tây sang đông về phía sông Proulx như hình 4.33.

Để xem các đường dịch chuyển của các chất nhiễm bẩn chảy ra khỏi vùng UST AREA.

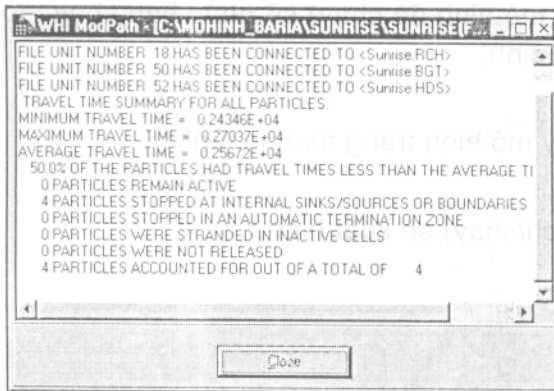
☐ **Pathlines**

☐ **[F5–Zoom–In]** (từ thanh menu ở đáy màn hình)

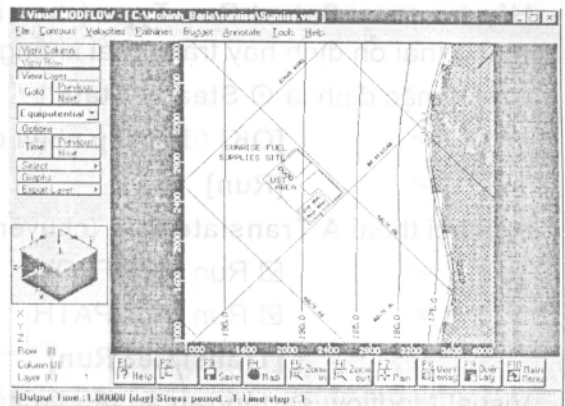
Các ký hiệu thời gian trên các đường dịch chuyển cho biết các rò rỉ chất nhiễm bẩn có thể di chuyển bao xa khỏi vị trí Công ty, giả sử rằng chúng di chuyển với cùng vận tốc như dòng chảy nước dưới đất.

☐ **[Option]**(từ menu bên trái)

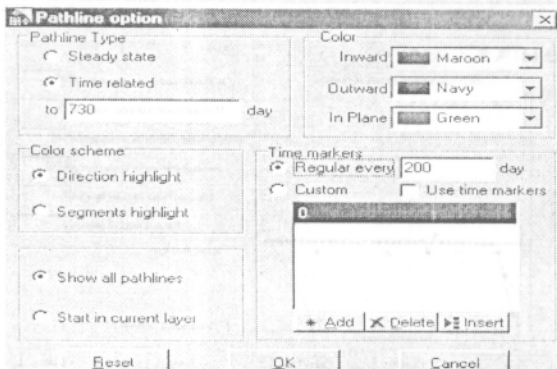
Hộp hội thoại **Pathline Option** sẽ xuất hiện. Thay đổi các ô trong hộp hội thoại này như hình 4.34. Các đường dịch chuyển của các phần tử nhiễm bẩn sẽ như trong hình 4.35.



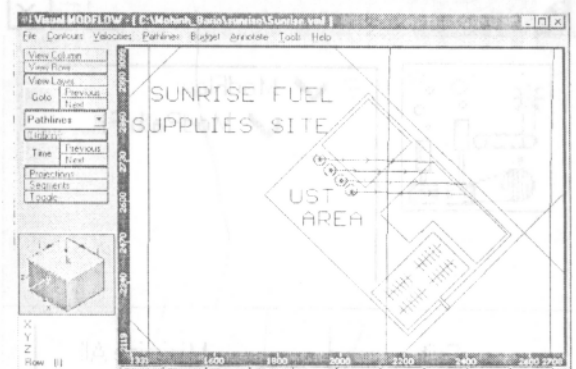
Hình 4.32. Thẻ hiển kết quả và tiến độ trong tính toán của MODPATH



Hình 4.33. Bản đồ đẳng mức nước



Hình 4.34. Gán các giá trị để xem đường dịch chuyển của các phần tử nhiệm bản



Hình 4.35. Đường di chuyển của các phần tử nhiệm bản

8. Mô phỏng một lỗ khoan xử lý

Trong phần này bạn sẽ mô phỏng một lỗ khoan xử lý, xác định lưu lượng bơm cần thiết để hút hết các rò rỉ ô nhiễm và ngăn chặn sự di chuyển của chúng.

Bước 1: Tạo một lỗ khoan xử lý

- ☞ [F10–Main Menu] (từ thanh menu trên cùng)
- ☞ Input (từ thanh menu trên cùng)
- ☞ Well (từ thanh menu trên cùng)
- ☞ Pumping Wells
- ☞ [Add Well] (từ thanh menu bên trái)

Kích chuột ở một vị trí bất kỳ trên màn hình, một hộp hội thoại sẽ xuất hiện, vào các thông số cho lỗ khoan xử lý như trong hình 4.36.

- ☞ [OK]

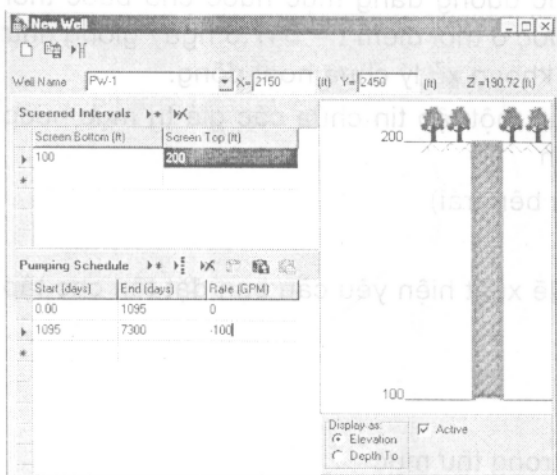
Bước 2: Chạy mô hình có lỗ khoan xử lý

- ☞ [F10–MainMenu] (từ thanh menu ở đáy màn hình)

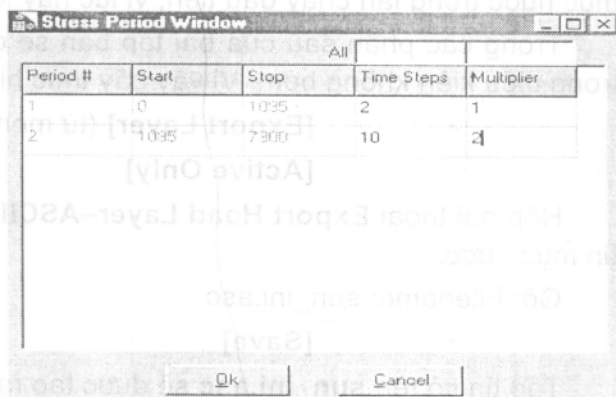
- ☞ **Run** (từ thanh menu trên cùng)
- ☞ **☉ Transient**
- ☞ **[OK]**
- ☞ **[MODFLOW]**
- ☞ **Time Steps**

Hộp hội thoại **Stress Period** sẽ xuất hiện, điền các thông số như trong hình 4.37.

- ☞ **[OK]**



Hình 4.36. Nhập các thông số của lỗ khoan xử lý



Hình 4.37. Nhập các thông số bước thời gian

Trong lần chạy mô hình này chúng ta quan tâm tới ảnh hưởng hạ thấp của lỗ khoan xử lý tới việc di chuyển của các phần tử nhiễm bẩn ra khỏi vùng UST AREA. Để tính toán mực nước hạ thấp, mô hình cần biết mực nước trước khi bơm. Do vậy cần nhập mực nước ban đầu trong lần chạy mô hình này từ lần chạy mô hình lần trước.

- ☞ **MODFLOW**
- ☞ **Initial Heads**
- ☞ **☉ Previous Visual MODFLOW Run (*.HDS)**

Hộp hội thoại **Import Initial Heads** sẽ xuất hiện nhắc bạn chọn tập tin thích hợp

- ☞ **sunrise.hds**
- ☞ **[Open]**
- ☞ **[OK]**

Bước cuối cùng trước khi chạy mô hình là cài đặt các khả năng chọn kiểm soát sản phẩm đầu ra của mô hình

- ☞ **[MODFLOW]** (từ thanh menu trên cùng)
- ☞ **Output Control** (từ thanh menu chạy xuống)
- ☞ **[All Print On]**
- ☞ **[All Save On]**
- ☞ **[OK]**

Mô hình sẽ tính toán mực nước và hạ thấp ở từng bước. Bây giờ đến lúc chạy mô hình.

 **Run** (MODFLOW và MODPATH phải được chọn)

 **[Translate & Run]**

Bước 3: Xem các ảnh hưởng của lỗ khoan xử lý

Khi mô hình đã chạy xong, Visual MODFLOW sẽ trở lại Main Menu

 **Output**

 **[F6–Zoom Out]**

Lúc này Visual MODFLOW sẽ thể hiện các đường đẳng mức nước cho bước thời gian đầu tiên ($t = 547,5$ ngày). Chú ý là mức nước ở thời điểm $t = 547,5$ ngày giống như mức nước trong lần chạy đầu tiên, vì lúc này lỗ khoan xử lý chưa hoạt động.

Trong các phần sau của bài tập bạn sẽ cần một tập tin chứa các giá trị mức nước trong điều kiện không bơm. Vì vậy hãy thực hiện

 **[Export Layer]** (từ menu bên trái)

 **[Active Only]**

Hộp hội thoại **Export Head Layer–ASCII** sẽ xuất hiện yêu cầu bạn đặt tên cho tập tin mức nước.

Gõ: Filename: sun_ini.asc

 **[Save]**

Tập tin có tên **sun_ini.asc** sẽ được tạo ra trong thư mục

C:\Mohinh_BaRia\Sunrise

Để thể hiện tất cả các bước thời gian trong mô hình

 **[Time]** (từ menu bên trái)

Hộp hội thoại **Select Output Time** sẽ xuất hiện với danh mục tất cả các bước thời gian.

Chú ý rằng các bước thời gian trong giai đoạn đầu (0 tới 1095 ngày) được chia thành 2 khoảng bằng nhau (547,5 ngày). Trong khi các bước thời gian trong giai đoạn hai (từ 1095 đến 7300 ngày) được chia nhỏ hơn so với giai đoạn đầu.

 **1095**

 **[OK]**

Mô hình sẽ thể hiện mức nước ở thời điểm 1095 ngày ngay trước khi lỗ khoan xử lý bắt đầu hoạt động. Để thể hiện mức nước của các bước thời gian đầu tiên sau khi bơm:

 **[Next]** (từ menu bên trái)

Chú ý sự thay đổi hình dạng của đường đẳng mức nước ở vùng gần lỗ khoan xử lý trong hình 4.38. Kích chuột vào **[Next]** cho đến khi mức nước tới điều kiện ổn định (tức là mức nước thay đổi không đáng kể).

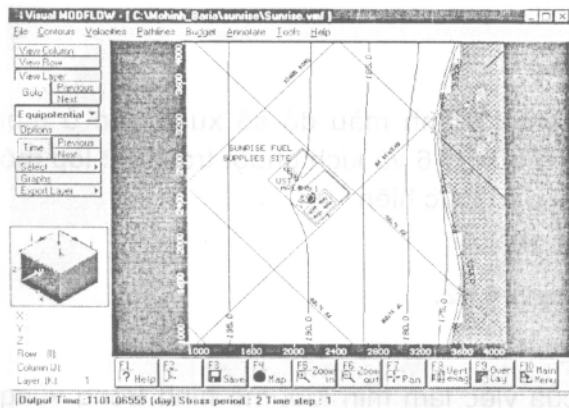
Điều kiện ổn định xuất hiện sau gần 1865 ngày (770 ngày từ khi lỗ khoan bắt đầu hoạt động). Vì vậy sẽ cần hơn 2 năm bơm với lưu lượng 100 US gpm trước khi tầng chứa nước đạt điều kiện hạ thấp ổn định.

Bây giờ quay trở lại bản đồ đẳng mức nước tại thời điểm 1101 ngày

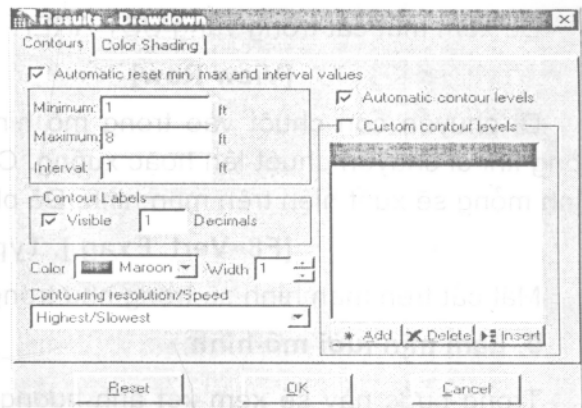
 **[Time]** (từ menu bên trái)

 **1101**

 **[OK]**



Hình 4.38. Ảnh hưởng của lỗ khoan xử lý



Hình 4.39. Nhập các giá trị để xem độ hạ thấp mực nước

Mức nước sẽ xuất hiện như trong hình 4.40. Để thể hiện các đường đẳng hạ thấp mực nước:

- ☞ **Contours** (từ menu trên cùng)
- ☞ **Drawdown** (từ menu chạy xuống)
- ☞ **Options** (từ menu bên trái)

Hộp hội thoại **Drawdown Overlay Countour Options** sẽ xuất hiện, vào các giá trị sau đó kích **[OK]**. Phóng to vùng quan tâm để xem xét sự phát triển từ từ của hình phễu hạ thấp mực nước và mức độ lan truyền của nó xung quanh lỗ khoan xử lý.

- ☞ **[F5-Zoom In]**

Để xem xét các đường đẳng hạ thấp mực nước của các bước tiếp theo:

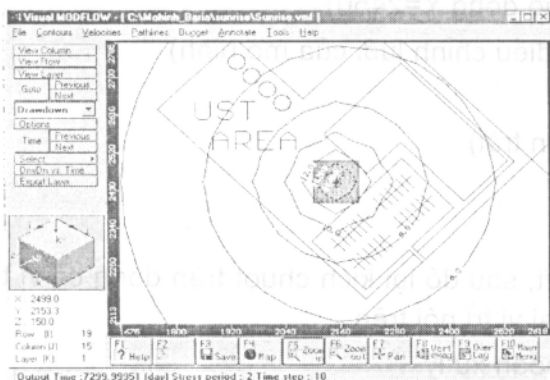
- ☞ **[Next]**

Bước tiếp theo là đánh giá hiệu quả của lỗ khoan xử lý để xem liệu nó có hút được các rò rỉ ngầm tiềm ẩn và ngăn cản nhiễm bẩn chảy ra khỏi vùng UST AREA không.

- ☞ **Pathlines** (từ menu trên cùng)

Kết quả các đường dịch chuyển sẽ hiện ra như trong hình 4.41.

Kết quả chỉ ra rằng lưu lượng bơm chưa đủ để hút rò rỉ ngầm tiềm ẩn và chưa ngăn cản được nhiễm bẩn di chuyển ra khỏi khu vực UST AREA. Vì vậy, lưu lượng lỗ khoan cần phải gia tăng hoặc là phải loại bỏ lỗ khoan.



Hình 4.40. Hình phễu hạ thấp mực nước



Hình 4.41. Hiệu quả của lỗ khoan xử lý trong việc ngăn chặn nhiễm bẩn

Để xem mặt cắt trong vùng UST AREA

 **[View Row]**

Di chuyển con chuột vào trong mô hình, một thanh màu đỏ sẽ xuất hiện ở mỗi dòng khi di chuyển chuột lên hoặc xuống. Chọn dòng 16 và kích chuột trái. Một lớp mô hình mỏng sẽ xuất hiện trên màn hình. Để phóng to thực hiện

 **[F8–Vert. Exag.]. Type: 20.**

Mặt cắt trên màn hình sẽ trông như trong hình 4.42.

9. Làm mịn lưới mô hình

Trong bước này sẽ xem xét ảnh hưởng của việc làm mịn lưới mô hình trong vùng lân cận giếng khai thác.

Bước 1: Làm mịn lưới

 **[Input]**
 **[F5–Zoom In]**
 **[Edit Grid]** (từ menu bên trái)
 **[Edit Row]**
 **⊙ Refine by 2**

Kích chuột trên dòng có vị trí Y = 2200 ft, sau đó lại kích chuột trên dòng có vị trí Y = 2700 ft. Mô hình sẽ nhân đôi số dòng giữa hai vị trí nói trên.

Bây giờ thêm một vài đường lưới gần lỗ khoan xử lý hơn

 **⊙ Add** (trong hộp hội thoại **Rows**)

Kích chuột bất kỳ vị trí nào trong mô hình, hộp hội thoại **Add Horizontal Line** (thêm đường nằm ngang) sẽ xuất hiện

 **⊙ Add single line at**
type: 2430
 **[OK]**

Lặp lại 3 lần để thêm đường lưới tại các vị trí Y = 2445, 2455 và 2470 ft.

Cuối cùng xóa bỏ đường lưới đi qua lỗ khoan xử lý.

 **⊙ Delete** (kích chuột vào dòng Y=2450)
 **[Close]** (để chấp nhận điều chỉnh lưới của mô hình)

Tiếp theo làm tương tự cho các cột

 **[Edit Grid]** (từ menu bên trái)
 **[Edit Columns]**
 **⊙ Refine by 2**

Kích chuột trái trên cột có vị trí X = 1900 ft, sau đó lại kích chuột trên dòng có vị trí X = 2400ft. Mô hình sẽ nhân đôi số cột giữa hai vị trí nói trên.

Bây giờ thêm một vài đường lưới gần lỗ khoan xử lý.

 **⊙ Add** (trong hộp hội thoại **Rows**)

Kích chuột bất kỳ vị trí nào trong mô hình, hộp hội thoại **Add Vertical Line** (thêm đường thẳng đứng) sẽ xuất hiện

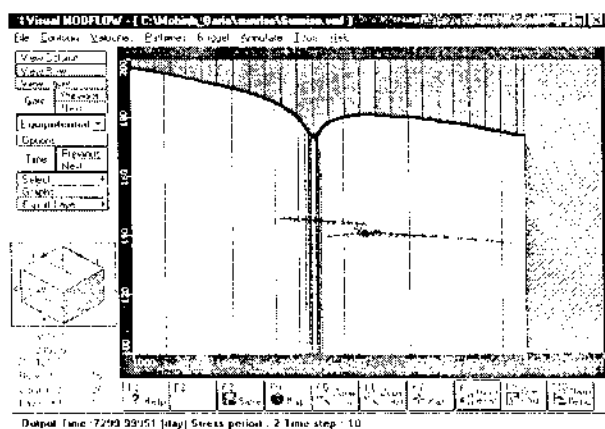
- ☞ **☉ Add single line at**
- type: 2130**
- ☞ **[OK]**

Lặp lại 3 lần để thêm đường lưới tại các vị trí $X=2145$, 2155 và 2170 .

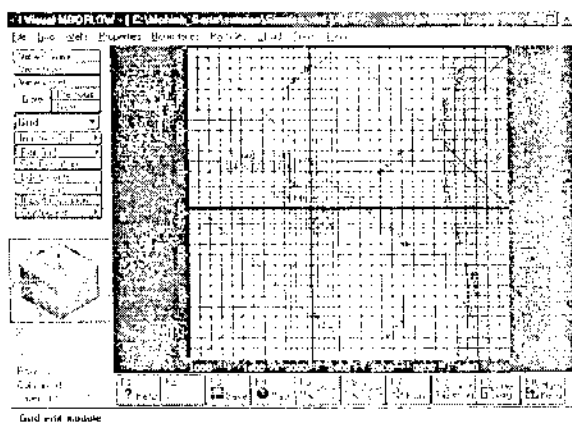
Cuối cùng xóa bỏ đường lưới đi qua lỗ khoan xử lý.

- ☞ **☉ Delete** (kích chuột vào dòng $X=2150$)
- ☞ **[Close]** (để chấp nhận điều chỉnh lưới của mô hình)
- ☞ **[F6–Zoom Out]**

Lưới mô hình được làm mịn sẽ như hình 4.43.



Hình 4.42. Mặt cắt qua vùng UST AREA



Hình 4.43. Làm mịn lưới mô hình

Bởi vì chúng ta đã làm mịn lưới mô hình, chúng ta không thể dùng mực nước ban đầu từ lần chạy mô hình trước nữa (do tập tin **.HDS** không tương thích với kích thước của lưới mới). Vì vậy mực nước ban đầu phải nhận được từ nguồn khác. Đây là lý do tại sao bạn phải tạo ra tập tin **sun_ini.asc** trong bước trước.

- ☞ **Properties** (từ menu trên cùng)
- ☞ **Initial Head**
- ☞ **[Yes]** (để lưu số liệu lưới mới)
- ☞ **[Import]** (từ menu bên trái)

Hộp hội thoại **Import Head from ASCII file** xuất hiện liệt kê các tập tin sẵn có trong thư mục **C:\Mohinh_baria\Sunrise**

- ☞ ☞ **sunrise_ini.asc**

Một hộp hội thoại **Nearest Neighbour** sẽ xuất hiện. Vào số liệu như sau:

Nearest Neighbour**[OK]**

Hộp hội thoại **Import Tolerance** sẽ xuất hiện. Kích chuột vào OK để chấp nhận giá trị mặc định. Bây giờ chạy mô hình để xem sự làm mịn lưới thay đổi kết quả ra sao.

[F3-Save]**[F10-Main Menu]****Bước 2: Chạy mô hình với lưới đã được làm mịn****Run****[OK]**

Bạn sẽ thấy một thông báo rằng tập tin **HDS** chứa số cột không thích hợp. Visual MODFLOW sẽ thông báo rằng bạn đã thay đổi lưới mô hình và mực nước bạn đã xác định trước (từ tập tin **sunrise.hds**) không thích hợp với lưới mô hình của bạn nữa.

[OK]**MODFLOW****Initial Heads****☉ Use Specified Heads**

Bây giờ chạy mô hình với lưới đã làm mịn.

Run**[Translate& Run]** (để chạy MODFLOW và MOTHPATH).

Khi đã chạy xong, kích **Exit** để trở về **Main Menu**.

Bước 3: Xem kết quả chạy mô hình**Output**

Trên màn hình sẽ hiện ra bản đồ đẳng mực nước cho bước thời gian đầu tiên của giai đoạn đầu ($T = 547,5$ ngày). Chú ý rằng bản đồ này không khác nhiều so với bản đồ có lưới thô hơn.

Phóng to khu vực xung quanh lỗ khoan xử lý để xem việc làm mịn lưới ảnh hưởng thế nào tới mực nước và đường dịch chuyển nhiễm bẩn.

[F5- Zoom In]**[Time]****7300****[OK]**

Mực nước hiện ra sẽ tương tự với mực nước trong hình 4.44. Chú ý rằng các đường đẳng mực nước gần với lỗ khoan thì mịn hơn và giá trị đường đẳng mực nước bây giờ là 165ft. Trong lần chạy trước giá trị này là 175ft.

Pathlines**View Row** (kích chuột vào dòng 20)

Các đường dịch chuyển các phần tử nhiễm bẩn sẽ tương tự như trong hình 4.45.

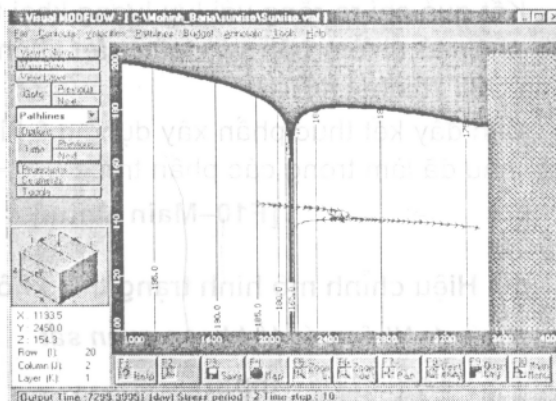
Kết quả chỉ ra rằng làm mịn lưới không có ảnh hưởng đáng kể đến các đường dịch chuyển nhiễm bẩn.

Bây giờ trở lại mô hình

[View Layer]



Hình 4.44. Đường đẳng mực nước với lưới đã được làm mịn hơn



Hình 4.45. Đường dịch chuyển nhiễm bẩn với lưới đã được làm mịn hơn

Bước 4: Tăng lưu lượng khai thác

Bước cuối cùng trong phần này là tăng lưu lượng khai thác tới 125 USgpm để hút hết và không cho rễ quạt nhiễm bẩn di chuyển ra khỏi vùng UST AREA.

[F10–MainMenu]

Input

Wells

Pumping Wells

[Edit Well]

Đặt chuột lên trên biểu tượng lỗ khoan và kích chuột trái. Hộp hội thoại **Well Edit** sẽ xuất hiện với các số liệu hiện hữu. Thay lưu lượng bơm của lỗ khoan từ –100USgpm (6,2 l/s) thành – 125USgpm (7,88 l/s).

[OK] (để chấp nhận các thay đổi đối với lỗ khoan xử lý)

[F10–Main Menu]

[Yes]

Run

[OK]

Run

[Translate &Run] (để chạy MODFLOW và MODPATH)

Khi chạy xong, kích vào **Output**.

Mô hình sẽ thể hiện các đường đẳng mực nước ở bước đầu tiên của giai đoạn đầu (T = 547,5 ngày).

[F5–Zoom In]

Pathlines

[Time]

7300 (để xem kết quả vào cuối năm thứ 20)

Kết quả chỉ ra rằng với lưu lượng khai thác 125USgpm (7,88 l/s) sẽ hút thành công các phần tử nhiễm bẩn và ngăn cản không cho rế quạt nhiễm bẩn di chuyển ra khỏi vùng UST (hình 4.46).

Đến đây kết thúc phần xây dựng mô hình. Nếu bạn có thời gian hãy thử xem xét hạ thấp như đã làm trong các phần trước

[F10–Main Menu]

10. Hiệu chỉnh mô hình trạng thái không ổn định, không khai thác

Bước 1: Nhập các lỗ khoan quan sát

Input

Wells

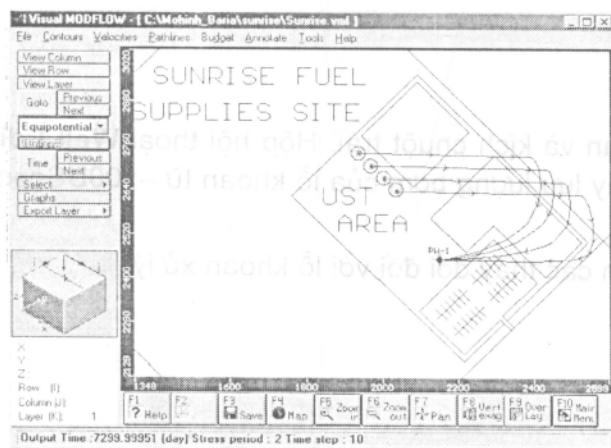
Head Observation Wells

[Add Obs.]

Di chuyển chuột vào mô hình và kích chuột trái để nhập lỗ khoan quan trắc vào mô hình. Mở hộp hội thoại Well Edit sẽ xuất hiện, nhập các thông tin như trong hình 4.47.

[OK] (để chấp nhận các giá trị vừa nhập)

Một biểu tượng màu xanh lá cây sẽ xuất hiện chỉ ra lỗ khoan quan sát đã được nhập vào.



Hình 4.46. Đường dịch chuyển của các phần tử nhiễm bẩn khi tăng lưu lượng khai thác



Hình 4.47. Nhập số liệu cho lỗ khoan quan sát OW-6

Vì có tất cả 18 lỗ khoan quan trắc, sẽ mất thời gian nếu nhập từng lỗ một. Visual MODFLOW cho phép nhập một tập tin ASCII (.TXT) về các lỗ khoan quan trắc với định dạng giống như trong bảng 4.5 để rút ngắn thao tác này.

BẢNG 4.5. MỤC NƯỚC QUAN TRẮC, TRẠNG THÁI ỔN ĐỊNH, KHÔNG KHAI THÁC

Lỗ khoan	X	Y	Cao trình ống lọc	Thời gian quan trắc	Mực nước
OW-1	2116	2485	150	7300	190,26
OW-2	2162	2453	175	7300	189,99
OW-3	2134	2433	182	7300	189,92
OW-4	2186	2434	178	7300	189,29
OW-5	2148	2511	174	7300	189,76
OW-6	2217	2684	178	7300	188,69
OW-7	2443	2750	171	7300	186,9
OW-8	1919	2624	169	7300	191,41
OW-9	1799	2626	184	7300	192,73
OW-10	2087	2637	182	7300	190,39
OW-11	2523	2534	181	7300	186,45
OW-12	1147	3662	187	7300	196,2
OW-13	1138	2150	191	7300	196,4
OW-14	2876	2737	170	7300	182,89
OW-15	2737	2550	176	7300	184,12
OW-16	2530	2330	181	7300	186,39
OW-17	3237	2141	170	7300	177,51
OW-18	3213	2625	170	7300	177,72

[Import Obs]

Hộp hội thoại **Import Observation Wells** sẽ xuất hiện nhắc bạn chọn tập tin .TXT chứa thông tin về các lỗ khoan quan trắc.

sun_obs1.txt

[Open]

Visual MODFLOW sẽ nhắc bạn rằng lỗ khoan OW-6 đã tồn tại.

[Yes]

Các thông tin để hiệu chỉnh cho điều kiện trạng thái ổn định, không khai thác đã hoàn thiện. Bây giờ phải chạy lại mô hình trạng thái ổn định, không khai thác để các số liệu quan trắc hoà nhập vào mô hình.

Bước 2: Chạy mô hình trạng thái ổn định, không khai thác

[F10-Main Menu]

[Yes] (để lưu các thông tin về các phân tử theo dõi nhiệm bản)

Run (từ menu trên cùng của màn hình)

⊙ Steady State

[OK]

[Run]

[Translate&Run]

Khi mô hình chạy xong, ấn [Exit] để trở về Main Menu.

Bước 3: Xem kết quả chạy mô hình

Để xem kết quả thực hiện

Output

[Graph]

Hộp hội thoại **Calibration Plots** sẽ xuất hiện

☒ **All well groups**

☐ **[Apply]**

Một đồ thị mực nước tính toán và mực nước quan trắc sẽ hiện ra với các thống kê hiệu chỉnh ở hình 4.48.

Giá trị mực nước tính toán được vẽ theo trục tung, giá trị mực nước quan trắc được vẽ theo trục hoành. Các điểm đại diện các lỗ khoan quan trắc. Điều kiện lý tưởng là số liệu tính toán và số liệu quan trắc sẽ nằm chồng khít trên đường thẳng nghiêng 45°. Nếu các điểm nằm cao hơn đường này, mô hình tính toán mực nước thiên lớn; nếu các điểm nằm dưới đường này, mô hình tính toán mực nước thiên nhỏ.

☐ **File**

☐ **Exit**

☐ **[F10–Main Menu]**

11. Hiệu chỉnh mô hình ổn định, có khai thác

Trong phần này chúng ta sẽ xem xét ảnh hưởng của hệ số thấm và lượng bổ cập dưới điều kiện trạng thái ổn định có bơm khai thác.

Bước 1: Nhập lỗ khoan xử lý

Trong bước này chúng ta giả sử rằng lỗ khoan xử lý ban đầu là một lỗ khoan cấp nước đã hoạt động liên tục 5 năm trong quá khứ với lưu lượng là 35gpm (2l/s). Mực nước quan trắc (có tính đến ảnh hưởng của lỗ khoan cấp nước này) nêu trong bảng 4.6.

BẢNG 4.6. MỰC NƯỚC QUAN TRẮC, TRẠNG THÁI ỔN ĐỊNH, CÓ KHAI THÁC

Lỗ khoan	X	Y	Cao trình ống lọc	Thời gian quan trắc	Mực nước
OW-1	2116	2485	150	7300	184,64
OW-2	2162	2453	175	7300	182,3
OW-3	2134	2433	182	7300	183,4
OW-4	2186	2434	178	7300	183,82
OW-5	2148	2511	174	7300	185,21
OW-6	2217	2684	178	7300	186,09
OW-7	2443	2750	171	7300	184,29
OW-8	1919	2624	169	7300	189,12
OW-9	1799	2626	184	7300	190,85
OW-10	2087	2637	182	7300	187,03
OW-11	2523	2534	181	7300	183,89
OW-12	1147	3662	187	7300	196,2
OW-13	1138	2150	191	7300	196,4
OW-14	2876	2737	170	7300	180,37
OW-15	2737	2550	176	7300	181,18
OW-16	2530	2330	181	7300	183,29
OW-17	3237	2141	170	7300	175,84
OW-18	3213	2625	173	7300	175,19

- ☞ Wells
- ☞ Pumping wells
- ☞ [F5–Zoom In]
- ☞ [Edit well]

Di chuyển chuột tới lỗ khoan xử lý hiện hữu (dòng 26, cột 16) và ấn chuột trái. Một cửa sổ **Edit Well** sẽ xuất hiện. Thay đổi các thông tin thành như sau:

Stop Time (days): 7300 ⇔

Pumping Rate (US gpm): –35 (2,2 l/s)

Tiếp theo, nhập các lỗ khoan quan sát với mực nước như trong bảng 4.6.

- ☞ Wells
- ☞ Head Observation Wells
- ☞ [Yes] (để lưu số liệu lỗ khoan cấp nước)
- ☞ [Import Obs]
- ☞ sun_obs2.txt
- ☞ [Open]

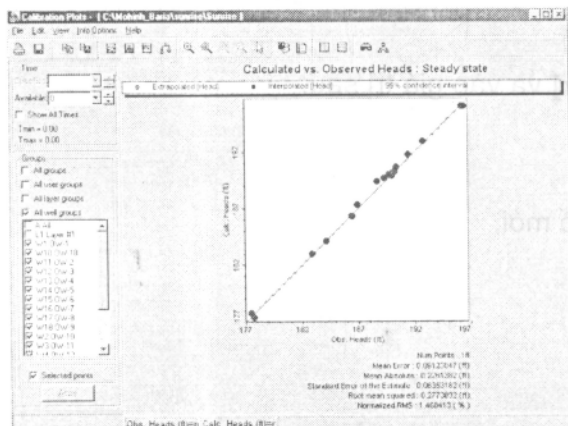
Bạn sẽ được nhắc là xác nhận việc thay thế các lỗ khoan quan trắc

- ☞ All
- ☞ [F3–Save]
- ☞ [F10–Main Menu]
- ☞ Run
- ☞ [OK]
- ☞ Run
- ☞ [Translate&Run]

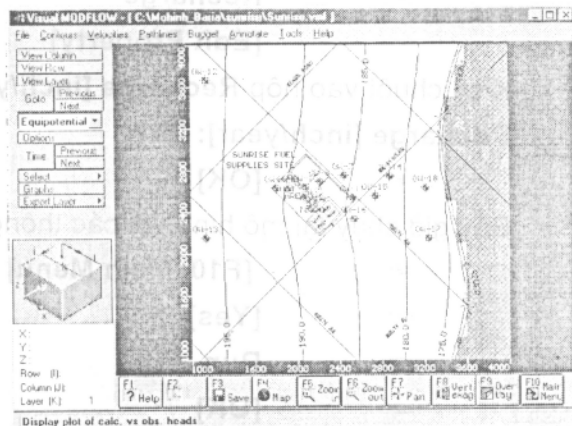
Khi mô hình đã chạy xong, ấn **Exit** để trở về **Main Menu**.

- ☞ Output

Một bản đồ đẳng mực nước sẽ hiện ra như trong hình 4.49.



Hình 4.48. Đồ thị mực nước tính toán và mực nước quan trắc



Hình 4.49. Đường đẳng mực nước, trạng thái ổn định, có bơm khai thác

 **[Graph]**

Khi hộp hội thoại **Calibration Plots** hiện ra

 ☒ **All well groups**

 **[Apply]**

Một đồ thị mực nước tính toán và mực nước quan trắc sẽ hiện ra như hình 4.50.

 **File**

 **Exit** để trở lại màn hình Output

Bước 2: Hiệu chỉnh mô hình có bơm khai thác

Bây giờ chúng ta điều chỉnh giá trị hệ số thấm và lượng bổ cập để xem các thông số này ảnh hưởng thế nào đến kết quả.

 **[F10– Main Menu]**

 **Input**

 **Properties**

 **Conductivity**

 **[Database]**

Thay các giá trị K như sau (giảm K của mô hình)

Kx (ft/day): 5 ⇔

Ky (ft/day): 5 ⇔

Kz (ft/day): 0.5 ⇔

Bằng trực giác, giảm K sẽ tạo ra sự hạ thấp lớn gần lỗ khoan vì cần có một gradient thuỷ lực dốc hơn để nhận cùng một lượng nước.

Giảm K sẽ hạ thấp mực nước, vì vậy mực nước tính toán sẽ thấp hơn mực nước quan trắc và mô hình sẽ không có sự trùng khớp giữa mực nước tính toán và mực nước quan trắc. Cần hiệu chỉnh cho mực nước quan trắc và tính toán phù hợp với nhau. Ví dụ trong trường hợp này phải tăng lượng bổ cập lên.

 **Boundaries**

 **Recharge**

 **[Edit Property]**

Kích chuột vào hộp **Recharge [inch/year]** và vào giá trị sau:

Recharge [inch/year]: 20

 **[OK]**

Bây giờ chạy lại mô hình với các thông số mới.

 **[F10–Main Menu]**

 **[Yes]**

 **Run**

 **[OK]**

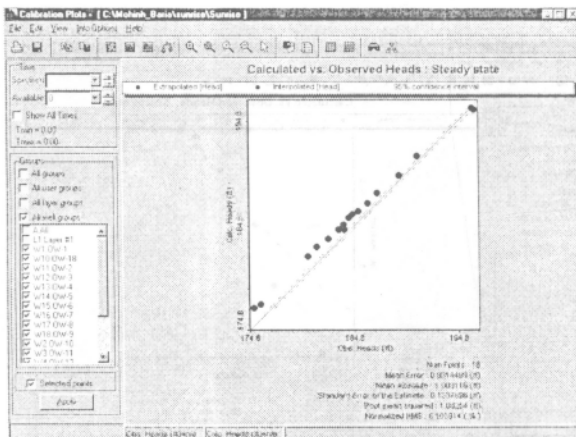
 **Run**

 **[Translate &Run]** (để chạy MODFLOW và MODPATH)

Khi chạy xong ấn **[Exit]** để trở về Main Menu.

Output

Mô hình sẽ thể hiện các đường đẳng mức nước như hình 4.51.



Hình 4.50. Đồ thị mực nước tính toán và mực nước quan trắc, trạng thái ổn định, có khai thác

[Graph]

Khi hộp hội thoại **Calibration Plots** xuất hiện:

☒ **All well groups**
Apply

So sánh đồ thị mực nước tính toán từ mô hình và mực nước quan trắc trong lần chạy này với lần chạy trước. Có thể nhận thấy rằng đa số mực nước do mô hình tính toán cao hơn mực nước quan trắc, chỉ có một vài điểm là trùng khớp (hình 4.52).

Visual MODFLOW cũng cho phép chọn các lỗ khoan quan sát cụ thể để vẽ đồ thị mực nước tính toán và mực nước quan trắc. Để xem số liệu hiệu chỉnh đối với các lỗ khoan quan trắc gần lỗ khoan khai thác, thực hiện các bước sau:

File

Exit

Để trở lại màn hình **Output** của Visual Modflow. Sau đó phóng to vùng xung quanh lỗ khoan khai thác

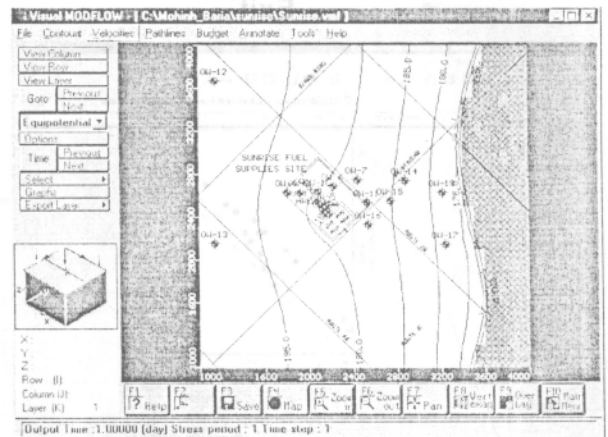
[Select]

[Box]

Dùng chuột vẽ một hộp xung quanh các lỗ khoan quan sát (kích chuột trái để neo điểm ban đầu của hộp, sau đó kéo hộp ra xung quanh các lỗ khoan quan trắc và kích chuột lần nữa để đóng hộp). Các lỗ khoan quan sát bên trong hộp sẽ chuyển sang màu xanh dương, chỉ ra rằng chúng đã được chọn.

[Graph]

Khi hộp hội thoại **Calibration Plots** xuất hiện, đồ thị mực nước do mô hình tính toán và mực nước quan trắc sẽ tự động hiện ra như trên hình 4.53.

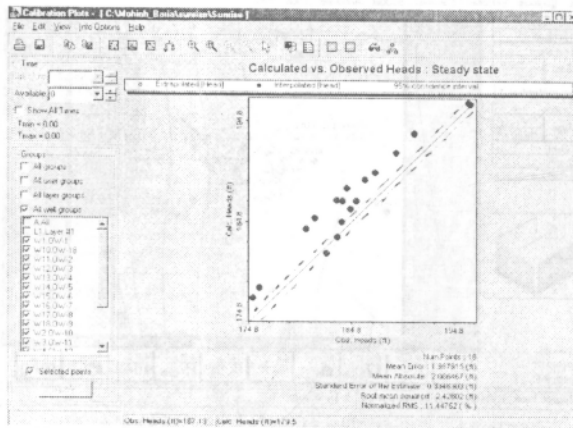


Hình 4.51. Đường đẳng mức nước, trạng thái ổn định, có khai thác

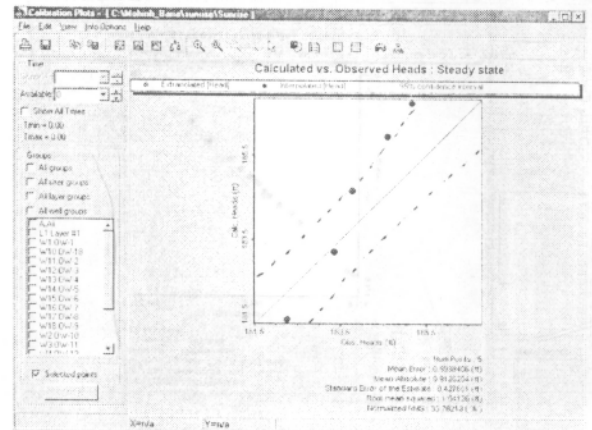
Ví dụ này trình bày một cách rõ ràng là mô hình trạng thái ổn định không cho kết quả duy nhất. Bài tập đến đây cũng kết thúc. Để thoát Visual MODFLOW:

File

Exit



Hình 4.52. Đồ thị mực nước tính toán và mực nước quan trắc, trạng thái ổn định, có bơm khai thác với các thông số mới



Hình 4.53. Đồ thị mực nước tính toán và mực nước quan trắc của các lỗ khoan quan trắc được chọn, trạng thái ổn định, có bơm khai thác với các thông số mới

Chương 5

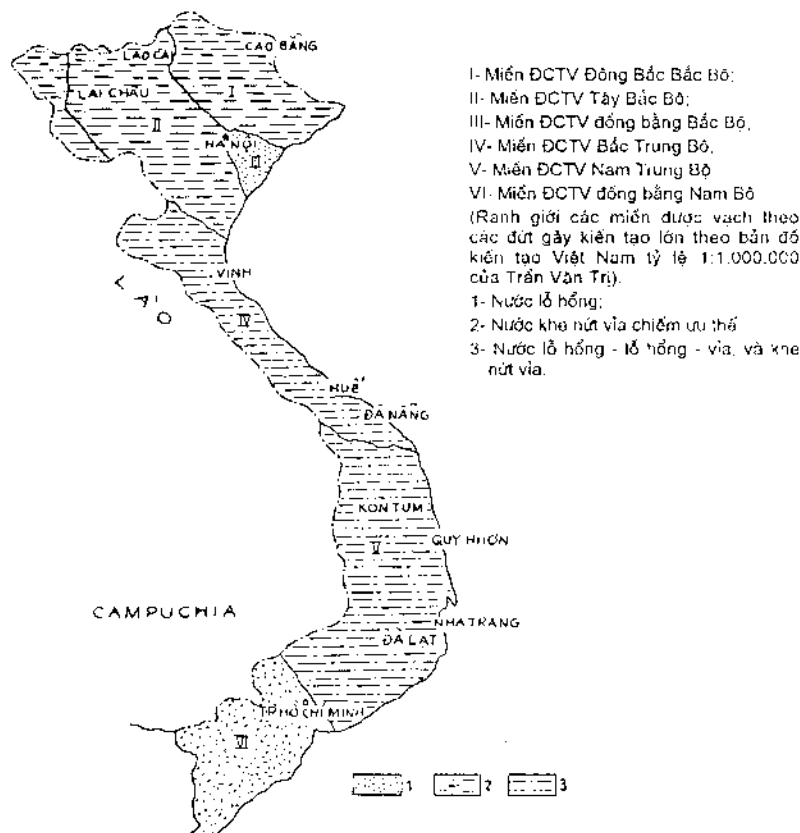
QUẢN LÝ NƯỚC NGẦM

5.1. Sơ lược điều kiện địa chất thủy văn lãnh thổ Việt Nam

5.1.1. Phân vùng địa chất thủy văn lãnh thổ Việt Nam

Theo đặc điểm hình thành, tồn tại của nước ngầm trong các cấu trúc địa chất, phần đất liền lãnh thổ Việt Nam được chia thành 6 miền địa chất thủy văn (ĐCTV) (theo bản thuyết minh Bản đồ ĐCTV Việt Nam tỷ lệ 1: 500000) (hình 5.1 và hình 5.2).

Đơn vị phân vùng	Cấu trúc ĐCTV
Miền	Hệ thống các bồn chứa nước lỗ hổng - vữa, hệ thống bồn và khối chứa nước, hệ thống các khối chứa nước khe nứt.
Vùng	Bồn chứa nước lỗ hổng - vữa và khối chứa nước khe nứt phức tạp.
Phụ vùng	Bồn và khối chứa nước đơn giản, tương ứng với một trũng, một hướng tã, một khối đá xâm nhập, một vòm phủ.



Hình 5.1. Phân vùng ĐCTV lãnh thổ Việt Nam

a) Miền ĐCTV Đông Bắc Bộ

Thuộc miền kiến tạo Đông Bắc Việt Nam, có ranh giới với vùng Tây Bắc Bắc Bộ qua đứt gãy sông Chảy. Miền này đặc trưng bởi phức bốn – khối chứa nước khe nứt, khe nứt cactơ, khe nứt – lỗ hổng. Miền này chia làm 2 phụ miền ĐCTV và bao gồm 15 đơn vị chứa nước. Nhìn chung các đơn vị chứa nước này đều nghèo cả về số lượng và chất lượng nước. Chỉ có hai đơn vị có triển vọng là các đới chứa nước khe nứt cactơ trong thành tạo cacbonat tuổi C – P và D₂.

b) Miền ĐCTV Tây Bắc Bộ

Thuộc miền kiến tạo Tây Bắc Việt Nam, ranh giới với vùng ĐCTV Bắc Trung Bộ là đứt gãy sông Mã. Miền này đặc trưng bởi phức bốn – khối chứa nước khe nứt, khe nứt cactơ, khe nứt – lỗ hổng, khe nứt mạch. Miền này được chia làm 3 phụ miền, bao gồm 19 đơn vị chứa nước. Phần lớn các phân vị chứa nước là nghèo hoặc chưa được nghiên cứu chi tiết. Chỉ có các đơn vị chứa nước trong các thành tạo cacbonat có tuổi D₂, P₂, T₂₋₃, T₂, T₁₋₂, là tầng chứa nước khá giàu nước. Nhiều suối nước nóng và nước khoáng được phát hiện ở miền này.

c) Miền ĐCTV Đồng bằng Bắc Bộ

Miền này được phác họa theo ranh giới tiếp xúc giữa các thành tạo Đệ tứ ở đồng bằng với các đá gốc ở rìa đồng bằng. Miền này đặc trưng bởi phức bốn chứa nước lỗ hổng, khe nứt – lỗ hổng. Miền này chia làm 3 phụ miền (Vĩnh Yên – Đồ Sơn; Hà Nội – Thái Bình; Sơn Tây – Ninh Bình) bao gồm 9 đơn vị chứa nước. Trong giới hạn bốn có 3 đơn vị chứa nước phong phú là tầng chứa nước lỗ hổng Q₂ – Q₁ và tầng chứa nước khe nứt – lỗ hổng trong các thành tạo Neogen. Hàm lượng TDS của các thành tạo Đệ tứ dao động từ 200 đến 3000mg/l, phổ biến là từ 500 đến 1000mg/l. TDS của các thành tạo Neogen biến đổi rất phức tạp.

d) Miền ĐCTV Bắc Trung Bộ

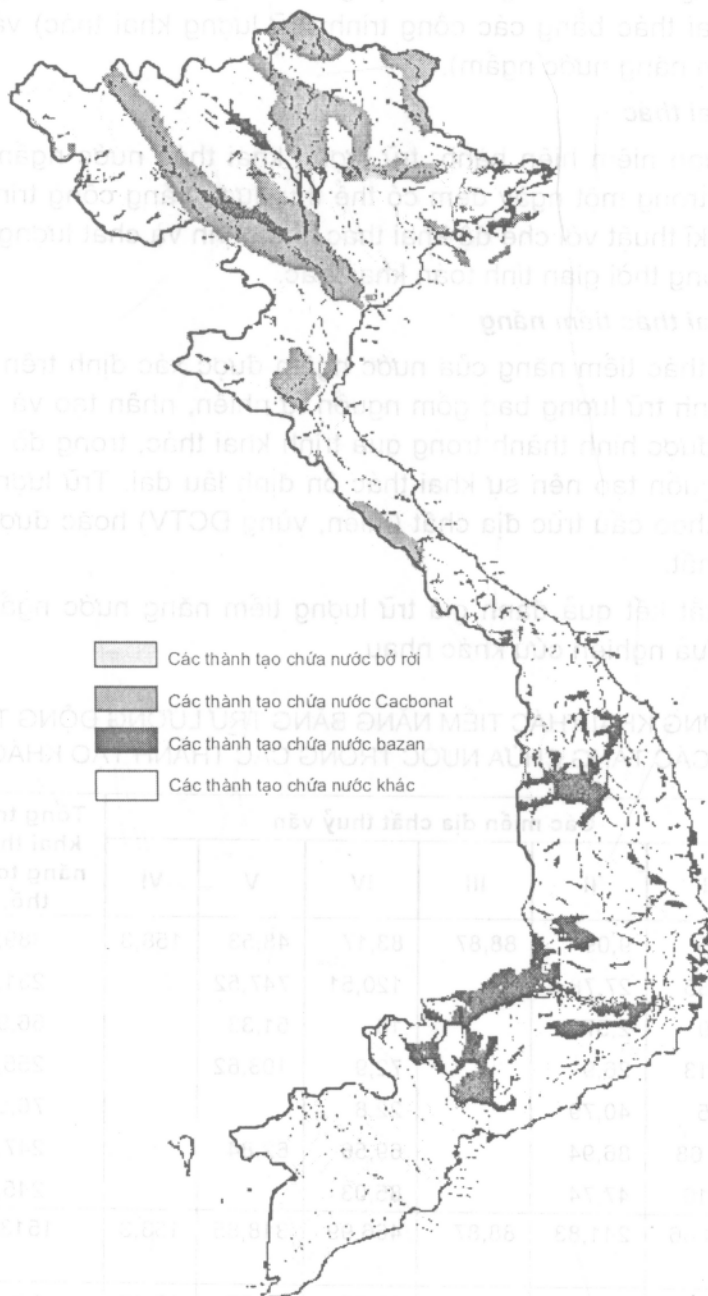
Thuộc miền kiến tạo sông Cả – Bắc Trường Sơn. Miền này đặc trưng bởi phức khối chứa nước khe nứt, khe nứt cactơ, khe nứt – lỗ hổng, á bốn chứa nước lỗ hổng trong các thành tạo bờ rời ven biển. Miền ĐCTV này được ngăn cách với miền ĐCTV Nam Trung bộ bằng đứt gãy Bình Sơn – Ngọc Linh. Miền này chia làm 3 phụ miền (Mường Tè, Điện Biên – Hà Tĩnh, Hương Sơn – Bình Sơn) bao gồm 18 đơn vị chứa nước, trong đó triển vọng nhất là tầng chứa nước lỗ hổng trong trầm tích Q₁₋₂ và phức hệ chứa nước khe nứt – cactơ trong C – P. TDS dao động từ 100mg/l đến 7000mg/l, thường gặp là 500mg/l.

e) Miền ĐCTV Nam Trung Bộ

Thuộc miền kiến tạo Nam Trung bộ. Miền này đặc trưng bởi phức bốn – khối chứa nước khe nứt, khe nứt – lỗ hổng. Ranh giới phía nam là đứt gãy Bà Rịa – Lộc Ninh. Miền này chia ra làm 2 phụ miền ĐCTV (Komtum – Tây Sơn; Serepok – Đà Lạt) bao gồm 10 đơn vị chứa nước. Hầu hết các đơn vị nghèo nước. Chỉ có các tầng chứa nước khe nứt – lỗ hổng trong các thành tạo bazan (BQ₁₋₂) và (BN² – Q₁) là khá phong phú. TDS thấp. Trong giới hạn miền này phát hiện nhiều nguồn nước khoáng, nước nóng.

f) Miền ĐCTV Đồng bằng Nam Bộ

Bao trùm toàn bộ Đồng bằng Nam Bộ đặc trưng bởi phức bồn chứa nước lỗ hổng. Miền này chia ra 3 phụ miền ĐCTV (Tây Ninh – Biên Hoà; Mộc Hoá – Trà Vinh; Long Xuyên – Bạc Liêu) bao gồm 7 đơn vị chứa nước lỗ hổng trong các thành tạo bỏ rời Neogen – Đệ tứ và 3 đơn vị chứa nước khe nứt – lỗ hổng trong các thành tạo lục nguyên. TDS thay đổi phức tạp theo diện phân bố và theo độ sâu, từ nhỏ hơn 100mg/l đến 6000mg/l, đôi khi lớn hơn.



Hình 5.2. Các tầng chứa nước theo thành tạo địa chất

5.1.2. Trữ lượng nước ngầm

Khi điều tra đánh giá nước ngầm có 2 nội dung cơ bản phải được đánh giá là chất lượng và trữ lượng nước.

Về mặt chất lượng. Chất lượng nước được đánh giá bằng cách so sánh giá trị các chỉ tiêu phân tích được với giá trị các chỉ tiêu theo Tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN), tùy thuộc vào mục đích sử dụng.

Về mặt trữ lượng. Khi đánh giá trữ lượng nước ngầm cần đánh giá hai dạng trữ lượng: trữ lượng khai thác bằng các công trình (trữ lượng khai thác) và trữ lượng khai thác tiềm năng (tiềm năng nước ngầm).

a) Trữ lượng khai thác

Theo những quan niệm hiện hành, trữ lượng khai thác nước ngầm là lượng nước tính bằng mét khối trong một ngày đêm có thể thu được bằng công trình thu nước một cách hợp lý về mặt kỹ thuật với chế độ khai thác nhất định và chất lượng nước thoả mãn nhu cầu sử dụng trong thời gian tính toán khai thác.

b) Trữ lượng khai thác tiềm năng

Trữ lượng khai thác tiềm năng của nước ngầm được xác định trên cơ sở tính toán các nguồn hình thành trữ lượng bao gồm nguồn tự nhiên, nhân tạo và có thể bao gồm cả nguồn bổ sung được hình thành trong quá trình khai thác, trong đó nguồn trữ lượng động tự nhiên là nguồn tạo nên sự khai thác ổn định lâu dài. Trữ lượng tiềm năng có thể được đánh giá theo cấu trúc địa chất (miền, vùng ĐCTV) hoặc được đánh giá theo các thành tạo địa chất.

Bảng 5.1 tóm tắt kết quả đánh giá trữ lượng tiềm năng nước ngầm lãnh thổ Việt Nam theo các kết quả nghiên cứu khác nhau.

BẢNG 5.1. TRỮ LƯỢNG KHAI THÁC TIỀM NĂNG BẰNG TRỮ LƯỢNG ĐỘNG TỰ NHIÊN ĐƯỢC ĐÁNH GIÁ THEO CÁC TẦNG CHỨA NƯỚC TRONG CÁC THÀNH TẠO KHÁC NHAU, M³/S.

Thành tạo địa chất	Các miền địa chất thủy văn						Tổng trữ lượng khai thác tiềm năng toàn lãnh thổ, m ³ /s	%
	I	II	III	IV	V	VI		
Bở rời	2,25	9,09	88,87	83,17	48,53	158,3	389,91	25,76
Lục nguyên	35,85	27,78		120,51	747,52		231,67	15,31
Phun trào	0,09	2,57		13	51,33		66,99	4,43
Xâm nhập	47,13	26,9		72,9	108,62		255,56	16,89
Cacbonat	12,5	40,79		22,8			76,09	5,03
Biến chất	27,68	86,94		69,56	62,84		247,03	16,32
Hỗn hợp	13,16	47,74		85,03			245,93	16,25
Cộng theo miền địa chất thủy văn	238,66	241,83	88,87	466,99	318,85	158,3	1513,4	100,00
Tỷ lệ % trữ lượng từng miền so với toàn lãnh thổ	15,77	15,98	5,87	30,86	21,07	10,46	100,00	

5.1.3. Đánh giá trữ lượng tiềm năng nước ngầm theo lãnh thổ

Trong những năm qua, công tác điều tra, đánh giá và nghiên cứu tiềm năng nước ngầm lãnh thổ Việt Nam đã được đẩy mạnh. Nhưng công tác nghiên cứu cũng mới chỉ tập trung chủ yếu vào ba vùng lãnh thổ là Đồng bằng Bắc Bộ, Đồng bằng Nam Bộ và Tây Nguyên. Kết quả đánh giá trữ lượng tiềm năng các vùng lãnh thổ được trình bày trong các bảng từ 5.2 đến 5.5.

BẢNG 5.2. TRỮ LƯỢNG TÍNH TIỀM NĂNG NƯỚC NGẦM VÙNG ĐỒNG BẰNG NAM BỘ
(Tài liệu của Liên đoàn ĐCTV – ĐCCT Miền Nam, 2002)

TT	Tầng chứa nước	Trữ lượng tính trọng lực, (m ³ /s)	Trữ lượng tính đàn hồi, (m ³ /s)	Tổng trữ lượng tính, (m ³ /s)
1	qp ₃	12,34	2,18	13,72
2	qp ₂₋₃	59,29	4,64	63,93
3	qp ₁	49,63	6,68	56,31
4	n ₁ ²	45,25	0,94	46,19
5	n ₂ ¹	53,84	0,22	54,06
6	n ₁ ³	28,49	0,14	28,63
	Tổng cộng	248,85	14,00	262,84

BẢNG 5.3. TRỮ LƯỢNG ĐỘNG TIỀM NĂNG NƯỚC NGẦM VÙNG ĐỒNG BẰNG NAM BỘ
(Tài liệu của Liên đoàn ĐCTV – ĐCCT Miền Nam, 2002)

TT	Các nguồn hình thành trữ lượng động tiềm năng	Tầng chứa nước tính toán	Trữ lượng, (m ³ /s)
1	Lượng nước mưa ngấm	qp ₃ , qp ₂₋₃ , n ₂₂	44,69
2	Dòng chảy tự nhiên vào qua ranh giới	qp ₃ , qp ₂₋₃ , qp ₁ , n ₂₂	1,17
3	Lượng bổ cập từ sông	qh, qp ₃	0,96
	Tổng cộng		46,82

BẢNG 5.4. TRỮ LƯỢNG ĐỘNG TIỀM NĂNG NƯỚC NGẦM VÙNG TÂY NGUYÊN
(Kết quả nghiên cứu của đề tài nghiên cứu trọng điểm cấp nhà nước KC.08.05, Đoàn Văn Cảnh, 2004)

Lưu vực (diện tích lưu vực, km ²)	Tổng lượng mưa trung bình năm, m ³ /s	Tổng lượng dòng mặt trung bình năm, m ³ /s	Tổng lượng dòng ngầm, m ³ /s
Sông Xê Xan (11.620,00)	709,30	393,92	70,88
Sông Xrêpok (18.480,00)	1.034,87	473,09	65,67
Sông Ba (10.970,00)	547,87	254,50	25,99
Sông Đồng Nai (10.983,00)	666,24	343,77	51,45
Tổng tiềm năng nước lưu vực sông Tây Nguyên	2.958,28	1.465,28	213,99

BẢNG 5.5. TRỮ LƯỢNG KHAI THÁC TIỀM NĂNG NƯỚC NGẦM VÙNG ĐỒNG BẰNG BẮC BỘ
(KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU CỦA ĐỀ TÀI ĐỘC LẬP CẤP NHÀ NƯỚC.

Bùi Học, Phạm Quý Nhân, 2005)

TT	Khu tính toán	Diện tích (km ²)	Tầng chứa nước và trữ lượng (m ³ /s)				Tổng trữ lượng Qktn	
			qh		qp		Qktn (m ³ /s)	Mktn (l/s.k ²)
			Qđ	Qktn	Qđ	Qktn		
1	Khu A2: Tầng Pleistocen lộ trên mặt phân bố ở khu vực Bắc Hà Nội giữa sông Hồng và sông Đuống bao gồm: Vĩnh Yên, Bắc Hà Nội, Bắc Ninh, Tây nam Bắc Giang, Tây nam Thái Nguyên	2080	0,00	0,00	12,44	16,42	16,42	7,90
2	Khu A3: Tầng Holocen lộ trên mặt: Phân bố toàn bộ diện tích còn lại trừ diện tích nhiễm mặn của một trong hai tầng, bao gồm: Hà Tây, Nam Hà Nội, Hưng Yên, Tây bắc Thái Bình, Hải Hậu, Nam Ninh Bình	4454	43,69	43,71	4,99	102,14	145,85	32,75
3	Khu B1: Có một đến hai tầng chứa nước nhạt giàu nước, bao gồm: Nam Định, Thái Bình, Hà Nam, Phú Xuyên, Hải Dương, Hưng Yên, Quảng Ninh, Bắc Ninh, Bắc Giang	3410	15,48	15,49	2,05	21,20	36,70	10,76
4	Khu C: Vùng các tầng chứa nước bị mặn hoàn toàn bao gồm: Nam Định, Nam Hà, Thái Bình, Hải Phòng, Hà Tây, Bắc Ninh, Quảng Ninh	5039	49,43	49,46	5,64	11,87	61,33	12,17
	Tổng	14983	108,61	108,67	25,12	151,64	260,31	

Ghi chú: Qđ: trữ lượng động; Qktn: Trữ lượng khai thác tiềm năng; Mktn: môđun trữ lượng khai thác tiềm năng.

5.2. Khai thác nước quá mức và vấn đề môi trường liên quan đến khai thác nước ngầm

5.2.1. Sụt lún mặt đất do khai thác nước quá mức

Nước dưới đất đang được khai thác sử dụng rộng rãi ở nhiều nước trên thế giới và Việt Nam. Hàng năm ở Mỹ khai thác sử dụng 569,45 tỷ m³, trong đó nước ngầm chiếm 1/4. Khai thác nước ngầm mạnh mẽ nhất diễn ra ở các bang California, Texas và Nebraska. Ở Liên bang Nga hàng năm khai thác một lượng nước ngầm bằng 54,75 tỷ m³. Trên khắp thế giới khai thác nguồn nước ngầm và hậu quả là mực nước ngầm hạ thấp đã gây ra sụt lún đất ở nhiều khu vực và đi liền với nó là các nguy cơ đối với các công trình hạ tầng.

Một trong những vùng xảy ra sụt lún mãnh liệt trên thế giới do khai thác nước dưới đất gây ra đó là thành phố Venice (Italia). Thành phố nổi tiếng trên thế giới này hiện nay đang bị sóng biển đe dọa gây ngập lụt do sụt lún mặt đất trong giai đoạn từ 1930 – 1973 mà nguyên nhân chủ yếu là do quá trình khai thác nước dưới đất phục vụ cho công nghiệp tại vùng nằm cách xa cảng chính Marghera chừng 7km. Nhiều vùng của thành phố Mêxicô đã bị sụt lún đến 8m vào năm 1938 (Poland, 1969). Ở Nhật sụt lún mặt đất lớn nhất quan sát được tại thành phố Tokyo và Osaka là 3 – 4m vào những năm 1928 – 1943. Tại London của nước Anh sụt lún từ 6 – 18cm trong giai đoạn từ 1865 – 1931 do sự nén lún các lớp sét dày khi hạ thấp mức áp lực trong tầng chứa nước thuộc đá phấn.

Tại Mỹ, ở vùng Baton Rouge, bang Louisiana người ta tính được rằng cứ 10m hạ thấp mực áp lực nước thì gây ra 5cm sụt lún mặt đất. Ở Texas, sụt lún lớn nhất đạt 1,5m khi mực nước hạ thấp chừng 60m, và như vậy cứ 10m hạ thấp mực nước thì tạo ra 25cm sụt lún (Gabrysch, 1969). Những báo cáo mới nhất cho thấy rằng sụt lún mặt đất ở vùng này đã đạt tới 2,7m và đã gây ra lũ lụt vùng thấp do bão và sóng biển. Khai thác nước dưới đất phục vụ cho tưới ở vùng thung lũng San Joaquin – California gây ra sụt lún tổng cộng chừng 8,5m và tốc độ sụt lún chừng 0,55m/năm. Ở thung lũng Santa Clara – California người ta đã quan sát thấy 4m sụt lún do khai thác nước dưới đất. Khai thác nước dưới đất quá mức ở phía Nam Arizona gây sụt lún 2,3m tại nơi mà mực nước hạ thấp 46m, như vậy tỷ lệ sụt lún là 50cm / 10m hạ thấp (Schumann và Poland, 1969).

Ở Hà Nội lún mặt đất do khai thác nước dưới đất đã được ghi nhận từ nhiều năm nay, nhưng tổ chức quan trắc lún mới chỉ được tiến hành từ năm 1988.

Giai đoạn 1988 – 1995 chương trình cấp nước Phần Lan được triển khai và lần đầu tiên người ta phát hiện được những bất thường của mặt đất nhờ công tác trắc đạc trên mặt đất. Từ đó Hà Nội đã xây dựng những trạm đo lún chuyên môn. Hiện nay trên địa bàn thành phố Hà Nội đã xây dựng được 10 trạm quan trắc lún, 8 trạm ở phía Nam, hai trạm được xây dựng ở phía bắc sông Hồng. Danh sách các trạm đo lún tại Hà Nội được trình bày trong bảng 5.6.

BẢNG 5.6. DANH SÁCH CÁC TRẠM QUAN TRẮC LÚN TRÊN PHẠM VI TP. HÀ NỘI

TT	Tên trạm quan trắc	Thời gian bắt đầu quan trắc
1	Ngọc Hà	Từ tháng 7/2003
2	Pháp Vân	12/1995
3	Thành Công	12/1996
4	Lương Yên	9/1997
5	Hạ Đình	9/1997
6	Mai Dịch	11/1997
7	Ngô Sĩ Liên	12/2002
8	Tương Mai	12/2002
9	Đông Anh	12/2002
10	Gia Lâm	12/2002

Việc quan trắc hiện tượng lún mặt đất bằng hệ thống các trạm đo lún thực nghiệm không những xác định được độ lún mặt đất ở những vị trí điển hình mà còn xác lập được mối quan hệ giữa mức độ hạ thấp mực nước với đặc điểm địa tầng, với sự hạ thấp mực nước ngầm khi khai thác nước.

Phân tích mối quan hệ giữa cột địa tầng tại các trạm quan trắc lún, độ hạ thấp mực nước do khai thác nước dưới đất với độ lún mặt đất quan trắc được chúng ta thấy được mối quan hệ chặt chẽ giữa chúng. Ở những nơi trong cột địa tầng tồn tại lớp đất yếu dày, ở đâu hình phễu hạ thấp mực nước phát triển sâu, thì ở đấy độ lún mặt đất quan trắc được là lớn nhất.

Ví dụ như ở trạm Ngọc Hà, tháng 1/1995 độ lún mặt đất là 2,45mm, đến cuối tháng 12/2001 độ lún mặt đất là 9,5mm. Tại trạm Mai Dịch, độ lún mặt đất đo được vào tháng 1/1998 là 2,12mm, đến cuối tháng 12 năm 2001 độ lún mặt đất là 11,636mm. Tại Thành Công, tháng 1/1997 độ lún mặt đất là 2,85mm, đến cuối tháng 12/2001 độ lún mặt đất là 194,297mm. Tại Pháp Vân vào tháng 1 năm 1996 độ lún mặt đất là 13,81mm, đến cuối tháng 12 năm 2001 tổng độ lún mặt đất là 127,39mm. Tại Lương Yên, tháng 1/1998 độ lún mặt đất là 11,65mm, đến tháng 12 năm 2001 độ lún mặt đất là 40,042mm. Tại trạm Hạ Đình vào tháng 1/1998 độ lún mặt đất là 6,99mm, đến tháng 12/2001, tổng độ lún mặt đất là 80,43mm.

Như vậy, bằng các phương pháp nghiên cứu đo đạc thực nghiệm khác nhau đã chứng minh được rằng, quá trình khai thác nước dưới đất ở Hà Nội đã gây lún mặt đất từ 3 – 5mm/năm đến 30 – 40mm/năm.

Từ các tài liệu quan trắc đo đạc trình bày ở trên, bản đồ và biểu đồ hiện trạng phân bố mực nước dưới đất và bản đồ phân bố lún mặt đất đã được thiết lập. So sánh chồng ghép hai bản đồ và biểu đồ đó nhận thấy chúng có sự đồng nhất. Ở đâu có độ sâu hình phễu hạ thấp lớn nhất, thì ở đấy cũng có độ lún mặt đất lớn nhất.

Vùng I:

Vùng có tốc độ lún mạnh nhất vào khoảng 20mm/năm, chiếm một diện tích bao trùm vùng Ngã Tư Vọng, Văn Điển và Thành Công là vùng nằm gần như trung tâm phát

triển hình phễu hạ thấp mực nước do hoạt động khai thác nước dưới đất của các bãi giếng Hạ Đình, Khương Trung, Pháp Vân.

Vùng II:

Có tốc độ lún trung bình 10mm/năm, bao gồm vùng Hạ Đình – Hà Đông, Văn Điển, Cầu Bươu, Cầu Mới, Ngã Tư Vọng, Pháp Vân, Thành Công, Ngõ Sĩ Liên và Trung tâm Thành phố Hà Nội là vùng phân bố trong hình phễu hạ thấp của các nhà máy nước Ngõ Sĩ Liên, Ngọc Hà, Hạ Đình, Mai Dịch, Pháp Vân.

Vùng III:

Vùng có tốc độ lún khoảng 0 – 10mm/năm, bao gồm các diện tích còn lại phân bố ở ngoại ô TP Hà Nội, nằm trong vùng ảnh hưởng của hình phễu hạ thấp mực nước của các bãi giếng Mai Dịch, Ngọc Hà, Pháp Vân, trừ dải ven sông Hồng.

Từ những kết quả nêu trên, có thể thấy rằng để bảo vệ tầng chứa nước khỏi bị suy thoái cạn kiệt và giảm thiểu sự lún mặt đất tương ứng, ở TP Hà Nội cần thực hiện các giải pháp sau đây:

- * Phải quy hoạch các bãi giếng ra ngoài phạm vi nội thành Hà Nội theo hai tuyến chính. Tuyến bãi giếng thứ nhất bố trí ven sông Hồng từ Thường Tín lên Đan Phượng, đặc biệt ưu tiên phát triển lên phía Bắc sông Hồng, khoảng giữa hai sông Đuống và sông Hồng. Tuyến bãi giếng thứ hai có thể phát triển từ Nhổn sang Hà Đông.

- * Về lâu dài có thể xây dựng các công trình thu nước bằng các hành lang thu nước ngầm dưới lòng sông Hồng.

- * Loại bỏ dần cho đến loại bỏ hoàn toàn các bãi giếng lớn tập trung cũng như các trạm khai thác đơn lẻ phân bố trong nội thành Hà Nội (như bãi giếng của nhà máy nước Hạ Đình, Ngõ Sĩ Liên, Tương Mai, Khương Trung, Khương Thượng...). Trước mắt không cải tạo hoặc mở rộng các bãi giếng đó.

- * Bằng những điều chỉnh quy hoạch bãi giếng như trên, nước dưới đất hoàn toàn có thể đảm bảo cấp nước cho TP Hà Nội với lượng nước yêu cầu không dưới 1.000.000 m³/ngày.

Ở Việt Nam lún đất đã diễn ra ở Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh. Nhiều nhà cao tầng bị nghiêng và đổ. Nhiều công trình ngầm như hầm ngầm các công trình, bể bơi bị nứt, ngập nước. Hiện tượng đó có thể do nhiều nguyên nhân, nhưng một trong những nguyên nhân cơ bản mang tính chất rộng là do mực nước dưới đất bị hạ thấp bởi quá trình khai thác nước. Việc hạ thấp mực nước dưới đất còn do công tác thoát nước mạnh mẽ khi xây dựng các công trình ngầm như metro sẽ được xây dựng trong tương lai ở Hà Nội và TP Hồ Chí Minh. Theo kết quả quan trắc ở Hà Nội đã ghi nhận được lún mặt đất ở một số nơi với tốc độ 0,20cm/năm. Cho nên nghiên cứu lún đất do hạ thấp mực nước ngầm là một việc làm tối cần thiết trong điều kiện hiện nay cũng như tương lai ở Việt Nam.

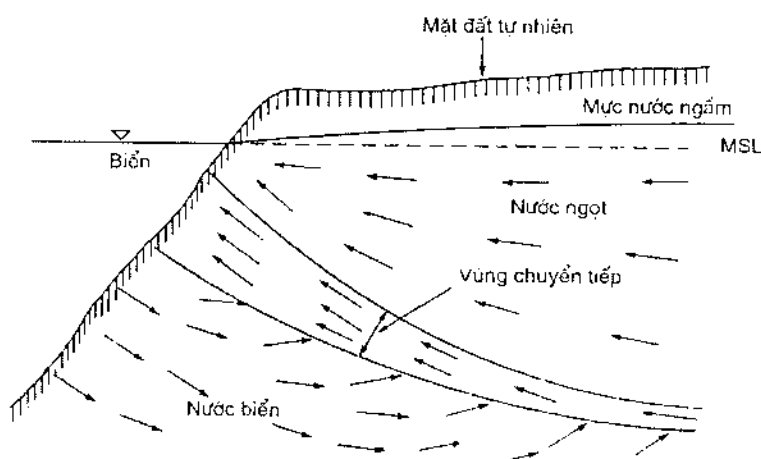
5.2.2. Xâm nhập của nước biển vào nước ngầm

a) Quá trình nhiễm mặn các tầng chứa nước ven biển

Trong các tầng chứa nước ngầm vùng ven biển, các hệ thống nước ngọt thường có liên hệ trực tiếp với nước mặn. Hiện tượng xâm nhập mặn thường xảy ra trong các

tầng chứa nước khi xuất hiện độ dốc thủy lực do có sự chênh lệch mực nước giữa các vùng ven bờ và các vùng nằm sâu trong đất liền, hoặc khi nước ngầm được khai thác liên tục.

Ở vùng ven biển, độ dốc mực nước thường có hướng dốc ra biển, nhưng không đáng kể và ở vùng sát bờ biển thì độ dốc đường mặt nước thường thay đổi do sự lên xuống của thủy triều. Trong tự nhiên, nước biển có mật độ lớn hơn nước ngọt nên thường nằm bên dưới. Giữa hai khối nước có mật độ khác nhau này là vùng chuyển tiếp, được thể hiện trong hình 5.3, trong vùng này nước ngọt và nước biển trộn lẫn vào nhau. Vùng chuyển tiếp sẽ biến dạng khi khai thác nước ngầm. Vùng này có độ rộng đáng kể, gọi là vùng nước hỗn hợp. Xét trên một mặt cắt thẳng đứng thấy rằng, mật độ tăng dần từ vùng nước ngọt sang vùng nước mặn. Tuy nhiên, trong các bài toán kỹ thuật độ rộng của vùng nước hỗn hợp thường được xem là khá nhỏ so với các khối nước ngọt và nước mặn. Vì vậy trong tính toán nó được coi như một mặt ngăn cách giữa nước ngọt và nước mặn. Theo kết quả nghiên cứu của Jacob và Schmorak dọc vùng ven bờ của các quần đảo, có thể kết luận rằng việc mô phỏng vùng chuyển tiếp giữa nước ngọt và nước mặn như một mặt ngăn cách giữa chúng là có thể chấp nhận được.



Hình 5.3. Mặt cắt thẳng đứng mô phỏng vùng chuyển tiếp

Mặt khác, dựa trên cơ sở của thuyết thủy động lực việc nghiên cứu vùng chuyển tiếp cũng được thực hiện nhờ việc mô phỏng sự chuyển động của nước ngọt ra biển và xâm nhập của nước biển vào các tầng chứa nước ngọt, công cụ đắc lực để giải các bài toán này là máy tính điện tử. Trong điều kiện tự nhiên ở các vùng chứa nước ven biển, trạng thái cân bằng được thiết lập với mặt ngăn cách tĩnh và nước ngọt chảy ra biển ở phía trên mặt đó. Sự thay đổi liên tục của độ dốc mặt nước là nguyên nhân dẫn đến sự xâm nhập của nước mặn vào các tầng chứa nước.

Do việc hút nước từ các tầng chứa ngầm vùng ven biển lớn hơn lượng cung cấp trở lại cho các tầng chứa ngầm làm mực nước ngầm bị hạ thấp. Sự hạ thấp đó phát triển dần từ giếng khai thác ra biển và đến một lúc nào đó xuất hiện độ dốc ngược lại, kết quả là mặt ngăn cách cũng tịnh tiến dần vào sâu trong các tầng chứa nước. Nêm mặn sẽ chỉ dừng lại khi một cân bằng mới được thiết lập. Hiện tượng này gọi là quá trình xâm nhập mặn. Khi mặt ngăn cách tiến vào thì vùng chuyển tiếp cũng mở rộng. Trong

nhiều bài toán, giả thiết rằng mặt tiếp xúc là một mặt cứng và di chuyển tịnh tiến vuông góc với bờ vào phía trong hay ra ngoài tùy thuộc vào độ cao cột nước ngọt phía trên mực nước biển trung bình và hướng của độ dốc mặt nước. Khi mặt ngăn cách tiến vào giếng lấy nước thì quá trình nhiễm mặn trong giếng sẽ xảy ra. Khi mặt ngăn cách nằm dưới đáy giếng thì sẽ lấy được nước ngọt, nhưng vì việc hút nước cứ tiếp tục diễn ra nên dưới ảnh hưởng của trường vận tốc cũng như quá trình khuếch tán của các vùng nước có mật độ khác nhau sẽ dẫn tới hiện tượng nâng dần lên của mặt ngăn cách. Mặt này có dạng hình nón mà đỉnh nón nằm ở các giếng hút nước. Hiện tượng này trong chuyên môn gọi là nón nước mặn.

b) Biểu thức Ghyben – Herzberg

Hơn 100 năm trước đây hai nhà khoa học nghiên cứu độc lập dọc theo bờ biển Châu Âu và họ đều đưa ra kết luận là: nước mặn tồn tại ở dưới đất không phải nằm ngang mực nước biển mà ở độ sâu dưới mực nước biển khoảng 40 lần độ cao của cột nước ngọt nằm phía trên mực nước biển. Phân bố này được thiết lập đối với cân bằng tĩnh tồn tại giữa hai chất lỏng có mật độ khác nhau.

Cân bằng thủy tĩnh giữa nước ngọt và nước mặn có thể biểu diễn bằng ống chữ U như trên hình 5.4. Mặt tiếp xúc giữa nước ngọt và nước mặn là một mặt đẳng áp, do đó:

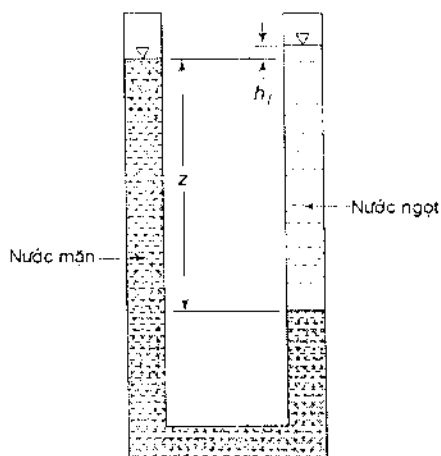
$$\rho_s g Z = \rho_f g (Z + h_f) \quad (5.1)$$

Trong đó: ρ_s – khối lượng riêng của nước biển; ρ_f – khối lượng riêng của nước ngọt; Z và h_f được biểu diễn trên hình vẽ; g – gia tốc trọng trường. Giải phương trình (5.1) có được:

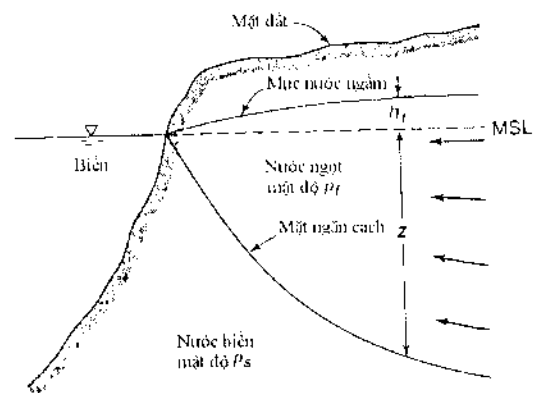
$$Z = \frac{\rho_f}{\rho_s - \rho_f} h_f \quad (5.2)$$

Công thức (5.2) được gọi là biểu thức Ghyben – Herzberg. Trong điều kiện bình thường của nước biển thì $\rho_s = 1025 \text{ g/cm}^3$ và $\rho_f = 1000 \text{ g/cm}^3$ từ đó có thể tính được

$$Z = 40 h_f \quad (5.3)$$



Hình 5.4. Cân bằng thủy tĩnh giữa nước biển và nước ngọt trong ống chữ U



Hình 5.5. Mặt ngăn cách lý tưởng giữa nước biển và nước ngọt trong tầng không áp vùng ven biển

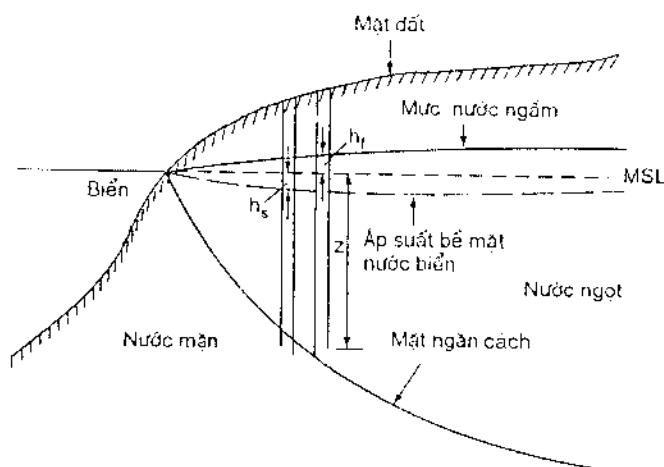
Chuyển kết quả nghiên cứu từ ống chữ U ra ngoài thực tế vùng ven biển được thể hiện trong hình 5.5; h_f là độ chênh lệch giữa mực nước ngầm và nước biển, Z là độ sâu từ mực nước biển trung bình (MSL) đến mặt ngăn cách. Trạng thái này mang tính chất thủy động hơn là thủy tĩnh do đường mặt nước có xu hướng đổ ra biển. Nếu chỉ nghiên cứu mật độ của chất lỏng mà không quan tâm tới sự chuyển động của chất lỏng trong đó thì mặt ngăn cách sẽ là nằm ngang. Nước ngọt với mật độ nhỏ hơn sẽ nằm trên và nước mặn có mật độ lớn hơn sẽ nằm dưới. Từ đây thấy rằng, ở nơi nào dòng chảy gần như nằm ngang thì quan hệ (5.3) sẽ cho kết quả khá phù hợp. Đối với các vùng nằm ngang ven bờ, thậm chí vùng đồng bằng ven biển, nơi độ dốc mặt nước không lớn hơn vài phần vạn thì quan hệ Ghyben – Herzberg cho phép tính toán gần đúng độ sâu mà tại đó nước biển tồn tại. Còn đối với vùng ngay bờ biển, do ảnh hưởng của thủy triều xuất hiện độ dốc ngược, nước chảy vào trong thì quan hệ (5.2) và (5.3) sẽ cho kết quả với độ chính xác không cao.

Đối với các tầng chứa nước có áp, biểu thức (5.2) và (5.3) vẫn có thể áp dụng được bằng cách thay thế mực nước ngầm bằng mực áp lực. Một điều cần lưu ý khi sử dụng quan hệ Ghyben – Herzberg là cân bằng giữa nước biển và nước ngọt đòi hỏi mực nước ngầm hoặc mực thủy áp phải thoả mãn 2 điều kiện là: nằm phía trên mực nước biển và đường mực nước có hướng chảy ra biển. Nếu không có các điều kiện trên thì nước biển sẽ tiến vào các tầng chứa nước một cách dễ dàng.

Xuất phát từ biểu thức Ghyben – Herzberg, tác giả Hubbert, Luszczynski và các tác giả khác đã phát triển cho trường hợp nước biển nằm dưới nước ngọt chuyển động với mực nước nằm trên hoặc nằm dưới mực nước biển trung bình nhiều năm (MSL). Đây được coi là trạng thái không cân bằng và được biểu diễn bằng phương trình (5.4)

$$Z = \frac{\rho_f}{\rho_s - \rho_f} h_f - \frac{\rho_f}{\rho_s - \rho_f} h_s \quad (5.4)$$

Trong đó: h_f – cột nước ngọt nằm trên mực nước biển (MSL) với mật độ ρ_f ; h_s – cột nước biển nằm dưới (hoặc trên) mực nước biển với mật độ ρ_s (hình 5.6).



Hình 5.6. Sơ đồ biểu diễn sự khác nhau của mực nước với điều kiện không cân bằng cho vùng chuyển tiếp, trong tầng chứa nước không áp

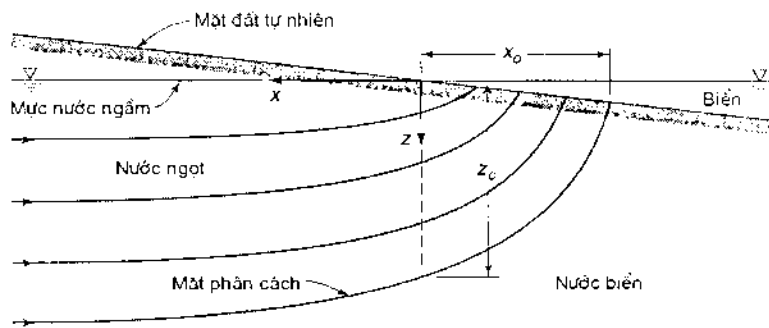
Khi $h_s = 0$, nghĩa là nước biển ở trạng thái tĩnh thì (5.4) trở lại (5.2), tức là biểu thức Ghyben – Herzberg.

c) Hình dạng của mặt ngăn cách

Biểu thức Ghyben – Herzberg chỉ ứng dụng tốt trong trường hợp thủy tĩnh. Trong thực tế, do có sự chuyển động của cả khối nước ngọt hướng ra biển, cũng như khối nước mặn từ biển vào nên những lời giải chính xác hơn để xác định hình dạng của mặt ngăn cách đã được phát triển từ lý thuyết dòng chảy (hình 5.7). Một trong các nghiên cứu đó là của Glover, phương trình có dạng sau:

$$Z^2 = \frac{2pqx}{\Delta\rho.K} + \left(\frac{\rho q}{\Delta\rho.K} \right)^2 \quad (5.5)$$

Trong đó: Z , x – được biểu diễn trong hình vẽ; $\Delta\rho = \rho_s - \rho_f$; K – hệ số thấm của tầng chứa nước; q – lưu lượng nước ngọt đơn vị tính dọc theo bờ biển.



Hình 5.7. Sơ đồ dòng chảy ngầm tầng chứa nước không áp

Hình dạng của đường mặt nước tương ứng được biểu diễn bằng công thức dưới đây.

$$h_r = \sqrt{\frac{2\Delta\rho.q.x}{\rho_s.K}} \quad (5.6)$$

Khoảng cách lớn nhất kể đường bờ ra phía biển mà tại đó lộ ra mặt ngăn cách có thể tìm được bằng cách cho $Z = 0$, ký hiệu là X_0 .

$$X_0 = \frac{\rho q}{2\Delta\rho.K} \quad (5.7)$$

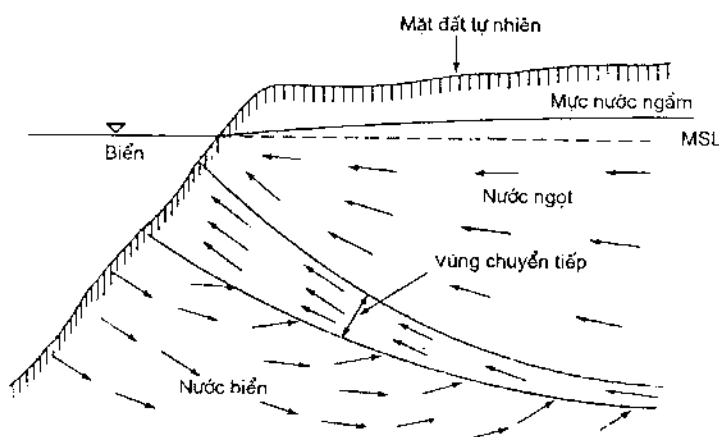
Độ sâu của mặt ngăn cách ngay tại bờ biển (Z_0) tương ứng với $x = 0$ là

$$Z_0 = \frac{\rho q}{\Delta\rho.K} \quad (5.8)$$

d) Cấu trúc của mặt ngăn cách

Mặt ngăn cách giữa nước biển và nước ngọt như đã trình bày ở trên không xảy ra trong điều kiện thực tế. Thay vào đó là một vùng chuyển tiếp với độ dày xác định, ngăn cách hai khối nước ngọt và mặn. Vùng này phát triển do sự khuếch tán của dòng chảy ngọt và sự dịch chuyển không ổn định của mặt ngăn cách dưới ảnh hưởng của các yếu

tổ như: thủy triều, nước hồi quy và hiện tượng bơm nước từ các bể ngầm. Nhìn chung, độ dày lớn nhất của vùng chuyển tiếp thường xảy ra ở những vùng chứa nước với các vật chất có khả năng dẫn nước lớn và chịu ảnh hưởng của việc bơm nước với lưu lượng đáng kể. Độ dày đã đo đạc được thay đổi từ vài mét đến vài trăm mét kể từ bờ biển. Vùng chuyển tiếp này có nồng độ muối giảm dần khi đi vào đất liền. Sự thay đổi đó được biểu diễn bằng các đường đẳng nồng độ.



Hình 5.8. Mặt cắt thẳng đứng mô phỏng trường dòng chảy khi có sự tiếp xúc giữa nước ngọt và nước biển trong tầng chứa nước không áp vùng ven biển

Hình 5.8 mô tả dòng chảy trên mặt cắt thẳng đứng, theo đó có thể phân chia thành 3 vùng. Phía trên cùng là vùng nước ngọt có hướng chảy ra biển, vùng chuyển tiếp cũng có xu hướng chảy ra biển, còn vùng nước mặn nằm dưới cùng lại có hướng chảy vào đất liền. Các nghiên cứu thực nghiệm và số liệu đo đạc thực tế đã khẳng định tính đúng đắn của giả thiết trên.

Khi ảnh hưởng của thủy triều trội hơn so với các yếu tố khác thì sự pha trộn cơ học, sự thay đổi nước ngầm và độ dày của vùng chuyển tiếp là lớn nhất ở ngay sát đường bờ biển.

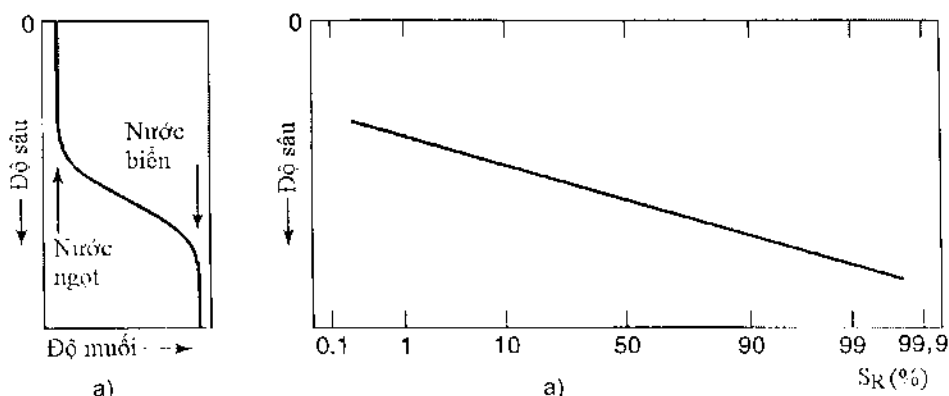
Dọc theo vùng chuyển tiếp nồng độ muối tăng một cách chậm chạp từ phía nước ngọt sang phía nước mặn. Về mặt lý thuyết phân bố này như là phân bố sai số tiêu chuẩn được biểu diễn trong hình 5.9a. Căn cứ vào đường phân bố, cho phép xác định lượng muối tương đối S_R bằng biểu thức (5.9).

$$S_R = 100 \frac{C - C_f}{C_s - C_f} \quad (5.9)$$

Trong đó: C – nồng độ muối ở một độ sâu nào đó trong vùng chuyển tiếp; C_f , C_s – nồng độ muối của nước ngọt và nước biển.

Xây dựng quan hệ giữa S_R và độ sâu trên giấy logarit một chiều, quan hệ này là một đường thẳng, được biểu diễn trên hình 5.9b.

Trong thực tế gặp rất nhiều khó khăn khi thu thập tài liệu chi tiết để xây dựng cấu trúc của vùng chuyển tiếp, vì vậy đồ thị trên hình 5.9 cho phép xác định nồng độ muối nằm trong vùng của 2 điểm thực đo. Điểm ứng với $S_R = 50\%$ là điểm giữa của vùng chuyển tiếp và là vị trí của mặt ngăn cách nếu như mặt này được coi là cứng.



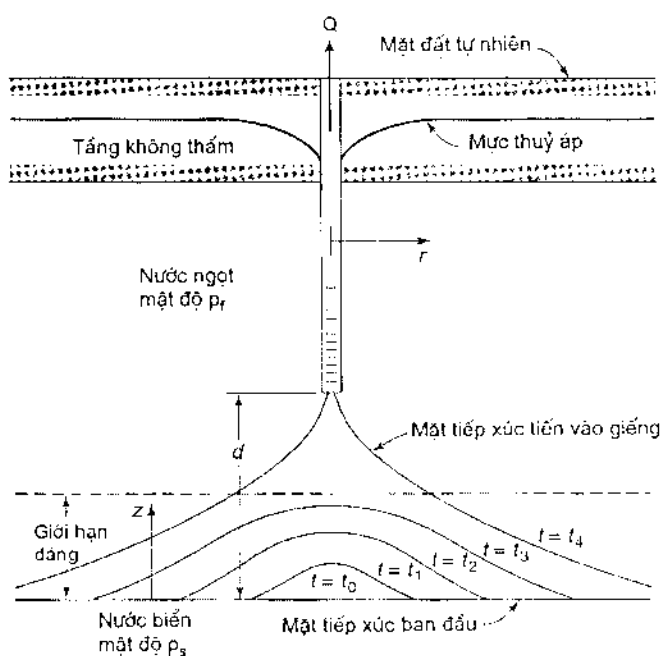
Hình 5.9. Sự tăng lên của lượng muối theo độ sâu vùng chuyển tiếp
a) Vẽ trên giấy thường; b) Vẽ trên giấy logarit

Ở những vùng không đồng nhất, do sự phân tầng của các vật chất chứa nước dẫn tới phân bố của nước mặn và phân bố của vùng chuyển tiếp không có tính quy luật, vì vậy các nghiên cứu về hiện tượng xâm nhập mặn cho các tầng chứa nước kiểu này cần phải có những phương pháp thích hợp để tính toán sự chuyển động và xâm nhập của nước biển vào sâu trong các tầng đất.

e) Sự nhiễm mặn khi hút nước ngọt từ các giếng vùng ven biển

Do cấu tạo của địa hình, các vùng đất ven biển thường bằng phẳng, độ dốc đường mặt nước trong các sông suối thường rất nhỏ, nên trong điều kiện tự nhiên mặt ngăn cách của nước mặn và nước ngọt thường nằm ngang hoặc gần nằm ngang với dạng phân bố nước ngọt nằm ở phía trên nước mặn.

Theo nhu cầu sử dụng nước, các giếng khai thác nước ngầm được đặt ở các độ sâu khác nhau trong các vùng chứa nước ngọt của các bể chứa ngầm. Tùy theo đặc điểm địa chất thủy văn mà đáy giếng được đặt ở các độ sâu khác nhau, nhưng thông thường đáy giếng đặt ở độ sâu $0,75H$; trong đó H là chiều dày của tầng chứa nước (trong các tầng có áp) hoặc là chiều cao cột nước ngầm kể từ đáy không thấm nước (trong các tầng chứa không áp). Khi bắt đầu hút nước, dưới ảnh hưởng của trường vận tốc thẳng đứng và nằm ngang mặt ngăn cách sẽ bị nâng lên cục bộ, bắt đầu từ trung tâm của giếng. Hiện tượng này gọi là hiện tượng dâng mặn hình nón, được biểu diễn trong



Hình 5.10. Sơ đồ quá trình nước mặn đi vào giếng bơm

hình 5.10. Khi thời gian hút nước tăng lên, mặt ngăn cách sẽ xa dần vị trí ban đầu và nón mện tiến vào giếng khai thác, đồng thời vùng ảnh hưởng cũng mở rộng dần ra ngoài. Nếu quá trình bơm tiếp tục thì đến một lúc nào đó nước mện tràn vào trong giếng và khi độ mện tiến đến giới hạn cho phép thì máy bơm phải ngừng hoạt động.

Dâng mện hình nón là một hiện tượng phức tạp, nó phụ thuộc vào các điều kiện bơm nước, bao gồm chế độ bơm, lưu lượng bơm và các đặc điểm địa chất thủy văn của tầng chứa nước. Vấn đề này có ý nghĩa rất quan trọng trong việc thiết lập và vận hành các giếng đơn hoặc hệ thống giếng nhằm lấy được một lượng nước ngọt lớn nhất mà không làm ảnh hưởng xấu đến các bể chứa nước ngầm. Điều này còn có ý nghĩa khi xác định vị trí tối ưu của giếng, độ sâu đặt giếng, lưu lượng bơm, chu kỳ bơm, khoảng cách giữa các giếng bơm để có được lượng nước ngọt lớn nhất mà không ảnh hưởng đến các bể nước ngầm.

g) Quan hệ giữa nước ngọt và nước mện ở các đảo

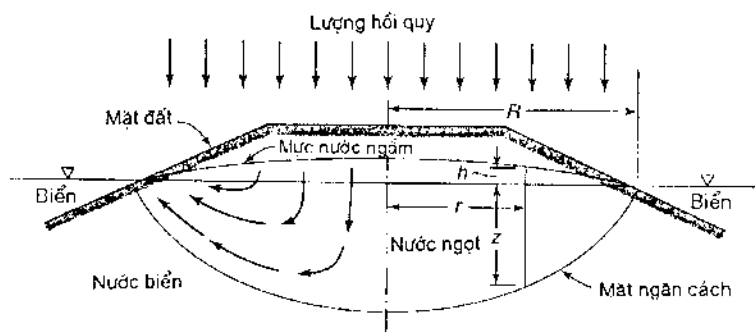
Trên các đảo đất đá thường có tính thấm tương đối lớn nên nước biển có quan hệ với nước ngầm ở tất cả các phía của đảo. Nước ngầm ở các vùng đảo được cung cấp chủ yếu từ mưa và lượng nước cũng rất nhỏ. Các lớp nước ngọt mỏng chuyển động từ tâm đảo ra phía biển. Lớp nước ngọt nằm trên tầng nước mện dày phía dưới và độ dày của nó giảm dần từ trung tâm đảo ra bờ biển.

Từ các giả thiết của Dupuit và quan hệ Ghyben – Herzberg, biên nước ngọt có thể được xác định một cách gần đúng.

Giả sử đảo tròn với bán kính R , lượng mưa cung cấp cho nước ngầm dưới dạng nước hồi quy là W (mm). Lưu lượng Q của dòng chảy từ đảo ra bờ biển, ứng với bán kính r từ tâm đảo, sẽ là:

$$Q = 2\pi rK(z + h) \frac{dh}{dr} \quad (5.10)$$

Trong đó: K – hệ số dẫn nước của tầng chứa nước; h và z được xác định như ở hình 5.11 dưới đây.



Hình 5.11. Phân bố của nước ngọt và nước mện ở các đảo trong điều kiện tự nhiên

Mặt khác từ quan hệ (5.2) sẽ có:

$$h = \frac{\Delta p}{\rho} Z \quad (5.11)$$

Phương trình liên tục của dòng chảy hồi quy:

$$Q = \pi r^2 W \quad (5.12)$$

Từ các phương trình (5.10) và (5.12) với điều kiện (5.11) sẽ có:

$$Zdz = \frac{Wrdr}{2K \left[1 + \frac{\Delta p}{\rho} \right] \left[\frac{\Delta p}{\rho} \right]} \quad (5.13)$$

Lấy tích phân phương trình (5.13) với điều kiện $h = 0$ khi $r = R$ được kết quả sau:

$$Z^2 = \frac{W(R^2 - r^2)}{2K \left[1 + \frac{\Delta p}{\rho} \right] \left[\frac{\Delta p}{\rho} \right]} \quad (5.14)$$

Từ biểu thức (5.14) có thể thấy rằng, độ sâu tới nước mặn tại bất kỳ điểm nào trên đảo là hàm số của lượng dòng chảy hồi quy W , kích thước của các đảo và khả năng dẫn nước của đất đá.

Kết quả tính bằng các cách khác nhau đã chỉ ra rằng biểu thức (5.14) cho phép tính chiều sâu cột nước ngọt tới mặt ngăn cách với độ chính xác có thể chấp nhận được. Sự biến đổi của lượng nước hồi quy, áp suất khí quyển, thủy triều và hiện tượng khuếch tán đã tạo nên vùng chuyển tiếp giữa các thấu kính nước ngọt và nước mặn ở các vùng đảo. Do ảnh hưởng lấy nước ngọt, vùng chuyển tiếp đã nâng dần lên như hiện tượng dâng mặn hình nón và nước mặn sẽ đi vào giếng bơm.

Khi khai thác nước ngọt dùng cho sinh hoạt và sản xuất, các giếng khai thác cần hoạt động theo lịch trình để hạn chế phá vỡ cân bằng của mặt ngăn cách. Độ sâu thiết kế của một giếng từ $\frac{2}{3}Z$ đến $\frac{1}{2}Z$ kể từ mực nước biển trung bình và độ sâu này giảm dần từ trung tâm đảo ra phía biển. Lưu lượng khai thác thường không lớn. Trong các vùng mực nước ngầm cao, người ta thường thiết kế các ống lấy nước nằm ngang đặt xấp xỉ với mực nước ngầm để khi bơm có thể lấy được lượng nước ngọt nhiều hơn.

5.2.3. Suy thoái chất lượng nước ngầm

Nhiễm bẩn nước ngầm được định nghĩa như là sự suy giảm chất lượng nước ngầm tự nhiên. Ô nhiễm nước ngầm sẽ dẫn tới việc giảm chất lượng nước và gây độc hại đối với sức khỏe con người và động, thực vật vì các hoá chất tồn tại trong nước. Phần lớn các nguồn nhiễm bẩn xuất phát từ các nguồn nước thải đã qua sử dụng với các mục đích khác nhau. Các nguồn cũng như nguyên nhân gây nhiễm bẩn nước ngầm thay đổi trên phạm vi rất rộng. Do có sự liên hệ thường xuyên và trực tiếp với nhiễm bẩn bề mặt, mặt khác do có những tính chất đặc thù riêng mà nhiễm bẩn nước ngầm rất khó khống chế. Nếu như các tầng chứa nước ngầm đã bị nhiễm bẩn thì phải cần một thời gian rất dài với những biện pháp đặc biệt mới có thể cải tạo được.

Nguyên nhân nhiễm bẩn nước ngầm thường không dễ dàng xác định như nước mặt. Từ việc nghiên cứu các mẫu nước ngầm, các nhà khoa học đã chỉ ra nguyên nhân nhiễm bẩn gồm: nhiễm do phóng xạ, vật lý, sinh học và hoá học. Nguồn và nguyên

nhân nhiễm bẩn có liên hệ mật thiết với việc sử dụng nước của con người. Nhiều mối quan hệ bên trong phức tạp ảnh hưởng đến chất lượng nước được tạo ra bởi các hoạt động của con người.

Nguyên nhân chính dẫn đến nhiễm bẩn nước ngầm là các nguồn chất thải từ đô thị, công nghiệp, nông nghiệp và các nguyên nhân hỗn hợp. Nguồn ô nhiễm có thể từ các bể xí tự hoại; bãi chứa rác thải; đổ tràn hoá chất và rò rỉ từ bể ngầm; phế thải của công nghiệp khai khoáng; chất thải, nước thải của các nhà máy hoá chất, từ các khu công nghiệp, làng nghề; chất thải sinh hoạt; nghĩa địa; các hoạt động sản xuất nông nghiệp có sử dụng thuốc trừ sâu, phân bón... đặc biệt là đối với các vùng đất đá có tính thấm mạnh và nước ngầm nằm nông.

Các nguyên nhân nhiễm bẩn và ảnh hưởng của nó đến chất lượng nước ngầm có thể trình bày tóm tắt như sau:

1. Sự rò rỉ của hệ thống cống thải nước: Thông thường hệ thống thải nước phải kín, nhưng do các hoạt động của con người như đào bới, để các vật nặng lên trên hệ thống thoát nước, hoặc xe ô tô đi lại; các điều kiện tự nhiên như sụt trượt đất, hoạt động địa chấn... làm cho hệ thống cống nước thải bị rạn nứt hoặc vỡ và từ đó nước thải thấm vào các tầng chứa nước. Sự rò rỉ của hệ thống cống nước thải mang theo các hợp chất vô cơ, hữu cơ, các vi khuẩn độc hại với nồng độ cao vào trong nước ngầm. Tại các khu công nghiệp, việc rò rỉ sẽ mang theo các kim loại nặng rất nguy hiểm vào nguồn nước ngầm.

2. Nguồn nhiễm bẩn dưới dạng chất lỏng: Nước thải ở các đô thị từ các nguồn như nước thải sinh hoạt, công nghiệp, các hoạt động kinh tế xã hội, dòng chảy do mưa... đã được xử lý ở các mức độ khác nhau hoặc thậm chí không được xử lý trước khi thải vào các nguồn nước mặt. Hiện nay xu thế thải nước vào trong đất đang tăng lên và vùng đất được sử dụng như một bể lọc trước khi đưa loại nước này trở lại vòng tuần hoàn chung của nó.

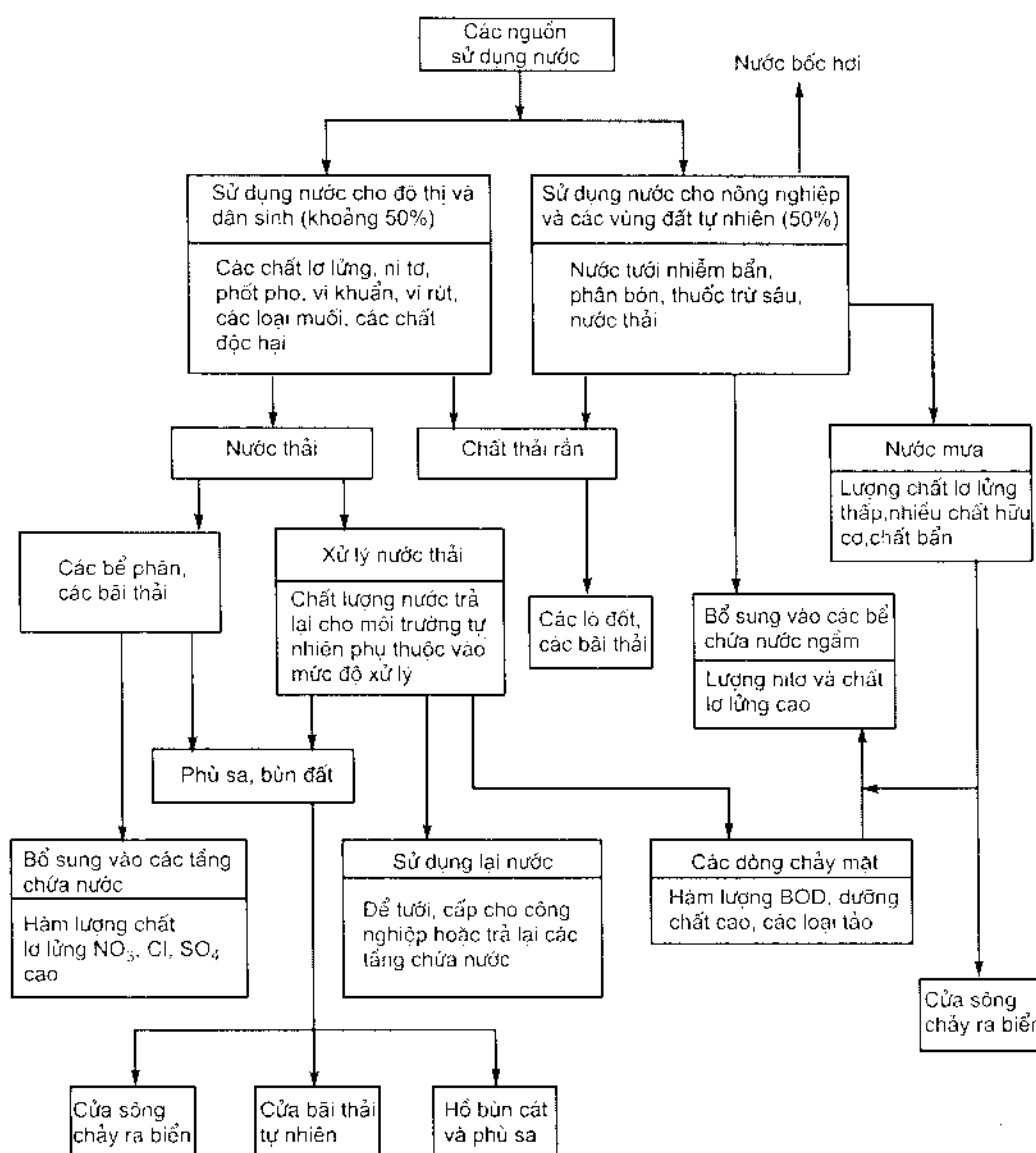
3. Chất thải dưới dạng rắn là một nguồn gây nhiễm bẩn nước ngầm. Khi các chất thải rắn được thải ra mặt đất, các vùng đất này nếu có các khe nứt hoặc lỗ rỗng thì phần lớn các chất thải rắn sẽ theo nước thải đi xuống và làm nhiễm bẩn nguồn nước ngầm.

4. Nhiễm bẩn do các hoạt động công nghiệp: Nước được sử dụng trong công nghiệp dùng để làm lạnh, làm vệ sinh, sản xuất và gia công sản phẩm. Trong quá trình đó có rất nhiều chất độc hại và các chất cặn bã bị thải ra. Các nguồn này có thể được thải trực tiếp bằng dòng chảy mặt ra các hệ thống sông suối và nó sẽ gây nguy hiểm khi có nồng độ chất độc hại cao; cũng có khi nó được xử lý ở các bãi thải, sau đó được tập trung vào các bể chứa để sử dụng lại hoặc trả lại cho dòng chảy mặt, hoặc cho thấm xuống để bổ sung vào nước ngầm. Với sự phát triển nhanh của nền công nghiệp thế giới và Việt Nam, tình hình nhiễm bẩn nước ngầm từ các ngành công nghiệp là khá nghiêm trọng.

5. Nhiễm bẩn từ nông nghiệp: Trong quá trình sinh trưởng, rễ cây và các bộ phận liên quan lấy thức ăn từ đất nhưng đồng thời cũng thải ra các chất có thể gây ô nhiễm. Ngoài ra, để bảo vệ mùa màng, hàng năm một lượng lớn thuốc trừ sâu được sử dụng;

nó đã giết cả các sinh vật có ích, đồng thời cũng là một nguồn gây độc hại cho đất và nước ngầm. Để tăng độ phì cho đất phân hoá học được sử dụng ngày càng nhiều. Ngoài những mặt tích cực nó cũng có những mặt hạn chế, nhất là sau khi phân hoá trở thành các nguyên tố hoá học có gốc H_2S , NH_3 , NO_4 , CO_2 ... mà các gốc này khi tác dụng với những hoá chất chứa trong đất ở những điều kiện thích hợp sẽ tạo ra môi trường axit hoặc kiềm cho đất. Việc chăn nuôi và nguồn phân hữu cơ do súc vật thải ra, khi gặp mưa sẽ chảy tràn trên mặt đất gây nhiễm bẩn nước mặt, đồng thời thấm xuống sâu gây ảnh hưởng tới các tầng nước ngầm. Ngoài các độc tố, lượng vi khuẩn, vi trùng trong nguồn chất thải này cũng rất lớn sẽ là mầm mống gây bệnh cho các sinh vật trong vùng ảnh hưởng.

Việc sử dụng nước vào các mục đích kinh tế xã hội và ảnh hưởng của nó đến chất lượng nước được biểu diễn bằng sơ đồ trên hình 5.12.



Hình 5.12. Các nguồn sử dụng nước và ảnh hưởng của nó đến chất lượng nước

5.2.4. Các ví dụ đánh giá sơ bộ lún mặt đất và xâm nhập mặn

Nhiều nơi trên thế giới do khai thác nước ngầm quá mức dẫn đến hậu quả là mực nước ngầm bị hạ thấp đã gây ra lún nền đất ở nhiều khu vực và kèm theo đó là nguy cơ lún, nứt các công trình hạ tầng. Một số ví dụ về vấn đề lún, sụt nền đất do khai thác nước ngầm quá mức sẽ được trình bày trong mục này.

Nguyên nhân gây lún của nền đất sét ở Băng Cốc (Thái Lan) chủ yếu là do việc hút nước ở các giếng sâu gây ra. Việc tăng mức độ khai thác nước ngầm trong khu vực thủ đô đã dẫn tới giảm áp lực nước lỗ rỗng và những biến đổi này đã gây lún nền đất. Trong thành phố Băng Cốc hiện tượng lún ảnh hưởng tới một khu vực rộng 700km², và tốc độ lún là 50 – 100mm/năm (Natalaya, 1981).

Việc nghiên cứu hiện tượng lún bề mặt đất do hút nước ngầm ở Hà Nội đã được nhiều cơ quan thực hiện với nhiều phương pháp khác nhau. Trong đó phải nói đến chương trình nghiên cứu biến dạng lún bề mặt đất thành phố do thay đổi mực nước ngầm của Viện Khoa học Công nghệ và Kinh tế Xây dựng Hà Nội (thuộc Sở Xây dựng Hà Nội).

Đây là đơn vị đầu tiên đã tiến hành nghiên cứu thực nghiệm hiện tượng lún bề mặt đất thành phố do thay đổi mực nước ngầm từ năm 1991 cho đến nay. Kết quả nghiên cứu bước đầu đã xây dựng được 10 trạm đo lún bề mặt đất do thay đổi mực nước ngầm, đặt tại các nhà máy nước và trạm tăng áp thuộc Công ty Kinh doanh Nước sạch Số 2 Hà Nội, nhằm xác định mối quan hệ giữa sự khai thác nước ngầm và độ lún bề mặt đất tại các trạm.

Các trạm đo lún bề mặt đất được xây dựng trên nền đất có điều kiện địa chất điển hình của thành phố, như khu vực có tồn tại lớp đất yếu là Thành Công, Pháp Vân, Ngô Sĩ Liên, Tương Mai; khu vực có tồn tại lớp đất tốt là Ngọc Hà, Mai Dịch, Đông Anh; và khu vực ven sông Hồng như Lương Yên, Gia Lâm và khu vực nằm cách xa sông Hồng như Ngô Sĩ Liên, Hạ Đình.

Kết quả quan trắc tại các trạm trên cho thấy, tại những trạm có tồn tại lớp đất yếu, tốc độ lún bề mặt đất tương đối lớn như Thành Công là 41,42 mm/năm, Ngô Sĩ Liên 31,52 mm/năm, Pháp Vân 22,16 mm/năm... Những trạm không tồn tại lớp đất yếu có tốc độ lún bề mặt nhỏ như Ngọc Hà là 1,80mm/năm, Mai Dịch 2,65 mm/năm, Đông Anh 1,41 mm/năm. Những trạm có vị trí gần sông Hồng có độ lún bề mặt đất trung bình vì mực nước ngầm được nước sông bù phụ một phần, như Lương Yên 18,83 mm/năm, Gia Lâm 10,33 mm/năm. Bảng 5.7 cho thấy mức lún nền đất của số khu vực tại Hà Nội đo trong khoảng thời gian 1988 – 1996 và bảng 5.8 thống kê độ lún của một số công trình ở Hà Nội.

Ngoài ra, do khai thác nước ngầm quá mức còn gây nên hiện tượng nhiễm mặn vào nguồn nước ngầm. Hiện tượng này đã xảy ra ở vùng Long Island, New York. Chủ yếu hiện tượng xâm nhập mặn diễn ra ở phía tây vùng này, đó là hậu quả của việc tăng cường khai thác nước ngầm và giảm lượng nước hồi quy trở lại tầng chứa nước do các hệ thống tiêu thoát nước mặt đã được cải tạo, kiên cố hoá. Vào giữa những năm 1930, việc khai thác quá mức đã làm hạ thấp mực nước ngầm ở vùng cực tây Long Island, thấp 10m dưới mực nước biển, do đó đã gây ra hiện tượng nhiễm mặn trên diện rộng. Thêm vào đó, ở phía nam của đảo cũng xảy ra hiện tượng nhiễm mặn vì nguyên nhân tăng cường khai thác mà lại giảm lượng nước bổ sung cho kho nước ngầm.

Hiện tượng nhiễm mặn cũng đã xuất hiện vào đầu những năm 1930 ở vùng đảo phía tây Los Angeles, California và tốc độ nhiễm mặn ngày càng nhanh hơn cùng với sự phát triển của vùng này trong những năm 1940. Vì vậy, ở đây người ta đã phải tiến hành dự án đầu tiên và lớn nhất để ngăn mặn, công trình này kéo dài suốt 11km dọc theo bờ biển.

BẢNG 5.7. MỨC LÚN CỦA NỀN ĐẤT ĐO TRONG KHOẢNG THỜI GIAN TỪ 1988 – 1996

Thứ Tự	Điểm chuẩn	Vị trí	Đất nền trồi lên (+) và lún xuống (-) (mm)							
			1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995
			-	-	-	-	-	-	-	-
			1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	
1	L8	Cổ Nhuế	-6.0	2.0	+1.0	2.0	-9.0	-6.0	-7.0	
2	L5	Nhổn	-7.0	-7.0	+2.0	+3.0	-11.0	-9.0	-12.0	
3	L6	Cầu Diễn	-13.0	-3.0	-8.0	+10.0	-9.0	-2.0	-4.0	
4	L7	Mai Dịch	-19.0	+3.0	-6.0	+2.0	-6.0	-1.0	-5.0	
5	L16	Nhật Tân	-5.0	+2.0	-8.0	-6.0	-6.0	-1.9		
6	L19	Ngô Sĩ Liên	-22.0	+23.0	-23.0	+3.0	+4.0	+4.0	-7.0	
7	L20	X 15	-39.0	1.0	-40.0	-25.0	-6.0	-16.0	-18.0	
8	L21	Ngã Tư Sở	-14.0	+2.0	-17.0					
9	L21B	Cầu Mới	-12.0	-3.0	-12.0	2.0	-16.0	+10.0	-9.0	
10	L22	Ngã Tư Vọng	-24.0	-16.0	-30.0	+28.0	-31.0	0.0	-9.0	
11	L36	Lương Yên				-23.0	-2.0	-1.0	-7.0	
12	L25	Hạ Đình	-12.0	-4.0	-10.0	-3.0	-23.0	+11.0	-12.0	
13	L26	Cầu Dâu		-17.0	-25.0	-16.0	-16.0			
14	L27	Pháp Vân	-23.0	-90.0	-63.0	+3.0	-83.0	+18.0	-16.0	
15	L28	Văn Điển		-22.0	-17.0	+9.0	+5.0	+1.0	-25.0	
16	L29	Cầu Bươu		-14.0	-29.0	-19.0	-17.0	-21.0	-12.0	
17	L33	Từ Liêm				-7.0	-4.0	-19.0	-13.0	
18	L35	Láng Trung				-19.0	-7.0	+7.0	0.0	
19	L36	Kim Liên				+3.0	-34.0	-9.0	-10.0	
20	P31	Ngô Sĩ Liên				-15.0	-2.0	-3.0	-15.0	
21	P27	Yên Phụ				-10.0	-7.0	-3.0	-13.0	
22	P44	Tây Mỗ				-19.0	-11.0	+8.0	-7.0	
23	P35b	Hồ Thuyên Quang					-40.0	+3.0	-6.0	
24	P42	Tân Mai					-109.0	+6.0	-27.0	
25	P45b	Văn Yên					-23.0	+10.0	-13.0	
26	Q63	Mai Dịch					-4.0	-2.0	-7.0	
27	Q64	Y Khoa					-18.0	-1.0	-6.0	
28	P53	Tương Mai					-59.0	+43.0	+1.0	
29	Q69	Ba La					-51.0	+14.0	-26.0	
30	P40	Tả Thanh Oai					-20.0	-57.0	+2.0	
31	P28	Cầu Bươu					-36.0	-13.0	-5.0	

BẢNG 5.8. THỐNG KÊ ĐỘ LÚN CỦA MỘT SỐ CÔNG TRÌNH Ở HÀ NỘI, VIỆT NAM

Vị trí	Thời gian xây dựng	Độ lún (thời gian quan trắc) (mm)
C1 Thành Công (5 tầng)	1979	750 (tháng 3/1982)
B7 Thành Công (5 tầng)	1976	690 (tháng 3/1992)
D7 Thành Công (5 tầng)	1978	360 (tháng 6/1982)
E6 Quỳnh Lôi (5 tầng)	1979	1200 (tháng 8/1982)
E7 Quỳnh Lôi (5 tầng)	1978	650 (tháng 8/1982)
C28 Tương Mai (3 tầng)	1978	200 (tháng 3/1982)
Khách sạn La Thành (5 tầng)	1978	450 (tháng 12/1983)
A1 Khu vực ngoại giao đoàn (3 tầng)	1977	300 (tháng 3/1982)
C1 Khu vực ngoại giao đoàn (5 tầng)	1977	700 (tháng 3/1982)
Khách sạn La Thành (3 tầng)	1940	800
C6 Quỳnh Lôi		450 (sau 3 năm)
E3 Thành Công		1000
Bệnh viện nhi		600 (năm 1989)
Hồ Lương Yên		33 (tháng 1/1991) – 49 (tháng 5/1991)
Trạm xử lý Lương Yên		42 (tháng 4/1990) – 45 (tháng 5/1991)
Trạm bơm Lương Yên		26 (tháng 4/1990) – 45 (tháng 5/1991)
Hồ Pháp Vân		120 (tháng 5/1988) – 237 (tháng 5/1991)
Trạm xử lý Pháp Vân		463 (tháng 5/1980) – 675 (tháng 5/1991)
Trạm bơm Pháp Vân		123 (tháng 5/1988) – 178 (tháng 5/1991)

Ngoài ra, hiện tượng mặn xâm nhập đã xảy ra ở Sài Gòn, Việt Nam (trước giải phóng tháng 4/1975). Trước 1950, khi lượng nước khai thác dưới 80.000m³/ngày thì chưa phát hiện được sự nhiễm mặn, nhưng sang đầu những năm 1960 khi lượng nước khai thác lên tới trên 130.000m³/ngày thì nhiễm mặn đã lan tới hơn nửa thành phố. Sau đó thành phố chuyển sang sử dụng nước sông Đồng Nai mà không khai thác nước ngầm nữa thì ranh giới mặn – nhạt lùi dần một cách chậm chạp về phía biển, gần 20 năm lùi được khoảng 1km.

Sự nhiễm mặn cũng xảy ra ở Rạch Giá nhưng không phải do nước biển, tức là không phải nhiễm mặn từ phía biển vào mà là do nước mặn chôn vùi trong đất liền tiến ra.

5.3. Quản lý lưu vực

5.3.1. Khái niệm về trữ lượng nước ngầm

Nước ngầm là loại khoáng sản lưu động, khác với khoáng sản rắn sẽ hết dần đi trong quá trình khai thác, nước ngầm có thể sẽ không bao giờ hết nếu biết khai thác hợp lý. Hơn nữa, trữ lượng nước ngầm có thể tăng thêm khi biết cách khai thác. Đối với nước ngầm có các loại trữ lượng sau đây.

- **Trữ lượng tĩnh** là lượng nước có thường xuyên trong các tầng chứa nước. Trữ lượng tĩnh của nước ngầm tương tự với trữ lượng của khoáng sản rắn.

- **Trữ lượng động** là lượng nước lưu thông trong đất đá, lượng nước chảy qua tiết diện dòng thấm trong 1 đơn vị thời gian hay lượng nước được cung cấp hàng năm của tầng chứa nước. Ví dụ như nước mưa hay nước mặt ngấm xuống bổ sung cho nước ngầm. Ngoài ra, để cho nước ngầm có thể lưu thông được ngoài nguồn bổ sung còn cần có miền thoát. Nước thoát đi thường chậm hơn so với nguồn bổ sung, lượng nước thoát đi không kịp sẽ nâng cao mực nước của tầng chứa nước. Ngược lại, khi nguồn bổ sung ngừng, quá trình thoát nước sẽ làm cho mực nước của tầng chứa nước thấp dần xuống. Do đó lượng nước lưu thông trong tầng chứa nước luôn luôn thay đổi theo thời gian.

- **Trữ lượng cuốn theo:** Khi khai thác, mức nước của tầng chứa nước hạ thấp xuống có thể lôi cuốn nguồn nước khác vào trong tầng chứa nước và tham gia vào lượng nước khai thác. Lượng nước bị lôi cuốn vào do quá trình khai thác gây ra, gọi là trữ lượng cuốn theo. Trong thực tế bao giờ cũng mong muốn chất lượng nước cuốn theo phải tốt để không ảnh hưởng tới chất lượng nước khai thác. Nhiều khi trữ lượng cuốn theo này vô cùng quan trọng, nó làm tăng đáng kể lượng nước khai thác. Tất nhiên để làm được như vậy thì các lỗ khoan khai thác nước phải bố trí gần sông, nếu bố trí trong khu vực dân cư, nước cuốn theo từ các tầng chứa nước nông sẽ không đảm bảo chất lượng vì lớp nước nông thường bị ô nhiễm.

Lượng nước ngầm có thể khai thác được từ lỗ khoan phụ thuộc vào các loại trữ lượng. Cần triệt để tận dụng trữ lượng động vì nếu không khai thác hết nó sẽ chuyển thành dòng mặt và mất đi không thể lợi dụng được. Muốn tận dụng trữ lượng động phải bố trí các cụm khai thác trên tuyến thẳng góc với hướng nước chảy. Ngoài ra, để tăng trữ lượng khai thác cần cố gắng tạo ra và tăng trữ lượng cuốn theo có chất lượng tốt, đặc biệt là sử dụng dòng nước mặt từ các sông suối, khi đó cần bố trí các lỗ khoan ven theo bờ sông, suối. Nếu trữ lượng cuốn theo là nước thấm xuyên thì cần bố trí cụm khai thác tại lớp ngăn cách tầng khai thác với tầng thấm xuyên để thấm nước nhất. Ví dụ, ở Hà Nội nếu không có lượng nước cuốn theo từ sông Hồng vào thì toàn bộ khu vực nội thành chỉ có thể khai thác vài trăm nghìn mét khối một ngày, nhưng nhờ có lượng nước cuốn theo mà có thể khai thác gần một triệu mét khối trong một ngày. Cuối cùng, là xét đến nguồn trữ lượng tĩnh, nếu nguồn trữ lượng tĩnh cứ bị khai thác liên tục nó sẽ hao hụt dần và có thể dẫn đến cạn kiệt. Do đó cần tính toán lượng khai thác cho hợp lý. Ví dụ như vùng Cà Mau có trữ lượng nước tĩnh rất lớn, nhưng

không có nguồn nước nào bổ sung vì quanh nó bị nước mặn bao vây. Cà Mau lại không có nguồn nước mặt nào có thể sử dụng được vì quanh năm bị nhiễm mặn, vì vậy chỉ có thể khai thác vào trữ lượng tĩnh. Tình hình tương tự cũng gặp phải ở vùng Cao nguyên phía tây Texas hay vùng gần sông nhiễm mặn Valley phía nam Arizona, ở đó chủ yếu khai thác trữ lượng nước tĩnh, trong tương lai cần phải có biện pháp bổ sung nhân tạo trả lại nước cho tầng chứa.

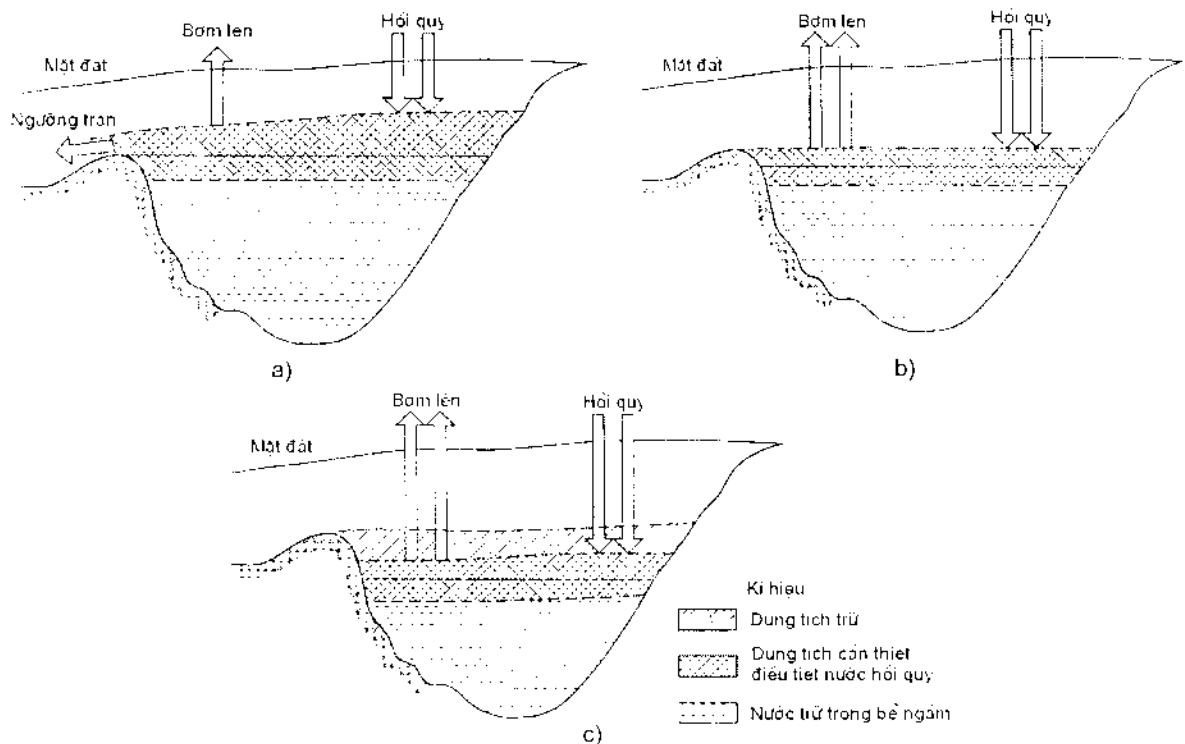
5.3.2. Một số khái niệm về lưu lượng nước ngầm

Ngoài các khái niệm về trữ lượng nước ngầm như đã định nghĩa trên đây, để hiểu rõ hơn về quản lý lưu vực bền vững, cần bổ sung thêm các khái niệm: lưu lượng khai thác, lưu lượng bền vững, lưu lượng bền vững gia cường và lưu lượng bền vững lớn nhất của nước ngầm.

• **Lưu lượng khai thác:** Nếu lưu lượng lấy lên vượt quá lưu lượng hoàn trả lại tầng chứa nước, thì xuất hiện khái niệm lưu lượng khai thác. Lưu lượng này là hạn chế, nó tồn tại đến khi toàn bộ trữ lượng nước ngầm bị hút hết. Rất nhiều lưu vực nước ngầm hiện nay đã bị khai thác cạn kiệt. Nếu tình hình này còn tiếp diễn kéo dài thì nền kinh tế các khu vực chủ yếu dùng nước ngầm ấy sẽ phải thay đổi, hoặc là các địa phương đó phải hạn chế việc dùng nước, hoặc cần phải có biện pháp bổ sung nước trở lại cho lưu vực.

Có rất nhiều luận chứng khác nhau để chứng tỏ có thể khai thác thành công nước ngầm trong các tầng chứa nước. Nếu không được khai thác sử dụng, thì nguồn nước này không có giá trị. Ở những vùng đất khô cằn như sa mạc Sahara, nước ngầm đã trở thành nguồn nước duy nhất. Nó không được bổ sung thường xuyên từ trên mặt đất nên bất kỳ sự can thiệp nào vào nước ngầm cũng có nghĩa là lấy từ lượng trữ trong đất. Do yêu cầu phát triển kinh tế và nguồn lợi nhuận lớn, nước ngầm ở đây vẫn đang được khai thác thường xuyên. Nhưng nhờ sự quản lý tốt cộng với những tính toán phù hợp trong bảo toàn nước, nguồn nước ngầm này vẫn có thể khai thác được từ vài chục năm đến vài thế kỷ nữa.

• **Lưu lượng bền vững** là lưu lượng nước hút lên một cách ổn định trong các điều kiện vận hành cụ thể mà không gây ra những hậu quả bất lợi như làm suy giảm nhanh chóng nguồn nước, giảm hiệu quả kinh tế sau một thời gian khai thác, suy giảm chất lượng nước ngầm, can thiệp vào những quy luật tự nhiên của nguồn nước, làm lún sụt mặt đất do mực nước ngầm bị hạ thấp... Bất cứ hình thức khai thác nào vượt quá lưu lượng bền vững đều dẫn đến hiện tượng *khai thác quá mức*. Nếu hiện tượng này cứ tiếp diễn sẽ dẫn đến những ảnh hưởng xấu đáng kể cho môi trường, xã hội và thậm chí cả điều kiện kinh tế. Hình 5.13a biểu diễn quá trình khai thác nước ngầm với lưu lượng khai thác nhỏ hơn lưu lượng bền vững, ở đây lượng nước bổ sung vào lưu vực lớn hơn lượng khai thác nên một phần lượng nước bổ sung sẽ bị mất đi theo dòng chảy ngầm ra khỏi lưu vực. Nếu lượng nước bổ sung bằng lượng nước ngầm hút lên thì mực nước ngầm luôn luôn chỉ ngang ngưỡng tràn và nước ngầm sẽ không bị mất đi, trường hợp này được mô phỏng trong hình 5.13b, khi đó lưu lượng bền vững là nhỏ nhất.



Hình 5.13. Quan hệ lượng nước trữ trong lưu vực cho 3 giai đoạn:

a) Nhỏ hơn lưu lượng bền vững; b) Lưu lượng bền vững nhỏ nhất; c) Lưu lượng bền vững tăng lên.

• **Lưu lượng bền vững gia cường:** Khái niệm này gắn với hai giai đoạn bơm với lưu lượng khác nhau. Giai đoạn đầu lưu lượng bơm lớn và vượt quá lưu lượng bền vững, dẫn đến hạ thấp mực nước ngầm. Sự khai thác vượt quá lượng khống chế này nhằm đạt được mục đích cung cấp nước với giá thành thấp mà vẫn không ra những hậu quả không mong muốn. Thực vậy, khi trữ lượng giảm đã loại bỏ được các dòng chảy dòng chảy ngầm chảy ra khỏi lưu vực và tránh được tổn thất nước do bốc hơi vào không khí ở những khu vực có mực nước ngầm cao. Giai đoạn sau, khi mực nước ngầm đã hạ thấp đến một độ sâu định trước sẽ bắt đầu khai thác tương đương với lưu lượng bền vững, lúc đó sự cân bằng giữa lượng nước bổ sung và lượng nước hút đi sẽ được thiết lập. Sự cân bằng này tiếp tục được duy trì trong thời gian dài sau đó trên lưu vực. Với những lưu vực có dung tích trữ lớn, một lượng nước lớn sẽ được bổ sung vào và có thể đạt được lưu lượng bền vững lớn hơn. Điều này được thể hiện trên hình 5.13c.

• **Lưu lượng bền vững lớn nhất:** Khái niệm này gắn với lượng nước ngầm lớn nhất có thể khai thác lâu dài khi triệt để áp dụng các phương pháp tận dụng nước nguồn có thể có để bổ sung nước vào các lưu vực ngầm. Trên thực tế, lưu lượng này phụ thuộc vào tổng lượng nước cần đáp ứng cho nhu cầu kinh tế, xã hội mà tổ chức hay cơ quan quản lý lưu vực phải đảm nhiệm. Rõ ràng rằng, nếu lượng nước bổ sung, cả tự nhiên và nhân tạo, càng lớn thì lưu lượng bền vững càng lớn.

Để đạt được lưu lượng bền vững lớn nhất, cần phải quản lý lưu vực như một thể thống nhất. Hiệu quả và tính kinh tế đòi hỏi rằng tất cả quá trình khai thác, nhập lưu và

phân phối nước phải được thực hiện có tính toán chặt chẽ. Ở những nơi nước mặt có thể bổ sung cho nước ngầm thì hai nguồn nước này cần được sử dụng kết hợp. Phối hợp khai thác luân phiên hai nguồn nước này sẽ thu được một lượng nước lớn hơn với giá thành thấp hơn, so với khi hai nguồn này được khai thác độc lập với nhau.

5.3.3. Đánh giá lưu lượng bền vững

Khai thác quá mức nguồn tài nguyên nước ngầm đã và đang tạo nên những nguy cơ tiềm tàng đối với sự cạn kiệt hay phá huỷ vĩnh viễn nguồn nước ngầm ở các nước trên thế giới. Từ những nghiên cứu về các khái niệm lưu lượng trên đây cho thấy để khai thác một cách bền vững nguồn tài nguyên này, lưu lượng lớn nhất có thể lấy được phải nhỏ hơn hoặc bằng lưu lượng bền vững. Dưới đây sẽ trình bày một số vấn đề liên quan đến việc đánh giá lưu lượng bền vững.

a) Những yếu tố ảnh hưởng đến lưu lượng bền vững

Để đánh giá lưu lượng bền vững của một lưu vực nước ngầm đòi hỏi sự phân tích các kết quả bất lợi sẽ gặp phải khi khai thác quá mức. Tiêu chuẩn về lượng nước bổ sung cũng rất quan trọng, vì sự thiếu hụt trong tiêu chuẩn này cũng là nguyên nhân dẫn đến các kết quả bất lợi. Trữ lượng nước bổ sung cho lưu vực có thể bị hạn chế bởi dung tích của bốn chứa nước ngầm hay lưu lượng dòng ngầm chuyển động từ lưu vực được bổ sung tới khu vực khai thác. Có thể áp dụng khái niệm về lưu lượng cho các tầng chứa nước không áp mà ở đó các miền cấp và miền thoát nằm gần nhau, và khái niệm về lưu lượng cho các tầng chứa nước có áp, ở đó các miền cấp và miền thoát nước nằm tách biệt nhau.

Về cơ bản lượng nước ngầm được bổ sung hoặc từ phần trữ trong các lỗ rỗng của đất hoặc từ các nguồn nước mặt. Nếu bể chứa nước ngầm thuộc tầng không áp thì nguồn bổ sung này là rộng khắp và trực tiếp, còn nếu bể chứa nước ngầm thuộc tầng có áp thì nước được cung cấp từ các miền cấp.

Các lý do kinh tế, như khi giá thành khai thác nước ngầm trở nên quá cao, cũng có thể ảnh hưởng đến lưu lượng bền vững của một lưu vực. Vì nguyên nhân khiến giá thành cao là do mực nước ngầm đã bị hạ xuống quá thấp, đòi hỏi đào giếng khai thác sâu hơn, ống hút của máy bơm đặt sâu hơn và cần dùng các loại máy bơm lớn hơn. Sở dĩ kiểu khai thác này còn tồn tại được là nhờ sự trợ giá của Nhà nước.

Chất lượng nước cũng bị chi phối bởi lưu lượng bền vững, vì khai thác quá mức sẽ dẫn đến chất lượng nước ngầm bị biến đổi. Các trường hợp thường gặp phải là: khi hút nước ở gần bờ biển, nước ngầm có thể bị nhiễm mặn do nước biển ngấm vào. Nguyên nhân là do sự xâm nhập của nước mặn nguyên sinh nằm bên dưới, hay nước bị ô nhiễm từ vùng gần đó cuốn theo vào tầng nước ngầm đang khai thác. Tiêu chuẩn chất lượng nước và mục đích sử dụng nước quyết định giới hạn chất lượng nước ngầm khai thác. Bởi vậy, lưu lượng bền vững có thể tăng lên khi hạ thấp yêu cầu đối với chất lượng nước.

Sự tuân thủ các quy định trước đây của pháp luật cũng có thể tác động tới trữ lượng bền vững. Nếu như thấy thực tế khai thác nước ngầm hiện nay đang gây ra lún sụt mặt đất thì cần phải hạn chế mức khai thác và quy định lại lưu lượng bền vững.

b) Tính toán lưu lượng bền vững

Nguồn cấp cho lưu vực sẽ khống chế lưu lượng bền vững, bởi vì, như đã đề cập trên đây, những kết quả không mong muốn sẽ xảy ra khi mà lượng khai thác vượt quá lưu lượng của nguồn cấp. Để xác định được lưu lượng bền vững có thể dựa vào các số liệu về nguồn cấp có được từ các điều kiện địa chất, thủy văn cùng với những tính toán thủy văn lưu vực. Phương pháp tính dựa trên việc sử dụng phương trình cân bằng nước trong thủy văn hoặc theo các công thức gần đúng. Về cơ bản, lưu lượng bền vững được định nghĩa là lưu lượng nước ngầm có thể lấy được từ một lưu vực trong suốt khoảng thời gian xác định mà không làm thay đổi chất lượng trong tầng chứa nước.

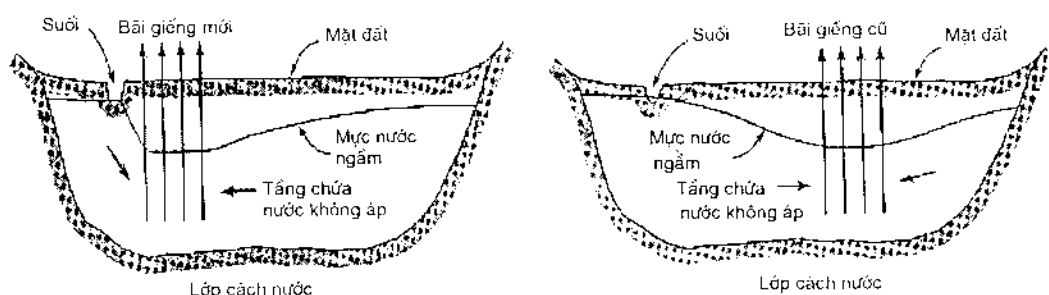
c) Tính chất có thể thay đổi được của lưu lượng bền vững

Một điều quan trọng cần nhận biết là lưu lượng bền vững có khuynh hướng thay đổi theo thời gian. Sự định lượng được dựa trên các điều kiện cụ thể hiện có, bất kỳ sự thay đổi nào của các điều kiện này đều dẫn đến thay đổi lưu lượng bền vững.

Thông thường việc khảo sát về trữ lượng nước ngầm và đánh giá lưu lượng bền vững chỉ được tiến hành khi lượng nước ngầm hút lên không đáp ứng được yêu cầu cần thiết. Trong những lưu vực còn mới, ở đó tồn tại sự cân bằng tự nhiên giữa dòng chảy đến và dòng chảy đi và nước ngầm chưa bị khai thác nhiều thì chúng ta chưa quan tâm đến việc đánh giá các thành phần trong phương trình cân bằng nước. Song ở một trình độ phát triển nào đó trong tương lai, đòi hỏi phải đánh giá cẩn thận và chính xác tất cả các đại lượng này.

Lưu lượng bền vững có thể thay đổi cùng với sự thay đổi của mực nước ngầm trong lưu vực. Thật vậy, khi mực nước ngầm hạ thấp thì dòng chảy đến sẽ tăng lên, còn dòng chảy đi thì giảm xuống (lượng bổ sung từ nguồn cấp sẽ tăng lên còn lưu lượng nước chảy ra sông suối sẽ giảm xuống), sự tổn thất do bốc thoát hơi nước sẽ giảm đi. Ngược lại, khi mực nước ngầm tăng lên sẽ có các tác động theo chiều ngược lại.

Đối với lưu vực có tầng chứa nước không áp có thể tăng lưu lượng bền vững của nó không chỉ bởi việc tăng công suất máy bơm mà còn bởi việc bố trí lại các vị trí lấy nước. Nếu tập trung các giếng khoan vào vị trí gần nguồn cấp thì có thể lấy được lưu lượng lớn hơn. Việc sắp xếp lại giếng khoan có ưu điểm là có thể nhận được nguồn cấp nước lớn hơn mà không cần tăng công suất của máy bơm. Trong hình 5.14 cho thấy đối với tầng chứa nước không áp, việc bố trí giếng khoan gần với nguồn cấp nước làm cho độ dốc của mực nước ngầm từ suối đến giếng tăng lên và sẽ lấy được lưu lượng lớn hơn so với trước đây dù các giếng vẫn chỉ cùng độ sâu.



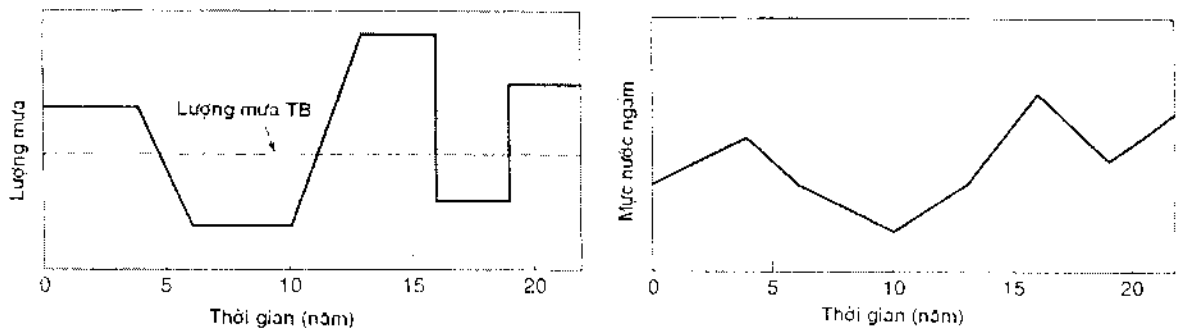
Hình 5.14. Tăng lưu lượng bền vững bằng cách dịch chuyển các bãi giếng đến gần nguồn cấp nước

Đối với tầng chứa nước có áp mà miền cấp nằm xa khu vực khai thác thì lưu lượng bền vững phụ thuộc vào lưu lượng chảy qua tầng ngậm nước. Trong các tầng chứa nước có áp rộng lớn, lượng nước khai thác từ kho chứa có thể được duy trì trong nhiều năm mặc dù bị mất cân bằng giữa lượng lấy với lượng cấp cho lưu vực. Khi đó, dù cho độ dốc của mặt đo áp tăng lên nhưng vì tính thấm của tầng chứa nước hạn chế nên không đủ sức duy trì một lưu lượng để bù lại cho lưu vực. Với các bể chứa lớn mà lưu lượng bơm lên rất nhỏ thì lưu lượng bền vững không hề bị ảnh hưởng.

Bên cạnh những thay đổi do hoạt động điều hành các bể ngầm, lưu lượng bền vững còn có thể thay đổi do sự biến đổi dần dần và khó nhận biết diễn ra trong phạm vi lưu vực. Sự thay đổi các loại cây trồng theo mùa vụ, thậm chí thay đổi mùa trồng trọt, đặc biệt là khi độ sâu của bộ rễ thay đổi, sẽ làm thay đổi lượng thấm bề mặt dẫn đến thay đổi mực nước ngầm. Sự đô thị hoá, kèm theo đó là sự mở rộng của hệ thống cống rãnh làm cho dòng chảy mặt cũng như lượng nước thải tăng lên và lượng nước hồi quy cho lưu vực bị giảm xuống, dẫn tới sự giảm thấp lưu lượng bền vững của nước ngầm. Sự thay đổi mục đích khai thác nước ngầm, như chuyển từ nước ngầm phục vụ cho tưới tiêu sang phục vụ cho công nghiệp hoặc đa mục tiêu sẽ làm cho mức độ khai thác lớn hơn, do vậy lưu lượng bền vững có thể tăng lên.

5.3.4. Quản lý lưu vực bằng việc sử dụng luân phiên nguồn nước

Trong các lưu vực, để phát triển toàn diện nguồn nước thì sử dụng luân phiên nguồn nước là cách sử dụng nước tối ưu và có lợi nhất. Nó bao gồm cả sử dụng nguồn nước mặt và nước ngầm nhằm đáp ứng yêu cầu, trong một chừng mực nào đó, nhờ vậy các nguồn nước sẽ được bảo toàn. Sự khác nhau cơ bản giữa việc mở rộng thường xuyên nguồn nước mặt hay nguồn nước ngầm với việc kết hợp mở rộng và sử dụng luân phiên cả hai nguồn này là ở chỗ: những lưu lượng bền vững riêng rẽ sẽ được thay thế bằng lưu lượng chung rộng lớn hơn và kinh tế hơn. Cơ sở để đảm bảo cho việc sử dụng luân phiên nguồn nước mặt và nước ngầm là dựa vào các hồ chứa nước mặt, nơi tập trung nước từ các sông suối để sau đó nước sẽ được chuyển với lưu lượng tối đa vào các kho chứa ngầm. Vào những năm lượng mưa đạt dưới mức trung bình thì lượng nước trữ trong các hồ chứa là nguồn cung cấp chính cho yêu cầu nước hàng năm, khi đó nước ngầm được giữ lại chỉ phục vụ cho vòng tuần hoàn của kho nước ngầm mà thôi. Thực vậy, mực nước ngầm sẽ dao động và bị hạ thấp xuống trong suốt chu kỳ của vòng tuần hoàn vào những năm ít mưa và sau đó lại được nâng lên vào thời kỳ mưa nhiều tiếp theo. Điều này được thể hiện trong hình 5.15 dưới đây. Trong giai đoạn mà lượng mưa dưới mức trung bình hàng năm thì nước mặt được tận dụng trong phạm vi lớn nhất có thể và đó là nguồn bổ sung nhân tạo để cung cấp thêm vào kho chứa nước ngầm cũng như làm tăng mực nước ngầm. Ngược lại, vào mùa hạn hán khi nguồn nước mặt hạn chế thì nó lại được bổ sung bởi nguồn nước ngầm từ các giếng khoan và làm cho mực nước ngầm lại hạ thấp xuống. Tính khả thi để sử dụng luân phiên nguồn nước phụ thuộc vào sự hoạt động của lưu vực nước ngầm nhiều hơn là vào sự dao động của mực nước ngầm, nghĩa là cần có thể tích đủ lớn chứa nước khi có bổ sung để có thể hút khi cần thiết.



Hình 5.15. Sự thay đổi của mực nước ngầm khi sử dụng luân phiên nguồn nước, tương ứng với lượng mưa năm

Quản lý nước ngầm bằng cách sử dụng luân phiên nguồn nước đòi hỏi có các điều kiện tự nhiên thuận lợi cho việc phân bổ nước, bổ sung nhân tạo nguồn nước và hút nước. Nó đòi hỏi có kế hoạch cẩn thận, chính xác để sử dụng hiệu quả các nguồn nước mặt và nước ngầm. Quá trình hoạt động này có thể là tập hợp của nhiều bộ phận khác nhau với các ứng dụng kỹ thuật cao. Nó đòi hỏi những nhân viên giỏi, có kiến thức sâu về địa chất thủy văn lưu vực. Ngoài ra cần phải luôn ghi lại lưu lượng nước hút lên và lượng nước bổ sung vào lưu vực, thường xuyên cập nhật thông tin về mực nước ngầm và chất lượng nước. Sơ đồ về cách tiếp cận hệ thống khi phân tích sử dụng luân phiên nguồn nước được thể hiện trong hình 5.16.

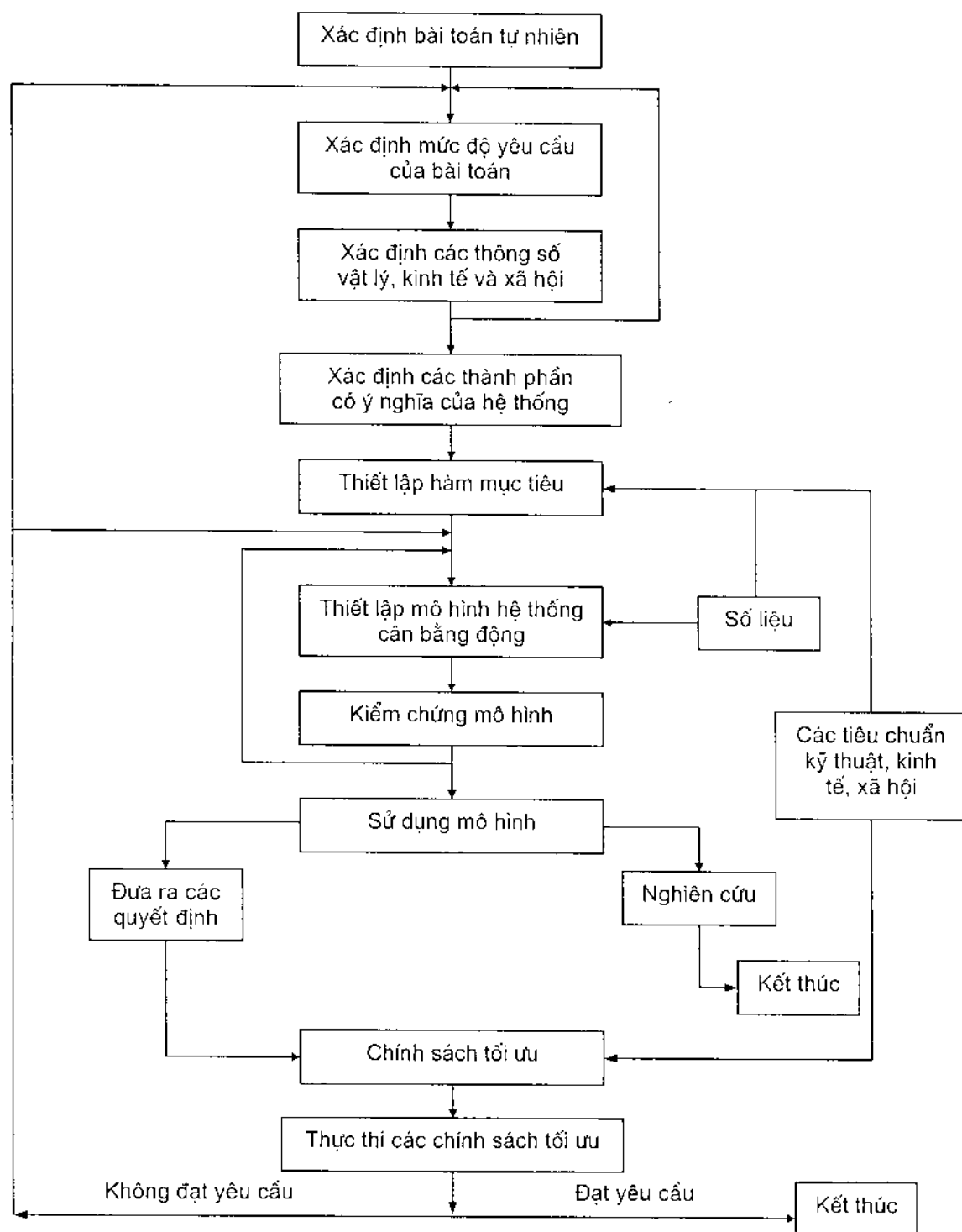
Để nghiên cứu sử dụng luân phiên nguồn nước cần thu thập đủ các dữ liệu về nguồn nước mặt và nước ngầm, các điều kiện địa chất, các dữ liệu về hệ thống phân bổ nước và sử dụng nước, các tài liệu về tiêu thoát nước thải. Trên hình 5.17 mô tả sơ đồ gồm nhiều pha khác nhau và các bước trong quản lý lưu vực, được nghiên cứu thử nghiệm ở California. Có thể thấy rằng các mô hình toán thường được sử dụng kết hợp với nhau trong nghiên cứu. Mô hình lưu vực mô phỏng sự biến đổi của một lưu vực theo sự thay đổi của các nguồn bổ sung tự nhiên, bổ sung nhân tạo và hút nước từ các giếng. Nhờ mô hình có thể tiến hành được các hoạt động hiệu quả nhất trong quản lý lưu vực. Ứng dụng mô hình này vào thực tế sẽ góp phần tối ưu hoá việc cấp và hút nước từ các lưu vực.

Bảng 5.9 so sánh ưu nhược điểm khi sử dụng luân phiên nguồn nước với khi chỉ sử dụng nguồn nước mặt cho mục đích chính là tưới.

Tổng lượng nước cung cấp có thể được tăng lên nếu xác định đúng đặc điểm, khả năng của các nguồn nước mặt và nước ngầm. Một phương án tối ưu có thể làm cho giá thành cấp nước và phân phối nước giảm xuống thấp nhất. Các yêu cầu cơ bản về lưu vực nước ngầm để có thể quản lý tối ưu nguồn nước gồm có:

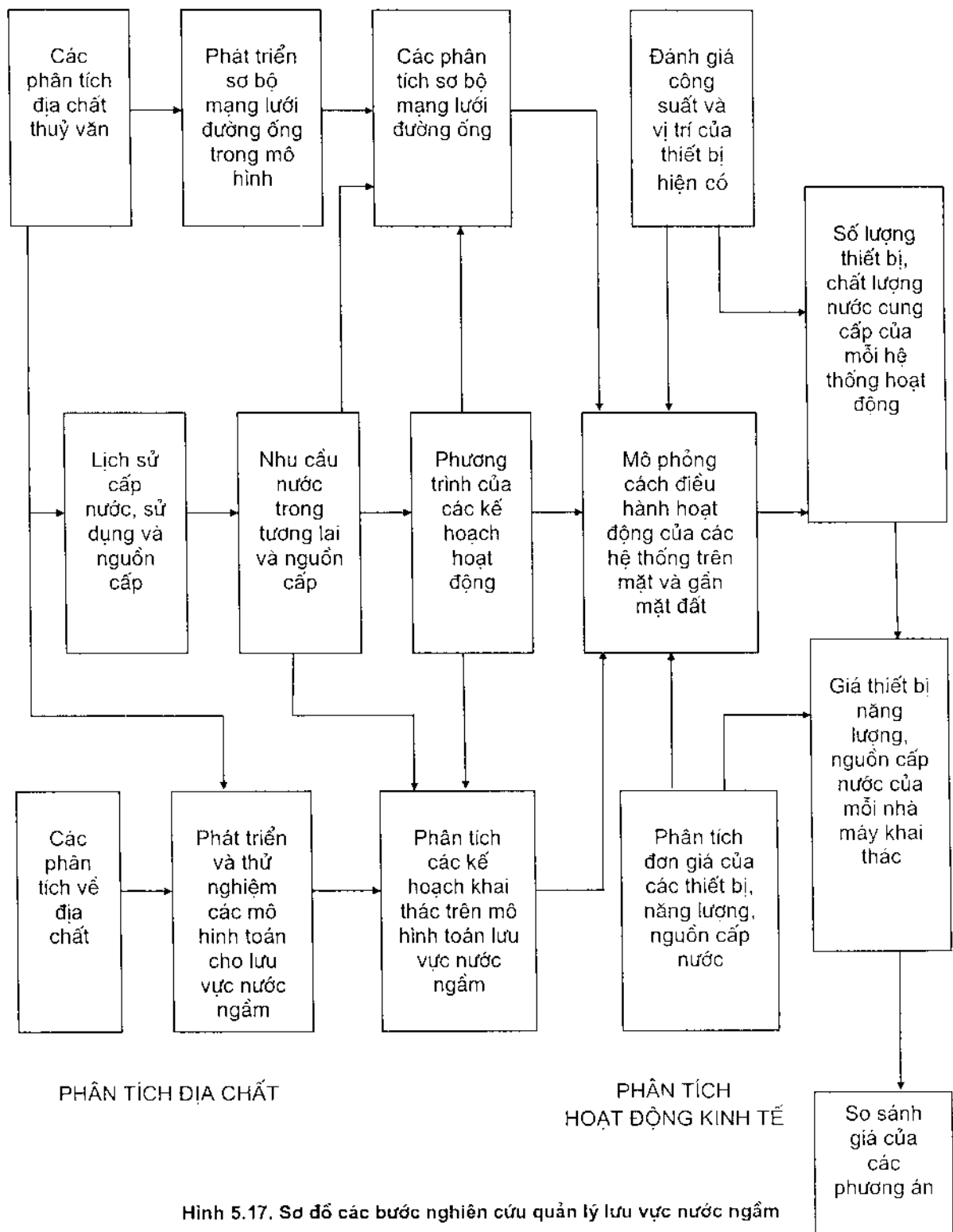
1. Khả năng chứa nước của các khối nước mặt và các tầng chứa nước ngầm cần phải kết hợp với nhau để đạt được tính sử dụng kinh tế nhất của nguồn nước tại chỗ và có được lưu lượng tối ưu đảm bảo cho khả năng bảo tồn nguồn nước.
2. Hệ thống phân phối nước mặt cần phải kết hợp được với các đặc tính truyền dẫn của lưu vực nước ngầm nhằm tạo ra giá rẻ nhất cho hệ thống phân phối.
3. Các cơ quan điều hành phải có đầy đủ quyền lực trong việc quản lý các nguồn nước mặt, các nguồn cấp bổ sung cho nước ngầm, các hệ thống phân phối nước mặt và khai thác nước ngầm.

Cơ sở để phát triển việc sử dụng luân phiên nguồn nước trong lưu vực là sự đánh giá các thành phần khác nhau trong việc cung cấp và phân phối nước. Việc sử dụng tối ưu các nguồn nước mặt và nước ngầm thường được xem xét theo những điều kiện bất lợi, xảy ra vào những thời kỳ hạn hán nặng nề nhất đã quan trắc được.



Hình 5.16. Sơ đồ cách tiếp cận hệ thống nghiên cứu vấn đề sử dụng luân phiên nguồn nước

PHÂN TÍCH THUỶ VĂN



Hình 5.17. Sơ đồ các bước nghiên cứu quản lý lưu vực nước ngầm

**BẢNG 5.9. ƯU NHƯỢC ĐIỂM CỦA SỬ DỤNG LUÂN PHIÊN
CÁC NGUỒN NƯỚC MẶT VÀ NƯỚC NGẦM**

TT	Ưu điểm	Nhược điểm
1	Bảo tồn nước nhiều hơn	Tiềm năng thủy điện giảm xuống
2	Dự trữ nước mặt nhỏ hơn	Tiêu thụ năng lượng lớn hơn
3	Hệ thống phân phối nước mặt nhỏ hơn	Hiệu suất hút nước giảm
4	Hệ thống thoát nước nhỏ hơn	Nhiễm mặn nước ngầm tăng lên
5	Lớp bảo vệ mái kênh giảm xuống	Kế hoạch hoạt động phức hợp nhiều hơn
6	Tăng khả năng kiểm soát lũ	Đòi hỏi nguồn bổ sung nhân tạo
7	Có thể hợp nhất các hướng phát triển hiện có	Gây nguy hiểm do lún sụt mặt đất
8	Các giai đoạn phát triển trở nên dễ dàng hơn	Khó khăn trong việc phân bổ vốn
9	Tổn thất nước do bốc hơi nhỏ hơn	
10	Kiểm soát tốt hơn lượng nước chảy đi mất	
11	Cải thiện hệ số sử dụng trạm bơm và công suất máy bơm	
12	Giảm bớt nguy hiểm từ sự chấp vá, ghép nối các điểm thiếu hụt	
13	Giảm bớt những điểm phân phối yếu kém	
14	Điều hoà thời gian phân phối nước tốt hơn	

5.3.5. Các phương pháp bổ sung nhân tạo cho nước ngầm

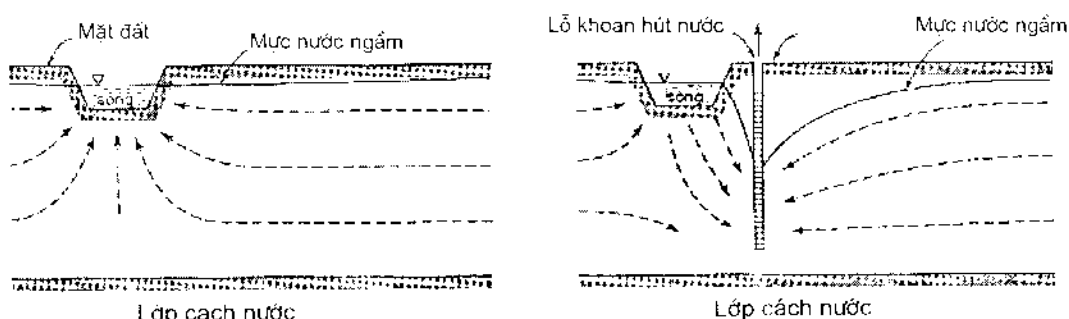
Bổ sung nhân tạo có thể được định nghĩa như sau: “Bổ sung nhân tạo nước dưới đất là các hoạt động của con người làm cho nước mặt từ sông, suối, hồ thấm chảy vào lòng đất với tốc độ thường lớn hơn nhiều lần bổ sung tự nhiên làm tăng thêm nguồn cấp của trữ lượng nước ngầm”.

Nhìn chung các phương pháp bổ sung nhân tạo có thể được phân loại thành hai nhóm phương pháp chính: Nhóm các phương pháp bổ sung nhân tạo gián tiếp và nhóm các phương pháp bổ sung nhân tạo trực tiếp.

a) Phương pháp bổ sung nhân tạo gián tiếp

Trong phương pháp này các công trình khai thác nước ngầm được thiết kế gần các vùng hoặc nguồn cấp, từ đó sự thoát nước tự nhiên sẽ được điều chỉnh và chảy theo ý muốn của con người. Phương pháp này có tên là “*thấm qua đáy*” (induced recharge). Nó được sử dụng khá phổ biến trong quá khứ.

Phương pháp thấm qua đáy có thể coi như là bổ sung nhân tạo nước dưới đất thông qua các trầm tích đáy sông hoặc hồ. Khi các lỗ khoan hoặc hành lang khai thác đặt gần sông, hồ sẽ làm cho mực nước ngầm hạ thấp và do chênh lệch gradien thủy lực giữa mực nước sông hoặc hồ với mực nước ngầm sẽ tạo ra dòng chảy bổ sung cho nước ngầm. Hình 5.18 minh họa bổ sung nhân tạo được hình thành khi lỗ khoan đặt gần sông đã tạo ra dòng thấm từ sông vào tầng chứa nước.



Hình 5.18. Bổ sung nhân tạo từ sông thấm qua trầm tích đáy sông tới lỗ khoan khai thác

Trong phương pháp này, ngoài các đặc điểm địa chất thủy văn không thể thay đổi như tính thấm, chuyển động tự nhiên của nước ngầm, nguồn bổ sung cho tầng chứa nước còn bị chi phối bởi các yếu tố sau: lưu lượng bơm Q của các giếng khai thác; khoảng cách L giữa hành lang khai thác và sông; dạng giếng khoan. Một điều quan trọng nữa là tốc độ dòng chảy trong sông, suối sẽ ngăn chặn không cho bùn và phù sa lắng đọng bịt kín đáy sông, suối làm giảm dòng thấm. Khi các công trình khai thác nước hoạt động sẽ tạo ra nguồn bổ sung từ sông, hồ, kênh, suối gần đó và đây cũng là một phần của lượng nước khai thác được.

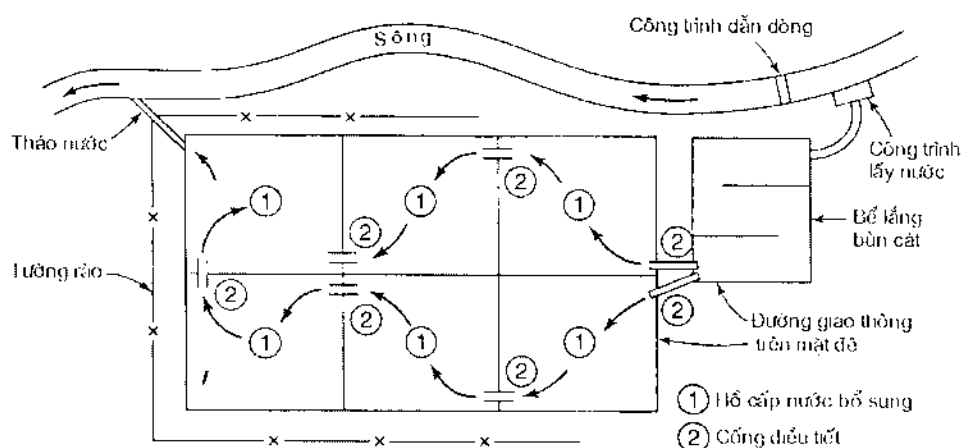
Phương pháp bổ sung này có một số nhược điểm. Công suất của lỗ khoan khai thác phụ thuộc vào lượng bổ sung gián tiếp có thể bị thay đổi trong năm do dao động của mực nước sông, hồ, kênh, suối. Nếu nước trong sông, hồ, kênh, suối bị nhiễm bẩn thì không thể chấm dứt được nguồn bổ sung nhân tạo này và nước bị nhiễm bẩn sẽ đi vào tầng chứa nước. Nước thấm không đi qua đới thông khí, mà thường chuyển dịch trong các điều kiện hiếu khí vì vậy dẫn đến các vấn đề về tăng hàm lượng sắt và magiê. Ngoài ra, nguồn nước mặt bổ sung có thể mang theo các chất hữu cơ và vi khuẩn.

b) Phương pháp bổ sung nhân tạo trực tiếp

Trong các phương pháp trực tiếp, nước từ các nguồn nước mặt được dẫn (đôi khi qua một khoảng cách khá xa) tới các tầng chứa nước rồi chúng được cho thấm vào nước dưới đất. Hiệu quả của việc bổ sung này được đo bằng lưu lượng nước bổ sung, nó phụ thuộc vào tốc độ chuyển động xuống dưới của nước mặt qua vùng ẩm ướt. Các phương pháp bổ sung nhân tạo trực tiếp gồm có: sử dụng hồ chứa, kênh dẫn nước, các rãnh đào, tạo vùng ngập nước và tưới nước. Ngoài ra còn có phương pháp hồ thấm và giếng khoan ép nước sẽ được tiếp tục trình bày kỹ hơn ở phần sau.

- **Phương pháp hồ chứa.** Nguồn nước bổ sung có thể từ các hồ chứa được tạo ra bằng cách xây dựng các đê chắn nước, hoặc được đào xuống mặt đất. Kích thước và hình dạng của hồ cần phải phù hợp với độ dốc của mặt đất. Trong thời gian ngập nước, lớp bùn và phù sa lắng đọng có thể bịt kín đáy hồ. Vì vậy, hầu hết các hồ chứa phải được định kỳ nạo vét đáy hồ vào mùa khô để duy trì khả năng thấm nước. Khi có mưa cục bộ thì mỗi hồ chứa riêng lẻ có thể tích nước và đáp ứng được yêu cầu bổ sung cho nước ngầm, nhưng khi có dòng chảy từ thượng nguồn đổ về kết hợp với các dòng chảy tự nhiên trên mặt đất thì hệ thống hồ chứa sẽ trở nên ưu việt hơn. Nước từ các sông suối sẽ theo các kênh, mương chảy vào hồ nằm ở đầu nguồn. Sau khi hồ đầu nguồn đầy thì nước tiếp tục chảy vào hồ thứ hai, rồi sau đó đến hồ thứ ba... cứ như vậy quá trình bổ

sung nước diễn ra cho toàn bộ lưu vực. Từ khu vực thấp nhất lượng nước còn thừa sẽ quay trở lại dòng chảy. Trên hình 5.19 thể hiện một dạng điển hình của hệ thống liên hồ chứa. Phương pháp này đảm bảo nguồn cấp cho 75% đến 90% toàn bộ diện tích.



Hình 5.19. Dạng điển hình của hệ thống liên hồ chứa

Hệ thống liên hồ chứa sẽ đảm bảo nguồn cấp nước liên tục, kể cả khi có một vài hồ nào đó ngừng làm việc do thiếu nước hoặc đang duy tu, bảo dưỡng, hoặc đáy đã bị lắng đọng bùn.

Phương pháp hồ chứa với tính khả thi cao, tận dụng được diện tích, dễ duy trì, hiệu quả sử dụng cao là phương pháp bổ sung nhân tạo rất được chú ý.

- **Phương pháp kênh dẫn nước.** Nước chảy theo các kênh dẫn sẽ góp phần làm tăng thời gian bổ sung nước và tăng diện tích nguồn cấp. Theo phương pháp này, cả phần dòng chảy từ thượng lưu và dòng chảy trong kênh cùng tham gia cấp nước đã góp phần làm tăng lượng thấm. Nhờ các hồ chứa ở thượng nguồn điều tiết lại lượng dòng chảy thất thường theo mùa nên lưu lượng dòng chảy không vượt quá khả năng của kênh hạ lưu.

Để tăng hiệu quả của nguồn cấp bằng kênh dẫn nước cần phải mở rộng kênh mương, thay đổi mực nước, đào xới đất để tăng tính thấm, làm các kênh rạch nhỏ phân tán nước. Ngoài ra, có thể làm các bờ đê thấp chắn ngang dòng chảy của những lòng suối rộng, chặn nước vào mùa khô, để tạo thành các khu chứa nước. Các công trình này thường là tạm thời, được xây dựng bằng vật liệu tại chỗ lấy từ đáy sông, suối và đôi khi được bảo vệ bằng cây cỏ, hoặc dùng các rọ đựng đá. Những công trình này thường bị phá vỡ khi có lũ từ thượng lưu đổ về; nếu làm các công trình kiên cố lâu dài thì phải đảm bảo rằng nó không gây ra hiện tượng ngập lụt vào mùa lũ.

- **Phương pháp đào hào, mương dẫn nước.** Trong phương pháp này, nước được phân bổ bằng hệ thống các hào, mương nông và rộng, được bố trí gần sát nhau nhằm tăng tối đa diện tích thấm nước. Hệ thống mương thường được đào theo một trong ba dạng sơ đồ sau: hình chữ chi dọc theo toàn bộ phần diện tích đất; hình cành cây phân bố từ kênh chính đến các mương nhỏ và các rãnh; hoặc chia thành các nhánh bên sườn, từ kênh chính chia rộng ra các mương nhánh nhỏ hơn.

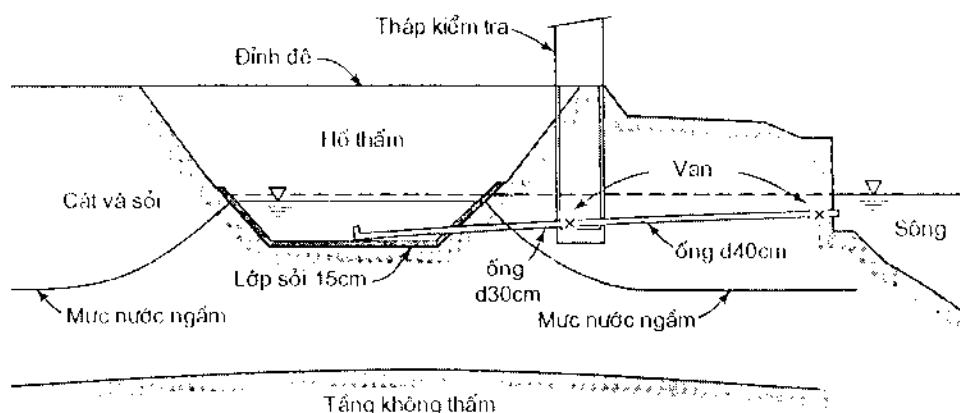
Chiều rộng của các mương dao động từ 0,3 đến 1,8m. Mương có độ dốc lớn, khi thiết kế chú ý tránh gây xói lở và tăng diện tích mặt cắt ướt. Dòng chảy trong các

mương phải đảm bảo mang được các chất lơ lửng và phù sa ra khỏi hệ thống để không gây ra hiện tượng bồi lắng. Hệ thống cần được thiết kế và phân bố sao cho phù hợp với diện tích khu vực và đảm bảo rằng đến vùng thấp nhất, cuối hệ thống, toàn bộ lượng nước còn thừa sẽ được trả lại cho kênh chính.

- **Phương pháp tạo vùng ngập nước.** Trong khu vực có địa hình tương đối bằng phẳng, nước có thể được phân bố trên một diện tích rộng lớn. Tuy nhiên, vẫn cần có kênh mương để dẫn nước đến các khu vực cao hơn trong vùng cần làm ngập. Trong hệ thống cần đảm bảo để nước chuyển động với vận tốc nhỏ nhất nhằm không gây ra xáo trộn lớp đất trên mặt và không ảnh hưởng đến các loại thực vật. Các điều tra cho thấy, tốc độ thấm lớn nhất xuất hiện ở những khu vực mà lớp đất mặt không bị rửa trôi và thực vật vẫn ổn định. Nếu so sánh với các phương pháp khác thì thấy rằng phương pháp tạo vùng ngập nước có giá thành thấp nhất. Để kiểm soát nước trong suốt thời gian ngập nước cần xây dựng hệ thống đề bao hoặc đào hào bao quanh khu vực ngập nước. Để đạt được hiệu quả tối đa cần thường xuyên có người theo dõi cả khu vực trong suốt quá trình ngập nước.

- **Phương pháp tưới nước.** Trong vùng được tưới nước theo phương pháp này, đôi lúc cần cân nhắc khi phân bố nước để tránh gây thừa nước cho các vùng đất canh tác theo mùa, hoặc tưới nước vào mùa không được tưới. Khi ứng dụng phương pháp này đòi hỏi phải không dẫn đến việc tăng giá thành làm đất, bằng cách sử dụng hệ thống tưới đã có sẵn. Thậm chí có thể giữ cho các kênh của hệ thống tưới đầy nước để tận dụng nguồn cấp có được từ lượng nước rò rỉ của kênh. Cần chú ý làm sao nước vừa đủ đảm bảo lưu lượng thấm bổ sung cho nước ngầm, vừa không mang đi mất các chất dinh dưỡng trong đất và muối khoáng trong bộ rễ dẫn đến làm giảm năng suất cây trồng.

- **Phương pháp hồ thấm.** Trong phương pháp bổ sung nhân tạo bằng hồ thấm, nước mặt từ sông hồ được chuyển tới một hồ trong thành hệ địa chất thích hợp, thấm xuống và hình thành nước dưới đất, vì vậy tăng lượng cung cấp cho nước ngầm. Hình 5.20 minh họa cấu trúc của một dạng hồ thấm.



Hình 5.20. Bổ sung nhân tạo bằng hồ thấm nước mặt vào tầng chứa nước nằm nông

Nước đi vào tầng chứa nước có thể chia thành 3 giai đoạn là: nước thấm vào đất; nước ngầm xuống qua các lớp đất; nước chuyển động theo phương nằm ngang tới các công trình khai thác. Tốc độ nước đi vào tầng chứa nước phụ thuộc vào 3 yếu tố: 1) **Tốc độ thấm**, là tốc độ nước đi vào các lớp đất, bị ảnh hưởng bởi: pha khí trong đất, mức độ

tắc nghẽn của vật liệu lọc, sự phát triển của tảo và vi khuẩn; 2) *Tốc độ ngấm*, là tốc độ nước di chuyển xuống phía dưới qua các lớp đất, phụ thuộc vào quỹ đạo chuyển động của dòng ngấm và hệ số thấm theo chiều thẳng đứng của đất đá; 3) *Khả năng di chuyển ngang* của nước, phụ thuộc vào quỹ đạo chuyển động của dòng ngấm và hệ số thấm ngang của tầng chứa nước. Duy trì một đới không bão hoà bên dưới vùng thấm có tầm quan trọng đặc biệt cho phương pháp bổ sung nhân tạo này. Trong trường hợp tầng chứa nước không áp nằm dưới vùng thấm, có mực nước ngấm nằm sâu, khi nước mặt ngấm xuống sẽ nâng cao mực nước, tăng trữ lượng nước ngấm nhưng không làm các vùng xung quanh bị ngập lụt. Khả năng thấm ban đầu cao, sau đó sẽ giảm dần vì sự lắng đọng của các lớp vật liệu ở đáy hố thấm.

Khi tầng chứa nước nằm ở độ sâu trung bình, có thể bổ sung nhân tạo thông qua các hố móng hoặc các moong khai thác. Đào các hố móng hoặc các moong thì tốn kém trong khi công suất bổ sung của chúng lại khá nhỏ. Phương pháp này chỉ được sử dụng khi các hố móng hoặc moong khai thác đã có sẵn, ví dụ như những moong khai thác sỏi, đá hoặc sét đã bỏ, hoặc ở những nơi thật cần thiết theo các yêu cầu cho các mục đích đặc biệt như bảo vệ môi trường. Khi các tầng chứa nước bị phủ bởi một lớp thấm yếu có độ dày lớn, hố móng và moong khai thác cũng có thể sử dụng nhưng do diện tích hạn chế nên công suất bổ sung thường rất nhỏ.

- *Phương pháp ép nước lỗ khoan*. Nước mặt có thể được bổ sung trực tiếp vào các tầng chứa nước thông qua các lỗ khoan ép nước và được hút lên thông qua các lỗ khoan khai thác. Trong trường hợp tầng chứa nước có áp, phải sử dụng phương pháp này. Thiết kế một lỗ khoan ép nước tương tự với thiết kế một lỗ khoan khai thác nước. Sự khác nhau cơ bản là nước chảy qua lỗ khoan ép nước vào tầng chứa ở dưới phải chịu cả trọng lượng cột nước và áp lực từ bơm ép.

Trong mọi trường hợp phải thật cẩn thận khi thiết kế, xây dựng và thực hiện bổ sung nhân tạo bằng lỗ khoan ép nước bởi vì các lỗ khoan ép nước hay bị sự cố hơn các lỗ khoan khai thác thông thường. Nước để ép xuống lỗ khoan có hàm lượng cát chỉ khoảng 1mg/l đã có thể gây tắc nghẽn lỗ khoan trong thời gian ngắn. Vì vậy các lỗ khoan ép nước thường chỉ dùng nước không có cát để ép nước. Tốc độ đi vào địa tầng cho các lỗ khoan ép nước nên giới hạn dưới 1,5m/giờ. Diện tích ống lọc của lỗ khoan ép nước nên lớn hơn hai lần so với diện tích ống lọc của lỗ khoan khai thác với cùng một độ sâu.

5.3.6. Quản lý tầng chứa nước bằng quan trắc động thái nước ngầm

Quan trắc động thái của nước dưới đất (động thái mực nước, lưu lượng, thành phần hoá học và nhiệt độ) là một trong những công tác quan trọng nhất của tổ hợp các công tác điều tra đánh giá các mỏ nước ngầm và nước có áp nằm nông, mà động thái của chúng có quan hệ chặt chẽ với các yếu tố khí tượng và thủy văn. Những quan trắc này cần được tiến hành theo mạng lưới chuyên môn, bao gồm các lỗ khoan quan trắc, các trạm đo và các điểm lộ nước dưới đất. Việc bố trí mạng lưới quan trắc bởi sự cần thiết phải giải quyết các nhiệm vụ chủ yếu sau:

- Xác định chiều dày cực tiểu, trung bình và cực đại của tầng chứa nước không áp và trị số hạ thấp mực nước cho phép tương ứng với từng độ dày.
- Chính xác hoá điều kiện quan hệ giữa nước ngầm với nước mặt, cũng như giữa các tầng chứa nước với nhau.

– Đánh giá mức độ cung cấp tự nhiên của các tầng chứa nước theo các mùa khác nhau.

– Nhận được những tài liệu để hiệu chỉnh quá trình hạ thấp mực nước khi hút nước thí nghiệm và khai thác – thí nghiệm do sự cần thiết phải tính đến dao động tự nhiên của mực nước.

– Xác định các thông số tính toán (hệ số truyền áp hoặc truyền mực nước, sức cản trầm tích lòng sông), xác định các thông số đặc trưng cho quan hệ thủy lực giữa các tầng chứa nước với nhau.

– Xác định sự thay đổi lưu lượng mạch nước theo mùa và nhiều năm.

– Nghiên cứu sự thay đổi chất lượng nước ngầm hàng năm và nhiều năm.

Việc quan trắc động thái tự nhiên của nước ngầm và nước actêzi nằm nông cần được tiến hành liên tục trong thời gian không ít hơn một năm, vì thế trong những trường hợp riêng biệt nên bắt đầu từ giai đoạn tìm kiếm (đánh giá tổng quan). Tần suất quan trắc được quyết định bởi nhiệm vụ điều tra và quy luật biến đổi các yếu tố động thái và được xác định trong phương án công tác.

Khi đánh giá trữ lượng nước dưới đất theo các mạch nước thì việc quan trắc động thái mạch nước là nội dung chủ yếu của công tác thăm dò và cần được tiến hành không ít hơn 2 – 3 năm.

Công tác quan trắc động thái bị phá huỷ (động thái nhân tạo) của nước dưới đất trong những vùng công trình lấy nước đang hoạt động bao gồm việc quan trắc mực nước trong lỗ khoan khai thác và các lỗ khoan quan sát chuyên môn, quan trắc thành phần hoá học của nước dưới đất và lưu lượng các lỗ khoan khai thác, quan trắc sự thay đổi của môi trường xung quanh (như làm khô đầm lầy, mất dòng mặt, lún mặt đất v.v...).

Khi trong vùng không có các công trình quan trắc chuyên môn thì cần phải tổ chức việc quan trắc bằng cách khoan và thí nghiệm những lỗ khoan quan trắc chuyên môn ngay từ lúc bắt đầu thăm dò. Những lỗ khoan quan trắc không chỉ bố trí ở trung tâm bãi giếng mà còn bố trí trong đới ảnh hưởng của nó để thu được tài liệu cho phép phân tích kinh nghiệm khai thác và xác định các thông số bằng đồ thị theo dõi diện tích. Trong nhiều trường hợp để đánh giá lại trữ lượng khai thác, các lỗ khoan quan sát không chỉ bố trí vào tầng khai thác mà còn bố trí vào cả những tầng lân cận trong hệ thống chứa nước phân lớp. Khi cần thiết thì bố trí cả trong những lớp thấm nước yếu bằng cách đặt vào trong các lỗ khoan đường kính nhỏ những bộ phận cảm biến áp lực lỗ hồng.

Trong những công trình khai thác mà ở đó xảy ra sự thay đổi chất lượng nước thì nên bố trí những lỗ khoan quan trắc để tìm ra nguồn xâm nhập của các loại nước có thành phần không đạt tiêu chuẩn và tốc độ thay đổi chất lượng nước.

Việc nghiên cứu trong những vùng công trình lấy nước đang hoạt động cũng bao gồm cả việc thu nhập và tổng hợp tài liệu về quá trình hoạt động của công trình (sự thay đổi số lượng các lỗ khoan lấy nước, lưu lượng và mực nước của lỗ khoan trong thời kỳ khai thác), và trong trường hợp cần thiết thì tiến hành các công tác thí nghiệm chuyên môn (đóng và mở lỗ khoan) để chính xác hoá các thông số địa chất thủy văn, cũng như sử dụng các phương pháp địa vật lý để nghiên cứu trạng thái kỹ thuật của lỗ khoan.

Hiện nay ở Việt Nam đang vận hành 3 mạng quan trắc quốc gia ở Đồng bằng Bắc Bộ, Đồng bằng Nam Bộ và Tây Nguyên.

1. Trạm vùng Đồng bằng Bắc Bộ

Diện tích 17.000km² cấu tạo bởi các thành tạo Đệ tứ bờ rời có chiều dày đạt tới trên 100m. Mạng lưới quan trắc gồm 78 trạm điểm quan trắc động thái nước ngầm (mỗi trạm có từ 1 đến 3 công trình) vào các tầng chứa nước khác nhau tạo thành các tuyến dọc và ngang theo phương Tây bắc – Đông nam và Đông bắc – Tây nam đan xen phủ khắp đồng bằng. Số lượng công trình quan trắc (điểm đo) vào các tầng chứa nước như sau:

- Tầng chứa nước Q_2^3 có 41 công trình quan trắc.
- Tầng chứa nước Q_2^{1-2} có 24 công trình quan trắc.
- Tầng chứa nước Q_1 có 68 công trình quan trắc.
- Các tầng chứa nước trước Đệ tứ có 7 công trình.
- Quan trắc nước mặt có 10 công trình.

Ngoài ra còn có 6 tuyến với 49 công trình quan trắc nghiên cứu quan hệ thủy lực giữa nước mặt (S.Hồng, S.Thái Bình và biển) với nước ngầm và 3 sân cân bằng thủy động lực nghiên cứu đại lượng bổ cập cho nước ngầm ở tầng chứa nước Q_2^3 và Q_1 .

Tổng số ở Đồng bằng Bắc Bộ có 211 công trình quan trắc phân bố trên địa bàn của 12 tỉnh là: Vĩnh Phúc, Hà Tây, Hà Nội, Bắc Ninh, Hưng Yên, Hà Nam, Ninh Bình, Nam Định, Thái Bình, Hải Phòng, Quảng Ninh, Hải Dương, mật độ đạt 80km² có một công trình quan trắc. Mạng lưới trạm và điểm đo của trạm vùng Đồng bằng Bắc Bộ được lựa chọn để tham gia vào hệ thống quan trắc môi trường nước ngầm được tổng hợp, thống kê trong bảng 5.10.

BẢNG 5.10. THỐNG KÊ HỆ THỐNG QUAN TRẮC MÔI TRƯỜNG NƯỚC NGẦM THUỘC TRẠM VÙNG ĐỒNG BẰNG BẮC BỘ

STT	Trạm khu	Trạm điểm	Điểm quan trắc	Ghi chú
1	Vĩnh Phúc	7	11	Có nhà trạm
2	Hà Nội – Hà Tây	20	37	Nhà trạm tại trụ sở Đoàn ĐCTV–ĐCCT
3	Gia Lâm – Mỹ Văn	8	12	Có nhà trạm
4	Hà Nam	7	18	Có nhà trạm
5	Nam Định	6	12	Có nhà trạm
6	Hưng Yên	5	10	Có nhà trạm
7	Thái Bình	4	8	Có nhà trạm
8	Thanh Hà	4	6	
9	Hải Phòng	4	7	
10	Mạo Khê	2	4	
	Tổng cộng	67	125	

2. Trạm vùng Đồng bằng Nam Bộ

Diện tích 57.000km² cấu tạo bởi các thành tạo Đệ tứ và Neogen có chiều dày đạt tới 500 – 600m. Mạng lưới quan trắc xây dựng năm 1995 gồm 76 trạm điểm (mỗi trạm có từ 1 đến 7 điểm) ngoài ra còn có 3 sân cân bằng thủy động lực nghiên cứu đại lượng bổ cập cho nước ngầm, 4 tuyến nghiên cứu quan hệ giữa nước mặt (hồ Trị An, hồ Dầu Tiếng, kênh Đông & sông Sài Gòn) với nước ngầm.

Năm 1999 thực hiện Dự án Nghiên cứu Nước ngầm Đồng bằng Sông Cửu Long do Chính phủ Hà Lan tài trợ, Bộ Công nghiệp có quyết định số 1435/QĐ-CNCL ngày 29/6/1999 cho xây dựng thêm 9 trạm điểm với 18 điểm quan trắc nước ngầm, 2 trạm quan trắc nước mặt trên sông Hậu. Việc xây dựng này đã hoàn thành và được ghép vào mạng lưới quan trắc đã có tạo thành các tuyến dọc và ngang theo phương Đông bắc – Tây nam và Tây bắc – Đông nam phủ khắp Đồng bằng Nam Bộ, quan trắc vào các tầng chứa nước như sau:

- Phức hệ chứa nước Q₂ có 29 công trình.
- Phức hệ chứa nước Q₁ có 56 công trình.
- Phức hệ chứa nước Q₁ có 30 công trình.
- Phức hệ chứa nước n₂ có 58 công trình.
- Phức hệ chứa nước n₁² có 11 công trình.
- Các phức hệ chứa nước trước Đệ tứ có 16 công trình.
- Nước mặt có 11 công trình.
- Đo mưa có 3 công trình.

Tổng số ở Đồng bằng Nam Bộ có 224 công trình quan trắc (điểm quan trắc) phân bố trên địa bàn của 16 tỉnh là: Đồng Nai, TP. Hồ Chí Minh, Bình Phước, Bình Dương, Tây Ninh, Long An, Bến Tre, Đồng Tháp, Vĩnh Long, Trà Vinh, Cần Thơ, An Giang, Kiên Giang, Bạc Liêu, Sóc Trăng, Cà Mau. Mật độ đạt 260km² có 1 công trình quan trắc.

Mạng lưới trạm và điểm đo của trạm vùng Đồng bằng Nam Bộ được lựa chọn để tham gia vào hệ thống quan trắc môi trường nước ngầm được tổng hợp, thống kê trong bảng 5.11.

BẢNG 5.11. THỐNG KÊ HỆ THỐNG QUAN TRẮC MÔI TRƯỜNG NƯỚC NGẦM THUỘC TRẠM VÙNG ĐỒNG BẰNG NAM BỘ

STT	Trạm khu	Trạm điểm	Điểm quan trắc	Ghi chú
1	Đồng Nai	15	19	Có nhà trạm
2	TP Hồ Chí Minh	14	34	Có nhà trạm
3	Long An – Đồng Tháp – Bến Tre	6	30	Có nhà trạm
4	Tây Ninh–Bình Phước	13	29	Có nhà trạm
5	Vĩnh Long – Trà Vinh – Cần Thơ	13	34	Có nhà trạm
6	Sóc Trăng – Minh Hải	6	26	Có nhà trạm
7	An Giang – Kiên Giang – Sa Đéc	7	25	Có nhà trạm
	Tổng cộng	74	197	

3. Trạm vùng Tây Nguyên

Diện tích 55.270km² cấu tạo chủ yếu bởi các thành tạo phun trào bazan. Mạng lưới quan trắc gồm 132 trạm điểm (mỗi trạm có từ 1 đến 4 điểm) tạo thành các tuyến dọc và ngang theo phương Bắc – Nam và Đông – Tây phân bố khắp cao nguyên trong các tầng chứa nước sau:

- Tầng chứa nước Q có 46 công trình.
- Tầng chứa nước βQ_1 có 28 công trình.
- Tầng chứa nước $\beta n_2 - Q_1$ có 67 công trình.
- Tầng chứa nước n có 21 công trình.
- Các tầng chứa nước trước Kainozoi có 17 công trình.
- Nước mặt có 27 công trình.

Ngoài ra có 4 sân cân bằng thuỷ động lực nghiên cứu đại lượng bổ cập cho nước ngầm trong các tầng chứa nước Q; phun trào bazan.

Tổng số ở vùng Tây Nguyên có 203 điểm quan trắc phân bố trên địa bàn của 4 tỉnh là: Đắk Lắk, Gia Lai, Lâm Đồng và Kon Tum. Mật độ đạt 270km² có 1 công trình quan trắc.

Mạng lưới trạm và điểm đo của trạm vùng Tây Nguyên được lựa chọn để tham gia vào hệ thống quan trắc môi trường nước ngầm được tổng hợp thống kê trong bảng 5.12.

BẢNG 5.12. THỐNG KÊ HỆ THỐNG QUAN TRẮC MÔI TRƯỜNG NƯỚC NGẦM TRẠM VÙNG TÂY NGUYÊN

STT	Trạm khu	Trạm điểm	Điểm quan trắc	Ghi chú
1	Kon Tum	15	16	Có nhà trạm
2	PleiKu	11	16	Có nhà trạm
3	Se San – Chư Pal	3	3	
4	Măng Giang – An Khê	7	7	Có nhà trạm
5	Phù Thiện – Lệ Bắc	7	10	
6	Bản Đôn	3	3	
7	Ban Mê Thuột	23	28	Có nhà trạm
8	Darknông – Krông Ana	5	5	
9	Bảo Lộc	7	9	
10	Lâm Hà – Đại Ninh	10	10	
	Tổng cộng	91	107	

5.4. Quản lý chất lượng nước ngầm

5.4.1. Bảo vệ nước ngầm khỏi bị ô nhiễm

Một trong những khía cạnh quan trọng nhất của quản lý nước ngầm là bảo vệ chất lượng nước trong các tầng chứa nước. Có nhiều nguồn gây ô nhiễm nước ngầm do con người tạo ra, đã được trình bày trong các phần trên.

Sự ô nhiễm nước ngầm còn xảy ra khi nước có chất lượng thấp, nước mặn bị cuốn theo vào giếng khai thác nước ngầm, ví dụ như nước mặn ngấm vào nước ngầm ở các khu vực bờ biển. Khai thác quá mạnh vào tầng chứa nước gần bờ biển có thể gây ra sự dịch chuyển về phía biển của nguồn nước mặt sạch và làm nước ngầm nhiễm mặn.

Một yếu tố quan trọng trong việc ngăn chặn sự ô nhiễm nước ngầm là định dạng được vùng cấp cho các tầng chứa nước. Trong vùng cấp, bảo vệ tầng chứa nước là yếu tố sống còn. Vùng cấp cần phải được coi là vùng bảo đảm chất lượng nước, ở đó cần kiểm soát chặt chẽ các nguồn ô nhiễm. Các điều kiện địa chất thủy văn trong vùng cấp cần được nghiên cứu kỹ lưỡng để đảm bảo rằng đất đá và tốc độ dòng ngầm trong vùng này ngăn chặn được sự ô nhiễm có thể xảy ra với các tầng chứa nước. Các chất thải độc hại và nguy hiểm cần được cách ly khỏi tầng chứa nước của vùng cấp. Trong vùng này, sử dụng hệ thống cống rãnh hợp vệ sinh nhằm thu nước thải công nghiệp sẽ tốt hơn là dùng các bể chứa nước thải. Ngoài ra, các lớp đất đá nằm bên dưới tầng chứa nước có áp hay nằm trong miền thoát của tầng không áp có thể làm ô nhiễm nước ngầm. Các hoạt động sản xuất nông nghiệp trong vùng cấp cũng cần được điều hoà. Tránh lạm dụng thuốc trừ sâu và phân hoá học, cần kiểm soát và thu gom các chất thải từ động vật.

Một trong những nhiệm vụ khó khăn nhất nhằm bảo vệ tầng chứa nước là kiểm soát các giếng khoan cũ không còn được sử dụng nữa. Nhiều nước đã yêu cầu lấp lại hoàn toàn những giếng khoan đó. Việc làm này có thể làm tăng hiệu quả khai thác của các giếng khoan mới. Tuy nhiên, vấn đề đối với những giếng bị bỏ đi hay đã khoan do thiếu tính toán là ở chỗ những người làm việc này không nhận thức được tính nguy hiểm của nó đối với chất lượng của nguồn nước ngầm. Tương tự vậy, những công trình khai thác không đúng chỗ có thể làm cạn nguồn nước ngầm hoặc làm cho nước mặt chảy xuống tầng chứa nước ngầm. Các giếng khoan cũ bỏ đi còn có thể bị dùng làm chỗ đổ nước thải và các chất thải rắn, đó là mối đe dọa rõ ràng đối với chất lượng nước ngầm. Đối với nguồn ô nhiễm này, việc giáo dục ý thức có tác dụng hơn so với việc thường xuyên ngăn chặn nguồn chất thải.

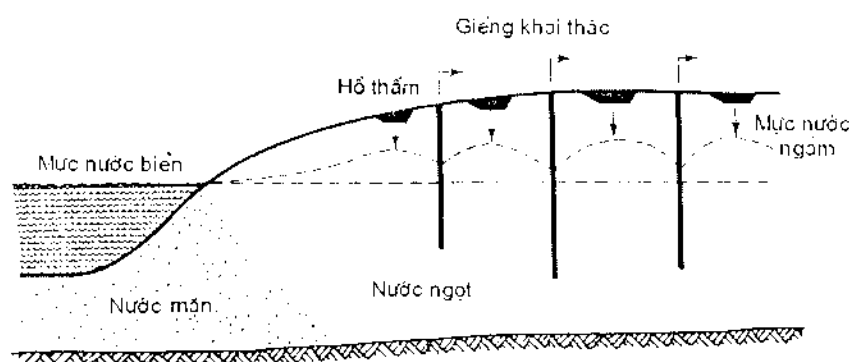
Sự xâm nhập của nước mặn có thể ngăn chặn được bằng cách điều chỉnh khoảng cách từ giếng khoan tới bờ biển và điều chỉnh tốc độ hút nước. Mục đích là tránh tạo ra độ dốc của đường đo áp hướng từ vùng nhiễm mặn tới nơi khai thác, hay nói cách khác là tránh gây chênh lệch áp suất để nước chảy từ vùng nhiễm mặn đến các giếng khai thác. Nếu tầng chứa nước sạch bị nước mặn ngấm vào thì cần hút nước với tốc độ thấp để tránh làm cho nước mặn dâng từ dưới lên.

Việc bảo vệ nước ngầm khỏi bị nhiễm mặn bao gồm: xác định ranh giới mặn nhạt trong không gian; xác định bề mặt nước nhạt; xác định mạng lưới công trình khai thác hợp lý và lưu lượng khai thác của từng công trình cũng như của cả hệ thống; xác định hình phễu hạ thấp ứng với lưu lượng khai thác đó; xác định lượng nước bổ sung trong phạm vi hình phễu; nếu khai thác vượt quá lượng bổ sung thì phải điều chỉnh lại mạng lưới công trình khai thác và lưu lượng khai thác.

Như vậy có thể thấy rằng: bất lợi nhất là trường hợp lưu lượng khai thác vượt quá lưu lượng bổ sung, dẫn đến nước ngầm không được phục hồi trữ lượng và nước mặn sẽ ngấm vào. Để giải quyết vấn đề này cần có sự tham gia của con người vào quá trình

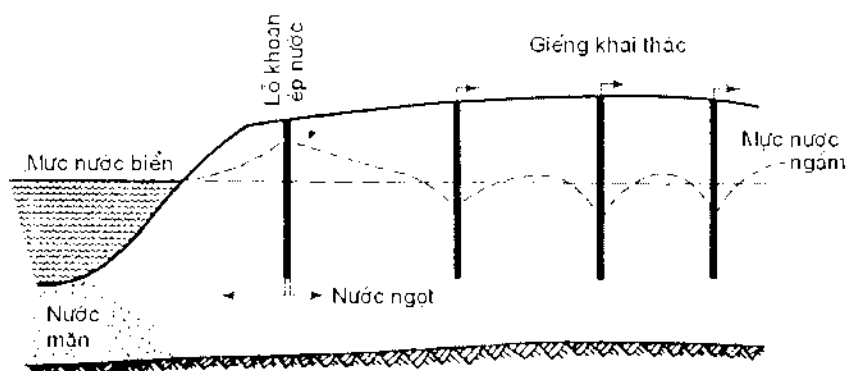
phục hồi trữ lượng, tức là bổ sung nhân tạo, nhằm tăng hiệu quả bảo vệ nguồn nước ngầm khỏi bị nhiễm mặn. Có hai loại công trình bổ sung nhân tạo thường được sử dụng là: hồ thấm và lỗ khoan ép nước.

Hồ thấm được áp dụng trong trường hợp phía trên hình phễu hạ thấp là đất đá thấm rất tốt. Các hồ thấm này được bố trí trong phạm vi hình phễu và không xa các lỗ khoan khai thác. Nước cho vào hồ phải không chứa các chất độc hại, hàm lượng các hợp chất của nitơ và photpho phải hạn chế ở mức thấp nhất, không chứa các loại cacbua hydro, hạn chế hàm lượng các chất hữu cơ, không được có mùi hôi thối. Có thể sử dụng nước sông, nước hồ thậm chí nước thải đã được xử lý để làm nguồn nước bổ sung. Hồ thấm phải được bảo vệ như bảo vệ công trình khai thác. Sau một thời gian đáy hồ thường bị lắng bùn nên cần phải phơi khô và cào sạch lớp bùn đất ở đáy hồ để khôi phục tính thấm nước. Trong hình 5.21 dưới đây mô tả công trình hồ thấm để bổ sung nhân tạo cho nước ngầm.



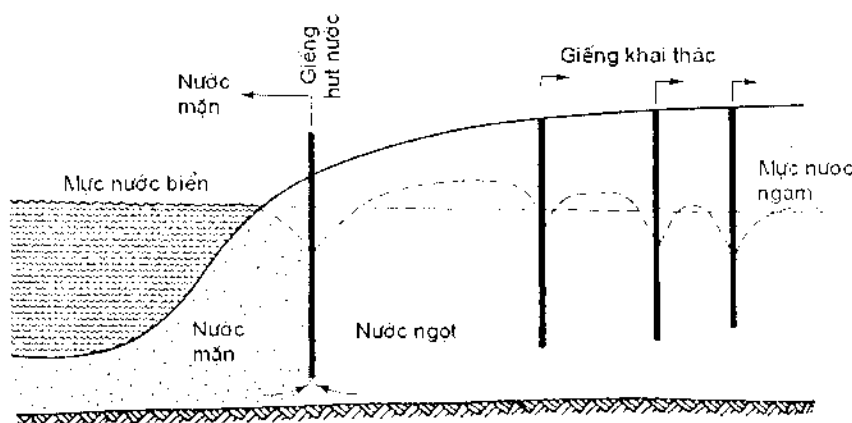
Hình 5.21. Bổ sung nhân tạo cho nước ngầm bằng hồ thấm chống nhiễm mặn

Lỗ khoan ép nước được áp dụng trong trường hợp phía trên hình phễu hạ thấp có tầng thấm nước kém che phủ, hoặc tầng chứa nước khai thác lại nằm phía dưới một tầng chứa nước khác. Lỗ khoan ép nước được bố trí trong phạm vi hình phễu hạ thấp tại nơi có mực nước thấp, nhưng phải cách lỗ khoan khai thác ít nhất 30m. Lỗ khoan phải xuyên qua toàn bộ lớp đất đá thấm nước tốt nhất của tầng khai thác và ống lọc phải đặt trên toàn bộ tầng khai thác. Đòi hỏi về chất lượng nước ép vào cũng giống như nước trong hồ thấm nhưng độ trong phải cao hơn và không được chứa các chất lơ lửng. Hình 5.22 mô tả phương pháp bổ sung nhân tạo bằng lỗ khoan ép nước.



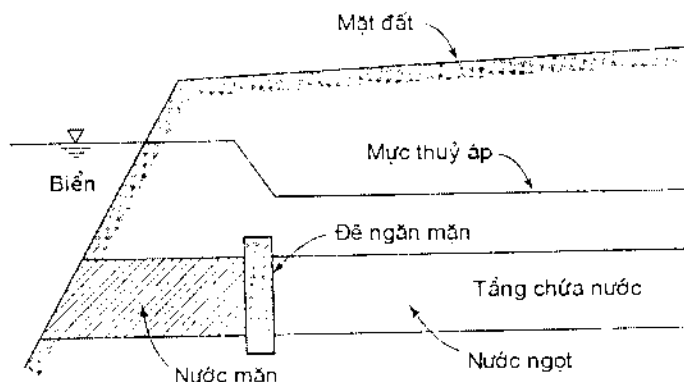
Hình 5.22. Bổ sung nhân tạo cho nước ngầm bằng lỗ khoan ép nước

Ngoài việc bổ sung nhân tạo nguồn nước để chống nhiễm mặn còn có thể áp dụng một biện pháp khác, đó là tạo tường chắn ngăn mặn bằng hệ thống giếng hút nước ngầm lên (extraction barrier), tường chắn kiểu này được tạo ra bởi một hệ thống giếng, được bố trí ngay sát bờ biển, hút nước liên tục, tạo ra một đường mặt nước lõm khi cắt một mặt cắt vuông góc với bờ biển. Nước biển chảy vào đất liền sẽ đến vùng trũng này, đồng thời nước ngọt từ trong đất liền cũng chảy ra vùng đó. Hiện tượng này được mô tả trong hình 5.23. Nước hút lên là nước mặn và nó sẽ được đổ trở lại biển. Bằng cách này có thể kéo miền bị ảnh hưởng mặn ra sát đường bờ biển.



Hình 5.23. Sơ đồ hút nước mặn ở các lỗ khoan nhằm tránh nhiễm mặn vào nước ngầm

Một biện pháp khác nữa nhằm ngăn nước biển là xây dựng các đê ngầm chắn nước mặn (subsurface barrier); đê ngầm chống thấm sẽ được xây dựng song song với bờ biển (xem hình 5.24). Độ sâu của chân đê ngầm đến tận đáy của tầng không thấm theo chiều thẳng đứng. Vật chất dùng để xây dựng đê ngăn mặn gồm: tường cừ, tường bê tông, tường sét, bitum, vữa xi măng, bentonite, keo silicat và nhựa tổng hợp. Những vấn đề chính quyết định giá thành xây dựng là: đặc điểm địa chất khu vực xây dựng, vấn đề chống thấm, chống xói mòn, cũng như ảnh hưởng của động đất đến đê ngầm.



Hình 5.24. Đê ngầm ngăn mặn

5.4.2. Các phương pháp đánh giá ô nhiễm

Một thực tế là khi hệ thống khai thác nước ngầm bị ô nhiễm thì sẽ không bao giờ có thể làm sạch được. Nói chung, giá thành của việc làm sạch nước ngầm sẽ vượt quá rất nhiều so với số tiền mà người ta có thể chi trả cho việc này, đặc biệt là đối với những hệ thống khai thác nằm riêng lẻ. Nếu việc khắc phục ô nhiễm bị hạn chế do thiếu nguồn kinh phí thì sẽ dẫn đến mối đe dọa khủng khiếp cho sức khỏe cộng đồng. Cuối cùng là, nếu hệ thống khai thác được làm sạch thì biện pháp cứu chữa này cũng chỉ làm giảm đi phần nào mối đe dọa đến sức khỏe mà thôi. Vì vậy, đánh giá ô nhiễm và mức độ nguy hiểm do nó gây ra đã trở thành vấn đề quan trọng và có ý nghĩa cấp thiết trong nghiên cứu sự ô nhiễm nguồn nước ngầm. Ô nhiễm nguồn nước ngầm đã được xác định rõ ràng như là một quá trình tiêu biểu cho sự xâm hại đến sức khỏe con người bởi các tác động xấu của môi trường. Đánh giá mức độ nguy hiểm của ô nhiễm được hiểu là đánh giá ảnh hưởng của các nguồn chất thải hỗn hợp, như đổ bừa bãi chất thải hay các kho chứa chất thải phóng xạ. Mặc dù đánh giá ô nhiễm thường dùng để nói về sự kiểm tra các mối nguy hiểm từ môi trường đối với sức khỏe con người, nhưng cách tiếp cận thông thường có thể ứng dụng là kiểm tra thông qua các động vật nhạy cảm trong thiên nhiên, ví dụ như chim hay cá. Cơ quan Bảo vệ Môi trường Mỹ (U.S. EPA) đã phác thảo những nội dung cơ bản để kiểm tra các vị trí chất thải nguy hiểm nhằm đánh giá tác động đến sức khỏe con người và môi trường. Những nội dung này có thể tóm tắt theo các bước sau đây:

1. Thu thập và kiểm định dữ liệu ;
2. Đánh giá ô nhiễm trực tiếp;
3. Đánh giá về nhiễm chất độc;
4. Đánh giá sự nguy hiểm cho sức khỏe cộng đồng;
5. Đánh giá nguy hiểm cho môi trường.

Sau đây sẽ lần lượt đi sâu tìm hiểu các nội dung đã được liệt kê ở trên.

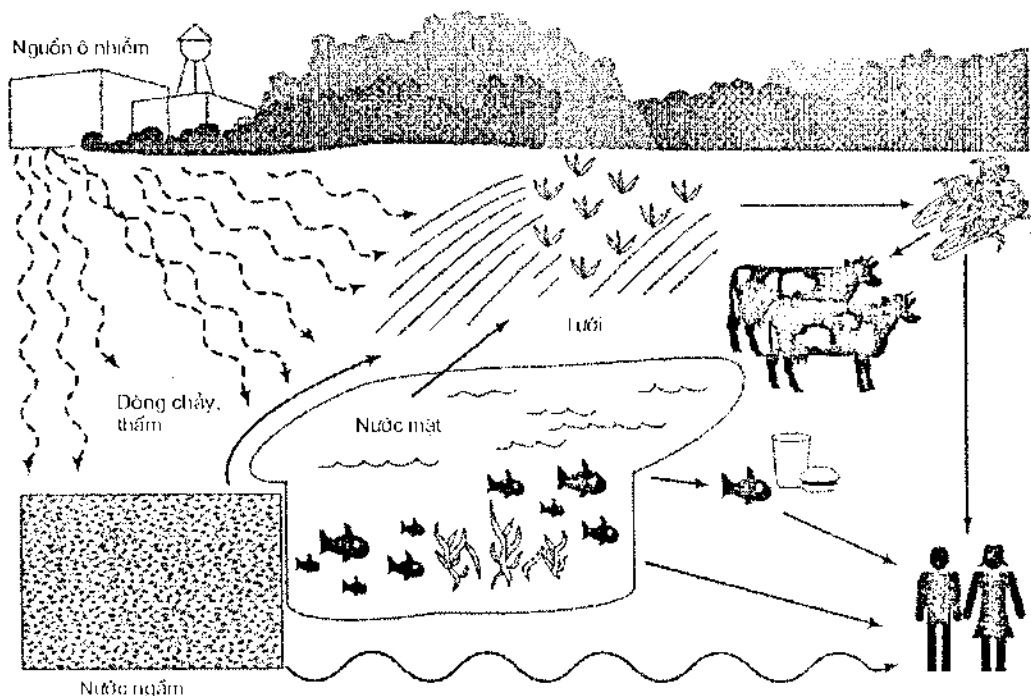
1. Thu thập và kiểm định dữ liệu

Mục đích của việc thu thập và kiểm định dữ liệu là cung cấp những thông tin cơ bản cho việc đánh giá các mối nguy hiểm. Quá trình này bao gồm việc xem xét lại các dữ liệu hiện có, các thông tin có được từ hệ thống, nhận dạng các hệ quả do hoạt động của con người đang diễn ra, giới hạn phạm vi thu thập các dữ liệu cần thiết khác. Quá trình này cũng gồm việc tổng hợp các dữ liệu có được từ điều tra các vị trí để đánh giá phương pháp phân tích hoá học và phạm vi ô nhiễm, phát triển hệ thống dữ liệu hoá học và thông tin để sử dụng cho việc đánh giá các nguy hiểm, rủi ro.

2. Đánh giá ô nhiễm trực tiếp

Trong mục này sẽ tìm hiểu ảnh hưởng của các chất ô nhiễm từ nguồn nước ngầm đến cơ thể con người. Nghiên cứu về quá trình lan truyền chất ô nhiễm từ nguồn ô

niêm đến nơi chịu ảnh hưởng là cơ sở để đánh giá mức độ nguy hiểm. Quá trình lan truyền này sẽ ảnh hưởng đến nguồn nước ngầm nơi con người khai thác và sử dụng. Các chất ô nhiễm này sẽ đi vào cơ thể con người và bắt đầu tác hại. Đánh giá nguy hiểm đòi hỏi xác định được lượng các chất gây ô nhiễm hiện có, và đôi khi cả việc định lượng chất gây ô nhiễm theo từng con đường lan truyền khác nhau trong tương lai. Tuy nhiên, mức tính định lượng này thường không có sẵn để sử dụng khi phân tích trong các điều kiện hiện nay. Có các mô hình có thể dự đoán trước sự di trú và tích tụ ở tầng sinh quyển, ví dụ như mô hình đánh giá ô nhiễm của các chất phóng xạ. Một trong những con đường lan truyền ô nhiễm là qua sự hấp thụ của thực vật, đó là sự hấp thụ nước trong đất bị ô nhiễm của rễ cây, sự hấp thụ các bụi bẩn ô nhiễm của lá cây, sự hấp thụ nước tưới bị ô nhiễm của rễ cây và lá cây. Hình 5.25 diễn tả mô hình tổng quát về đường di chuyển của nước từ nguồn ô nhiễm đến cơ thể con người.



Hình 5.25. Mô hình tổng quát về quá trình phát tán của chất gây ô nhiễm ảnh hưởng đến con người

Các mô hình tổng quan này cho phép mô tả chi tiết vùng ô nhiễm và cuộc sống của những cá nhân trong khu vực lân cận từ đó có được những đánh giá cho từng vùng cụ thể. Để cung cấp những nội dung cơ bản cho việc so sánh giữa các vùng, người điều tra cần tham khảo các kịch bản. Ví dụ, kịch bản diễn tả về trường hợp của một người nông dân đã sống trọn vẹn cuộc đời mình trong một trang trại thuộc phạm vi của vùng ô nhiễm. Người nông dân này uống và tắm rửa bằng nước ô nhiễm, ăn các thức ăn làm từ thực vật bị ô nhiễm, lớn lên trong vùng và tiếp xúc hàng ngày với

bụi ô nhiễm. Kịch bản này mô phỏng trường hợp một cá nhân bị ảnh hưởng tối đa từ các chất gây ô nhiễm, dù cho trong thực tế không thể tìm được cá nhân này trong bất kỳ vùng nào.

Sự phân tích bầu sinh quyển sẽ cho đánh giá về lượng chất ô nhiễm chứa trong môi trường trung gian (ví dụ như: nước, sữa, thức ăn, bụi nhiễm phóng xạ...). Thông tin này giúp cho việc tính toán lượng chất ô nhiễm bị hấp thụ qua chất trung gian hay xác định mức độ ô nhiễm cho từng môi trường trung gian, cộng lại sẽ có tổng lượng chất ô nhiễm trực tiếp. Phương trình tính lượng chất ô nhiễm bị hấp thụ vào qua không khí, nước, sữa và thức ăn có dạng sau đây:

$$TI = EI_1 + EI_2 + \dots + EI_n \quad (5.15)$$

Trong đó: TI – tổng lượng các chất ô nhiễm bị cơ thể hấp thụ vào, mg/ngày; EI – lượng chất ô nhiễm hấp thụ vào qua mỗi môi trường trung gian ước tính cho 1 ngày, giá trị EI thông qua lượng ăn, uống được xác định bằng cách nhân hệ số C_i , là lượng chất ô nhiễm có trong môi trường trung gian thứ i , với R_i là lượng chất trung gian đã hấp thụ. Đơn vị của C_i là mg/m³ đối với không khí, mg/l đối với nước và sữa, mg/kg đối với thức ăn. Đơn vị của R_i thường là l/ngày đối với nước, hoặc kg/ngày đối với thức ăn. Trong một số trường hợp tổng lượng TI có thể được nhân với một hệ số nhỏ hơn 1, biểu thị cho khoảng thời gian của 1 năm hay của một phần thời đoạn mà cá thể đó đã sống trong vùng ô nhiễm. Tổng lượng chất ô nhiễm TI được coi là lượng trung bình ngày trong cả thời gian sống trung bình của các cá thể. Để tiện so sánh, giá trị TI có thể được chia trung bình cho 1kg trọng lượng cơ thể (BW). Vì vậy, lượng ô nhiễm hay mức độ ô nhiễm trực tiếp có đơn vị đo là mg/ngày hay mg/kg–BW ngày.

Ví dụ

Một cá nhân tiêu thụ nước, sữa và thịt bò có chứa các chất ô nhiễm với lượng như sau: 3mg/l – nước, 0,003mg/l – sữa và $9,5 \cdot 10^{-8}$ mg/kg – thịt bò. Hãy xác định lượng chất ô nhiễm hấp thụ trong 1 ngày nếu người đó nặng 70kg và đã tiêu thụ trung bình mỗi ngày: nước 1,5l/ngày, sữa 0,5l/ngày, thịt bò 0,2kg/ngày.

$$TI = EI_{\text{nước}} + EI_{\text{sữa}} + EI_{\text{thịt bò}} = C_{\text{nước}} R_{\text{nước}} + C_{\text{sữa}} R_{\text{sữa}} + C_{\text{thịt bò}} R_{\text{thịt bò}}$$

$$TI = [(3,0 \cdot 1,5) + (0,003 \cdot 0,5) + (9,5 \cdot 10^{-8} \cdot 0,2)] / 70,0 = 0,064 \text{ mg/kg–BW ngày}$$

3. Đánh giá về nhiễm chất độc

Đánh giá về nhiễm chất độc nhằm kiểm tra ảnh hưởng của các chất độc và khả năng nhiễm ung thư do các chất hoá học và chất phóng xạ gây ra. Mục đích của việc đánh giá này là đánh giá độ độc của các chất gây ô nhiễm có trong vùng nghiên cứu và xác định được giá trị ngưỡng của độc tố (xác định liều lượng chất ô nhiễm vẫn còn chưa có khả năng gây nên ung thư), từ đó đánh giá về mức độ nguy hiểm, rủi ro. Liều lượng đối chiếu (mg/kg ngày) là lượng chất ô nhiễm ước tính hàng ngày đối với toàn bộ dân

cư trong khoảng thời gian sống ở vùng ô nhiễm mà không gây ung thư. Liều lượng này được ký hiệu là RfD. Các số liệu về độ độc có thể tham khảo trong những tài liệu chuyên môn.

4. Đánh giá sự nguy hiểm cho sức khỏe cộng đồng

Sự ảnh hưởng của chất ô nhiễm tới sức khỏe không phụ thuộc vào lượng chất ô nhiễm cơ thể con người đã tiếp nhận mà chủ yếu phụ thuộc vào liều lượng cơ thể đã hấp thu. Ví dụ một số chất ô nhiễm đã nhiễm vào cơ thể nhưng nó lại không tích tụ ở các bộ phận khác nhau trong cơ thể. Một trong những cách đơn giản nhất để xác định liều lượng độc tố là tích số của lượng chất ô nhiễm ngấm vào cơ thể ước tính cho 1 ngày và hệ số tác dụng sinh học B_i (bioavailability factor). Hệ số B_i biểu thị cho phần độc tố bị nhiễm hàng ngày còn đọng lại trong cơ thể và gây ra những tác động bất lợi cho sức khỏe. Tổng liều lượng độc tố được xác định như sau:

$$TD = EI_1 \cdot B_1 + EI_2 \cdot B_2 + \dots + EI_n \cdot B_n \quad (5.16)$$

Trong đó: B_i – hệ số tác dụng sinh học, giá trị của hệ số này có thể tra cứu trong các tài liệu y học. Giá trị của TD có đơn vị là khối lượng/thời gian, thường chia giá trị này cho trọng lượng cơ thể nên nó còn có đơn vị là mg/kg–BW ngày.

Ở đây cần làm rõ hơn khái niệm *ngưỡng độc tố*, đó là một ngưỡng xác định, nếu liều lượng độc tố nhỏ hơn ngưỡng này thì không ảnh hưởng đến sức khỏe. Đôi khi ngưỡng độc tố không xác định được hoặc có giá trị rất nhỏ.

Một trong những cách đơn giản để đánh giá mức độ nguy hiểm đối với sức khỏe là so sánh tổng liều lượng độc tố TD với ngưỡng độc tố tham khảo RfD. Chỉ số nguy hiểm (HQ) đối với người nhiễm từng chất độc cụ thể được tính theo công thức (5.17).

$$HQ = \frac{TD}{RfD} \quad (5.17)$$

Khi chỉ số $HQ > 1$ báo hiệu có mối nguy hiểm đối với người nhiễm.

Đối với chất phóng xạ, liều lượng nguy hiểm phụ thuộc loại phóng xạ và vị trí mà chất phóng xạ tích tụ trong cơ thể và ở môi trường xung quanh. Liều lượng hay mức độ nguy hiểm sẽ khác nhau, phụ thuộc vào các bộ phận cơ thể mà ở đó chất phóng xạ tích tụ lại.

5. Đánh giá nguy hiểm cho môi trường

Mục tiêu của đánh giá nguy hiểm cho môi trường là nhằm xác định xem có hay không các chất gây ô nhiễm trong từng vùng riêng biệt và vùng phụ cận, và các chất này có khả năng ảnh hưởng bất lợi đến cộng đồng sinh vật học (như thực vật, động vật hoang dã và động vật nuôi) đang tồn tại hay không. Để thực hiện đánh giá này một cách định tính có thể sử dụng hướng dẫn của Cơ quan Bảo vệ Môi trường Mỹ (U.S. EPA).

5.4.3. Khắc phục ô nhiễm

Trường hợp nước dưới đất đã bị nhiễm bẩn hoặc có nguy cơ nhiễm bẩn thì phải nghiên cứu biện pháp đối phó, bao gồm xác định các yếu tố gây bẩn, tìm nguồn gây bẩn, tìm các biện pháp nhằm để phòng nhiễm bẩn, khống chế nguồn nhiễm bẩn, xử lý dải ô nhiễm bảo vệ chất lượng nước ngầm.

1. Các biện pháp để phòng nhiễm bẩn thường áp dụng

- Cách ly nguồn gây bẩn với nước dưới đất, chẳng hạn các bãi rác phải xây dựng trên một nền không thấm nước, các chất phóng xạ nguy hiểm hoặc các loại nước bẩn không thể xử lý được đều phải chôn sâu vào trong một tầng đất đá cách ly tốt với các tầng chứa nước đang sử dụng.

- Ở các trung tâm công nghiệp, để ngăn chặn sự thấm của nước thải vào tầng chứa nước thì hệ thống cống rãnh thải nước phải được đảm bảo cách ly. Cống rãnh phải được cách ly bằng tường bê tông, đất sét hoặc màng pôlyêtylen. Các bể và bồn chứa nước thải phải được cách ly tốt bằng màng chống thấm, nước được lọc và dẫn tới các công trình xử lý trước khi thải vào môi trường.

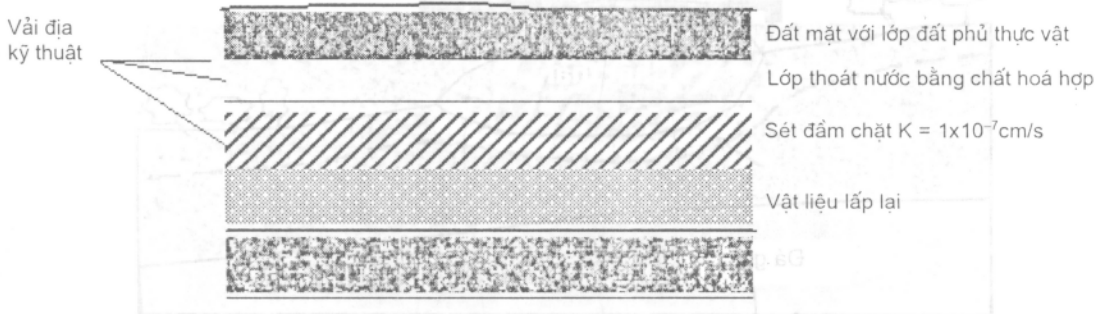
- Xử lý nước thải. Nước thải từ các nhà máy, bệnh viện, các khu dân cư thường có khối lượng rất lớn, đòi hỏi phải xử lý để tránh gây nhiễm bẩn cho nước ngầm. Do thành phần nhiễm bẩn rất đa dạng nên mỗi nhà máy, bệnh viện phải có công trình xử lý riêng. Công trình này vừa có vai trò làm sạch nước nhiễm bẩn, vừa có vai trò thu hồi những nguyên liệu quý trong quá trình xử lý. Điều đó có thể tăng thêm hiệu quả kinh tế bù vào chi phí xây dựng công trình. Nước thải từ các khu dân cư thường được xử lý trong một hệ thống chung.

- Trong nông nghiệp, nông dân không thể không sử dụng phân bón, thuốc trừ sâu, mà các loại này đều có khả năng gây nhiễm bẩn nước ngầm. Cần thực hiện các biện pháp để phòng nhiễm bẩn như: Đối với phân chuồng, nên bón phân đã ủ mục, nếu phải bón phân tươi thì chỉ được bón ở đất thoáng khí, không bón vào loại đất lầy hoặc bón cho lúa. Đối với phân vô cơ dễ tan như phân đạm thì phải bón vào thời kỳ cây trồng cần nhiều chất dinh dưỡng, bón vừa phải, trộn phân với đất vo viên bón sát gốc cây. Đối với thuốc trừ sâu, hạn chế sử dụng ở mức tối thiểu, không dùng các loại thuốc trừ sâu đã bị cấm. Cần cố gắng tìm các biện pháp thay thế như bẫy đèn, bẫy siêu âm, biện pháp sinh học để trừ sâu... Các cây họ đậu cũng có khả năng làm nhiễm bẩn nước ngầm, do đó những vùng chuyên canh các loại cây này cũng cần có biện pháp luân canh.

2. Các biện pháp khống chế nguồn nhiễm bẩn

- Đào và di chuyển nguồn nhiễm bẩn.
- Hướng dòng chảy mặt không chảy qua vùng có chất ô nhiễm sẽ giảm lượng nước mặt mang theo chất ô nhiễm ngấm vào nước ngầm.

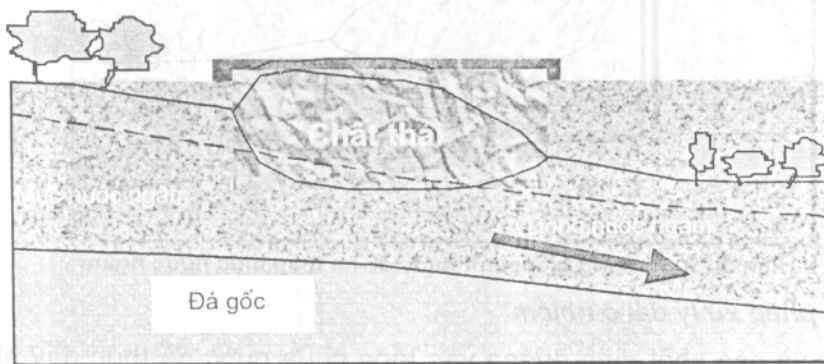
- Xây dựng lớp phủ thấm nước kém ở trên khu vực có chất thải (đất sét, chất dẻo tổng hợp, bê tông), như hình 5.26 dưới đây.



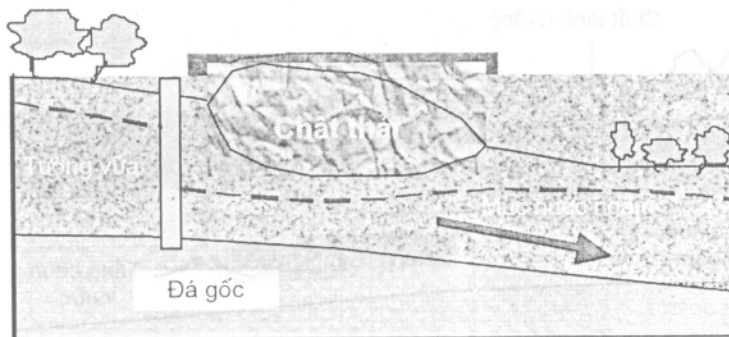
Hình 5.26. Xây dựng lớp phủ thấm nước kém

- Biện pháp khoanh vùng được áp dụng ở các vùng có nguồn gây nhiễm bẩn đang tồn tại, hoặc đã bị loại trừ nhưng còn nguồn nhiễm bẩn thứ sinh do nguồn nguyên sinh đã bị loại trừ gây ra. Mục đích của biện pháp này là chấm dứt sự xâm nhập của các chất gây nhiễm bẩn nước vào đối tượng cần phải bảo vệ – thường là nhà máy nước hoặc dòng nước mặt.

- Khi chất thải nằm thấp hơn mực nước ngầm, có thể xây dựng tường chắn thẳng đứng thấm nước kém để ngăn và hạ thấp mực nước ngầm không cho đi qua khu vực chất ô nhiễm (hình 5.27a, b).



a)

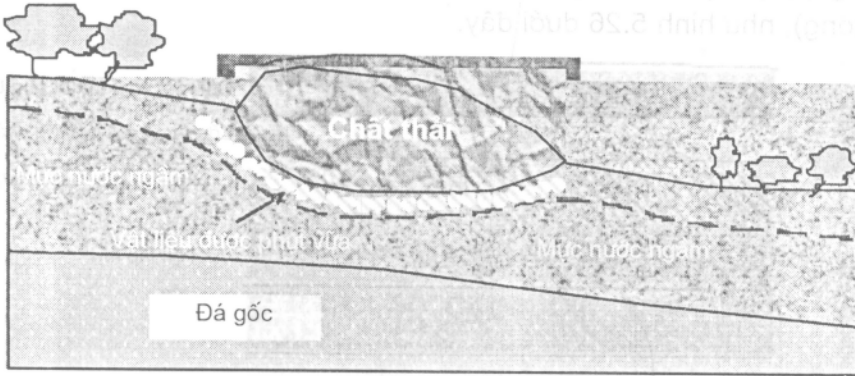


b)

Hình 5.27. a) Chất thải nằm lún vào tầng chứa nước;

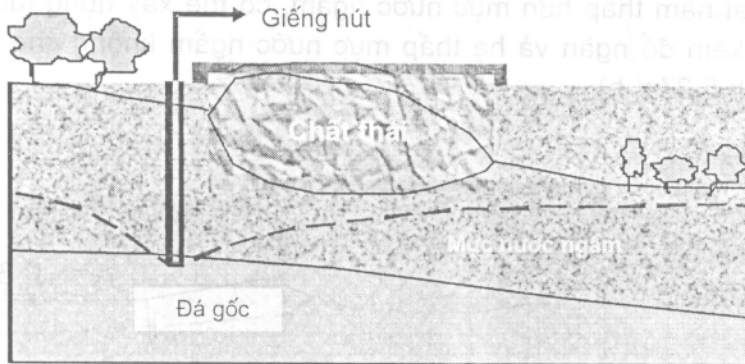
b) Tường chắn thẳng đứng để hạ thấp mực nước ngầm

- Phụt vữa chống thấm quanh vùng gây ô nhiễm (hình 5.27).



Hình 5.28. Phụt vữa chống thấm quanh nguồn gây ô nhiễm

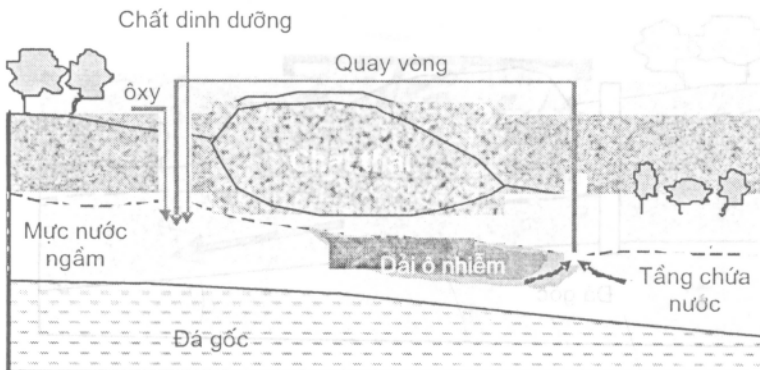
• Sử dụng giếng hút nước để hạ thấp mức nước ngầm quanh vùng ô nhiễm (hình 5.29). Vị trí đặt các công trình hút nước, chế độ làm việc, số lượng các lỗ khoan hay hào, phụ thuộc vào điều kiện địa chất thủy văn cụ thể. Khi áp dụng biện pháp này, trước hết phải giải quyết trước vấn đề sử dụng hoặc xử lý nước được hút lên từ các giếng.



Hình 5.29. Sử dụng giếng hút nước để hạ thấp mức nước ngầm

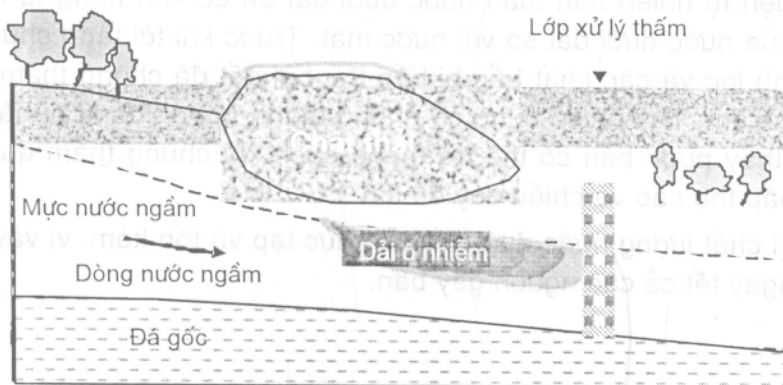
3. Các biện pháp xử lý dải ô nhiễm

• Bơm ô xy và các chất dinh dưỡng vào tầng chứa nước để thúc đẩy biến đổi sinh học làm tan dần dải ô nhiễm (hình 5.30).



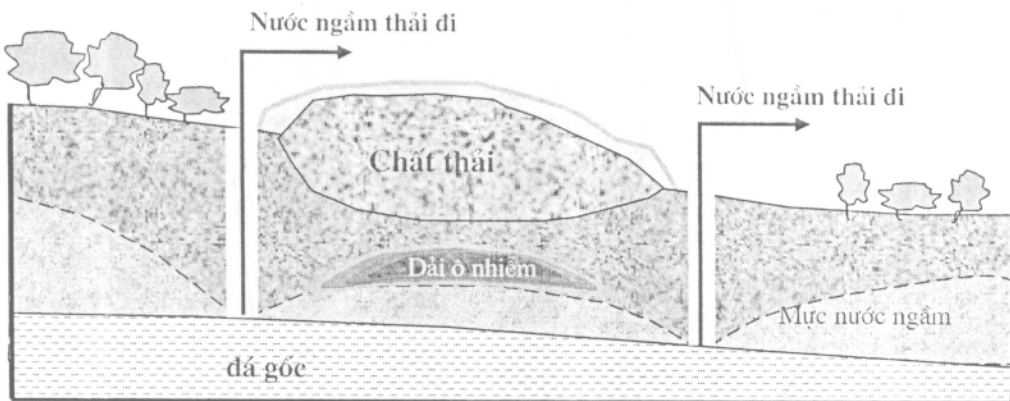
Hình 5.30. Bơm các chất dinh dưỡng vào tầng chứa nước để thúc đẩy biến đổi sinh học

- Đặt lớp xử lý thấm nước trên đường di chuyển của dải ô nhiễm, tạo điều kiện cho các dạng xử lý tiếp xúc như trao đổi ion hay trung hoà hoặc hút ra để xử lý (hình 5.31).



Hình 5.31. Đặt lớp xử lý thấm nước trên đường di chuyển của dải ô nhiễm

- Dùng giếng hút loại bỏ nước ngầm đã bị ô nhiễm (hình 5.32).



Hình 5.32. Giếng hút loại bỏ nước ngầm đã bị ô nhiễm

• Tường chống thấm cũng được sử dụng để chặn dòng nước bị nhiễm bẩn. Vị trí của tường chống thấm nằm ở ranh giới nước sạch – nước bẩn giữa công trình cần bảo vệ và nguồn gây bẩn. Tường chống thấm thường được xây dựng bằng cách khoan dãy lỗ khoan đến vị trí cần thiết rồi phun dung dịch xi măng, dung dịch sét hoặc bitum. v.v. hoặc có thể xây dựng bằng phương pháp đào các hào đến đáy tầng chứa nước rồi lấp lại bằng đất sét nếu bề dày tầng chứa nước nhỏ và phân bố không sâu.

Việc phục hồi chất lượng nước ngầm bị nhiễm bẩn được tiến hành khi lưu vực đã bị nhiễm bẩn hoặc đang bị nhiễm bẩn. Trường hợp còn nguồn nhiễm bẩn, công việc đầu tiên là khoanh vùng cách ly nguồn gây nhiễm bẩn bằng tường chống thấm. Phục hồi chất lượng nước trong khu vực này bằng cách hút hết nước bẩn lên để xử lý hoặc đem đi chôn vùi ở chỗ khác. Khi lượng nước bẩn lớn, các thành phần bẩn ít bị hấp thụ, tính

thấm của đất đá không lớn thì việc phục hồi chất lượng nước có khi phải tiến hành trong thời gian hàng chục năm.

Trong điều kiện tự nhiên bản thân nước dưới đất đã có khả năng tự bảo vệ, đó là ưu điểm cơ bản của nước dưới đất so với nước mặt. Trước khi tới tầng chứa nước, nước bản đã được thanh lọc và các chất bẩn bị hấp thụ bởi đất đá chúng thấm qua, nhất là đất đá thấm nước kém. Tuy nhiên cũng có những thành phần không bị hấp thụ bởi đất đá. Thực tế cho thấy nước bản có thể trở thành sạch khi chúng thấm qua môi trường thấm yếu có độ hấp thụ cao và chiều dày đủ lớn.

Việc phục hồi chất lượng nước dưới đất rất phức tạp và tốn kém, vì vậy ngay từ bây giờ phải loại trừ ngay tất cả các nguồn gây bẩn.

PHỤ LỤC A

GIÁ TRỊ HÀM SAI SỐ ERF(X) VÀ HÀM SAI SỐ BÙ ERFC(X) VỚI CÁC GIÁ TRỊ DƯƠNG CỦA X

x	erf(x)	erfc(x)	x	erf(x)	erfc(x)
0.00	0	1	1.1	0.880205	0.119795
0.05	0.056372	0.943628	1.2	0.910314	0.089686
0.10	0.112463	0.887537	1.3	0.934008	0.065992
0.15	0.167996	0.832004	1.4	0.952285	0.047715
0.20	0.222703	0.777297	1.5	0.966105	0.033895
0.25	0.276326	0.723674	1.6	0.976348	0.023652
0.30	0.328627	0.671373	1.7	0.983790	0.016210
0.35	0.379382	0.620618	1.8	0.989091	0.010909
0.40	0.428392	0.571608	1.9	0.992790	0.007210
0.45	0.475482	0.524518	2.0	0.995322	0.004678
0.50	0.520500	0.479500	2.1	0.997021	0.002979
0.55	0.563323	0.436677	2.2	0.998137	0.001863
0.60	0.603856	0.396144	2.3	0.998857	0.001143
0.65	0.642029	0.357971	2.4	0.999311	0.000689
0.70	0.677801	0.322199	2.5	0.999593	0.000407
0.75	0.711156	0.288844	2.6	0.999764	0.000236
0.80	0.742101	0.257899	2.7	0.999866	0.000134
0.85	0.770668	0.229332	2.8	0.999925	0.000075
0.90	0.796908	0.203092	2.9	0.999959	0.000041
0.95	0.820891	0.179109	3.0	0.999978	0.000022
1.00	0.842701	0.157299			

PHỤ LỤC B

HÀM BIẾN ĐỔI BESSEL LOẠI HAI VÀ BẬC 0 $K_0(x)$

x	$K_0(x)$	x	$K_0(x)$	x	$K_0(x)$
0.010	4.721	0.040	3.336	0.070	2.780
0.011	4.626	0.041	3.312	0.071	2.766
0.012	4.539	0.042	3.288	0.072	2.752
0.013	4.459	0.043	3.264	0.073	2.738
0.014	4.385	0.044	3.241	0.074	2.725
0.015	4.316	0.045	3.219	0.075	2.711
0.016	4.251	0.046	3.197	0.076	2.698
0.017	4.191	0.047	3.176	0.077	2.685
0.018	4.134	0.048	3.155	0.078	2.673
0.019	4.080	0.049	3.134	0.079	2.660
0.020	4.028	0.050	3.114	0.080	2.647
0.021	3.980	0.051	3.094	0.081	2.635
0.022	3.933	0.052	3.075	0.082	2.623
0.023	3.889	0.053	3.056	0.083	2.611
0.024	3.846	0.054	3.038	0.084	2.599
0.025	3.806	0.055	3.019	0.085	2.587
0.026	3.766	0.056	3.001	0.086	2.576
0.027	3.729	0.057	2.984	0.087	2.564
0.028	3.692	0.058	2.967	0.088	2.553
0.029	3.657	0.059	2.950	0.089	2.542
0.030	3.623	0.060	2.933	0.090	2.531
0.031	3.591	0.061	2.916	0.091	2.520
0.032	3.559	0.062	2.900	0.092	2.509
0.033	3.528	0.063	2.884	0.093	2.499
0.034	3.499	0.064	2.869	0.094	2.488
0.035	3.470	0.065	2.853	0.095	2.478
0.036	3.442	0.066	2.838	0.096	2.467
0.037	3.414	0.067	2.823	0.097	2.457
0.038	3.388	0.068	2.809	0.098	2.447
0.039	3.362	0.069	2.794	0.099	2.437
0.10	2.427	0.55	0.847	1.0	0.421
0.11	2.333	0.56	0.832	1.1	0.366
0.12	2.248	0.57	0.818	1.2	0.318
0.13	2.169	0.58	0.804	1.3	0.278

HÀM BIẾN ĐỔI BESSEL LOẠI HAI VÀ BẬC 0 $K_0(X)$ (tiếp theo)

x	$K_0(x)$	x	$K_0(x)$	x	$K_0(x)$
0.14	2.097	0.59	0.791	1.4	0.244
0.15	2.030	0.60	0.777	1.5	0.214
0.16	1.967	0.61	0.765	1.6	0.188
0.17	1.909	0.62	0.752	1.7	0.165
0.18	1.854	0.63	0.740	1.8	0.146
0.19	1.802	0.64	0.728	1.9	0.129
0.2	1.753	0.65	0.716	2.0	0.114
0.21	1.706	0.66	0.704	2.1	0.101
0.22	1.662	0.67	0.693	2.2	0.0893
0.23	1.620	0.68	0.682	2.3	0.0791
0.24	1.580	0.69	0.671	2.4	0.0702
0.25	1.541	0.70	0.660	2.5	0.0623
0.26	1.505	0.71	0.650	2.6	0.0554
0.27	1.470	0.72	0.640	2.7	0.0493
0.28	1.436	0.73	0.630	2.8	0.0438
0.29	1.404	0.74	0.620	2.9	0.0390
0.3	1.372	0.75	0.611	3.0	0.0347
0.31	1.342	0.76	0.601	3.1	0.0310
0.32	1.314	0.77	0.592	3.2	0.0276
0.33	1.286	0.78	0.583	3.3	0.0246
0.34	1.259	0.79	0.574	3.4	0.0220
0.35	1.233	0.80	0.565	3.5	0.0196
0.36	1.207	0.81	0.557	3.6	0.0175
0.37	1.183	0.82	0.548	3.7	0.0156
0.38	1.160	0.83	0.540	3.8	0.0140
0.39	1.137	0.84	0.532	3.9	0.0125
0.4	1.114	0.85	0.524	4.0	0.0112
0.41	1.093	0.86	0.516	4.1	0.0100
0.42	1.072	0.87	0.509	4.2	0.0089
0.43	1.052	0.88	0.501	4.3	0.0080
0.44	1.032	0.89	0.494	4.4	0.0071
0.45	1.013	0.90	0.487	4.5	0.0064
0.46	0.994	0.91	0.480	4.6	0.0057
0.47	0.976	0.92	0.473	4.7	0.0051
0.48	0.958	0.93	0.466	4.8	0.0046
0.49	0.941	0.94	0.459	4.9	0.0041
0.5	0.924	0.95	0.452	5.0	0.0037
0.51	0.908	0.96	0.446		
0.52	0.892	0.97	0.440		
0.53	0.877	0.98	0.433		
0.54	0.861	0.99	0.427		

HÀM BIẾN ĐỔI BESSEL LOẠI HAI VÀ BẬC 0 $K_0(x)$ (tiếp theo)

x	$K_0(x)$	x	$K_0(x)$
5.0	3.69×10^{-3}	7.60	2.24×10^{-4}
5.1	3.31×10^{-3}	7.70	2.01×10^{-4}
5.2	3.00×10^{-3}	7.80	1.81×10^{-4}
5.3	2.66×10^{-3}	7.90	1.63×10^{-4}
5.4	2.39×10^{-3}	8.00	1.46×10^{-4}
5.5	2.14×10^{-3}	8.10	1.32×10^{-4}
5.6	1.92×10^{-3}	8.20	1.18×10^{-4}
5.7	1.72×10^{-3}	8.30	1.07×10^{-4}
5.8	1.54×10^{-3}	8.40	9.59×10^{-5}
5.9	1.39×10^{-3}	8.50	8.63×10^{-5}
6.0	1.24×10^{-3}	8.60	7.76×10^{-5}
6.1	1.12×10^{-3}	8.70	6.98×10^{-5}
6.2	1.00×10^{-3}	8.80	6.28×10^{-5}
6.3	9.00×10^{-4}	8.90	5.65×10^{-5}
6.4	8.08×10^{-4}	9.00	5.09×10^{-5}
6.5	7.26×10^{-4}	9.10	4.58×10^{-5}
6.6	6.52×10^{-4}	9.20	4.12×10^{-5}
6.7	5.86×10^{-4}	9.30	3.71×10^{-5}
6.8	5.26×10^{-4}	9.40	3.34×10^{-5}
6.9	4.73×10^{-4}	9.50	3.01×10^{-5}
7.0	4.25×10^{-4}	9.60	2.71×10^{-5}
7.1	3.82×10^{-4}	9.70	2.44×10^{-5}
7.2	3.43×10^{-4}	9.80	2.19×10^{-5}
7.3	3.08×10^{-4}	9.90	1.97×10^{-5}
74.0	2.77×10^{-4}	10.00	1.78×10^{-5}
7.5	2.49×10^{-4}		

GIÁ TRỊ HÀM $W(T_D, B)$ VỚI CÁC GIÁ TRỊ KHÁC NHAU CỦA T_D (tiếp theo)

[illegible]

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Anderson, M.P. 1979. Using models to simulate the movement of contaminants through groundwater flow systems. CRC critical reviews in environmental controls vol. 9, no. 2, 97–156.
- Anderson, M.P. và W.W. Woesner 2002. Applied groundwater modeling, simulation of flow and advection transport. Academic Press, California, USA.
- Bear, J. 1961. Some experiments on dispersion. Journals of Geophysical Research vol. 66, no. 6, 2455–2467.
- Bear, J. 1972. Dynamics of fluids in porous media. New York: American Elsevier Publishing Company, 764 p.
- Blandford, T.N. và P.S. Huyakorn, 1990. WHPA: a modular semi-analytical model for the delineation of wellhead protection areas, U.S. EPA, Office of Ground Water Protection.
- Borden, R.C. và P.B. Bedient 1986. Transport of dissolved hydrocarbons influenced by oxygen-limited biodegradation, 1. Theory development, Water Resources Research 22, no. 13, 1983–1990.
- Boulton, N. S. 1954. The drawdown of the water-table under non-steady conditions near a pumped well in an unconfined formation, Proc. Inst. Civil Engrs, v.3, 564–579.
- Boulton, N. S. 1975. Analysis of data from non-equilibrium pumping tests allowing for delayed yield from storage, Proc. Inst. Civil Engrs, v.26, 469–482.
- Boulton, N. S., and T.D. Streltsova. 1975. New equations for determining the formation constants of an aquifer from pumping test data, Water Resources Research, v.11, 148–153.
- Bouwer, E. J. và P.L. McCarty 1984. Modeling of trace organics biotransformation in the subsurface. Ground water 22, no. 4, 433–440.
- Carrera, J., 1988. State of the art of the inverse problem applied to the flow and solute transport equations, in: Groundwater flow and quality modelling) E. Custodio et al. eds.) D. Reidel Publ. Co., 549–583.
- Carrera, J., G.R. Walter, M. Kuhn, H. Bentley và J. Fabryka-Martin, 1984. Three-dimensional modeling of saline pond leakage calibrated by INVERT-3, a quasi-three-dimensional, transient, parameter estimation program, in Practical applications of ground water models, Nat'l. Water Well Assc., Columbus, Ohio, 547–569.

- Chapelle, F. H. 1993. Groundwater microbiology and Geochemistry. John Wiley and Sons, Inc. New York, 424p.
- Cooley, R.L., 1977. A method of estimating parameters and assessing reliability for models of steady state ground water flow. 1. Theory and numerical properties, Water resources reseach 13(2), 318–324.
- Cooley, R.L., 1979. A method of esitimating parmeter and assessing reliability for modeld of steady state ground water flow, Water resources reseach 15(3), 603–617.
- Cooley, R.L., 1982. Incorporation of prior information on parameters into non–linear regression groundwater flow models. 1. Theory, Water resources reseach 18(4), 965–976.
- Copper, H. H., Jr., and C.E. Jacob. 1946. A generalized graphical method for valuating formation constants and summarizing well–field history, Trans. Mer. Geophysical Union, v.27, 526–534.
- Darcy, H. 1856. Les fontaines publicque de la ville de Dijon, V. Dalmont, Paris, 647p.
- Davies–Smith, A., E. L. Bolke, and C. A. Collins, 1988, Geohydrology and digital simulation of the ground–water flow system in the Umatilla Plateau and Horse Heaven Hills area, Oregon and Washington, USGS, Water–Resources Investigations Report 87–4268, 72 p.
- De Josselin De Jong, G. 1958. Longitudinal and transverse diffusion in granular deposits. Transations, American Geophysical Union 39. no. 1: 67p.
- Đoàn Văn Cảnh và Phạm Quý Nhân, 2005. Tin học Địa chất thuỷ văn ứng dụng. NXB Khoa học và Kỹ thuật. 220 trang.
- Đoàn Văn Cảnh và Phạm Quý Nhân, 2003. Tìm kiếm thăm dò và đánh giá trữ lượng nước dưới đất. NXB Xây dựng.
- Faust, C.R. và J.W. Mercer 1980. Ground water modeling: Recent developments. Ground water 18, no. 6: 569–577.
- Faust, C. R., P. N. Sims, C.P. Spalding và P.F. Andersen, 1990. FTWORK: a three–dimensional groundwater flow and solute transport code (U), Westinghouse Savannah River Co., WSRC–RP–89–1085, 173p.
- Fenemore, A.D. 1988. A three–dimensional model for management of the Waimea Plains Aquyfer, Nelson. Dept. of Science and Industrial Research, Hydrology Centre Publication No. 18, 33 Chrischurch, New Zealand,.
- Fetter, C. W. 1977. Attenuation of waste water elutriated through glacial outwash. Ground water 15, no. 5, 365–371.
- Fetter, C.W., 1988. Applied Hydrogeology (2nd edition), Merrill Publishing Co., Columbus, Ohio, 592 p.
- Fetter C. W. 1999. Contaminant hydrogeology. Prentice–Hall, Inc. Upper Saddle River, New Jersey, USA, p500.
- Franz, T. và N. Guiguer, 1990. FLOWPATH, two–dimensional horizontal aquyfer simulation model, Waterloo hydrogeologic software, Waterloo, Ontario, 74p.

- Freeze, R. A. 1969. Theoretical analysis of regional ground water flow. Scientific Ser., No. 3. Inland Waters Branch, Dept. Energy, mine and resources, Ottawa, Canada, 202p.
- Fried, J.J. 1975. Groundwater Pollution. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company.
- Gelhar, L.W., and M. A. Collins 1971. General analysis of longitudinal dispersion in uniform flow. Water Resources Research 7. no. 6, 1511–1521.
- GeoTrans, Incorporated, 1988. SELTRAN: A simple and efficient two-dimensional groundwater flow and transport model, version 2.7, Herndon, VA, 142p.
- Gerhart, S. M., and G. J. Lazorchick, 1988. Evaluation of the ground-water resources of the Lower Susquehanna River Basin, Pennsylvania and Maryland, USGS, Water Supply Paper 2284, 128 p.
- Gillham, R. W., E. A. Sudicky, J. A. Cherry, and E. O. Frind. 1984. An advection–diffusion concept for solute transport in heterogeneous unconsolidated geological deposits. Water Resources Research 20. no. 3, 369–378.
- Goode, D.J. và L.F. Konikow 1990. Apparent dispersion in transient groundwater flow, Resources Research vol. 26, no. 10, 2339–2352.
- Gupta S.K., C.R.Cole, C.T. Kincaid và A.M. Monti, 1987, Couple fluid energy and solute transport (CFEST) model: formulation and user's manual, BMI/ONWI-660, Office of Nuclear Waste Isolation, Battelle Memorial Institute, Columbus, Ohio, 466p.
- Hantush, M. S. 1956. Analysis of data from pumping tests in leaky aquifers, trans. Amer. Geophysical Union, v.37, 702–714.
- Hantush, M. S. 1964. Drawdown around wells of variable discharge, jour. Geophysical research, v.69, 4221–4235.
- Hantush, M. S. 1965. Wells near streams with semipervious beds, jour. Geophysical research, v.70, 2829–2838.
- Hantush, M. S. 1967. Flow to wells in aquifers separated by a semipervious layer. Jour. Geophysical Research, v.72, 1709–1720.
- Hantush, M. S. and C. E. Jacob, 1955. Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer, trans. Amer. Geophysical Union, v.36, 95–112.
- Harvey, R.W., R.L. Smith và L. George 1984. Effect of organic contamination upon microbial distribution and heterotrophic uptake in a Cape Cod, Mass., aquifer. Applied and environmental microbiology vol. 48, 1197–1202.
- Hill M.C., 1990. MODFLOWP: A computer program for estimating parameters of a transient, three-dimensional ground-water flow equations. USGS, Water-Resources Investigations Report 90-4048, 43p.
- Hollett, K. J. Geohydrology and Water Resources of the Papago Farms–great Plain Area, Papago Indian Reservation, Arizona and the Upper Rio Sonoyta Area, Sonora Mexico, US Geological Survey Water Supply Paper 2258, 1985

- Isaaks, E. H. và Srivastave, R. M. 1989. An introduction to applied geostatistics, Oxford University Press, 561p. New York, USA.
- Jacob, C. E. 1946. Radial flow in a leaky artesian aquifer, Trans. Amer. Geophysical Union, v.27, 198–208.
- Keys, W.S., 1989. Borehole geophysics applied to ground–water investigations, National Water Well Association, Dublin, OH.
- Keys, W.S & L.M. MacCary, 1971. Application of borehole geophysics water–resources investigations, Techniques of Water–resources Investigations Reports, U.S. Geological techniques of Water–resources Investigation, Bk. 2, Chap. E1, <http://water.usgs.gov/pubs/twri/twri2-e1>, 126p.
- Kipp, K.L., Jr., 1987. HST3D: a computer code for simulation of heat and solute transport in three–dimensional ground–water flow systems, USGS, Water Resources Investigations Report 86–4095, 517p.
- Klotz, D., K. P. Seiler., H. Moser, and F. Newmaier. 1980. Dispersivity and velocity relationship from laboratory and field relationships. Journal of Hydrology 45. no. 3, 169–84.
- Konikow, L. F. và J.D. Bredehoeft, 1978. Computer model of two dimensional solute transport and dispersion in ground water, Techniques of Water resources Investigations Book 7, Chap. C2, USGS, 90p.
- LeBlanc, D. R., S. P. Garabedian, K. M. Hess, L. W. Gelhard, R. D. Quadri, K. L. Stollenwerk, và W. W. Wood, 1991. Large–scale natural gradient tracer test in sand and gravel, Cape Cod, Massachusetts, 1. Experimental design and observed tracer movement. Water Resources Research 27, no. 5, 895–910.
- Linehan, D. và S. Keith, 1949. Seismic reconnaissance for groundwater development, Journal of New England Water Works Assc. Vol. 63, 76–95
- Luckey, R. R., E.D. Gutentag, F. J. Helmes, and J. B. Weeks, 1986, Digital simulation of ground–water flow in the High Plains aquifer in parts of Colorado, Kansas, Nebraska, New Mexico, Oklahoma, South Dakota, Texas, and Wyoming, USGS, Professional Paper 1400–D, 57p.
- Mann, J.F., Jr. 1958. Estimating quantity and quality of groundwater in dry regions using airphotos, Inter. Assoc. Sci. Hydrology Publ. 44, 125–134.
- Miller, C. T. và W. J. Weber 1984. Modeling organic contamination partitioning in ground–water systems. Ground water 22, no. 5, 584–92.
- Mackay, D. M., D. L. Freyberg, P. V. Roberts, and J. A. Cherry. 1986. A natural gradient experiment on solute transport in a sand aquifer, 1. Approach and overview of plume movement. Water Resources Research 22, no. 13, 2017–2029.
- McCarty, P.L., M. Reinhard và B.E. Rittman, 1981. Trace organic in groundwater. Environmental science and technology 15, no. 1, 40–51.
- McDonald, M G. và Harbaugh A. W. 1988. A modular three dimensional finite–difference groundwater flow model, Techniques of water resources investigations 06–A1, USGS, 576p.

- Mercer, J.W., S.D. Thomas, and B. Ross, 1982, Parameters and variables appearing in repository siting models, NUREG/CR-3066, U.S. Nuclear Regulatory Commission, 244 p.
- Meyer, W.R., 1963. Use of neutron probe to determine the storage coefficient of an unconfined aquifer, U.S. Geological Survey Professional Paper 450E, E174–E176.
- Moore, J. E. 1979. Contributions of groundwater modeling to planning, Journal of hydrology, No. 43, 121–128.
- Munns, D. N. và R.L. Fox, 1976. The slow reactions that continue after phosphat adsorption: kinetics and equilibrium in tropical soils. Soil science Society of America Proceedings 40, 46–51.
- Neuman, S. P. 1972. Theory of flow in unconfined aquifers considering delayed response of the water table, Water Resources Research, v.8, 1031–1045.
- Neuman, S.P., G.R. Fogg, and E.A. Jacobson, 1980. A statistical approach to the inverse problem of aquifer hydrology. 2. Case study, resources research Vol. 16, No. 1, 32–58.
- Nguyễn Kim Cương. 1991. Địa chất thủy văn (dùng cho ngành Thủy văn). NXB Khoa học và Kỹ thuật. 268 trang.
- Norris, S.E., 1972. The use of gamma logs in determining the character of unconsolidated sediments and well construction features, Groundwater, v. 10, no. 6: 14–21.
- Ophori, D.U. và J. Toth, 1989, Characterization of ground–water flow by field mapping and numerical simulation, Ross Creek Basin, Alberta, Canada, Ground Water 27(2), 193–201.
- Picken, John F., and Gerald E. Grisak. 1981. Scale–dependent dispersion in a stratified Granular aquifer. Water Resources Research 17, no. 4, 1191–1211.
- Pinder, George. 1973. A Galerkin–finite element simulation of groundwater contamination on Long Island, New York, water Resources Research 9, no. 6, 1657–69.
- Pickens, J. F. và Grisak E. G. (1981). Scale–dependent dispersion in a stratified granular aquifer. Water Resources Research 17 (4), 1191–1211.
- Pollock, D.W., 1988. Semianalytical computation of path lines for finite–difference models, Ground Water 16(6), 743–750.
- Pollock, D.W., 1989. Documentation of computer programs to compute and display pathlines using results from the U.S.G.S. Modular three–dimensional finite–difference ground–water model, USGS, Open file report 89–381, 81p.
- Prickett, T.A., T.G. Naymik và C.G. Lonnquist, 1981. A “Random–walk” solute transport model for selected groundwater quality evaluations. Illinois State Water Survey, Bulletin 65, 103p.
- Rice, W. A. và Gorelick S. M., Geological inference from “flownet” transmissivity determination: three case studies, Water resources Bulletin, Vol. 21, No.6, 919–930, 1985.

- Rorabaugh, M. I. 1953. Graphical and theoretical analysis of step drawdown test of artesian well, *Proc. Amer. Soc. Civil Engrs.*, v79, 23 p.
- Rumbaugh, J.O., III, and G.M Duffield, 1989. Model Cad TM: Computer-aided design for ground-water modeling, Version 1.0, Geraghty&Miller, Inc., Reston, VA., 52p.
- Shafer, J.M., 1987. Reserve pathline calculation of time related capture zone in non-uniform flow, *Ground water* 25(3), 283–289.
- Shafer, J.M., 1990, GWPATH, Version 4.0, J.M. Shafer, Champaign, IL.
- Sampler, J., J. Carrera, G. Galarza, and A. Medina, 1990, Application of an automatic calibration technique to modelling an alluvial aquifer, In: *Calibration and Reliability in Groundwater Modelling* (K. Kovar, ed.), IAHS Publ. 195, 87–96.
- Sauty, J. P. (1978). Identification des parametres du transport hydrodispersif des aquiferes par interpretation de tracages en ecoulement cylindrique convergent ou divergent. *Journal of Hydrology* 39, no. 3/4, 69–103.
- Sauty, J. P. 1980. An analysis of hydrodispersive transfer in aquifers. *Water resources Research* 16, no. 1, 145–158.
- Silliman, S.E. và A.L.Wright, 1988. Stochastic analysis of paths of high hydraulic conductivity in porous media, *Water Resources Research* 24(11), 1901–1910.
- Srinivasan, P. và J.W. Mercer 1988. Simulation of biodegradation and sorption processes in ground water. *Journal of environmental quality* 6, 438–443.
- Sudicky, E. A., and J. K. Cherry 1979. Field observations of tracer dispersion under natural flow conditions in an unconfined sandy aquifer. *Water Pollution Research, Canada* 14, 1–17.
- Theis, C. V. 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage, *Trans. Amer. Geophysical Union*, v 16, 519–524.
- Thiem, G. 1906. *Hydrologische Methoden*, Gehardt, Leipzig, 56p.
- Todd, D. K. và J. Bear 1961. Seepage through layered anisotropic porous media. *Journal of hydraulic division, ASCE*, vol. 87, no. HY3, 31–57.
- Todd D. K. và Mays L. W. 2005. *Ground water hydrology*. John Willey and Sones, New York.
- Toth J. 1963. A theoretical analysis of groundwater flow in small drainage basins. *Journal of Geophysical Research*, vol. 68, 4795–4812.
- Townley L.R., và M.R. Davison, 1988, Definition of a capture zone for shallow water table lakes, *Journal of Hydrology* 104, 53–76.
- Van Genuchten, M.Th. 1981. Analytical solutions for chemical transport with simultaneous adsorption, zero-order production, and first-order decay. *Journal of Hydrology* 49, 213–233
- Walton, W. C. 1996. *Aquifer Test Analysis with Windows*, CRC Press, Boca Raton, FL.
- Walton, W. C. 1960. Leaky Artesian Aquifer Conditions in Illinois, *Illinois State Water Survey Rept. Invest.* 39, Urbana, 27p.

- Wood, W. W., T.P. Kramer và P.P. Hern, Jr. 1990. Intergranular diffusion: an important mechanism influencing solute transport in clastic aquifers. *Science* 247 (March 30), 1569–1572.
- Xu, Moujin and Yoram Eckstein. 1995. Use of weighted leastsquares method in evaluation of the relationship between dispersivity and field scale. *Ground Water* 33, no. 6, 905–908.
- Yeh, W., 1986. Review of parameter identification procedure in groundwater hydrology: the inverse problem, *Water resources research* 22(2), 95–108.
- Zheng, C., 1989. PATH3D, S.S. Papadopoulos & Assoc., Rockvill, MD.
- Zheng, C., 1990. MT3D, a modular three-dimensional transport model, S.S. Papadopoulos & Assoc., Rockville, MD.
- Zheng, C., G.D. Bennet và C.B. Andrews, 1991. Analysis of ground water remedial alternatives at a Superfund site. *Ground Water* 29.
- Zohdy, A.A., G.P. Eaton, và D.R. Mabey, 1974. Application of surface Geophysics to Ground-water investigations, U.S. Geological survey Technique of water resources investigations, Chap. D1, Bk. 2, 116p.

Chịu trách nhiệm xuất bản :

Chủ tịch HĐQT kiêm Tổng Giám đốc NGÔ TRẦN ÁI
Phó Tổng Giám đốc kiêm Tổng biên tập NGUYỄN QUÝ THAO

Chịu trách nhiệm nội dung :

TS. NGUYỄN THU HIỀN
TS. HỒ VIỆT HÙNG – TS. TRỊNH MINH THỤ

Biên tập và sửa bản in :

PHẠM HÀ

Trình bày bìa :

HOÀNG MẠNH DỨA

Chế bản :

ĐÌNH XUÂN DŨNG

GIÁO TRÌNH PHÁT TRIỂN VÀ QUẢN LÝ TÀI NGUYÊN NƯỚC NGẦM

Mã số: 7K734M7 - DAI

In 1.000 bản (QĐ 94), khổ 19 x 27 cm, tại Công ty CP In Phúc Yên.

Địa chỉ : Đường Trần Phú, Thị xã Phúc Yên.

Số ĐKKH xuất bản : 900 – 2007/CXB/4 – 2000/GD.

In xong và nộp lưu chiểu tháng 12 năm 2007.



CÔNG TY CỔ PHẦN SÁCH ĐẠI HỌC - DẠY NGHỀ

HEVOBCO

Địa chỉ : 25 Hàn Thuyên, Hà Nội

Website : www.hevobco.com.vn



VƯƠNG MIỆN KIM CƯƠNG
CHẤT LƯỢNG QUỐC TẾ

TS. NGUYỄN THU HIỀN (Chủ biên)

TS. HỒ VIỆT HÙNG

TS. TRỊNH MINH THỤ

Giáo trình **PHÁT TRIỂN VÀ QUẢN LÝ TÀI NGUYÊN NƯỚC NGẦM**

DỰ ÁN TĂNG CƯỜNG NĂNG LỰC ĐÀO TẠO CHO TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI
CỦA CHÍNH PHỦ ĐAN MẠCH - DANIDA

WRU/SCB



48.000