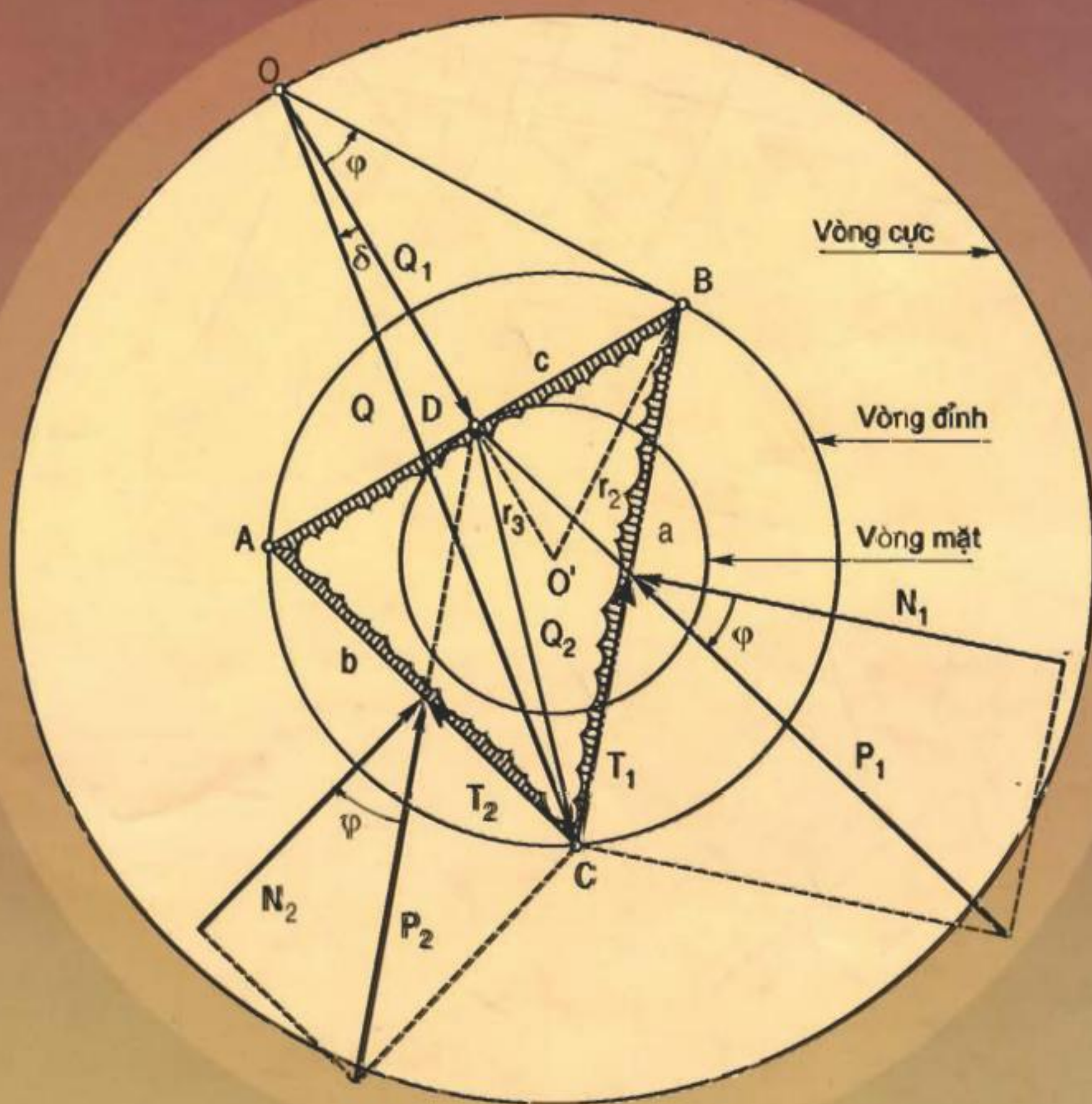


TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI

GS. TSKH. CAO VĂN CHÍ (Chủ biên)

PGS. TS. TRỊNH VĂN CƯỜNG

CƠ HỌC ĐẤT

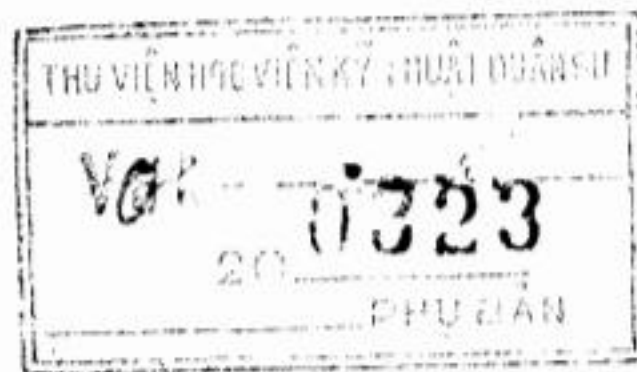


NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

K 581.1

TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI
GS. TSKH. CAO VĂN CHÍ (*Chủ biên*)
PGS. TS. TRỊNH VĂN CƯỜNG

CƠ HỌC ĐẤT



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2003

LỜI NÓI ĐẦU

Cuốn giáo trình "Cơ học đất nền và móng" đầu tiên của Trường đại học thuỷ lợi Hà Nội đã được xuất bản tháng 11 năm 1967 do Nhà xuất bản Nông thôn phát hành. Cuốn giáo trình này do GS Phan Trường Phiệt và GS Cao Văn Chí biên soạn trên cơ sở biên dịch cuốn giáo trình Cơ học đất nền và móng của Học viện thuỷ lợi điện lực Vũ Hán Trung Quốc xuất bản tại Bắc Kinh năm 1961. Cuốn giáo trình đã được sử dụng làm tài liệu giảng dạy chính thức cho sinh viên các ngành của Trường đại học Thuỷ Lợi Hà Nội từ năm 1968 cùng với cuốn giáo trình Cơ học đất của Bộ đại học xuất bản năm 1970 do GS Lê Quý An, GS Nguyễn Công Mẫn và GS Nguyễn Văn Quỳnh biên soạn chung cho các trường đại học kỹ thuật thuộc nhóm ngành xây dựng kèm theo cuốn bài giảng Cơ học đất rút gọn do GS Nguyễn Công Mẫn biên soạn năm 1972 với mục đích hướng dẫn thực hiện đề cương giảng dạy môn Cơ học đất của Trường đại học thuỷ lợi Hà Nội.

Sau hơn 10 năm sử dụng giáo trình, năm 1979 với kiến thức và kinh nghiệm tích lũy được, Bộ môn Địa chất - Nền móng đã biên soạn lại giáo trình "Cơ học đất" do GS. Phan Trường Phiệt chủ biên, GS Cao Văn Chí và PGS. Đỗ Bằng tham gia biên soạn với nội dung cải tiến, phân lý thuyết được mở rộng và nâng cao hơn, tuy nhiên phần thực hành còn hạn chế. Giáo trình đã được dùng làm tài liệu giảng dạy từ năm 1980 cùng với hai giáo trình nói trên.

Nhìn lại đã hơn 40 năm giảng dạy môn Cơ học đất nhưng hiện nay các giáo trình Cơ học đất của trường đã cũ và thất lạc chưa hề được bổ xung tái bản. Vì vậy Bộ môn Địa chất - Nền móng, nay là bộ môn Địa kỹ thuật, đã tổ chức biên soạn mới cuốn giáo trình Cơ học đất này để làm tài liệu giảng dạy chính thức cho sinh viên các ngành của Trường đại học thuỷ lợi và dùng làm tài liệu tham khảo cho các học viên cao học và nghiên cứu sinh ngành công trình thuỷ lợi và chuyên ngành địa kỹ thuật.

Công tác biên soạn giáo trình do GS. TSKH Cao Văn Chí chủ biên, PGS. TS. Trịnh Văn Cương tham gia biên soạn. Nội dung giáo trình gồm phần mở đầu và 9 chương đề cập tương đối đầy đủ những vấn đề cơ bản nhất của Cơ học đất.

Khi biên soạn nội dung chương 4: Ổn định thấm của khối đất, chúng tôi đã sử dụng phần lớn nội dung chương III cuốn giáo trình Cơ học đất của GS Phùng Quốc Đông (TQ) xuất bản tại Bắc Kinh năm 1992. Về nội dung chương 9: Các thí nghiệm hiện trường, chúng tôi đã sử dụng phần lớn nội dung chương VII cuốn giáo trình Cơ học đất của GS. TS Vũ Công Ngữ và TS Nguyễn Văn Dũng trường Đại học xây dựng Hà Nội xuất bản năm 1995. Khi sử dụng tài liệu này chúng tôi đã rút ngắn đôi chỗ để vấn đề được súc tích ngắn gọn hơn. Nội dung các chương khác chúng tôi tham khảo nhiều giáo trình liệt kê tại mục Tài liệu tham khảo ở cuối sách.

Về tổng quát nội dung giáo trình đã có nhiều đổi mới. Khi biên soạn chúng tôi đã chú ý:

Nâng cao trình độ lý thuyết của môn học, chú trọng những nguyên lý cơ bản và phương pháp tư duy để dẫn đến các bài toán và lời giải cụ thể.

Nâng cao khả năng thực hành bằng nhiều bài tập mẫu điển hình ứng dụng lý thuyết, bằng các phương pháp tính toán hiện đại và những phương pháp thí nghiệm thông dụng nhất trên thế giới nhưng có khả năng ứng dụng vào hoàn cảnh thực tế của nước ta. Chú ý lập nhiều bảng biểu để thuận tiện tra cứu, chú trọng xây dựng các công thức để tiện lập trình khi cần tự động hoá tính toán thiết kế.

Khi viết giáo trình này chúng tôi đã cố gắng kết hợp ở mức độ nhất định kiến thức của hai trường phái đông tây ở một số nội dung để sinh viên khi ra trường có khả năng giao lưu và cộng tác với đồng nghiệp nước ngoài. Tuy nhiên còn nhiều vấn đề hạn chế do chúng có liên quan đến hệ thống tiêu chuẩn và quy phạm hiện hành của nhà nước ta.

Mặc dù các tác giả đã cố gắng khi biên soạn cuốn giáo trình này nhưng do trình độ hạn chế nên chắc chắn nội dung giáo trình không thể tránh khỏi thiếu sót, rất mong bạn đọc góp ý bổ sung để nếu có dịp tái bản, nội dung giáo trình sẽ đạt chất lượng cao hơn.

Nhân đây chúng tôi xin đặc biệt cảm ơn PGS.TS Lê Đức Thắng và PGS.TS Đỗ Bằng đã đóng góp nhiều ý kiến bổ sung quý báu giúp cho việc hoàn chỉnh bản thảo cuốn giáo trình này.

Chúng tôi cũng xin bày tỏ sự cảm ơn chân thành đến Bộ môn Địa kỹ thuật và Thư viện trường đại học Thủy lợi về sự giúp đỡ thủ tục xuất bản cuốn giáo trình.

Các tác giả

MỞ ĐẦU

1. Đối tượng nghiên cứu và nhiệm vụ của môn cơ học đất

Đất là sản phẩm phong hoá từ đá gốc (đá mác ma, đá trầm tích, đá biến chất), do đó đất tồn tại rất phổ biến trong thiên nhiên, tồn tại khắp nơi trên mặt vỏ quả đất.

Đất gồm các hạt đất (hạt khoáng vật) tổ hợp thành, giữa các hạt hình thành lỗ rỗng, trong lỗ rỗng thường chứa nước và khí. Chỗ tiếp xúc giữa các hạt đất hoặc không có liên kết (đất rời) hoặc có liên kết (đất dính) nhưng cường độ liên kết rất bé so với cường độ bản thân hạt đất. Như vậy đất có đặc tính rời rạc, phân tán và có nhiều lỗ rỗng, do đó đất có tính thấm nước, tính ép co và nén lún, tính ma sát và chống cắt và có khả năng đầm chặt. Đó là những đặc điểm khác biệt so với các vật liệu liên tục khác.

Lớp đất trên mặt vỏ quả đất thường dùng để trồng trọt dày khoảng $0,5 \div 1\text{m}$ gồm có đất lẫn nhiều chất mùn hữu cơ tạo thành thường gọi là đất nông nghiệp hay "thổ nhưỡng".

Lớp đất nằm dưới, cách mặt đất khoảng $0,5 \div 1\text{m}$ hoặc sâu hơn được sử dụng vào mục đích xây dựng công trình, gọi là đất "xây dựng". Đất xây dựng thường dùng để:

- Làm nền công trình - gọi là nền đất.
- Đắp đê đập, nền đường - gọi là đất đắp.
- Đào đường hầm, xây dựng cống ngầm trong đất - đất trở thành môi trường xây dựng.

Tính chất và độ bền của đất xây dựng ảnh hưởng rất lớn và trực tiếp đến chất lượng và quy mô công trình, do đó nghiên cứu đất xây dựng là vấn đề trọng yếu, có quan hệ mật thiết đến kinh tế kỹ thuật của công trình.

Nghiên cứu đất xây dựng là nhiệm vụ của môn cơ học đất. Vậy đối tượng nghiên cứu của môn cơ học đất là đất xây dựng, từ nay gọi tắt là "đất".

Nhiệm vụ chủ yếu của môn Cơ học đất là dựa vào thành tựu nghiên cứu cơ học các vật thể liên tục và các kết quả thực nghiệm khoa học đối với đất xây dựng để tìm các định luật cơ bản về thấm, ép co, biến dạng, cường độ chống cắt và khả năng đầm chặt của khối đất khi chịu lực và tải trọng tác dụng. Những định luật ấy là cơ sở để xây dựng các lý thuyết cơ bản của môn cơ học đất bao gồm:

- Lý thuyết ứng suất và biến dạng.
- Lý thuyết thấm và cố kết thấm.
- Lý thuyết cân bằng giới hạn.

Những lý thuyết ấy được áp dụng để giải quyết các bài toán liên quan đến công trình như:

- Xác định độ lún của nền công trình và dè dấp.
- Xác định tải trọng giới hạn và sức chịu tải của nền.
- Xác định áp lực đất lên vật chắn và mố neo.
- Phân tích ổn định mái dốc và dè dấp.

2. Nội dung học tập và nghiên cứu môn cơ học đất

Nội dung học tập và nghiên cứu môn cơ học đất bao gồm các vấn đề chủ yếu sau đây:

1. Tính chất vật lý của đất. Nguyên lý và phương pháp thí nghiệm xác định các chỉ tiêu vật lý của đất.

2. Tính chất cơ học của đất. Nguyên lý và phương pháp thí nghiệm xác định các định luật cơ bản và các chỉ tiêu liên quan về thấm, ép co, biến dạng, cường độ chống cắt và khả năng đầm chặt đất.

3. Quy luật phân bố ứng suất trong đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài và trọng lượng bản thân đất.

4. Xác định độ lún của nền đất và dè dấp. Ứng dụng định luật ép co, định luật Hook (Húc) và lý thuyết đàn hồi để tính toán độ lún của nền đất và dè dấp.

5. Ứng dụng định luật về cường độ chống cắt và điều kiện cân bằng giới hạn của khối đất để xác định tải trọng giới hạn và sức chịu tải của nền, xác định áp lực đất lên vật chắn, phân tích ổn định mái dốc và dè dấp.

3. Phương pháp học tập và nghiên cứu môn cơ học đất

Để học tập tốt và nghiên cứu có kết quả môn Cơ học đất, trước hết phải nhận thức đầy đủ đất là sản phẩm lịch sử tự nhiên. Đó là đặc điểm chủ yếu thứ nhất của đất.

Thực vậy đất được tạo thành từ các đá gốc khác nhau, trải qua các quá trình phong hoá rất khác nhau, do đó đất tồn tại trong thiên nhiên rất phức tạp và đa dạng. Đất gồm nhiều loại, phân bố khắp nơi trên bề mặt và theo chiều sâu của vỏ quả đất. Trong cùng một khu vực, thậm chí ở cùng một vị trí nhưng đất thường có nhiều lớp khác nhau. Có khi trong cùng một lớp cũng có thể có các loại đất khác nhau do tính chất của chúng phụ thuộc vị trí, điều kiện và hoàn cảnh tồn tại.

Do đất là một sản phẩm lịch sử tự nhiên phức tạp nên khi nghiên cứu tính chất cơ lý của đất cần coi trọng công tác khảo sát địa chất, khoan đào lấy mẫu, thí nghiệm xác định các chỉ tiêu, xác định tên đất và đánh giá trạng thái. Cần tránh tình trạng chỉ cần biết tên đất rồi suy đoán đại khái các chỉ tiêu cơ lý của chúng. Điều quan trọng hơn nữa là cần xuất phát từ thực tế xây dựng để đi sâu nghiên cứu tính chất đất phục vụ đúng mục tiêu của công trình. Cần quy định cụ thể các hạng mục thí nghiệm, chỉ định các phương pháp và thiết bị thí nghiệm. Nếu gặp những đất có tính chất đặc biệt càng phải nghiên cứu kỹ hơn.

Ví dụ gặp đất đắp có tính trương nở cao, tan rã mạnh hoặc đất nền dễ bị lún ướt v.v... thì nhất thiết phải thực hiện thí nghiệm mẫu tan rã, thí nghiệm mẫu nén bão hoà nước v.v...

Đặc điểm chủ yếu thứ hai của đất là tính nhạy cảm dễ biến đổi và biến đổi mạnh các tính chất cơ lý của chúng dưới tác dụng của nhiệt độ, độ ẩm (do nước mặt và nước dưới đất) và áp lực (do tải trọng công trình). Khi thiết kế công trình cần dự báo các hiện tượng cơ học xảy ra do các nguyên nhân đó trong quá trình thi công và sử dụng công trình. Chẳng hạn cần ước tính độ lún và chênh lệch lún lớn của nền, mức độ biến dạng và nứt nẻ của khối đất đắp, biến dạng thấm và mức độ gây mất ổn định của nền và đề đập v.v.... Ngoài ra cần dự báo mức độ và quy luật suy giảm độ bền của đất do biến đổi hoàn cảnh và môi trường sau khi xây dựng công trình để đề ra biện pháp gia cố đất dự phòng. Cũng có thể thay đổi phương án thiết kế, thi công và khai thác công trình để thích ứng với quy luật và mức độ suy giảm chất lượng đất trong tương lai nhằm đảm bảo công trình an toàn.

Trong xây dựng thuỷ lợi, với các công trình thuỷ công, ngoài tải trọng thẳng đứng còn thường xuyên chịu tải trọng ngang lớn làm thay đổi trạng thái ứng suất biến dạng của đất nền trong một phạm vi địa tầng rộng lớn bao gồm nhiều lớp đất khác nhau có tính chất cơ lý biến đổi phức tạp. Với công trình đập dâng cột nước cao sẽ gây thấm lớn và làm thay đổi điều kiện địa chất thuỷ văn cũng như môi trường sinh thái cả một vùng gây ảnh hưởng trực tiếp và làm biến đổi mạnh mẽ tính chất cơ lý đất đá gây bất lợi đối với sự bền vững và ổn định công trình. Tóm lại tính chất đất nền hoặc đất đắp của công trình thuỷ công có tính nhạy cảm cao và chịu sự biến đổi mạnh mẽ theo những quy luật đặc thù cần quan tâm và đi sâu nghiên cứu.

4. Các bộ môn liên quan đến môn cơ học đất

Cơ học đất là môn kỹ thuật cơ sở, là bộ môn cơ học trung gian giữa các môn khoa học cơ sở và môn kỹ thuật chuyên môn. Muốn học tập và nghiên cứu có kết quả môn cơ học đất, trước hết cần nắm vững kiến thức các môn cơ lý thuyết, sức bền vật liệu, cơ học kết cấu, lý thuyết đàn hồi và các môn địa chất công trình, địa chất thuỷ văn, thuỷ lực học.

Trong ngành xây dựng thuỷ lợi, kiến thức môn cơ học đất rất cần cho các bộ môn chuyên ngành công trình thuỷ lợi, đặc biệt là bộ môn kết cấu công trình thuỷ công. Thực vậy với mọi loại công trình thuỷ lợi, khi khảo sát, thiết kế, thi công hoặc quản lý sử dụng công trình đều cần những kiến thức cơ bản của bộ môn cơ học đất.

5. Vài nét về lịch sử phát triển bộ môn cơ học đất

Do nhu cầu sản xuất chiến đấu và đời sống, từ xa xưa loài người đã biết sử dụng đất để xây dựng công trình như Vạn lý trường thành ở Trung Quốc, các công trình cầu đường, kiến trúc cổ La Mã, các hệ thống sông đào, kênh tưới cổ Ai Cập, thành Cổ Loa, lũy Thầy cổ xưa ở nước ta v.v... Qua xây dựng loài người đã tích lũy được nhiều kiến thức và hiểu biết phong phú về đất xây dựng. Tuy nhiên cho đến giữa thế kỷ 18 những kiến thức đó vẫn đóng khung trong những kinh nghiệm thực tế và chỉ dừng lại ở giai đoạn nhận thức cảm tính về đất xây dựng.

Từ cuối thế kỷ 18, sau cuộc đại cách mạng công nghiệp cùng với sự ra đời và lớn mạnh của chủ nghĩa tư bản, nhu cầu xây dựng cơ sở hạ tầng phát triển mạnh hơn đã bước đầu thúc đẩy các nhà khoa học nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm đất xây dựng. Năm 1773 nhà khoa học người Pháp C.A.Coulomb (Culông) đã nêu lý thuyết nổi tiếng về cường độ chống cắt của đất và tính toán áp lực đất lên tường chắn. Từ đầu thế kỷ 19 nhiều cầu lớn được xây dựng đã thúc đẩy sự nghiên cứu và phát triển phương pháp thiết kế, thi công móng cọc và các loại móng sâu. Nhiều công trình bằng đất được xây dựng như nền đường, đê đập, bờ kênh v.v... đã thúc đẩy sự nghiên cứu giải quyết bài toán ổn định mái dốc. Từ nửa cuối thế kỷ 19 các nhà khoa học bắt đầu nghiên cứu tính thấm của đất (H.Darcy, 1856), giải bài toán ứng suất và chuyển vị trong vật thể bán không gian đàn hồi dưới tác dụng của tải trọng tập trung thẳng đứng (J.Boussinesq, 1885). Năm 1889 V.I.Cuadriamốp nhà khoa học Nga, người đầu tiên nghiên cứu thí nghiệm mô hình nền đất cát tìm được hình dạng mặt trượt cong trong nền đất khi chịu tải trọng giới hạn.

Tóm lại đến cuối thế kỷ 19 những lý thuyết về cường độ, biến dạng và tính thấm của đất đã được các nhà khoa học quan tâm nghiên cứu làm cơ sở giải quyết các bài toán nền móng công trình. Tuy nhiên do sức sản xuất và trình độ khoa học hạn chế nên những thành tựu nghiên cứu lúc bấy giờ còn lẻ tẻ chưa trở thành một bộ môn khoa học hoàn chỉnh có hệ thống. Kết quả nghiên cứu còn ở giai đoạn bán kinh nghiệm.

Đầu thế kỷ 20 do tốc độ xây dựng tăng nhanh, quy mô công trình lớn thường gặp điều kiện địa chất công trình phức tạp đòi hỏi phải nghiên cứu tính chất cơ học của đất một cách hệ thống toàn diện về lý thuyết và thực nghiệm để đủ khả năng giải quyết những vấn đề nảy sinh trong quá trình xây dựng công trình.

Nhờ kỹ thuật khoan thăm dò nền đất, kỹ thuật thí nghiệm đất trong phòng và hiện trường phát triển, kết hợp với những thành tựu mới của các khoa học liên quan như lý thuyết ứng suất biến dạng, lý thuyết thấm, lý thuyết cân bằng giới hạn đã tạo điều kiện cho bộ môn cơ học đất phát triển. Thông qua việc nghiên cứu xử lý nhiều sự cố phát sinh trong xây dựng như sạt lở hàng loạt mái dốc, sụp đổ hàng loạt tường chắn các kiểu đã tạo điều kiện cho bộ môn cơ học đất phát huy tác dụng và trưởng thành nhanh chóng.

Năm 1925 cuốn "Cơ học đất" nổi tiếng của nhà khoa học Mỹ K.Terzaghi ra đời đã đánh dấu sự trưởng thành vượt bậc của bộ môn cơ học đất. Từ đó Cơ học đất đã trở thành một bộ môn khoa học độc lập hoàn chỉnh và có hệ thống. Vào những thập kỷ tiếp theo các cuốn sách cơ học đất và nền móng lần lượt ra đời.

Năm 1936 hội nghị khoa học quốc tế về Cơ học đất - Nền móng họp lần thứ nhất và sau đó cứ 4 năm họp một lần. Hội nghị Cơ học đất - Nền móng và các hội thảo khoa học liên quan cũng đã được tổ chức ở nhiều nước và khu vực. Nhiều nước đã ra tạp chí khoa học về Cơ học đất - Nền móng. Ở nước ta, tạp chí Địa kỹ thuật đã ra đời trong những năm gần đây, là cơ quan khoa học của hội Cơ học đất - Địa kỹ thuật công trình Việt Nam.

Bộ môn Cơ học đất - Nền móng đang là một ngành khoa học mũi nhọn trong xây dựng công trình của mỗi quốc gia và cả thế giới.

Chương 1

TÍNH CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT

§1.1. THÀNH PHẦN VẬT CHẤT TẠO THÀNH ĐẤT

Đất trước hết do các hạt đất tạo nên, các hạt đất tự sắp xếp tạo thành khung cốt đất có nhiều lỗ rỗng, trong lỗ rỗng thường chứa nước và khí. Như vậy đất gồm ba thành phần vật chất hợp thành: thể rắn (gồm các hạt đất) là chủ thể, thể lỏng (nước) và thể khí (không khí). Nếu đất khô, tức trong lỗ rỗng không có nước, đất gồm hai thể: rắn và khí. Nếu đất bão hoà nước, tức lỗ rỗng chứa đầy nước, đất gồm hai thể: rắn và lỏng. Nếu đất ẩm ướt không bão hoà nước thì đất gồm ba thể: rắn, lỏng và khí. Trong thiên nhiên, đất thường ở trạng thái ẩm ướt không bão hoà nước do đó đất thường gồm ba thể.

Về định lượng, hạt đất và nước trong đất thường có một tỷ lệ nào đó tùy thuộc điều kiện thành tạo và tồn tại của đất trong thiên nhiên.

I. Thể rắn

Thể rắn của đất bao gồm các hạt đất (hạt khoáng vật) có kích thước từ vài centimét đến vài phần nghìn milimét hoặc bé hơn nữa. Thành phần khoáng vật, hình dạng, kích thước và cấp phối hạt có ảnh hưởng đến tính chất của đất.

1. Thành phần khoáng vật của hạt đất

Thành phần khoáng vật của hạt đất phụ thuộc thành phần khoáng vật tạo đá và tác dụng phong hoá đá. Tác dụng phong hoá khác nhau sẽ sản sinh các khoáng vật khác nhau ngay cả khi tác dụng phong hoá trên cùng một loại đá gốc.

Thành phần khoáng vật của hạt đất có thể chia thành ba loại: khoáng vật nguyên sinh, khoáng vật thứ sinh (hai loại này gọi là khoáng vật vô cơ) và chất hoá hợp hữu cơ.

Các khoáng vật nguyên sinh thường gặp là fenspat, thạch anh và mica. Các hạt đất có thành phần khoáng vật nguyên sinh thường có kích thước lớn, lớn hơn 0,005 mm.

Các khoáng vật thứ sinh chia làm hai loại:

- Khoáng vật không hoà tan trong nước, thường gặp là kaolinit, ilit và monmorilonit, chúng là thành phần chủ yếu của các hạt sét trong đất nên còn gọi là khoáng vật sét.

- Khoáng vật hoà tan trong nước thường gặp là canxit, dolomit, mica trắng, thạch cao, muối mỏ v.v

Các khoáng vật thứ sinh thường có kích thước rất nhỏ, nhỏ hơn 0,005 mm. Chất hoá hợp hữu cơ là sản phẩm được tạo ra từ di tích thực vật và động vật, ở giai đoạn phá huỷ

hoàn toàn, sản phẩm này được gọi là mùn hữu cơ. Cần phân biệt mùn hữu cơ và đất hữu cơ. Đất hữu cơ là hỗn hợp của khoáng vật vô cơ và mùn hữu cơ. Than bùn là sản phẩm hoàn toàn do mùn hữu cơ tạo ra. Nếu than bùn có hàm lượng khoáng vật vô cơ đáng kể thì nó trở thành đất hữu cơ.

Cần chú ý rằng, kích thước hạt đất có quan hệ mật thiết với thành phần khoáng vật:

- Hạt đất lớn hơn hạt cát (lớn hơn 2 mm) có thành phần khoáng vật tương tự đá gốc.

- Hạt cát ($2 \div 0,05$ mm) do khoáng vật nguyên sinh tạo thành. Trong đó cát thô có thành phần khoáng vật không đồng nhất, vì trong cát thô có các khoáng vật dễ bị phong hoá như fenspat, mica đen tạo nên. Trái lại cát hạt nhỏ có thành phần khoáng vật đồng nhất hơn, vì cát hạt nhỏ phần lớn do khoáng vật thạch anh khó phong hoá tạo nên.

- Hạt bụi ($0,05 \div 0,005$ mm) chủ yếu do khoáng vật nguyên sinh đã ổn định về hoá học như thạch anh, fenspat, mica trắng tạo thành.

- Hạt sét ($< 0,005$ mm) chủ yếu do khoáng vật thứ sinh tạo thành, gồm các khoáng vật sét như kaolinit, ilit, monmorilonit.

2. Cấp phối hạt của đất

a. Khái niệm về cấp phối hạt

Đất trong thiên nhiên gồm vô số hạt đất tổ hợp thành, kích thước của hạt đất rất khác nhau từ những hạt rất nhỏ khoảng vài phần nghìn milimét đến những hạt tương đối lớn chừng vài chục centimét. Như vậy kích thước hạt đất rất khác nhau pha trộn vào nhau. Sự pha trộn ấy gợi lên một ý niệm về cái gọi là "cấp phối hạt" của đất.

Để định nghĩa về cấp phối hạt, trong xây dựng thường phân chia các hạt đất thành nhiều nhóm hạt, mỗi nhóm bao gồm các hạt có kích thước nằm trong một phạm vi nhất định và có những tính chất chủ yếu.

Bảng 1.1 nêu cách phân chia nhóm hạt và tính chất chủ yếu của chúng theo quan điểm xây dựng, theo quan điểm này đất có sáu nhóm hạt.

Bảng 1.1. Phân chia nhóm hạt theo quan điểm xây dựng

Tên nhóm hạt	Phạm vi kích thước hạt (mm)	Tính chất chủ yếu
1	2	3
Đá lăn, đá tảng	$800 \div 200$	Tính thấm lớn, không dính, độ dâng cao của nước mao dẫn rất nhỏ, không giữ được nước.
Dăm, cuội	$200 \div 20$	
Sỏi, sạn	$20 \div 2$	
Hạt cát to	$2 \div 0,5$	Dễ thấm nước, không dính, độ dâng lên của nước mao dẫn không lớn, gặp nước không nở ra, khi khô không co lại, lúc khô rời rạc, không thể hiện tính dẻo, tính ép co rất nhỏ.
vừa	$0,5 \div 0,25$	
nhỏ	$0,25 \div 0,05$	

1	2	3
Hạt bụi to nhỏ	0,05 ÷ 0,01 0,01 ÷ 0,005	Tính thấm nhỏ, lúc ướt hơi dính, gặp nước nở ra, khi khô không co nhiều. Nước mao dẫn dâng lên tương đối cao và nhanh.
Hạt sét Hạt keo	0,005 ÷ 0,002 < 0,002	Hầu như không thấm nước, tác dụng của nước màng mỏng rõ rệt, khi ẩm có tính dẻo, tính dính lớn, gặp nước nở nhiều, khi khô co lại nhiều, tính ép co lớn.

Từ đó, cấp phối hạt của đất được hiểu là: lượng chứa tương đối của các nhóm hạt trong đất (tính bằng phần trăm của tổng trọng lượng mẫu đất khô).

Cần lưu ý rằng, trên thực tế rất ít khi có đầy đủ cả sáu nhóm hạt như ở bảng 1.1, thông thường chỉ có một số nhóm hạt mà thôi, tùy thuộc điều kiện hình thành và tồn tại của đất trong thiên nhiên. Về ranh giới kích thước giữa các nhóm hạt nêu ở bảng 1.1 cho đến nay vẫn còn một số ý kiến chưa thống nhất trong giới xây dựng trên phạm vi thế giới.

b) Thí nghiệm phân tích hạt

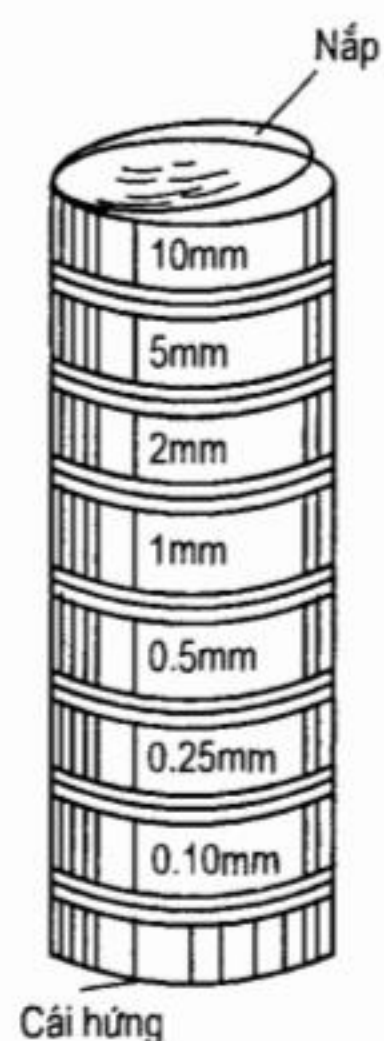
Công việc phân chia nhóm hạt và tính lượng chứa phần trăm của mỗi nhóm trong mẫu đất gọi là thí nghiệm phân tích hạt.

Để phân chia nhóm hạt trước hết cần phân tách các hạt ra bằng cách phơi đất, đập tán, ngâm nước, khoáng và pha chất hoá học phá keo để các hạt được phân khai hoàn toàn. Đặc biệt những hạt nhỏ nhất kết thành những chùm cũng phải tìm cách phân ly chúng ra thành hạt riêng lẻ. Sau đó dùng phương pháp rây và phương pháp thuỷ phân để phân chia nhóm hạt.

Phương pháp rây dùng bộ rây tiêu chuẩn có kích thước lỗ rây bằng 10, 5, 2, 1, 0,5, 0,25, 0,1 mm. Để làm thí nghiệm phân tích hạt, các rây chồng lên nhau theo thứ tự lỗ rây nhỏ dần từ trên xuống dưới, dưới cùng là cái hứng (hình 1.1). Đổ mẫu đất khô đã cân vào ngăn rây trên cùng sau đó tiến hành rây (bằng cách lắc hoặc rung), các hạt đất sẽ lọt qua lỗ rây xuống ngăn dưới. Rây xong đem cân các hạt đọng lại ở mỗi ngăn rây và ngăn hứng rồi tính số phần trăm trọng lượng của chúng so với tổng trọng lượng của mẫu đất khô.

Đất đọng lại ở ngăn hứng gồm các hạt $\leq 0,1$ mm không thể phân chia cỡ hạt nhỏ hơn nữa vì không có rây lỗ bé hơn 0,1 mm.

Phương pháp thuỷ phân có thể phân tích hạt đối với đất có đường kính hạt $\leq 0,1$ mm. Phương



Hình 1.1

pháp này dựa trên nguyên tắc cơ bản là các hạt to nhỏ khác nhau sẽ có tốc độ chìm lắng trong nước khác nhau. Nguyên tắc này dựa vào tốc độ chìm lắng để phân chia cỡ hạt. Theo định luật Stokes, tốc độ chìm lắng trong nước của một hạt hình cầu tính theo công thức sau:

$$v = \frac{(\gamma_h - \gamma_n)}{18\eta} d^2 \quad (1.1)$$

Trong đó:

v - tốc độ chìm lắng của hạt.

γ_h - trọng lượng riêng của hạt (g/cm^3).

γ_n - trọng lượng riêng của nước ($0,981\text{g/cm}^3$).

η - hệ số nhớt của nước (dyn-giây/cm^2).

d - đường kính của hạt hình cầu (cm).

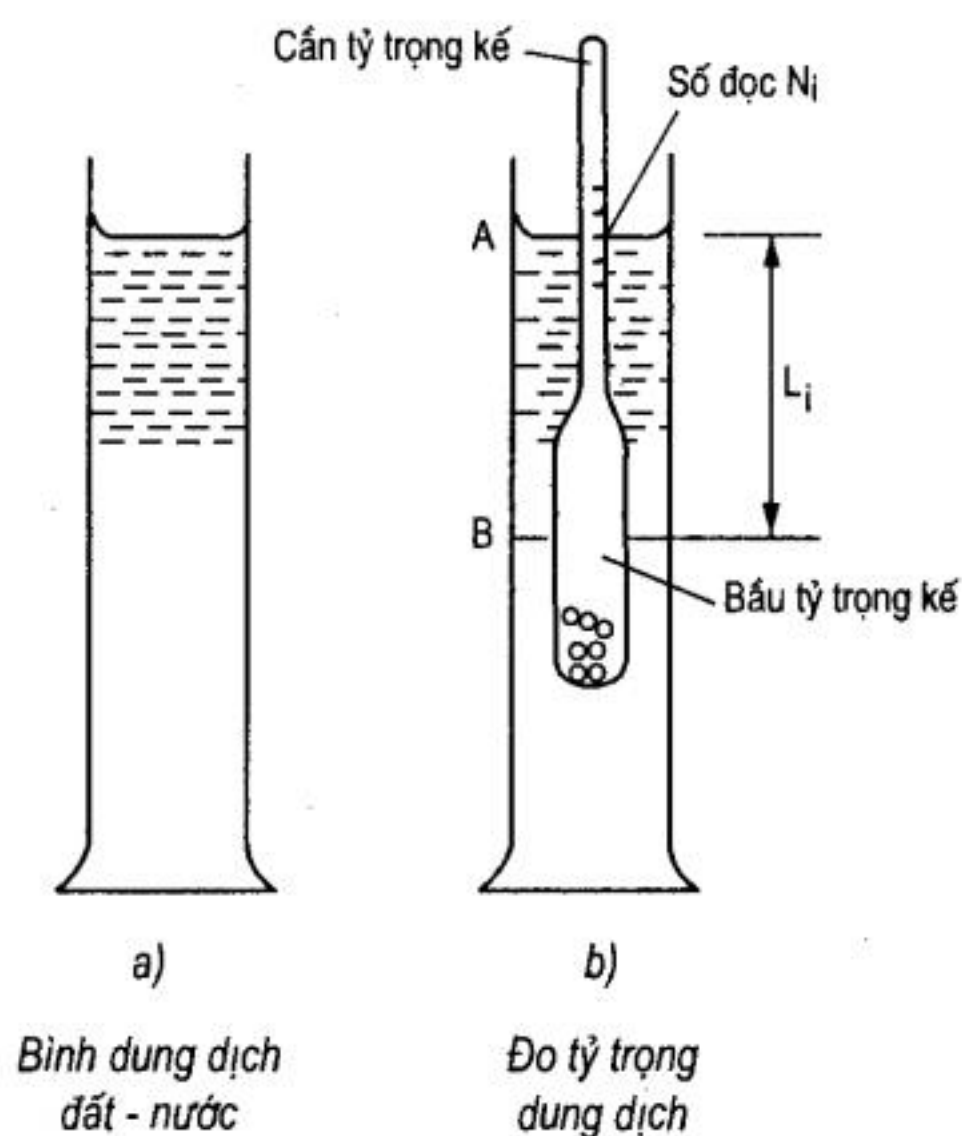
Từ công thức trên có thể tính được đường kính của hạt nếu biết khoảng cách chìm lắng h và thời gian chìm lắng tương ứng t như sau:

$$d = \left[\frac{18\eta h}{(\gamma_h - \gamma_n)t} \right]^{1/2} \quad (1.2)$$

Như vậy đường kính của hạt đất tìm được theo phương pháp này chỉ là đường kính tương đương, nghĩa là dù hình dạng hạt đất ra sao, chỉ cần tốc độ chìm lắng của nó bằng tốc độ chìm lắng của một hạt hình cầu có cùng khoáng chất thì có thể gán đường kính của hạt hình cầu đó cho hạt đất.

Căn cứ công thức Stokes có thể dùng phương pháp tỷ trọng kế để phân tích hạt. Cụ thể như sau: đem đất khô đã tách thành hạt riêng lẻ hoà vào bình nước cất rồi khuấy để tạo dung dịch có nồng độ đều (hình 1.2a). Tiếp đó cứ từng thời điểm một t_i , sau khi hạt chìm lắng, thả tỷ trọng kế vào dung dịch để đo tỷ trọng N_i của nồng độ dung dịch tại độ sâu bầu tỷ trọng kế (hình 1.2b). Như vậy tại thời điểm t_i chúng ta có cặp giá trị thực đo N_i và L_i , trong đó N_i là số đo tỷ trọng, L_i là độ sâu trọng tâm bầu tỷ trọng kế.

Cần chú ý rằng sau thời điểm t_i những hạt đường kính lớn đã chìm quá trọng tâm bầu, do đó dung dịch đất phía trên trọng tâm bầu chỉ chứa những hạt nhỏ hơn cỡ hạt đã xác định.

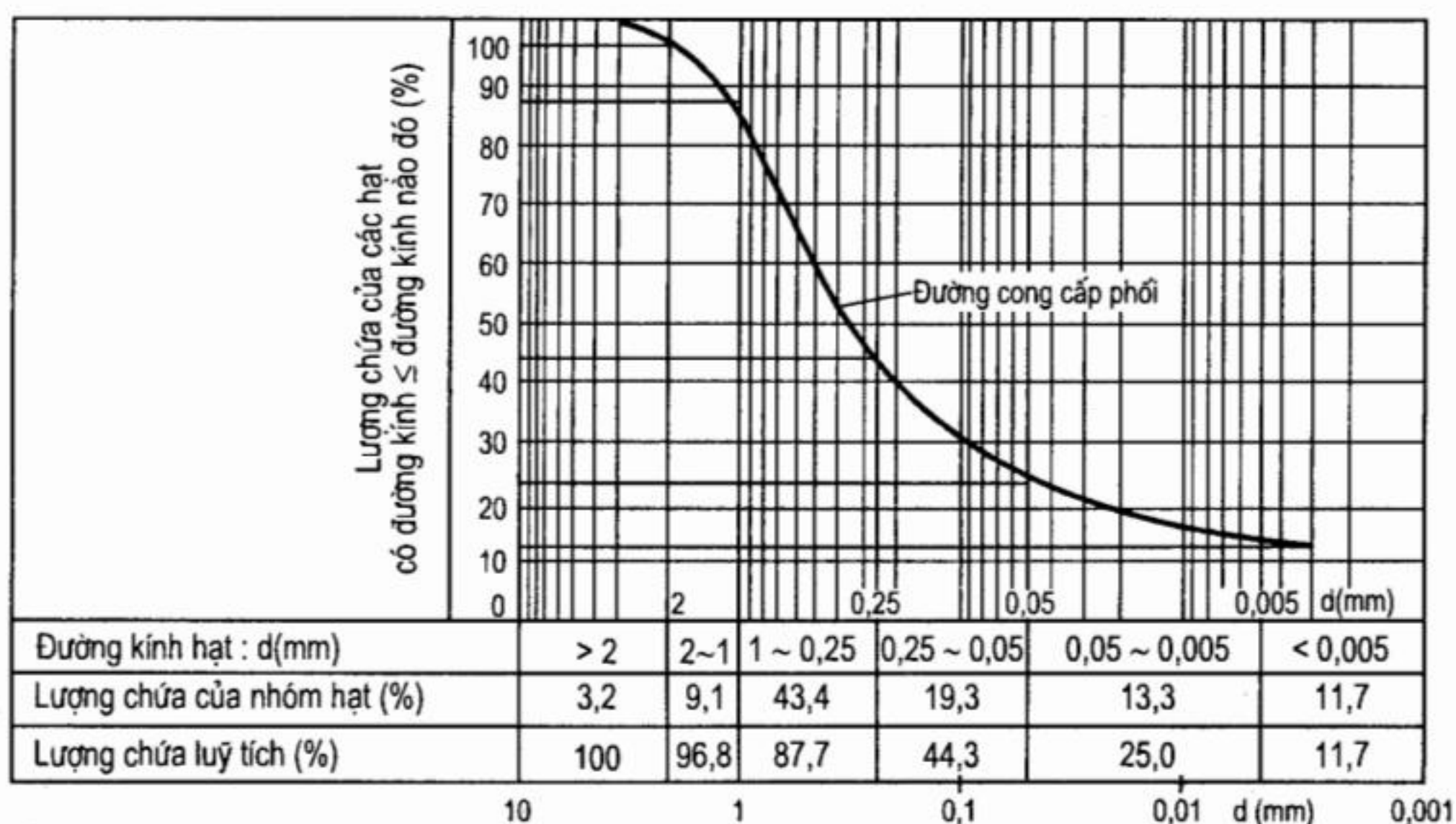


Hình 1.2

Với những ý tưởng cơ bản đó, từ bộ ba trị số t_i , N_i , L_i có thể tìm được đường kính d_i và lượng chứa của các hạt nhỏ hơn và bằng d_i tính bằng phần trăm trọng lượng mẫu đất thí nghiệm.

Kết quả thí nghiệm phân tích hạt được biểu diễn bằng đường cong cấp phối hạt. Tiến hành phân tích thành phần hạt một mẫu đất bằng rây kết hợp tỷ trọng kế nhận được kết quả ở hình 1.3. Trên đường cong cấp phối hạt, trục tung biểu thị lượng chứa phần trăm của các hạt có đường kính nhỏ hơn và bằng đường kính nào đó (x%), trục hoành biểu thị đường kính hạt d (mm).

Cần chú ý, trục hoành dùng tọa độ log để dễ dàng biểu thị mọi cỡ hạt có đường kính lớn nhỏ khác nhau, thậm chí chênh nhau hàng nghìn lần, từ hạt rất thô đến hạt vô cùng bé. Điều đó rất có ý nghĩa ở chỗ: ngay cả một bộ phận các hạt kích thước rất nhỏ với trọng lượng rất bé, nhưng chúng có ảnh hưởng rất lớn đến tính chất cơ lý của đất, đã được biểu diễn khá rõ ràng.



Hình 1.3

Từ đường cong cấp phối hạt (hình 1.3) kết hợp với bảng phân chia nhóm hạt (bảng 1.1) có thể xác định được lượng chứa của các nhóm hạt trong mẫu đất đó: nhóm hạt sỏi sạn: 3,2% ; nhóm hạt cát : 71,8% ; nhóm hạt bụi: 13,3% ; nhóm hạt sét: 11,7%.

c) Các đường cong cấp phối và chất lượng cấp phối hạt của đất

Trên hình 1.4 trình bày ba đường cong cấp phối hạt A, B, C của ba loại đất khác nhau. Hai đường A và B có độ cong diễn biến liên tục và đều đặn nên được xem là đất có cấp phối hạt bình thường. Đường cong C có độ cong diễn biến không liên tục, bị gián đoạn bởi một đoạn thẳng nằm ngang, điều đó chứng tỏ trong đất thiếu một số cỡ hạt do đó được xem là đất có cấp phối không bình thường. Đường cong B có độ dốc tương đối thoải, kích thước hạt thay đổi trong phạm vi rộng, tức hạt đất có kích thước rất khác nhau,

rất không đều. Đường cong A có độ dốc lớn, kích thước hạt thay đổi trong phạm vi hẹp, tức hạt đất có kích thước đều hơn, không khác nhau mấy.

Để đánh giá mức độ không đều hạt của đất, trong xây dựng thường dùng hệ số không đều hạt C_u để biểu thị, C_u xác định theo công thức sau:

$$C_u = d_{60}/d_{10} \quad (1.3)$$

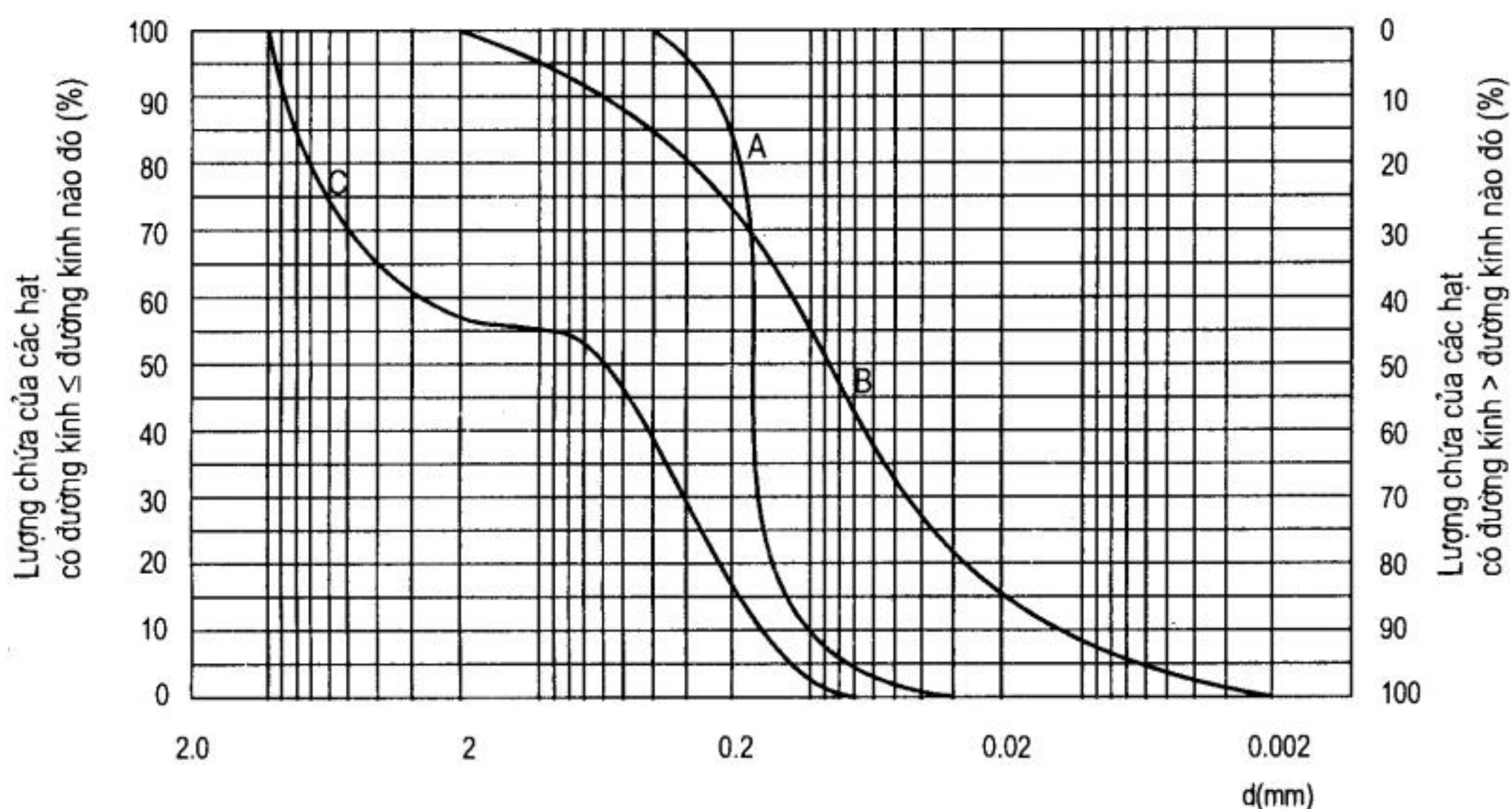
Trong đó:

d_{60} - đường kính cỡ hạt mà trọng lượng của tất cả các hạt nhỏ hơn và bằng đường kính đó chiếm 60% trọng lượng mẫu đất khô.

d_{10} - đường kính cỡ hạt mà trọng lượng của tất cả các hạt nhỏ hơn và bằng đường kính đó chiếm 10% trọng lượng mẫu đất khô.

d_{10} gọi là đường kính hiệu quả, d_{60} gọi là đường kính chi phối.

Hệ số không đều hạt C_u phản ánh độ dốc của đường cong cấp phối hạt và biểu thị mức độ không đều hạt của đất. C_u càng lớn đường cong cấp phối hạt càng thoải, đường kính hạt càng không đều. Ngược lại, C_u càng bé, đường cong cấp phối hạt càng dốc, đường kính hạt càng đều. Trong thực tế thường dựa vào kinh nghiệm để quy định mức độ không đều hạt. Nếu C_u lớn hơn 3 thì đất được coi là không đều hạt, nếu $C_u \leq 3$ thì được coi là đều hạt.



Hình 1.4

Trong xây dựng yêu cầu đất phải thoả mãn điều kiện không đều hạt và đường cong cấp phối phải có độ cong diễn biến liên tục và đều đặn. Đất như vậy mới coi là có chất lượng cấp phối tốt. Theo đó đường cong B trên hình 1.4 thuộc loại đất có chất lượng cấp phối tốt.

Bài tập mẫu 1.1

Kết quả thí nghiệm phân tích hạt của ba loại đất nhận được lượng chứa của các nhóm hạt ghi ở bảng 1.2.

Yêu cầu:

1. Vẽ các đường cong cấp phối hạt.
2. Xác định lượng chứa của các nhóm hạt và hệ số không đều C_u của mỗi loại đất.
3. Đánh giá chất lượng cấp phối hạt của mỗi loại đất.

Bảng 1.2. Lượng chứa các nhóm hạt (%) của ba loại đất

Loại đất	Đường kính hạt d (mm)			
	$10 \geq d > 2$	$2 \geq d > 0,05$	$0,05 \geq d > 0,005$	$d \leq 0,005$
A	0	98	2	0
B	0	52	44	4
C	43	57	0	0

Bài giải

1. Vẽ các đường cong cấp phối.

Từ kết quả thí nghiệm phân tích hạt cho ở bảng 1.2 vẽ được các đường cong cấp phối hạt A, B, C trên hình 1.5.

2. Xác định lượng chứa của các nhóm hạt và hệ số không đều C_u

- Từ đường cong A nhận được:

- Nhóm hạt cát

$100 - 2 = 98\%$
- Nhóm hạt bụi

2%
- Hệ số không đều C_u :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,165}{0,110} = 1,5 < 3 \text{ , đất đều hạt.}$$

- Từ đường cong B nhận được:

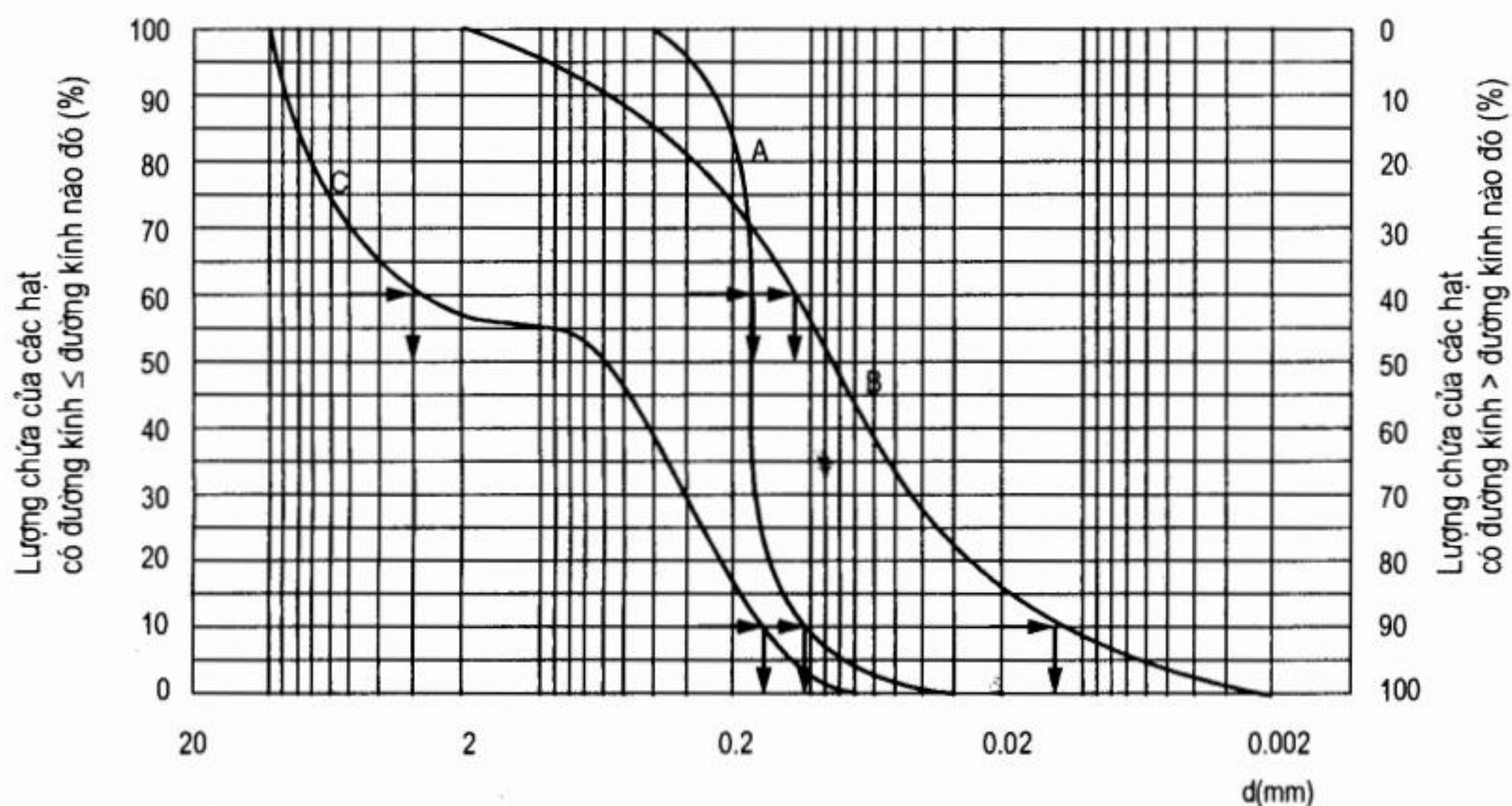
- Nhóm hạt cát

$100 - 48 = 52\%$
- Nhóm hạt bụi

$48 - 4 = 44\%$
- Nhóm hạt sét

4%
- Hệ số không đều C_u :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,115}{0,013} = 8,8 > 3 \text{ , đất không đều hạt.}$$



Hình 1.5

- Từ đường cong C nhận được:

Nhóm hạt sỏi sạn $100 - 57 = 43\%$

Nhóm hạt cát 57%

Hệ số không đều C_u :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{3}{0,15} = 20 > 3, \text{ đất không đều hạt.}$$

3. Đánh giá chất lượng cấp phối hạt của các loại đất:

- Loại đất A có chất lượng cấp phối hạt không tốt vì đất đều hạt ($C_u = 1,5 < 3$).
- Loại đất B có chất lượng cấp phối hạt tốt vì đất không đều hạt ($C_u = 8,8 > 3$) và đường cong cấp phối diễn biến liên tục, không bị gián đoạn.
- Loại đất C mặc dù không đều hạt ($C_u = 20 > 3$) nhưng độ cong đường cấp phối hạt diễn biến không liên tục, bị gián đoạn bởi một đoạn thẳng thể hiện sự thiếu vắng cỡ hạt từ 1÷2 mm, do đó đất này thuộc loại chất lượng cấp phối hạt không tốt.

3. Hình dạng hạt đất

Hình dạng các hạt đất rất khác nhau và có ảnh hưởng nhất định đến tính chất của đất.

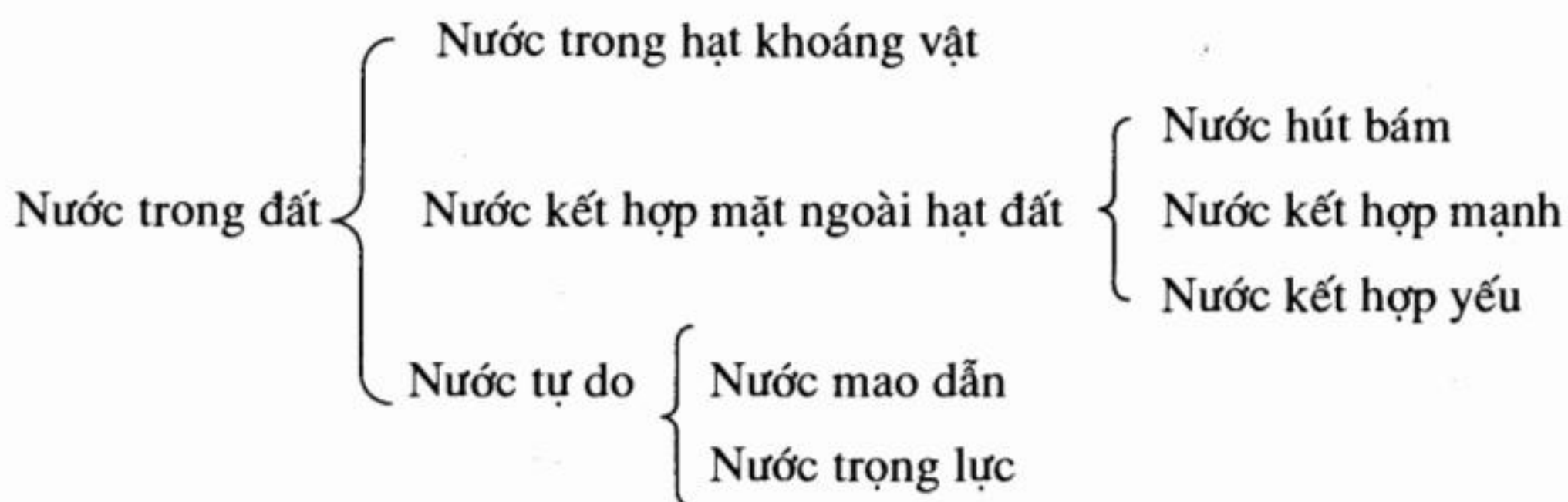
Những nhóm hạt có kích thước nhỏ từ hạt sét trở xuống thường có dạng phiến mỏng hoặc dạng hình kim mảnh. Trong trường hợp này hình dạng hạt đất không gây ảnh hưởng gì rõ rệt đến tính chất của đất.

Ngược lại, những nhóm hạt có kích thước lớn từ hạt cát trở lên thường có dạng hình cầu tròn nhẵn hoặc hình khối đa diện đã bị mài mòn hoặc còn góc cạnh sắc nhọn thì ảnh hưởng đáng kể đến tính chất của đất. Chẳng hạn khi đất chứa các nhóm hạt có góc cạnh

sắc nhọn, do chúng dễ xen cài và sắp xếp chặt chẽ với nhau làm cho đất chặt hơn sẽ có cường độ vượt xa so với đất chỉ chứa các hạt dạng khối đã bị mài mòn hoặc dạng hình cầu trơn nhẵn.

II. Thể lỏng của đất

Trong điều kiện thiên nhiên, đất thường chứa một lượng nước nhất định. Nước luôn có tác dụng hoá lý mạnh mẽ đối với hạt khoáng vật và chất hữu cơ trong đất (đặc biệt là các khoáng vật sét), do đó có ảnh hưởng tới tính chất vật lý, hoá học và cơ học của đất. Nhà thổ chất học Liên Xô V.A.Priklonski (B.A.ПРИКЛОНСКИЙ) xuất phát từ việc xét ảnh hưởng đó đã đề nghị phân chia nước trong đất thành ba loại chủ yếu sau đây:



1. Nước trong hạt khoáng vật

Là loại nước ở trong mạng tinh thể của hạt khoáng vật, nó tồn tại dưới dạng phân tử nước H_2O hoặc dạng ion H^+ , OH^- . Nước này chỉ có thể tách khỏi khoáng vật khi ở nhiệt độ cao ($> 105^\circ C$). Theo quan điểm xây dựng loại nước này được coi là một bộ phận của hạt khoáng vật, không gây ảnh hưởng gì đến tính chất xây dựng của đất.

2. Nước kết hợp mặt ngoài hạt đất

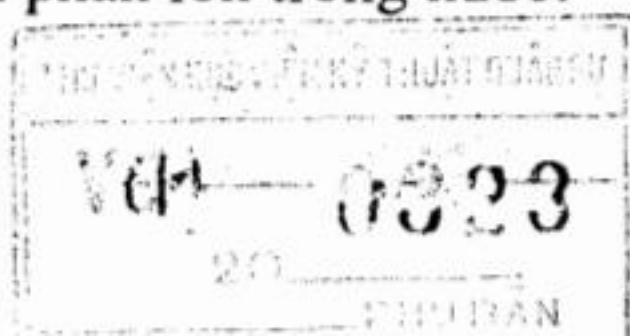
Trong tự nhiên do tiếp xúc với môi trường xung quanh (thể khí hoặc thể lỏng) hạt khoáng vật sét không ngừng chịu tác động hoá lý và biến đổi tính chất làm cho bề mặt hạt phần lớn mang điện âm và hình thành điện trường xung quanh hạt. Những phân tử nước hai cực và các ion dương trong phạm vi điện trường bị hút bám vào mặt ngoài hạt (hình 1.6).

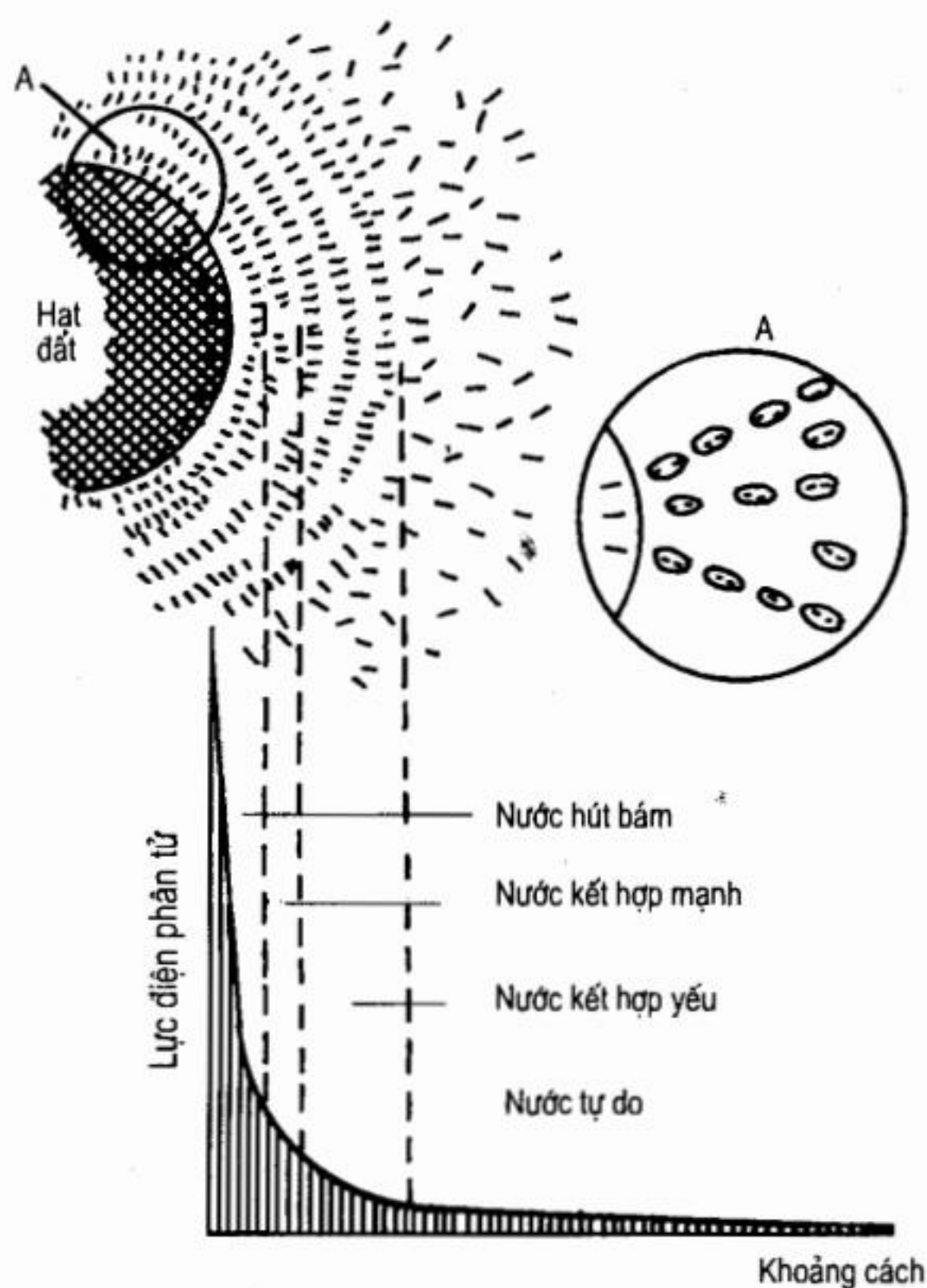
Lượng nước kết hợp mặt ngoài hạt khoáng vật do ba yếu tố quyết định:

1) Tính ưa nước của khoáng vật, tức mặt ngoài hạt khoáng vật có khả năng hút một lượng nước nhất định.

2) Độ lớn của tỷ diện tích mặt ngoài hữu hiệu (là tổng diện tích bề mặt của các hạt đất trong một gam). Tỷ diện tích mặt ngoài có quan hệ với mức độ phân tán và mức độ liên kết của hạt đất (hạt khoáng vật).

3) Thành phần nước trong đất, đặc biệt là thành phần ion trong nước.





Hình 1.6

Căn cứ cường độ lực hút điện phân tử của bề mặt hạt khoáng vật thường chia nước kết hợp mặt ngoài thành ba lớp.

1) Nước hút bám: là lớp nước bám chặt vào mặt ngoài hạt do sức hút điện phân tử rất mạnh gây nên.

2) Nước kết hợp mạnh: là lớp nước liền kề nước hút bám do lực hút điện phân tử tương đối mạnh tạo nên.

3) Nước kết hợp yếu: là lớp nước ngoài cùng do lực hút điện phân tử tương đối yếu tạo thành.

Nước kết hợp mặt ngoài tồn tại dưới tác dụng của lực hút điện trường nên các phân tử nước và những ion dương bị hút vào bề mặt hạt được sắp xếp một cách chặt chẽ có định hướng. Càng cách xa bề mặt hạt, lực hút điện trường càng yếu nên sự sắp xếp đó kém chặt chẽ và thiếu quy tắc hơn. Nếu xa hơn, vượt ra khỏi phạm vi ảnh hưởng của điện trường thì nước sẽ ở dạng nước tự do thông thường.

Như vậy tính chất của nước kết hợp mặt ngoài rất khác với tính chất của nước thông thường.

Nước hút bám có tính chất gần với thể rắn, không có khả năng di chuyển, không truyền áp lực thuỷ tĩnh. Tỷ trọng khoảng 1,5. Ở nhiệt độ dưới -78°C nước hút bám mới đóng băng. Khi đất sét chỉ chứa nước hút bám sẽ ở trạng thái rắn.

Nước kết hợp mạnh cũng không giống nước thông thường, nó có khả năng di chuyển theo hướng bất kỳ từ chỗ màng nước dày sang chỗ màng nước mỏng nhưng sự di chuyển đó không liên quan đến tác dụng của trọng lực, tốc độ di chuyển nhỏ hơn tốc độ nước thông thường. Nước kết hợp mạnh không truyền áp lực thuỷ tĩnh, có khả năng hoà tan muối, nhiệt độ đóng băng dưới 0°C . Khi đất sét có chứa nước kết hợp mạnh, đất sẽ ở trạng thái nửa rắn.

Nước kết hợp yếu có tính chất gần với nước thông thường. Khi đất sét có chứa nước kết hợp yếu vẫn chưa thể hiện tính dẻo. Tính dẻo chỉ xuất hiện khi liên kết kết cấu tự nhiên giữa các hạt đất đã bị phá hoại.

3. Nước tự do

Là nước nằm ngoài phạm vi tác dụng của lực hút điện trường, có thể chia làm hai loại: nước mao dẫn và nước trọng lực.

a) Nước mao dẫn

Nước mao dẫn là nước ngấm bị kéo lên trong các đường rỗng liên thông với nhau trong đất do tác dụng của hiện tượng mao dẫn. Hiện tượng này có thể mô tả và giải thích tương tự hiện tượng mao dẫn trong ống thuỷ tĩnh nhỏ nêu ở hình 1.7.

Khi đầu ống tiếp xúc với nước trọng lực, do tính chất dính bám của nước với thành ống thuỷ tĩnh và sự tồn tại sức căng bề mặt, nước trọng lực sẽ bị kéo lên trong ống. Mặt nước trong ống có dạng khum lõm. Góc α tạo thành giữa mặt khum lõm này với thành ống thay đổi từ 0° ÷ 90° tùy vật liệu làm ống và độ sạch bóng của vách ống. Sức căng bề mặt tác dụng theo phương tiếp tuyến với mặt khum lõm, tức theo phương làm với thành ống một góc α .

Độ cao mao dẫn có thể xác định từ điều kiện cân bằng giữa tổng sức căng bề mặt (còn gọi là lực nâng mao dẫn) và tổng trọng lượng của cột nước dâng lên trong ống, tức là:

$$T\pi d \cos\alpha = \gamma_n \frac{\pi d^2}{4} h_k \quad (a)$$

$$\text{Từ đó} \quad h_k = \frac{4T}{d\gamma_n} \cos\alpha \quad (1.4)$$

Trong đó:

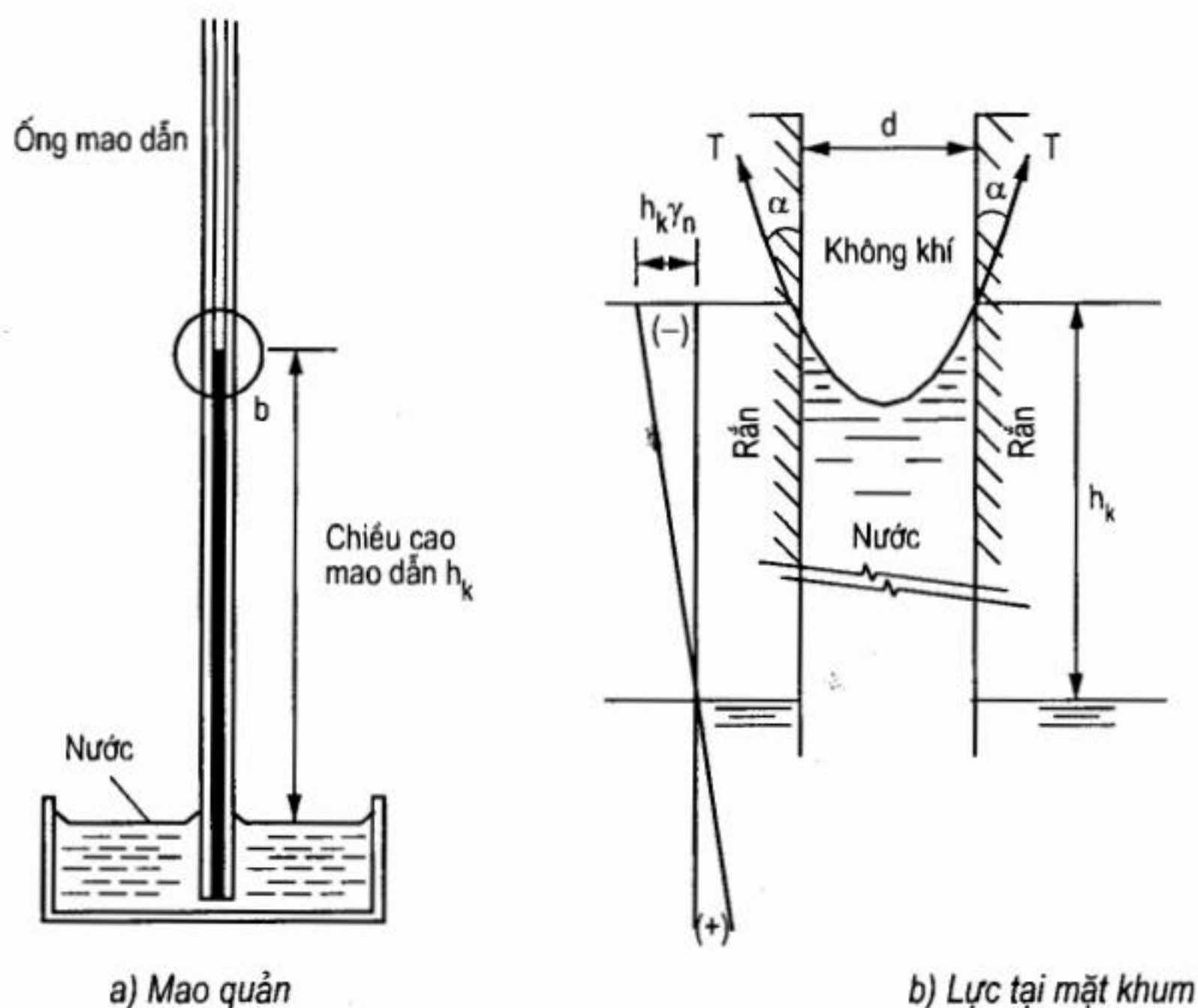
h_k - độ cao mao dẫn (cm).

γ_n - trọng lượng riêng của nước, $\gamma_n = 0,981 \text{ g/cm}^3$.

d - đường kính ống thuỷ tĩnh (cm).

T - sức căng bề mặt, lấy gần đúng $T = 0,000075 \text{ kN/m} = 0,075 \text{ g/cm}$.

α - góc nghiêng của sức căng bề mặt với thành ống.



Hình 1.7

Nếu vách ống sạch bóng có thể lấy $\alpha = 0$, lúc đó công thức (1.4) trở thành:

$$h_k = \frac{4T}{d\gamma_n} = \frac{0,30}{d} \text{ (cm)} \quad (1.5)$$

Trên thực tế, đường rỗng trong đất khá phức tạp, lại tồn tại nước kết hợp mặt ngoài và các bọt khí nên hiện tượng mao dẫn trong đất khác với hiện tượng mao dẫn trong ống thủy tinh.

Từ kết quả thực đo thấy rằng, độ cao mao dẫn thường từ 0 đến vài cm đối với cuội sỏi, đến hàng chục cm đối với đất cát và đất bột. Với đất sét độ cao mao dẫn có thể đạt tới hàng trăm cm. Kết quả nghiên cứu thực nghiệm chỉ rõ, đường kính hiệu quả càng nhỏ, hệ số rỗng của đất sẽ càng bé và do đó độ dâng cao mao dẫn sẽ càng lớn, có thể xác định bằng công thức thực nghiệm sau đây:

$$h_k = \frac{C}{\varepsilon d_{10}} \quad (1.6)$$

Trong đó:

d_{10} - đường kính có hiệu quả (cm).

ε - hệ số rỗng của đất.

C - hệ số thực nghiệm (cm^2), $C = 0,1 \div 0,5 \text{ cm}^2$

Từ công thức (1.5) và (1.6) thấy rằng, độ cao mao dẫn phụ thuộc hệ số rỗng của đất, đường kính hạt đất và sức căng bề mặt T . Tốc độ dâng lên của nước mao dẫn cũng liên quan đến các yếu tố đó.

Từ điều kiện cân bằng (a) có thể rút ra trị số áp lực mao dẫn p_k :

$$p_k = \gamma_n h_k = \frac{4T}{d} \cos \alpha \quad (1.7)$$

Áp lực mao dẫn p_k có tác dụng như một lực dính kết níu chặt các hạt đất vào nhau (hình 1.8a). Điều này trái ngược với bản chất của áp lực nước lỗ rỗng trong đất và do vậy có thể coi áp lực mao dẫn là áp lực nước lỗ rỗng âm, tức là:

$$p_k = \gamma_n h_k = - u_n \quad (1.8)$$

Sự tồn tại áp lực mao dẫn cho phép giải thích trong cát ẩm có thể đào vách hố thẳng đứng cao hàng chục cm nhưng không đổ là do giữa các hạt cát có tồn tại lực dính kết do áp lực mao dẫn tạo nên (hình 1.8b). Lực dính này sẽ mất đi khi đất cát bị bão hoà nước hoặc khô đi, do đó lực dính này gọi là lực dính giả.

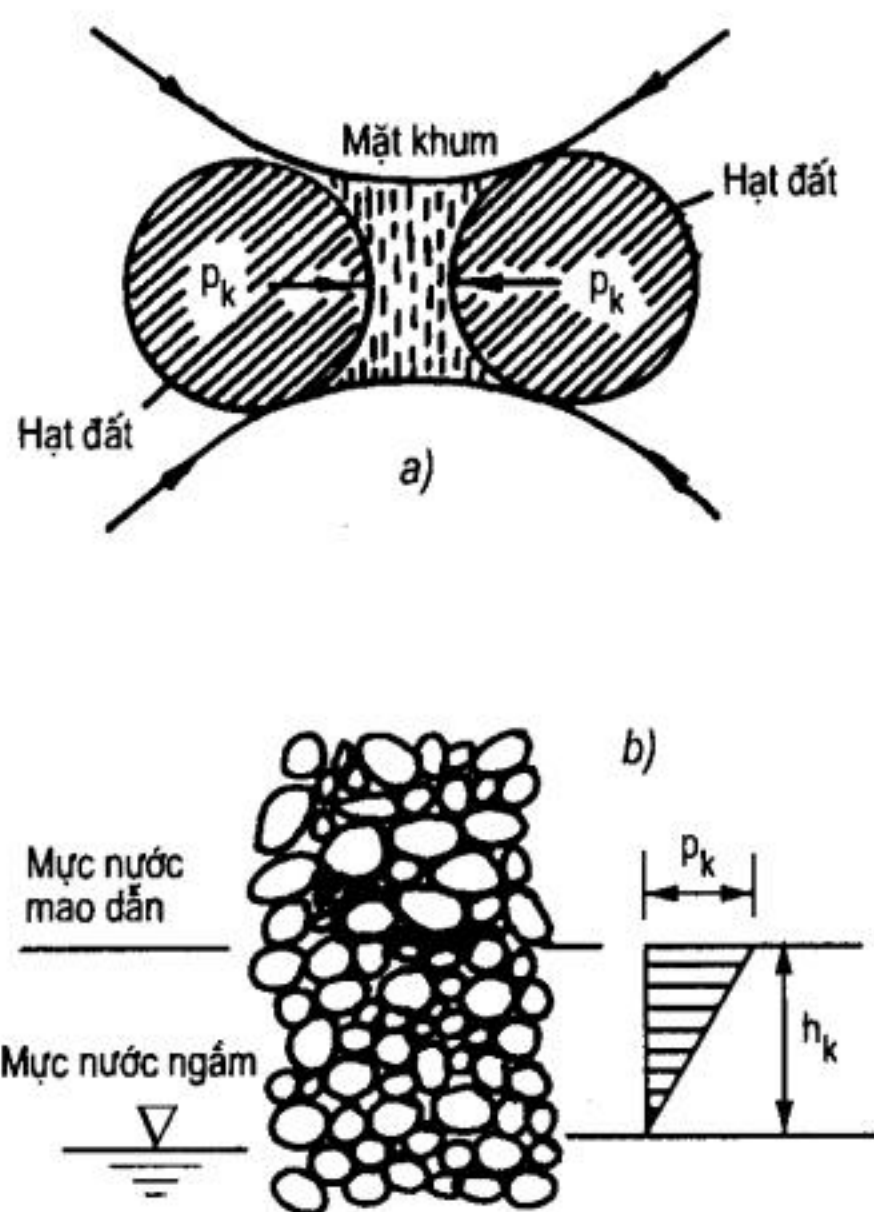
Trong xây dựng cần chú ý hiện tượng mao dẫn, độ cao mao dẫn và tốc độ dâng lên của nước mao dẫn. Nước mao dẫn sẽ làm cho đất ẩm ướt khiến sức chịu tải của nền và tính ổn định mái đất giảm. Đối với những bộ phận công trình ở vị trí thấp cần đề phòng hiện tượng mao dẫn.

b) Nước trọng lực

Nước trọng lực tồn tại trong các lỗ rỗng của đất. Nước này chảy dưới tác dụng của trọng lực và tuân theo định luật Darcy (đối với đất cát). Theo quan điểm xây dựng, nước trọng lực có ba vấn đề sau đây cần quan tâm:

- Khả năng hoà tan và phân giải của nước.
- Ảnh hưởng của áp lực thuỷ tĩnh đối với đất và công trình.
- Ảnh hưởng của lực thấm do sự chuyển động của nước trong đất đối với sự ổn định của đất.

Vấn đề thứ nhất được đề cập kỹ trong môn địa chất thuỷ văn còn hai vấn đề sau sẽ được xét tới trong các chương sau.



Hình 1.8

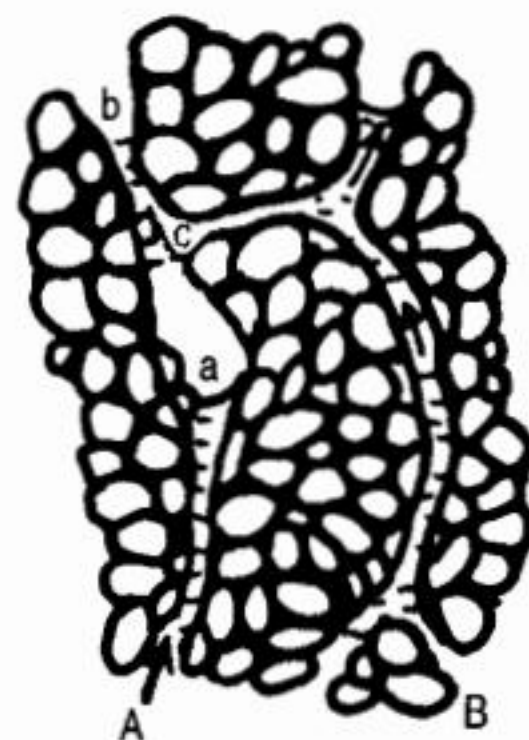
III. Thể khí của đất

Nếu các lỗ rỗng của đất không chứa đầy nước thì khí (thường là không khí) sẽ chiếm những chỗ còn lại đó. Căn cứ ảnh hưởng của khí đối với tính chất cơ học của đất, có thể phân thể khí trong đất thành hai loại:

- Loại thông với khí quyển.
- Loại không thông với khí quyển.

Khí thông với khí quyển không có ảnh hưởng gì đáng kể đối với tính chất của đất.

Khí không thông với khí quyển (bọc khí kín) thường thấy trong đất dính, chủ yếu là đất sét. Sự hình thành loại khí này có liên quan với những đường rỗng chằng chịt phức tạp trong đất (hình 1.9). Từ hình 1.9 thấy rằng từ A độ cao dâng lên của nước mao dẫn chỉ tới điểm a, nhưng theo một đường rỗng khác lại từ B có thể dâng lên tới điểm c. Vì vậy không khí trong đoạn ac bị bọc kín.



Hình 1.9

Sự tồn tại khí kín trong đất dính nói chung, đặc biệt trong đất sét, có ảnh hưởng lớn tới tính chất cơ học của đất. Do có khí kín nên trong đất hình thành ranh giới giữa nước và bọc khí, vì vậy sinh ra lực căng mặt ngoài hoặc áp lực mao dẫn. Sự tồn tại của các bọc khí này còn làm giảm tính thấm của đất, làm tăng tính đàn hồi và có ảnh hưởng tới quá trình ép co của đất dưới tác dụng của lực ngoài.

§1.2. KẾT CẤU, CẤU TẠO VÀ LIÊN KẾT KẾT CẤU CỦA ĐẤT

I. Kết cấu của đất

Kết cấu của đất là sự sắp xếp có quy luật của các hạt hoặc các đám hạt có độ lớn và hình dạng khác nhau trong quá trình trầm tích. Kết cấu của đất ảnh hưởng nhiều tới các tính chất vật lý và cơ học của đất.

Kết cấu của đất được hình thành do tác dụng của lực điện phân tử giữa các hạt với nhau, giữa các hạt với nước cũng như tương quan giữa các lực đó với trọng lượng các hạt, ngoài ra còn tùy thuộc vào môi trường chìm lắng của các hạt.

Trong thực tế, căn cứ vào nguyên nhân hình thành các kết cấu của đất, thường phân chúng ra ba loại kết cấu cơ bản sau đây (hình 1.10).

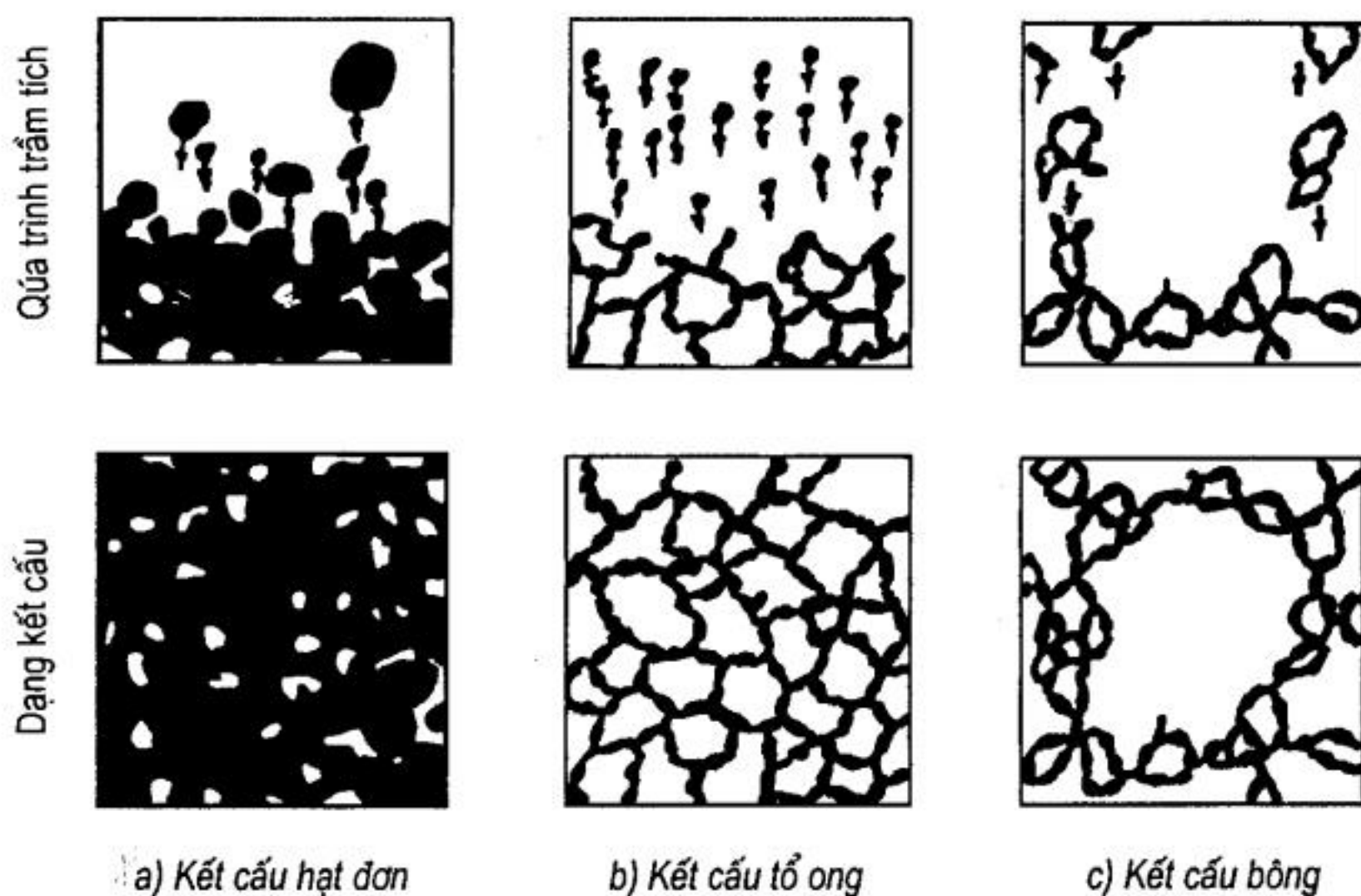
a) Kết cấu hạt đơn

Kết cấu này được hình thành do sự chìm lắng của các hạt tương đối to trong môi trường nước. Trong trường hợp này, trọng lượng của hạt lớn hơn sức hút giữa chúng được sắp xếp theo cách hạt nọ đè lên hạt kia (hình 1.10a).

Kết cấu hạt đơn thường thấy trong các loại đất bụi tương đối to, đất cát và sỏi, cuội.

Đối với đất cát, tùy theo sự lèn chặt khác nhau của các hạt, lại có thể chia ra làm kết cấu xốp và kết cấu chặt. Trong đất cát có kết cấu xốp, các hạt ở trạng thái tương đối không ổn định, đồng thời giữa các hạt đôi khi có các lỗ rỗng tương đối lớn, vượt quá kích thước của chúng. Ở cát chặt thì tình hình ngược lại. Cát có kết cấu xốp và cát có kết cấu chặt tính chất sẽ khác nhau, do đó khi dùng cát với mục đích xây dựng cần có sự chú ý thích đáng.

Kết cấu của đất cát có quan hệ với điều kiện trầm tích và độ lớn cỡ hạt. Trong thiên nhiên, kết cấu chặt ít thấy ở cát nhỏ mà thường gặp trong cát thô.



Hình 1.10

b) Kết cấu tổ ong

Kết cấu này hình thành do sự lắng chìm các hạt tương đối nhỏ trong nước. Do trọng lượng các hạt không đủ thắng lực dính giữa chúng với nhau tại chỗ tiếp xúc nên chúng không thể tiếp tục lắng chìm xuống mà dừng lại ngay tại chỗ tiếp xúc đầu tiên ở thể không ổn định. Các hạt chìm lắng sau cứ tiếp diễn theo cách đó và hình thành loại kết cấu tổ ong rất rỗng (hình 1.10b).

c) Kết cấu bông

Khi các hạt có kích thước của hạt keo ở trong nước thì chúng sẽ ở trạng thái lơ lửng trong một thời gian lâu. Nếu cho vào dung dịch huyền phù chất điện giải thích hợp, thì lực đẩy giữa các hạt giảm đi và chúng có thể xích lại gần nhau. Khi các hạt chạm nhau thì xuất hiện liên kết ban đầu giữa chúng, lúc đó các hạt dính vào nhau thành đám hạt và cùng chìm lắng tạo nên loại kết cấu bông, rất xốp, kém ổn định (hình 1.10c).

Trên đây là 3 loại kết cấu cơ bản. Trong thiên nhiên, đất thường do các hạt lớn nhỏ khác nhau tạo thành cho nên kết cấu của đất không chỉ đơn độc một trong 3 loại cơ bản kể trên mà thông thường trong cùng một loại đất có thể gặp cả hai hoặc ba loại kết cấu đó đan xen.

II. Cấu tạo của đất

Cấu tạo của đất có thể chia ra các dạng cơ bản sau: cấu tạo thành lớp, cấu tạo pocrphia, cấu tạo tổ ong và cấu tạo liên khối. Mỗi loại có đặc điểm khác nhau và do đó có ảnh hưởng khác nhau tới tính chất của đất. Trong các loại cấu tạo đó, cấu tạo thành lớp thường gặp nhiều hơn cả. Do cấu tạo thành lớp nên đất có tính dị hướng, tức là có các tính chất cơ lý (tính thấm, tính chống cắt, tính đàn hồi, v.v...) khác nhau theo các phương. Ngoài cấu tạo thành lớp, ba loại cấu tạo kia cũng có ảnh hưởng nhất định đối với tính chất cơ lý của đất.

Vì cấu tạo của đất có ảnh hưởng tới các tính chất của đất như vậy nên khi khảo sát và thiết kế nền cần phải chú ý đến yếu tố này một cách thích đáng.

III. Liên kết kết cấu của đất

Trong quá trình hình thành và tồn tại các kết cấu trong đất, đặc biệt là trong đất sét có sự hình thành các liên kết nội tại gắn liền các hạt hoặc các đám hạt với nhau, gọi là liên kết kết cấu. Sự tồn tại các liên kết kết cấu trong đất cũng như độ cứng, tính đàn hồi, cường độ và các đặc điểm khác của các liên kết đó là những yếu tố rất quan trọng, quyết định tính chất của đất dùng làm nền, làm môi trường và làm vật liệu xây dựng.

Theo thời gian hình thành, các liên kết kết cấu có thể chia ra làm liên kết ban đầu và liên kết sinh sau.

Liên kết ban đầu được tạo nên bởi các lực điện phân tử tác dụng giữa các hạt khoáng vật với nhau cũng như giữa các hạt khoáng vật với nước. Đặc điểm của loại liên kết này thường có tính đàn hồi và tính dẻo nhớt, do đó còn gọi là liên kết "keo nước".

Liên kết sinh sau được tạo nên do kết quả của sự hoá già các chất keo, sự kết tinh của các loại muối. Đặc điểm của liên kết này có tính cứng, chỉ bị phá hoại khi các hạt có chuyển dịch tương đối lớn. Khác với liên kết ban đầu, liên kết sinh sau bị phá hoại theo dạng gãy dòn và khi đã bị phá hoại thì không thể phục hồi ngay được.

Cần chú ý rằng, liên kết ban đầu hay sinh sau đều có cường độ kém xa cường độ của bản thân hạt đất. Chính điều này kết hợp với đặc điểm đất là môi trường rời, làm cho đất khác hẳn các loại vật liệu liên tục về tính chất cơ lý.

Liên kết kết cấu của đất ảnh hưởng rất lớn đến tính chất cơ lý của nó cho nên muốn có được những số liệu thí nghiệm phản ánh đúng tình hình thực tế của đất, các thí nghiệm trong phòng phải được tiến hành với các mẫu đất không bị phá hoại liên kết kết cấu. Tuy nhiên vì kỹ thuật lấy mẫu chưa tốt nên các mẫu lấy lên ít nhiều đều bị phá hoại kết cấu, do đó hạn chế mức độ chính xác của việc nghiên cứu các tính chất của đất ở trong phòng. Chính vì vậy cần kết hợp xác định các đặc trưng của đất ngay tại thực địa để so sánh hiệu chỉnh nhằm khắc phục các nhược điểm kể trên.

Khi dùng đất làm vật liệu xây dựng, liên kết kết cấu tự nhiên của đất đều bị phá hoại. Nhưng với thời gian, giữa các hạt của đất đắp sẽ hình thành những liên kết kết cấu mới.

Loại kết cấu và cường độ của chúng phụ thuộc vào mức độ nén chặt cũng như độ ẩm và nhiệt độ. Vì vậy khi lấy mẫu trong đất đắp để làm thí nghiệm cũng cần chú ý bảo đảm cho chúng giữ được nguyên dạng.

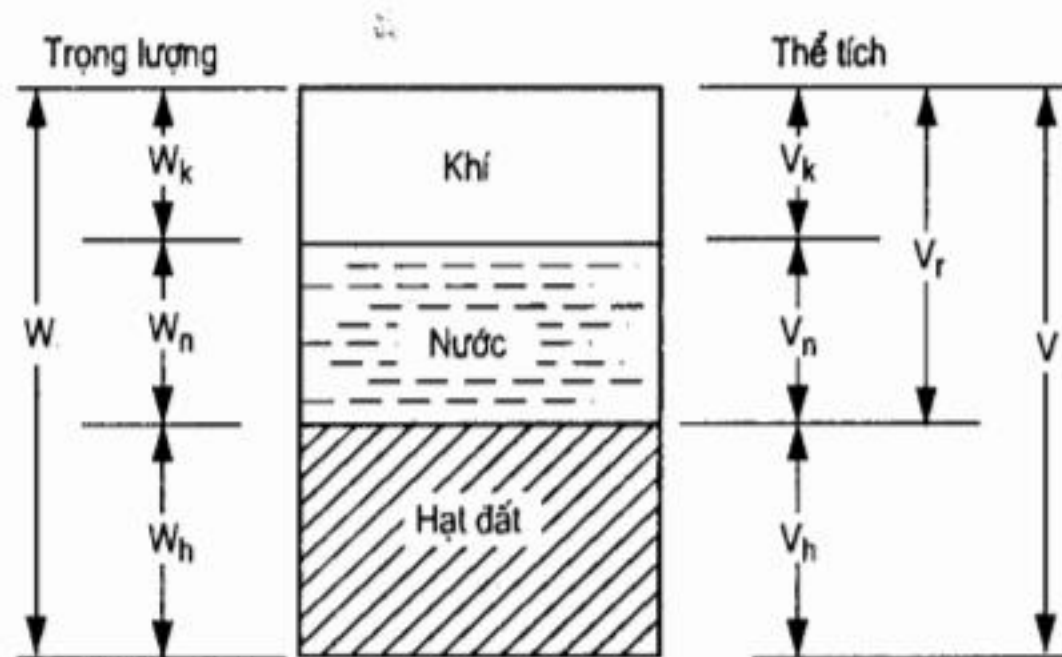
§1.3. CHỈ TIÊU TÍNH CHẤT VÀ TRẠNG THÁI VẬT LÝ CỦA ĐẤT

Trong công tác xây dựng, để đánh giá định lượng các tính chất của đất trước hết cần thành lập một số chỉ tiêu vật lý phản ánh được các tính chất vật lý của nó. Trong các chỉ tiêu vật lý của đất, có thể phân biệt hai loại khác nhau: chỉ tiêu tính chất vật lý và chỉ tiêu trạng thái vật lý.

I. Chỉ tiêu tính chất vật lý của đất

Trong các chỉ tiêu tính chất vật lý của đất, có ba chỉ tiêu cơ bản nhất được xác định trực tiếp bằng thí nghiệm là trọng lượng riêng, tỷ trọng và độ ẩm của đất. Nhờ ba chỉ tiêu này, có thể tính toán một số các chỉ tiêu vật lý có liên quan khác.

Để biểu thị định lượng tỷ phần của ba thể vật chất hợp thành đất thường dùng sơ đồ ba thể như hình 1.11.



Hình 1.11

Hình vẽ biểu thị sơ đồ mặt cắt của một mẫu đất có bề dày theo chiều vuông góc với mặt giấy bằng đơn vị. Các ký hiệu V, W lần lượt biểu thị thể tích và trọng lượng, còn các chỉ số h, n, k kèm theo biểu thị hạt đất, nước và khí.

1. Trọng lượng riêng của đất (γ)

Theo định nghĩa, trọng lượng riêng của đất là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất, xác định theo công thức:

$$\gamma = \frac{W}{V} \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad (1.9)$$

Tuỳ theo lượng chứa tương đối của các thể trong đất, có thể phân trọng lượng riêng ra mấy loại khác nhau.

a) *Trọng lượng riêng ướt (γ_w)*: là trọng lượng riêng của đất gồm cả ba thể hợp thành, trong đó trọng lượng khí thường được bỏ qua.

$$\gamma_w = \frac{W_h + W_n}{V} \quad (1.10)$$

b) *Trọng lượng riêng bão hoà (γ_{bh})*: là trọng lượng riêng của đất khi các lỗ rỗng chứa đầy nước. Trong trường hợp này, đất chỉ gồm hai thể là nước và hạt rắn:

$$\gamma_{bh} = \frac{W_h + W'_n}{V} \quad (1.11)$$

Trong đó: W'_n - trọng lượng nước khi lỗ rỗng chứa đầy nước.

c) *Trọng lượng riêng đẩy nổi (γ_{dn})*: là trọng lượng riêng của đất khi bị ngập trong nước. Lúc này đất cũng chỉ gồm hai thể, nhưng khác ở chỗ hạt đất còn bị tác dụng của lực đẩy nổi Archimède:

$$\gamma_{dn} = \frac{W_h + \gamma_n V_h}{V} \quad (1.12)$$

Trong đó: γ_n - trọng lượng riêng của nước, có thể lấy bằng 10 kN/m^3 .

d) *Trọng lượng riêng khô (γ_k)*: là trọng lượng riêng của hạt đất trong một đơn vị thể tích đất, đó là một chỉ tiêu biểu thị độ chặt của đất:

$$\gamma_k = \frac{W_h}{V} \quad (1.13)$$

Có thể thấy rằng, cùng một loại đất ta có:

$$\gamma_{bh} > \gamma_w > \gamma_k > \gamma_{dn}$$

Trọng lượng riêng của đất thay đổi trong một phạm vi lớn tùy thuộc thành phần khoáng, độ ẩm và độ rỗng của đất. Khi tính toán thiết kế cần xác định chỉ tiêu này bằng thí nghiệm.

2. Trọng lượng riêng và tỷ trọng của hạt đất

a) *Trọng lượng riêng hạt đất (γ_h)*: là trọng lượng của hạt đất trong một đơn vị thể tích hạt:

$$\gamma_h = \frac{W_h}{V_h} \quad (1.14)$$

b) *Tỷ trọng của hạt đất (Δ)*:

Theo định nghĩa, tỷ trọng hạt đất bằng:

$$\Delta = \frac{W_h}{V_h \gamma_n} \quad (1.15)$$

Cần chú ý rằng, tỷ trọng của hạt đất (Δ) là một đại lượng không thứ nguyên, còn trọng lượng riêng của hạt đất (γ_h) có đơn vị là kN/m^3 .

Tỷ trọng của hạt được xác định trực tiếp bằng thí nghiệm. Trị số tỷ trọng phụ thuộc vào thành phần khoáng của hạt đất và thường có trị số tương đối cố định. Tỷ trọng hạt cát có giá trị trung bình 2,65 ; tỷ trọng hạt sét trung bình là 2,70 dao động trong phạm vi $2,67 \div 2,74$.

3. Độ ẩm và độ bão hoà của đất

a) Độ ẩm của đất (ω)

Theo định nghĩa, độ ẩm của đất là tỷ số giữa trọng lượng nước trong đất và trọng lượng hạt đất, thường được biểu thị bằng phần trăm:

$$\omega_{\%} = \frac{W_n}{W_h} \times 100 \quad (1.16)$$

Độ ẩm của đất được xác định trực tiếp bằng thí nghiệm.

b) Độ bão hoà của đất (G)

Với khái niệm độ ẩm, chưa thể hình dung được đất đang xét có mức độ khô hay ẩm như thế nào vì nó còn tùy thuộc vào độ rỗng của đất. Vì vậy ngoài khái niệm về độ ẩm ω , trong thực tế còn dùng khái niệm độ bão hoà G của đất để đánh giá mức độ ẩm của chúng.

Theo định nghĩa, độ bão hoà của đất là tỷ số giữa thể tích nước trong mẫu đất và thể tích lỗ rỗng của mẫu đất đó, chỉ tiêu này thường được biểu thị bằng số thập phân:

$$G = \frac{V_n}{V_r} \quad (1.17)$$

Đối với đất cát, mức độ bão hoà được phân chia như sau:

$G \leq 0,5$ - đất hơi ẩm.

$0,5 < G \leq 0,8$ - đất ẩm.

$G > 0,8$ - đất bão hoà.

Trọng lượng riêng của đất (γ) được xác định bằng thí nghiệm, thường theo phương pháp dao vòng. Trước hết dùng dao vòng có thể tích và trọng lượng nhất định để lấy mẫu đất. Dem cân đất và dao vòng chính xác bằng cân kỹ thuật, sau đó dùng công thức (1.9) để tính ra trọng lượng riêng của đất.

Tỷ trọng của hạt đất (Δ) được xác định bằng thí nghiệm theo phương pháp bình tỷ trọng. Nội dung chủ yếu của phương pháp bình tỷ trọng là xác định trọng lượng và thể tích các hạt đất của mẫu rồi nhờ công thức (1.15) để tính ra tỷ trọng của hạt đất Δ .

Độ ẩm của đất (ω) cũng được xác định bằng thí nghiệm, thường theo phương pháp sấy khô. Trước hết đem cân chính xác mẫu đất ướt bằng cân kỹ thuật, sau đó cho mẫu đất vào hòm sấy để sấy khô ở nhiệt độ 105°C . Sau khi sấy khô đem cân để xác định trọng lượng mẫu đất khô, từ đó biết được trọng lượng nước của mẫu đất ướt. Sau cùng dùng công thức (1.16) để tính ra độ ẩm ω của mẫu đất.

Các chỉ tiêu γ , Δ và ω đều được xác định bằng thí nghiệm nên gọi là *chỉ tiêu trực tiếp*.

Việc đảm bảo xác định chính xác bằng thí nghiệm các chỉ tiêu trực tiếp nói trên là điều rất quan trọng vì chúng được dùng để tính toán các chỉ tiêu khác.

Nội dung chi tiết các phương pháp thí nghiệm tham khảo cuốn "*Hướng dẫn thí nghiệm cơ học đất*" của bộ môn Địa cơ - Nền móng trường đại học Thủy lợi năm 1991.

Trừ tỷ trọng ra, khi xác định trọng lượng riêng và độ ẩm bằng thí nghiệm phải dùng các mẫu đất nguyên dạng. Tuy nhiên, vì trong quá trình lấy và chuyên chở các mẫu đất, khó tránh khỏi bị thay đổi trọng lượng riêng và độ ẩm, nên kết quả thí nghiệm cũng không tránh khỏi sai số. Chính vì vậy hiện nay có xu hướng tìm cách xác định trực tiếp trọng lượng riêng và độ ẩm của đất ở ngay hiện trường. Phương pháp dùng chất đồng vị phóng xạ để xác định trọng lượng riêng và độ ẩm của đất ở hiện trường hiện nay đang được dùng nhiều và đã đem lại một số kết quả và kinh nghiệm tốt.

4. Độ rỗng và hệ số rỗng của đất

Độ rỗng và hệ số rỗng của đất đều là các chỉ tiêu dùng để biểu thị trị số tương đối của thể tích lỗ rỗng trong đất.

a) *Độ rỗng của đất (n)*: là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng và tổng thể tích của mẫu đất (bao gồm thể tích lỗ rỗng và thể tích hạt), thường được biểu thị bằng số phần trăm:

$$n_{\%} = \frac{V_r}{V} \cdot 100 \quad (1.18)$$

b) *Hệ số rỗng (ε)*: là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng trong đất và thể tích hạt của mẫu đất, thường được biểu thị bằng số thập phân:

$$\varepsilon = \frac{V_r}{V_h} \quad (1.19)$$

Dùng ε biểu thị mức độ rỗng của đất thuận lợi hơn dùng n , vì thể tích hạt đất là một trị số không đổi trong một đơn vị thể tích đất do đó thể tích lỗ rỗng của đất càng lớn thì ε càng lớn. Vậy hệ số rỗng là một chỉ tiêu có thể cho biết sơ bộ đặc tính về độ chặt và cường độ của đất do đó trong các quy phạm thiết kế nền thường dùng ε để phản ánh độ chặt của đất cát làm cơ sở cho việc đánh giá cường độ của chúng.

Độ rỗng n , hệ số rỗng ε và độ bão hoà G là những chỉ tiêu được tính ra từ các công thức có chứa 3 chỉ tiêu trực tiếp (γ , ω , Δ), vì vậy chúng được gọi là các *chỉ tiêu gián tiếp*.

Trong thực tế, thường lập sẵn các công thức để tiện tính toán các chỉ tiêu gián tiếp (bảng 1.3).

Để lập các công thức tính toán nêu trong bảng 1.3, cần căn cứ vào sơ đồ ba thể (hình 1.11) và các định nghĩa về các chỉ tiêu nêu trên.

Bài tập mẫu 1.2

Chứng minh công thức (1.20) nêu trong bảng 1.3.

Bài giải

Dùng sơ đồ ba thể (hình 1.12) để giải thích và suy luận.

Theo định nghĩa về ε ta có:

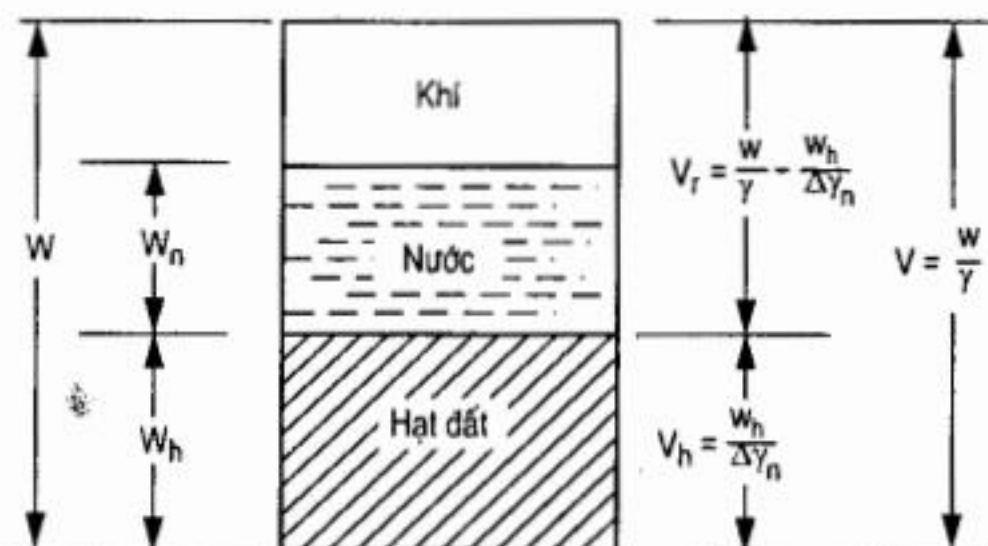
$$\varepsilon = \frac{V_r}{V_h} \quad (a)$$

Trong đó:

$$V_r = V - V_h$$

$$V_h = \frac{W_h}{\gamma_h} = \frac{W_h}{\Delta\gamma_n}$$

$$V = \frac{W}{\gamma}$$



Hình 1.12

Thay các biểu thức của V_r , V_h , V vào (a) sẽ nhận được:

$$\varepsilon = \left(\frac{W}{\gamma} - \frac{W_h}{\Delta\gamma_n} \right) / \frac{W_h}{\Delta\gamma_n} = \frac{W}{\gamma} \cdot \frac{\Delta\gamma_n}{W_h} - 1$$

Thay $W = W_h + W_n$ vào công thức trên ta có:

$$\varepsilon = \frac{W_h + W_n}{W_h} \cdot \frac{\Delta\gamma_n}{\gamma} - 1$$

$$\varepsilon = \left(1 + \frac{\omega}{100} \right) \cdot \frac{\Delta\gamma_n}{\gamma} - 1$$

Cuối cùng

$$\varepsilon = \frac{\Delta\gamma_n(1+0,01\omega)}{\gamma} - 1 \text{ công thức đã được chứng minh.}$$

Bài tập mẫu 1.3

Dùng dao vòng thể tích 60 cm^3 để lấy mẫu đất nguyên dạng, khối lượng của đất ướt là 108g , khối lượng sau khi sấy khô là $79,5\text{g}$, tỷ trọng của hạt đất $\Delta = 2,68$.

Yêu cầu: tính trọng lượng riêng ướt γ_ω , độ ẩm ω , hệ số rỗng ε và độ bão hoà G của đất.

Bài giải

1. Tính trọng lượng riêng ướt:

Theo định nghĩa (1.10), ta có:

$$\gamma_\omega = \frac{W_h + W_n}{V}$$

Thay số liệu từ kết quả thí nghiệm ta nhận được:

$$\gamma_{\omega} = \frac{108}{60} = 1,8 \text{ g/cm}^3 = 18 \text{ kN/m}^3.$$

2. Xác định độ ẩm ω :

Theo định nghĩa (1.16), ta có:

$$\omega_{\%} = \frac{W_n}{W_h} \times 100 = \frac{W - W_h}{W_h} \times 100$$

Thay số vào ta có:

$$\omega_{\%} = \frac{108 - 79,5}{79,5} \times 100 = \frac{28,5}{79,5} \times 100 \approx 36\%.$$

Bảng 1.3. Các công thức tính toán các chỉ tiêu gián tiếp

Các chỉ tiêu đã biết							Chỉ tiêu tính đổi	Công thức tính toán	Số hiệu công thức
Δ	ω	γ	γ_k	γ_h	γ_{bh}	ε			
x	x	x					ε	$\varepsilon = \frac{\Delta \gamma_n (1 + 0,01 \omega)}{\gamma} - 1$	(1.20)
			x	x			ε	$\varepsilon = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1$	(1.21)
x	x	x					G	$G = \frac{\Delta \gamma_n \cdot 0,01 \omega}{\Delta \gamma_n (1 + 0,01 \omega) - \gamma}$	(1.22)
x	x					x	G	$G = \frac{0,01 \omega \Delta}{\varepsilon}$	(1.23)
x							γ_h	$\gamma_h = \Delta \gamma_n$	(1.24)
	x	x					γ_k	$\gamma_k = \frac{\gamma}{(1 + 0,01 \omega)} = \frac{\Delta \gamma_n}{1 + \varepsilon}$	(1.25)
x						x	γ_{dn}	$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \gamma_n}{1 + \varepsilon}$	(1.26)
					x		γ_{dn}	$\gamma_{dn} = \gamma_{bh} - \gamma_n$	(1.27)
						x	n	$n_{\%} = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} 100$	(1.28)

3. Tính hệ số rỗng ε :

Dùng công thức (1.20) để tính hệ số rỗng:

$$\varepsilon = \frac{\Delta\gamma_n(1+0,01\omega)}{\gamma} - 1$$

Thay số vào ta có:

$$\varepsilon = \frac{2,68 \times 10(1+0,01 \times 36)}{18} - 1 = 1,025.$$

4. Xác định độ bão hoà G:

Theo công thức (1.23), ta có:

$$G = \frac{0,01\omega\Delta}{\varepsilon}$$

Thay số vào ta được:

$$G = \frac{0,01.36.2,68}{1,025} = 0,94.$$

Vậy đất này coi như bão hoà.

II. Trạng thái vật lý và chỉ tiêu trạng thái vật lý của đất

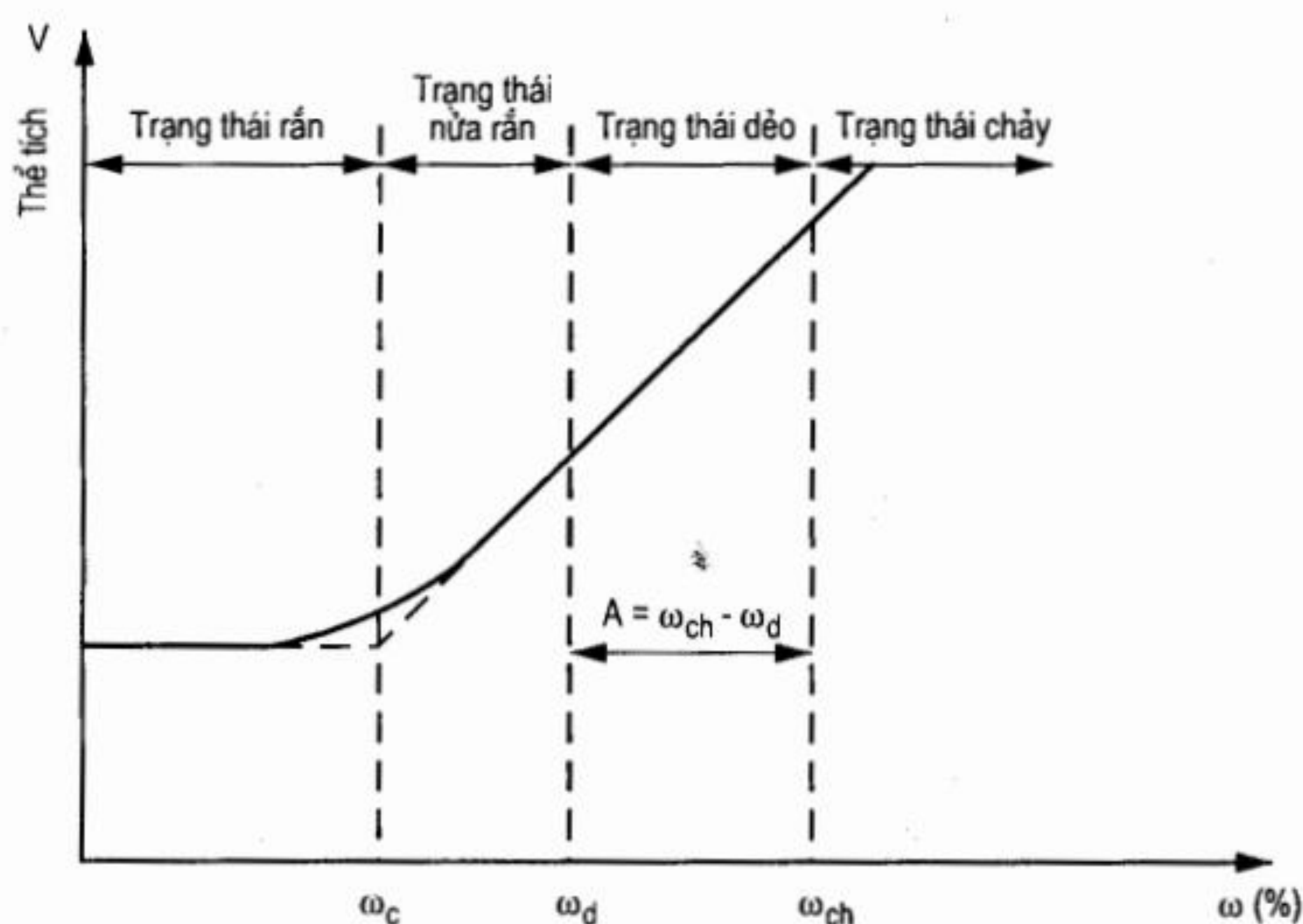
Trong xây dựng, nếu chỉ căn cứ các chỉ tiêu vật lý kể trên thì chưa thể có nhận biết đầy đủ về một loại đất nào đó, vì tính chất của đất không phải chỉ do lượng chứa tương đối giữa các thể quyết định mà còn do tác dụng lẫn nhau giữa chúng, nhất là đối với đất dính, quyết định. Mặt khác, các chỉ tiêu tính chất vật lý chỉ cho khái niệm về quan hệ giữa lượng chứa của các thể trong đất mà chưa nói lên trạng thái của đất (cứng, mềm, chặt, xốp ...), vì vậy cần nghiên cứu trạng thái vật lý của đất.

1. Trạng thái và chỉ tiêu trạng thái vật lý của đất dính

Như ta đã biết, đất dính thường chứa phần lớn những hạt có kích thước của hạt keo, do đó trạng thái vật lý của loại đất này không những chỉ có quan hệ tới lượng chứa tương đối giữa các thể trong đất mà còn có quan hệ tới tác dụng mãnh liệt giữa hạt đất và nước.

Vì những nguyên nhân đó mà đất dính có nhiều đặc điểm khác với đất rời, ở đây chúng ta sẽ nghiên cứu một số vấn đề có ý nghĩa thực tiễn lớn đối với công tác xây dựng.

Kết quả thí nghiệm nêu trên hình 1.13 cho thấy quan hệ giữa độ ẩm (ω) với sự thay đổi thể tích và sự thay đổi độ cứng, mềm (độ sệt) của đất dính tức độ ẩm làm thay đổi trạng thái của đất dính. Độ mềm cứng của đất dính quyết định bởi độ ẩm và tác dụng lẫn nhau giữa nước và hạt đất.



Hình 1.13.

Theo hình 1.13, khi độ ẩm trong đất tăng lên thì đất chuyển từ trạng thái rắn, đến nửa rắn, đến dẻo, rồi đến chảy, khi độ ẩm giảm xuống thì ngược lại. Trạng thái của đất cứng, mềm, dẻo, nhão như vậy được gọi chung là trạng thái sệt và dùng chỉ tiêu độ sệt để đánh giá trạng thái của đất.

a) Giới hạn Atterberg và chỉ số dẻo

Giới hạn Atterberg là những độ ẩm quá độ khi đất chuyển từ trạng thái này sang trạng thái khác. Atterberg phân biệt ba loại độ ẩm quá độ là giới hạn chảy, giới hạn dẻo và giới hạn co.

Giới hạn chảy (ω_{ch}) là độ ẩm quá độ khi đất chuyển từ trạng thái dẻo sang trạng thái chảy. Lúc này, trong đất có một ít nước tự do nên các hạt dễ chuyển dịch với nhau. Khi độ ẩm trong đất nhỏ hơn giới hạn chảy một chút thì đất bắt đầu có tính dẻo.

Giới hạn dẻo (ω_d) là độ ẩm quá độ của đất chuyển từ trạng thái nửa rắn sang trạng thái dẻo. Lúc này, trong đất chủ yếu chỉ có nước kết hợp mạnh. Khi lượng chứa nước nhỏ hơn giới hạn dẻo một chút thì tính chất cơ học của đất thay đổi rõ rệt và mất tính dẻo. Vì vậy còn gọi độ ẩm này là giới hạn của tính dẻo.

Giới hạn co (ω_c) là độ ẩm quá độ khi đất chuyển từ trạng thái rắn sang nửa rắn. Khi độ ẩm trong đất lớn hơn giới hạn co thì cùng với sự thay đổi lượng chứa nước, thể tích của đất cũng thay đổi theo. Khi độ ẩm trong đất đạt tới giới hạn co thì các hạt đất sắp xếp tương đối chặt, vì vậy cho dù có giảm độ ẩm, thể tích đất vẫn không giảm.

Trong ba loại giới hạn đó, giới hạn chảy và giới hạn dẻo được dùng phổ biến. Để xác định giới hạn chảy và giới hạn dẻo, trong phòng thí nghiệm dùng mẫu đất đã bị phá hoại kết cấu.

Hiện nay ở nước ta thường dùng chùy xuyên tiêu chuẩn để xác định giới hạn chảy. Theo phương pháp này, người ta đặt đầu nhọn chùy xuyên lên mặt mẫu đất ở trạng thái sệt và thả rơi tự do, nếu sau 5 giây chùy xuyên ngập vào đất vừa đúng 10mm thì độ ẩm của đất đó chính bằng giới hạn chảy. Lấy một ít đất đó để làm thí nghiệm xác định độ ẩm, độ ẩm đó là giới hạn chảy.

Ở các nước Mỹ, Nhật và phương tây lại thường xác định giới hạn chảy bằng một phương pháp khác. Người ta cho đất ở trạng thái sệt vào một đĩa, gạt bằng mặt đất ở đĩa và vạch một rãnh có bề rộng và độ sâu theo đúng tiêu chuẩn. Sau khi gõ đĩa đúng 25 lần nếu 2 mép rãnh vừa vụn khít lại thì độ ẩm của đất đó chính bằng giới hạn chảy.

Giới hạn dẻo thường xác định bằng phương pháp lăn đất. Lấy đất ở trạng thái dẻo đem lăn trên mặt kính nhám chuẩn bằng mu bàn tay. Nếu lăn đất thành con giun dài với đường kính vừa đúng 3mm thấy giun bắt đầu xuất hiện các vết nứt và đứt ra từng đoạn dài 8-10mm thì đất đó có độ ẩm đúng bằng giới hạn dẻo. Lấy một ít đất đó để làm thí nghiệm xác định độ ẩm, độ ẩm đó là giới hạn dẻo.

Khi độ ẩm của đất dính biến thiên trong phạm vi giữa giới hạn chảy và giới hạn dẻo thì đất thể hiện tính dẻo. Tính dẻo là một đặc trưng quan trọng của loại đất dính. Dùng A để biểu thị phạm vi dẻo của đất dính:

$$A = \omega_{ch} - \omega_d \quad (1.29)$$

A gọi là chỉ số dẻo.

Chỉ số dẻo của đất dính càng lớn thì tính dẻo của nó càng cao và ngược lại. Chỉ số dẻo phụ thuộc vào tính phân tán của đất, hình dạng và tính đàn hồi của hạt và đặc biệt là thành phần khoáng trong đất. Theo kết cấu mạng tinh thể của khoáng vật thì rõ ràng đất sét loại monmorilonit có chỉ số dẻo lớn hơn loại kaolinit. Chính vì chỉ số dẻo phản ánh được tương đối đầy đủ các nhân tố ảnh hưởng tới tính chất của đất dính nên trong thực tế, nó được dùng như một chỉ tiêu để phân loại đất dính trong xây dựng.

b) Chỉ tiêu đánh giá trạng thái của đất dính.

Như đã nêu trên, khi độ ẩm của đất dính thay đổi thì độ cứng mềm (trạng thái độ sệt) của nó cũng thay đổi theo. Nếu so sánh độ ẩm tự nhiên ω_0 của đất dính với giới hạn chảy ω_{ch} và giới hạn dẻo ω_d thì ta có các trường hợp sau:

$\omega_0 > \omega_{ch}$: đất ở trạng thái chảy.

$\omega_{ch} \geq \omega_0 \geq \omega_d$: đất ở trạng thái dẻo.

$\omega_0 < \omega_d$: đất ở trạng thái rắn.

Căn cứ vào đó, trong thực tế người ta thường dùng chỉ tiêu độ sệt B để đánh giá độ cứng mềm của đất dính.

Độ sệt B được định nghĩa như sau:

$$B = \frac{\omega_0 - \omega_d}{\omega_{ch} - \omega_d} = \frac{\omega_0 - \omega_d}{A} \quad (1.30)$$

Từ công thức trên thấy rằng:

$B > 1$: đất ở trạng thái chảy.

$1 \geq B \geq 0$: đất ở trạng thái dẻo.

$B < 0$: đất ở trạng thái rắn.

Đối với đất sét và á sét, phạm vi biến đổi từ giới hạn chảy đến giới hạn dẻo tương đối lớn. Do đó để đánh giá trạng thái của các đất này được chính xác, thường phân chia trạng thái chi tiết hơn (bảng 1.4).

Đất dính có $B > 1$ thường không thoả mãn yêu cầu làm nền công trình, còn nếu đất dính có $B < 0$ thì sức chịu tải của nó tốt. Cần chú ý rằng, khi làm thí nghiệm xác định giới hạn chảy và giới hạn dẻo, mẫu đất đã bị phá hoại kết cấu nên việc dùng chỉ tiêu độ sét B để đánh giá trạng thái của đất dính còn bị hạn chế.

Bảng 1.4. Tiêu chuẩn đánh giá trạng thái của đất dính

Tên đất và trạng thái của nó		Độ sét B
Á cát	Rắn,	$B < 0$
	Dẻo	$1 \geq B \geq 0$
	Chảy	$B > 1$
Á sét và sét	Rắn	$B < 0$
	Nửa rắn	$0,25 \geq B \geq 0$
	Dẻo	$0,50 \geq B > 0,25$
	Dẻo mềm	$0,75 \geq B > 0,50$
	Dẻo chảy	$1 \geq B > 0,75$
	Chảy	$B > 1$

2. Trạng thái và chỉ tiêu trạng thái vật lý của đất rời

Để đánh giá trạng thái vật lý của đất rời, thường dùng khái niệm về độ chặt. Đất rời càng chặt khả năng chịu lực càng lớn, tính ép co và tính thấm càng nhỏ và ngược lại.

Trong thực tế, thường dùng hệ số rỗng ε và độ chặt D để làm chỉ tiêu đánh giá trạng thái của đất cát.

a) Dùng hệ số rỗng ε để đánh giá độ chặt của đất cát

Theo tài liệu tính toán và thống kê các hệ số rỗng ở trạng thái chặt nhất và xốp nhất, xác định được từ trong phòng thí nghiệm, đối với các loại cát thạch anh có nguồn gốc khác nhau, đem đối chiếu với độ chặt thiên nhiên của chúng và điều chỉnh lại, người ta lập được bảng đánh giá độ chặt của đất cát cho ở bảng 1.5.

Bảng 1.5. Tiêu chuẩn đánh giá độ chặt của đất cát

Loại đất	Độ chặt		
	Chặt	Chặt vừa	Xốp
Cát sỏi, cát to, cát vừa	$\varepsilon < 0,55$	$0,55 \leq \varepsilon \leq 0,70$	$\varepsilon > 0,70$
Cát nhỏ	$\varepsilon < 0,60$	$0,60 \leq \varepsilon \leq 0,75$	$\varepsilon > 0,75$
Cát bụi	$\varepsilon < 0,60$	$0,60 \leq \varepsilon \leq 0,80$	$\varepsilon > 0,80$

b) Dùng độ chặt D để đánh giá độ chặt của đất cát

Cách đánh giá độ chặt của đất cát dựa vào số liệu ở bảng 1.5 tuy tiện lợi nhưng không dùng được cho mọi trường hợp vì các số liệu này chỉ lập ra cho các loại đất cát thạch anh.

Để có thể đánh giá độ chặt của các loại cát bất kỳ và ở những địa phương bất kỳ, trong thực tế thường dùng độ chặt D.

Độ chặt D được định nghĩa như sau:

$$D = \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_0}{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}} \quad (1.31)$$

Trong đó:

ε_0 - hệ số rỗng của đất cát ở trạng thái tự nhiên.

$\varepsilon_{\max}$ - hệ số rỗng của đất cát ở trạng thái xốp nhất.

$\varepsilon_{\min}$ - hệ số rỗng của đất cát ở trạng thái chặt nhất.

Trong phòng thí nghiệm $\varepsilon_{\max}$ được xác định từ mẫu cát khô ở trạng thái xốp nhất. Trạng thái này đạt được bằng cách đổ hoặc rót nhẹ nhàng cát vào trong ống lường có vạch đo dung tích. $\varepsilon_{\min}$ thì ngược lại, được xác định từ mẫu cát ở trạng thái chặt nhất, đạt được bằng cách cho từng lớp cát vào bình (có vạch đo dung tích) rồi đầm hoặc rung hay gõ nhẹ vào bình nhiều lần. Sau khi có được thể tích và trọng lượng của cát chặt nhất và xốp nhất sẽ suy ra $\gamma_{k\max}$ và $\gamma_{k\min}$ của chúng. Từ đó tính được $\varepsilon_{\max}$ và $\varepsilon_{\min}$ theo công thức (1-21):

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\gamma_h}{\gamma_{k\min}} - 1, \quad \varepsilon_{\min} = \frac{\gamma_h}{\gamma_{k\max}} - 1$$

Trong xây dựng thường phân chia độ chặt D của cát thành 3 mức sau đây để tiện dùng:

Đất cát chặt $D > 0,67$

Đất cát chặt vừa $0,67 \geq D \geq 0,33$

Đất cát xốp $D < 0,33$

Tuy nhiên cần chú ý rằng, đánh giá độ chặt của cát theo phương pháp này vẫn còn nhược điểm do biện pháp thực hiện trạng thái xốp nhất và chặt nhất chưa đảm bảo chính xác, còn mang tính chủ quan. Mặt khác hệ số rỗng tự nhiên ε_0 của cát cũng khó xác định

vì không lấy được mẫu cát nguyên dạng. Do vậy hiện nay trong xây dựng thường dùng phương pháp xuyên để đánh giá độ chặt của cát trong địa tầng.

Bài tập mẫu 1.4

Yêu cầu xác định độ chặt D của một loại đất cát bụi làm nền công trình, cho biết trọng lượng riêng ứng với độ ẩm tự nhiên $\omega = 20,63\%$ là $\gamma_{\omega} = 19,90 \text{ kN/m}^3$, tỷ trọng $\Delta = 2,66$, trọng lượng riêng khô ứng với trạng thái chặt nhất và xốp nhất lần lượt bằng $\gamma_{k\max} = 16,80 \text{ kN/m}^3$ và $\gamma_{k\min} = 12,15 \text{ kN/m}^3$.

Bài giải

Trọng lượng riêng khô tự nhiên của đất đó tính theo công thức (1.25):

$$\gamma_k = \frac{\gamma_{\omega}}{1 + 0,01\omega} = \frac{19,90}{1 + 0,01 \times 20,63} = 16,50 \text{ kN/m}^3.$$

Hệ số rỗng ở trạng thái tự nhiên:

$$\varepsilon_0 = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1 = \frac{26,6}{16,5} - 1 = 0,612.$$

Hệ số rỗng của cát ở trạng thái xốp nhất:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\gamma_h}{\gamma_{k\min}} - 1 = \frac{26,60}{12,15} - 1 = 1,189.$$

Hệ số rỗng của cát ở trạng thái chặt nhất:

$$\varepsilon_{\min} = \frac{\gamma_h}{\gamma_{k\max}} - 1 = \frac{26,60}{16,80} - 1 = 0,583.$$

Độ chặt D của đất sẽ là:

$$D = \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_0}{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\min}} = \frac{1,189 - 0,612}{1,189 - 0,583} = 0,95.$$

Vậy $1 > D = 0,95 > 0,67$, do đó cát ở trạng thái chặt.

§1.4. PHÂN LOẠI ĐẤT XÂY DỰNG

I. Nội dung và mục đích phân loại đất

Đất hình thành và tồn tại trong thiên nhiên rất phức tạp và đa dạng gồm nhiều loại khác nhau. Với mục đích xây dựng, các loại đất được đặt tên, sắp xếp và phân loại theo một hệ thống chặt chẽ logic vừa phù hợp mục đích xây dựng công trình, vừa phản ánh đúng thực tế khách quan đất là một sản phẩm lịch sử tự nhiên. Đặt tên và phân loại đất nhằm mục đích:

- Làm cơ sở để chọn phương pháp nghiên cứu đất thích hợp và đánh giá đất phù hợp với thực tế khách quan.

- Do đó có phương pháp sử dụng đúng đắn các loại đất vào việc xây dựng công trình.

- Giúp những người làm công tác khoa học kỹ thuật ở các ngành xây dựng khác nhau quan tâm nghiên cứu và sử dụng đất vào mục đích công trình có những khái niệm và hiểu biết thống nhất để dễ dàng giao lưu trao đổi.

II. Tiêu chuẩn phân loại đất

Quy định tiêu chuẩn dùng để đặt tên đất là vấn đề quan trọng nhất trong công tác phân loại đất. Tiêu chuẩn dùng để đặt tên đất phải đảm bảo hai yêu cầu:

- Phản ánh đầy đủ nhất, khách quan nhất các đặc điểm của đất như là một sản phẩm lịch sử tự nhiên thường xuyên chịu ảnh hưởng của môi trường xung quanh.

- Phù hợp với mục đích sử dụng đất vào xây dựng công trình.

1. Tiêu chuẩn phân loại đất rời

Như đã nói, đất rời là loại đất chứa ít hạt sét, chủ yếu chứa nhiều hạt thô lớn hơn hạt bụi. Thành phần khoáng vật thường là khoáng vật nguyên sinh.

Đối với các đất rời, thì độ lớn và cấp phối của hạt có khả năng phản ánh được đầy đủ các tính chất cơ học của chúng như tính thấm, tính ép co và tính chống trượt v.v... Do đó, đối với loại đất này, việc dùng cách phân loại theo độ lớn và thành phần cấp phối hạt là tương đối thích hợp.

Bảng 1.6 là tiêu chuẩn phân loại đất rời. Cần chú ý rằng, căn cứ bảng 1.6 kết hợp với chỉ tiêu D đánh giá trạng thái độ chặt của đất cát như đã nêu, chúng ta sẽ có một khái niệm tương đối đầy đủ về tính chất cơ học của một loại đất cát nào đó dùng làm nền công trình.

Bảng 1.6. Tiêu chuẩn phân loại đất rời

Tên đất	Tiêu chuẩn phân loại
Đất hòn lớn Dăm, cuội Sỏi, sạn	Trọng lượng hạt có đường kính lớn hơn 10 mm chiếm trên 50%. Trọng lượng hạt có đường kính lớn hơn 2 mm chiếm trên 50%.
Đất cát Cát sỏi Cát to Cát vừa Cát nhỏ Cát bụi	Trọng lượng hạt có đường kính lớn hơn 2 mm chiếm trên 25%. Trọng lượng hạt có đường kính lớn hơn 0,5 mm chiếm trên 50%. Trọng lượng hạt có đường kính lớn hơn 0,25 mm chiếm trên 50%. Trọng lượng hạt có đường kính lớn hơn 0,1 mm chiếm bằng 75%. Trọng lượng hạt có đường kính lớn hơn 0,1 mm chiếm dưới 75%.
Chú thích: Để xác định tên đất theo bảng này cần cộng dồn số phần trăm lượng chứa các hạt của đất nghiên cứu: bắt đầu từ những hạt có đường kính lớn hơn 10 mm sau đó là 2 mm tiếp đến là 0,5 mm v.v ... Tên loại đất được lấy theo chỉ tiêu thoả mãn đầu tiên trong trình tự sắp xếp tên gọi trong bảng.	

2. Tiêu chuẩn phân loại đất dính

Đối với các loại đất dính, bao gồm đất á cát, đất á sét và đặc biệt đất sét là những đất có tính chất phụ thuộc chủ yếu vào thành phần khoáng, mức độ phân tán của hạt đất, thành phần ion trao đổi, và nhất là thành phần ion trong nước cũng như tác dụng lẫn nhau giữa các hạt đất và nước, thì cách phân loại theo độ lớn và thành phần cấp phối hạt là bị hạn chế vì như vậy không phản ánh đầy đủ các tính chất của đất dính.

Như đã biết, chỉ số dẻo phản ánh được tương đối toàn diện các nhân tố ảnh hưởng tới tính chất của đất dính, do đó phân loại đất dính làm nền công trình theo chỉ số dẻo là tương đối thích hợp. Tiêu chuẩn phân loại đất dính theo chỉ số dẻo được nêu trong bảng 1.7.

Cũng cần chú ý thêm rằng, với tiêu chuẩn phân loại đất dính theo chỉ số dẻo nêu trong bảng 1.7, kết hợp với chỉ tiêu độ sệt B đánh giá trạng thái đất dính nêu trong bảng 1.4, chúng ta sẽ có khái niệm tương đối đầy đủ về tính chất cơ học của một loại đất dính dùng làm nền công trình. Mặt khác, giữa chỉ số dẻo và lượng chứa nhóm hạt sét có quan hệ với nhau, do đó bảng 1.7 cũng nêu lên kết quả nghiên cứu về quan hệ đó, coi như cách phân loại đất theo thành phần hạt đơn giản có thể tham khảo được.

Bảng 1.7. Tiêu chuẩn phân loại đất dính

Tên đất	Chỉ số dẻo A	Lượng chứa nhóm hạt sét (%)
Đất sét	$A > 17$	Lớn hơn 30
Á sét	$17 \geq A > 7$	$30 \div 10$
Á cát	$7 \geq A \geq 1$	$10 \div 3$

Trên đây chỉ mới đề cập tới hệ thống phân loại đất dùng làm nền công trình (bảng 1.6 và bảng 1.7). Với các hệ thống phân loại đất chuyên ngành chẳng hạn dùng cho công trình xây dựng giao thông đường bộ, công trình xây dựng đê đập và sân bay v. v... đề nghị tham khảo các tài liệu liên quan.

Bài tập mẫu 1.5

Kết quả thí nghiệm một mẫu đất cho biết giới hạn chảy $\omega_{ch} = 58\%$, giới hạn dẻo $\omega_d = 37\%$ và độ ẩm tự nhiên $\omega_0 = 39\%$. Hỏi tên loại đất đó và sơ bộ đánh giá khả năng dùng làm nền công trình của nó.

Bài giải

Chỉ số dẻo của đất đó (công thức (1.29)):

$$A = \omega_{ch} - \omega_d = 58 - 37 = 21.$$

Theo bảng 1.7, đất đó thuộc loại đất sét.

Độ sệt của đất đó (công thức (1.30)):

$$B = \frac{\omega_0 - \omega_d}{A} = \frac{39 - 37}{21} = 0,095.$$

Vậy theo bảng 1.4, đất sét này ở trạng thái nửa rắn, do đó nói chung có khả năng dùng làm nền công trình được.

Chương 2

TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT

Trong chương 1, chúng ta đã biết đất có một số đặc điểm chủ yếu như:

- Đất là môi trường rời rạc phân tán có tính rỗng cao do cấu tạo hạt tạo nên. Trong lỗ rỗng thường chứa nước và khí.
- Cường độ liên kết giữa các hạt rất nhỏ so với cường độ bản thân hạt.

Do những đặc điểm đó nên đất có một số tính chất sau đây khi chịu lực và tải trọng:

- Dưới tác dụng của chênh lệch cột nước, nước có khả năng thấm qua lỗ rỗng liên thông với nhau trong đất.
- Dưới tác dụng của ngoại lực hoặc trọng lượng bản thân, đất bị nén lún, lỗ rỗng trong đất bị thu hẹp làm cho đất giảm nhỏ thể tích và chặt lại.
- Khi chịu tác dụng của lực cắt, khối đất có khả năng chống lại sự trượt nhờ lực ma sát, lực liên kết và lực cản do sự xen cài của các hạt đất.
- Khi đầm, đất có khả năng chặt lại.

Đó là các tính chất của đất do lực và tải trọng gây ra, gọi là tính chất cơ học của đất.

Trong chương này sẽ lần lượt trình bày những tính chất cơ học nói trên.

§2.1. TÍNH THẤM CỦA ĐẤT

I. Mở đầu

Dưới tác dụng của trọng lực, nước có thể xuyên qua lỗ rỗng trong đất để chuyển động như trong hình 2.1. Sau khi dòng nước bị đập đất hoặc cống chặn lại, nước từ thượng lưu sẽ chảy về hạ lưu xuyên qua thân đập (hình 2.1a) hoặc nền đập (hình 2.1b). Dưới tác dụng của độ dốc thủy lực, nước có khả năng chuyển động xuyên qua lỗ rỗng liên thông nhau trong đất. Hiện tượng này gọi là hiện tượng thấm của đất. Tính chất bị nước thấm qua gọi là tính thấm của đất.

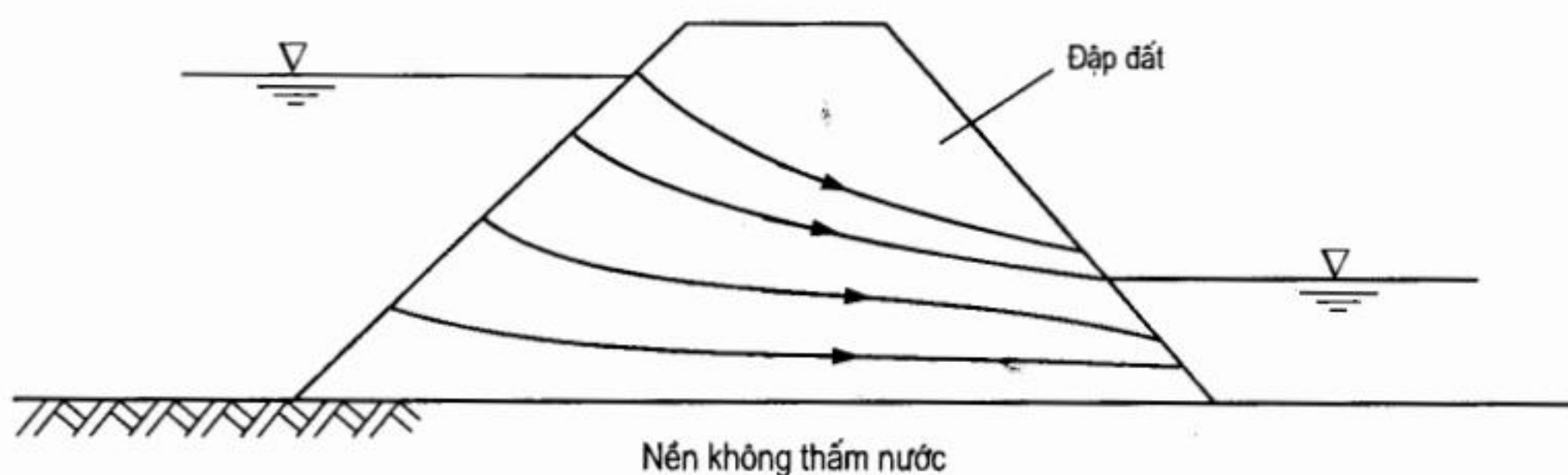
Sự thấm nước của đất dẫn đến hai vấn đề:

- Một là vấn đề mất nước, liên quan đến hiệu quả tích nước của đập, cống và liên quan đến hiệu quả dẫn nước và tưới nước của kênh dẫn. Mất nước sẽ làm giảm hiệu quả của hai nhiệm vụ trên.
- Hai là vấn đề ổn định thấm của đất. Dòng thấm có khả năng gây mất ổn định của khối đất (thân đập đất, nền đất v.v...) dẫn đến phá hoại công trình.

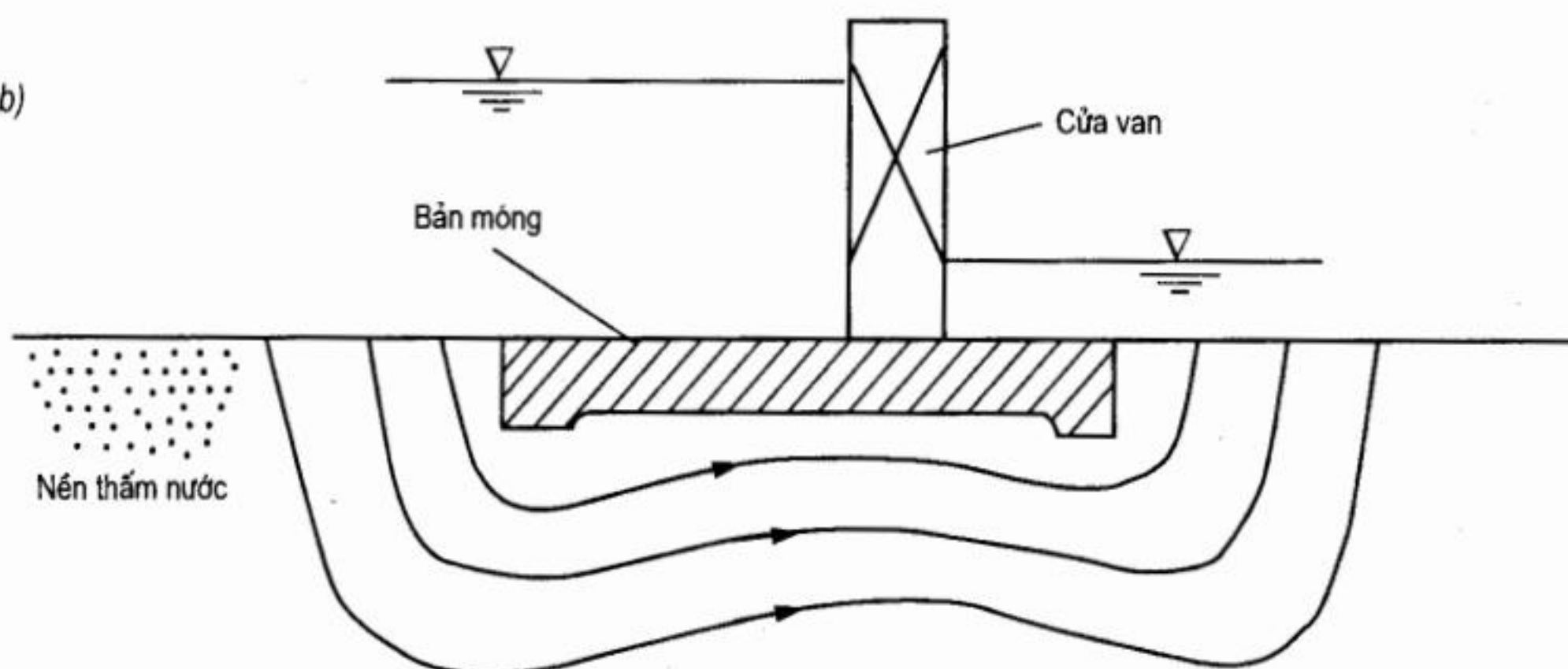
Vấn đề liên quan đến tích nước và dẫn nước được đề cập ở các bộ môn thủy lực và công trình thủy công.

Dưới đây trình bày định luật cơ bản về thấm, phương pháp xác định hệ số thấm và các nhân tố ảnh hưởng đến tính thấm để làm cơ sở cho việc nghiên cứu vấn đề ổn định thấm của khối đất và công trình.

a)



b)



Hình 2.1

II. Định luật thấm H.Darcy và phạm vi ứng dụng

1. Định luật thấm H.Darcy

Lỗ rỗng trong đất rất nhỏ, tuy đường rỗng liên thông với nhau nhưng không thẳng, trái lại rất quanh co, do đó tốc độ nước thấm qua lỗ rỗng rất chậm, thuộc loại thấm chảy tầng.

Năm 1856 nhà khoa học H.Darcy đã dựa vào kết quả thí nghiệm thấm đối với đất cát ở trạng thái chảy tầng đã phát hiện quan hệ giữa vận tốc thấm và độ dốc thủy lực là quan hệ đường thẳng, chúng tỷ lệ thuận với nhau như sau:

$$v = ki \quad (2.1)$$

hoặc:

$$q = kiF \quad (2.2)$$

Trong đó:

v - vận tốc thấm (cm/s),

q - lưu lượng thấm (cm^3/s),

i - độ dốc thủy lực,

F - diện tích mặt cắt mẫu đất vuông góc với dòng thấm (cm^2),

k - hệ số tỷ lệ, gọi là hệ số thấm.

Khi $i = 1$ thì $v = k$, điều đó chứng tỏ k là vận tốc thấm khi độ dốc thủy lực bằng đơn vị. k là vận tốc thấm biểu thị tính thấm mạnh yếu, có đơn vị cm/s , cùng đơn vị với vận tốc.

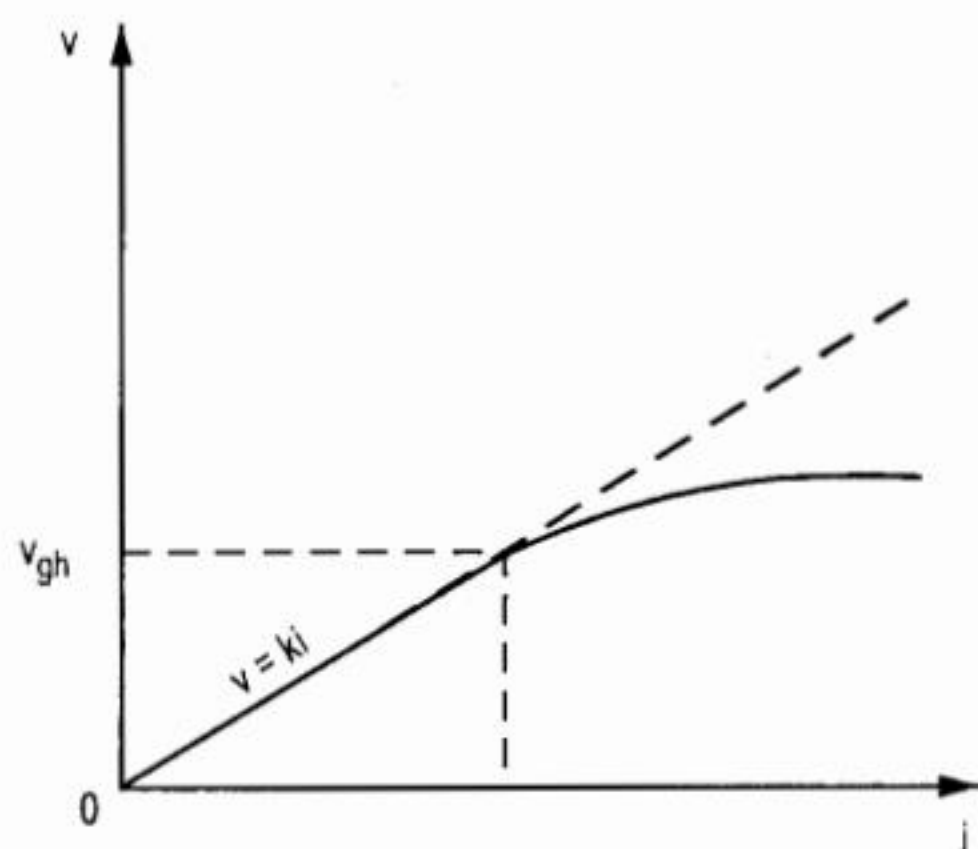
Quan hệ tuyến tính giữa vận tốc thấm v và độ dốc thủy lực i đã được thực tế chứng minh. Đó là định luật thấm cơ bản của nước thấm trong đất, gọi là định luật H.Darcy.

Cần lưu ý rằng vì nước chỉ thấm qua diện tích các lỗ rỗng chứ không phải thấm qua toàn bộ diện tích mặt cắt ngang của đất, do đó vận tốc thấm thực tế lớn hơn vận tốc thấm tính theo công thức (2.1). Tuy nhiên để đơn giản và thuận tiện, trong thiết kế công trình thường vẫn dùng vận tốc v để tính toán.

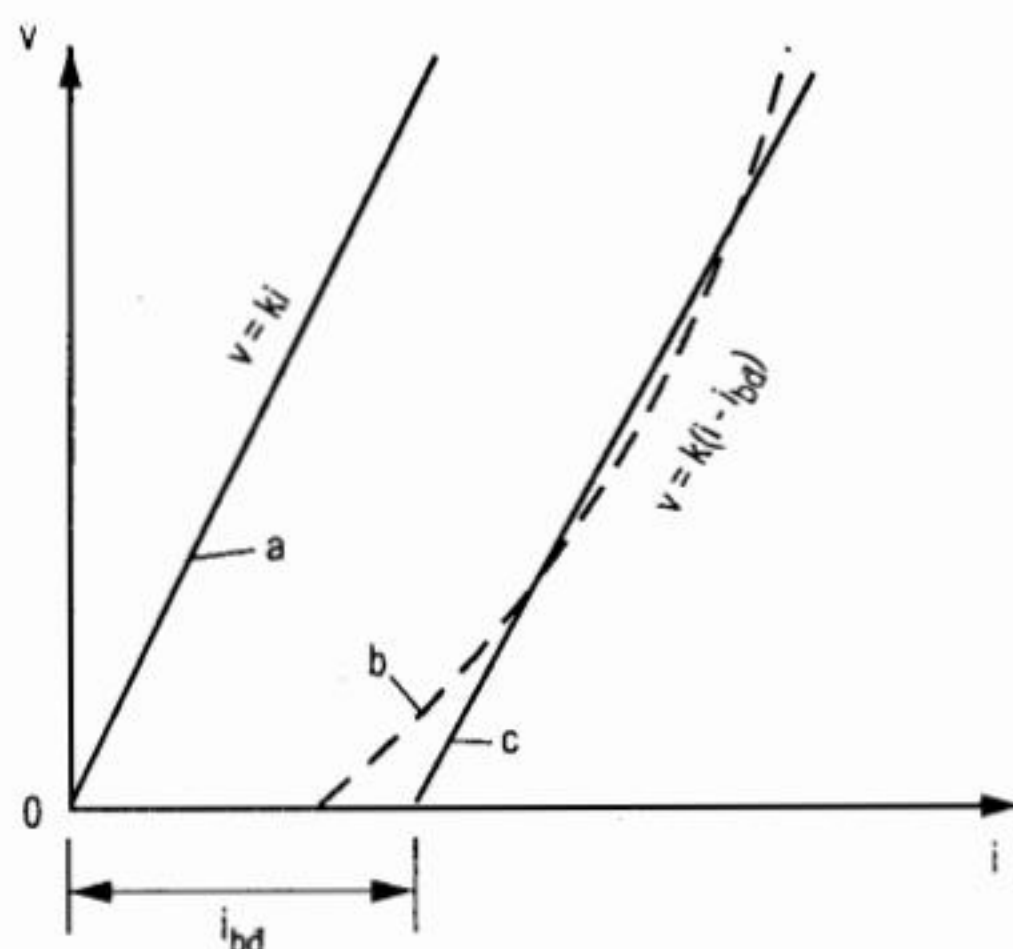
2. Phạm vi ứng dụng của định luật H.Darcy

Nhiều kết quả nghiên cứu thí nghiệm cho thấy với đất hạt thô (chẳng hạn nền cuội sỏi, đập đá đổ v.v ...) vận tốc thấm sẽ tăng lên. Nếu khi vượt quá trị số vận tốc giới hạn (v_{gh}) thì v và i có quan hệ phi tuyến, biểu thị quy luật thấm chảy rối (hình 2.2). Lúc đó định luật thấm chảy tầng không áp dụng được nữa.

Với đất cát và đất sét kém chặt, quy luật thấm rất phù hợp với định luật Darcy như đường a trên hình 2.3.



Hình 2.2



Hình 2.3

Còn với đất sét chặt, do sự cản trở của nước màng bao quanh hạt khiến quy luật thấm đổi khác so với định luật thấm Darcy như đường b trên hình 2.3. Từ đó thấy rằng khi độ dốc thủy lực còn bé quan hệ giữa v và i không phải là đường thẳng, thậm chí khi i còn quá bé sự thấm không xuất hiện. Chỉ khi độ dốc thủy lực đủ lớn đạt trị số i_{bd} đủ khả năng

$$v = k(i - i_{bd}) \quad (2.3)$$

III. Hệ số thẩm và phương pháp xác định

Hệ số thấm là một trong những chỉ tiêu cơ học thường dùng để tính toán thấm qua công trình. Dưới đây sẽ trình bày tóm tắt phương pháp xác định hệ số thấm và những nhân tố ảnh hưởng đến hệ số thấm của đất.

Hệ số thấm của đất có thể xác định bằng thí nghiệm trong phòng hoặc ngoài trời. Công tác thí nghiệm ngoài trời được trình bày trong môn địa chất công trình và địa chất thủy văn. Ở đây chỉ giới thiệu nguyên lý và phương pháp xác định hệ số thấm trong phòng bằng thiết bị thí nghiệm thấm với cột nước không đổi và cột nước thay đổi. Thí nghiệm thấm với cột nước không đổi dùng cho đất có tính thấm lớn ($k > 10^{-3}$ cm/s) ví dụ đất cát, còn với cột nước thay đổi dùng cho đất có tính thấm bé ($k < 10^{-3}$ cm/s) ví dụ đất hạt bụi và đất sét.

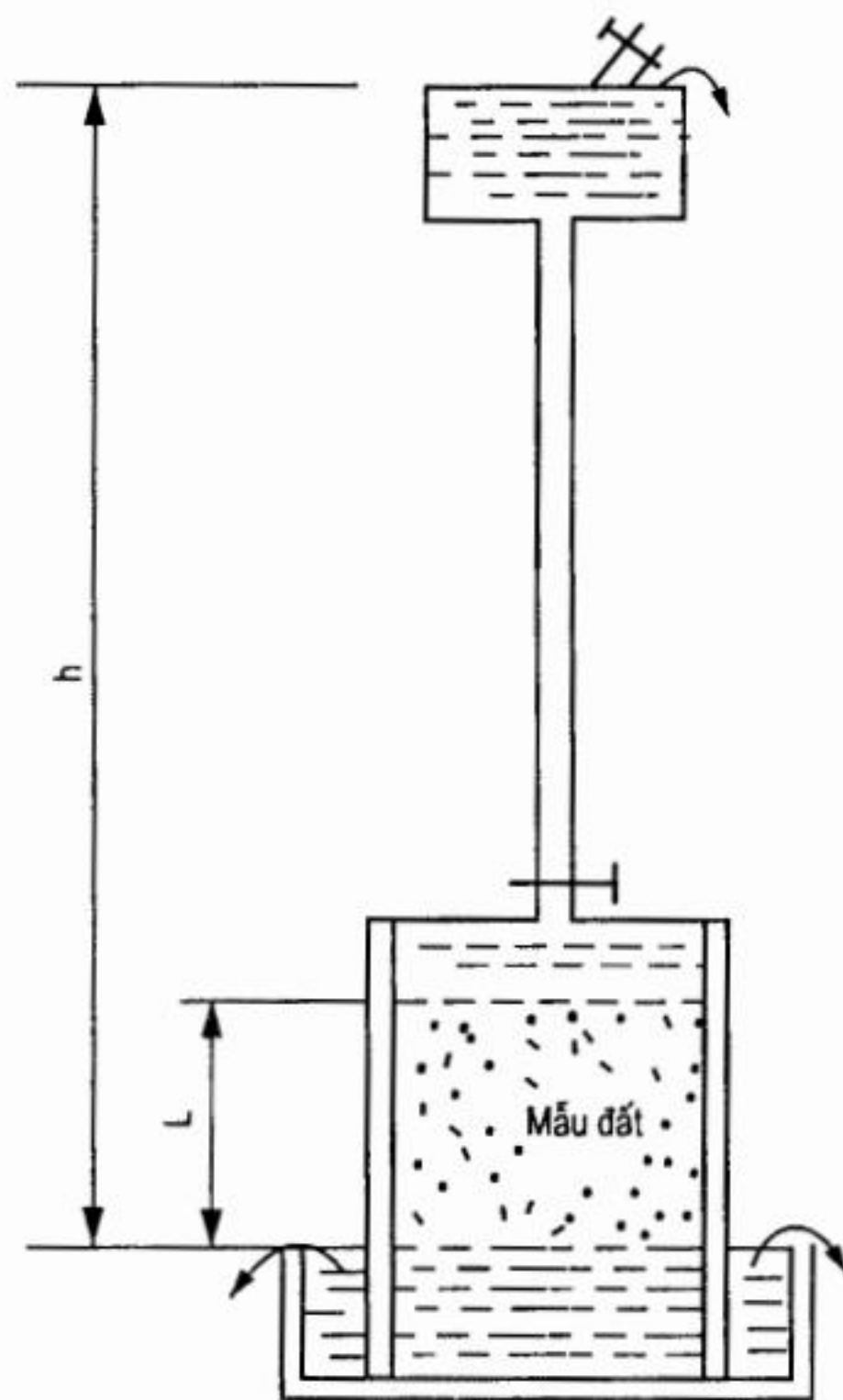
1. Thí nghiệm thấm với cột nước không đổi

Sơ đồ thí nghiệm thấm với cột nước không đổi trình bày trên hình 2.4. Trong đó mẫu đất thí nghiệm có chiều dài L và diện tích mặt cắt F . Trong quá trình thí nghiệm cột nước giữ không đổi. Muốn xác định hệ số thấm k , khi thí nghiệm tiến hành đo thể tích nước thấm qua mẫu đất Q trong thời gian t sau đó dùng định luật Darcy để tính ra hệ số thấm k như sau:

$$k = \frac{v}{i} = \frac{Q}{Ft_i} = \frac{Q}{Ft} \cdot \frac{L}{h} \quad (2.4)$$

2. Thí nghiệm thấm với cột nước thay đổi

Đất sét có tính thấm rất bé do đó lượng nước thấm qua mẫu đất rất bé và khó xác định chính xác. Muốn có lượng nước thấm qua mẫu đất lớn đòi hỏi thời gian phải rất dài. Do vậy với đất sét cần tiến hành thí nghiệm thấm với cột nước thay đổi mới thích hợp. Sơ đồ thí nghiệm thấm với cột nước thay đổi ở hình 2.5.

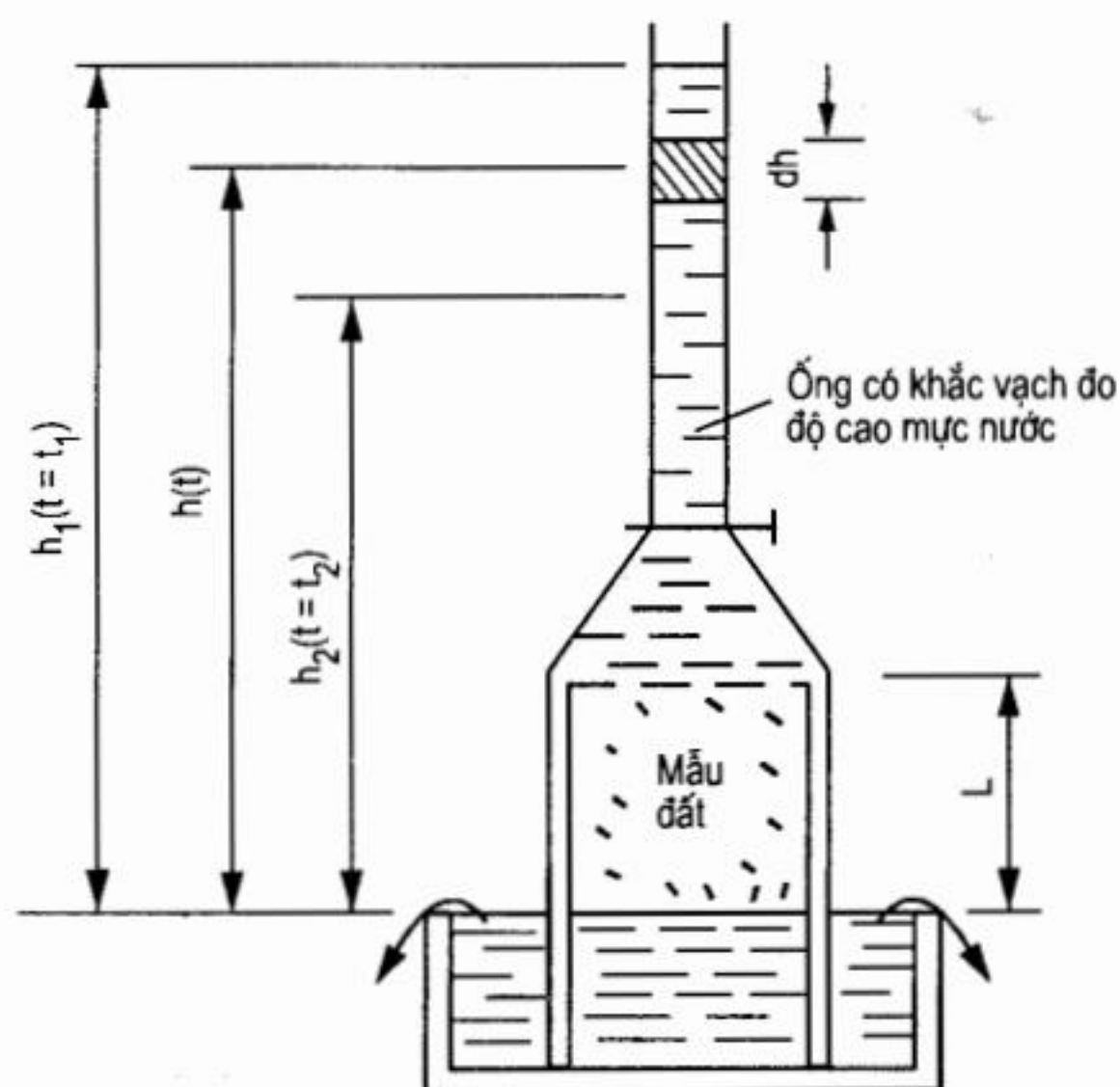


Hình 2.4

Trong quá trình thí nghiệm cột nước sẽ thay đổi theo thời gian. Ở thời điểm t cột nước là h . Sau một khoảng thời gian dt thể tích nước thấm qua mẫu đất là dQ ứng với cột nước trong ống (có tiết diện a) hạ thấp xuống một đoạn là dh , ta có:

$$dQ = - a dh. \quad (a)$$

Dấu âm (-) trong công thức biểu thị thể tích nước thấm qua mẫu đất dQ tăng lên khi cột nước h hạ thấp. Ở thời điểm t cột nước là h , độ dốc thủy lực lúc đó là $i = \frac{h}{L}$ (L - độ dài của mẫu đất).



Hình 2.5

Mặt khác theo định luật Darcy ta có:

$$dQ = kiFdt = k \frac{h}{L} Fdt \quad (b)$$

Từ (a) = (b) nhận được:

$$dt = - \frac{aLdh}{kFh}$$

$$\int_{t_1}^{t_2} dt = - \frac{aL}{kF} \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h}$$

Kết quả

$$t_2 - t_1 = \frac{aL}{kF} \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Từ đó suy ra:} \\ \text{hoặc} \end{array} \right\} \begin{array}{l} k = \frac{aL}{F(t_2 - t_1)} \ln \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \\ k = 2,3 \frac{aL}{F(t_2 - t_1)} \log \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \end{array} \quad (2.5)$$

Hệ số thấm của các loại đất thường gặp cho ở bảng 2.1.

Bảng 2.1. Hệ số thấm của các đất thường gặp

Loại đất	Hệ số thấm k (cm/s)
Sét	$< 6.10^{-6}$
Á sét	$6.10^{-6} \div 1.10^{-4}$
Á sét nhẹ	$1.10^{-4} \div 6.10^{-4}$
Cát bụi	$6.10^{-4} \div 1.10^{-3}$
Cát nhỏ	$1.10^{-3} \div 6.10^{-3}$
Cát vừa	$6.10^{-3} \div 2.10^{-2}$
Cát thô	$2.10^{-2} \div 6.10^{-2}$
Dăm	$6.10^{-2} \div 1.10^{-1}$
Sỏi	$1.10^{-1} \div 6.10^{-1}$

Hệ số thấm vừa là tiêu chuẩn để phân biệt tính thấm mạnh yếu của đất nền vừa là căn cứ để chọn đất đắp đập.

Căn cứ hệ số thấm thường chia đất thành ba loại:

- Đất nền thấm mạnh khi $k > 10^{-2} \text{cm/s}$.
- Đất nền thấm trung bình khi $k = 10^{-3} \div 10^{-5} \text{cm/s}$.
- Đất nền thấm yếu hoặc không thấm khi $k < 10^{-6} \text{cm/s}$.

Nếu sử dụng đất để đắp đập thì chọn như sau:

- Đất có hệ số thấm tương đối nhỏ ($k < 10^{-5} \text{cm/s}$) dùng để đắp các bộ phận chống thấm của đập.
- Đất có hệ số thấm tương đối lớn ($k > 10^{-3} \text{cm/s}$) dùng để đắp các bộ phận khác của thân đập.

IV. Các nhân tố ảnh hưởng đến hệ số thấm

Nghiên cứu thực nghiệm cho thấy, có nhiều nhân tố ảnh hưởng đến hệ số thấm của đất. Sau đây là những nhân tố chủ yếu.

1. Kích thước và cấp phối hạt

Kích thước của hạt và cấp phối hạt có ảnh hưởng lớn đến hệ số thấm của đất. Chẳng hạn hàm lượng hạt sét và hạt bụi trong đất cát nhiều lên sẽ làm giảm hệ số thấm rõ rệt (hình 2.6).

Theo kinh nghiệm, hệ số thấm của đất cát sỏi có đường kính hạt trong phạm vi $0,1 \div 3$ mm tỷ lệ với bình phương của đường kính có hiệu quả, tức là:

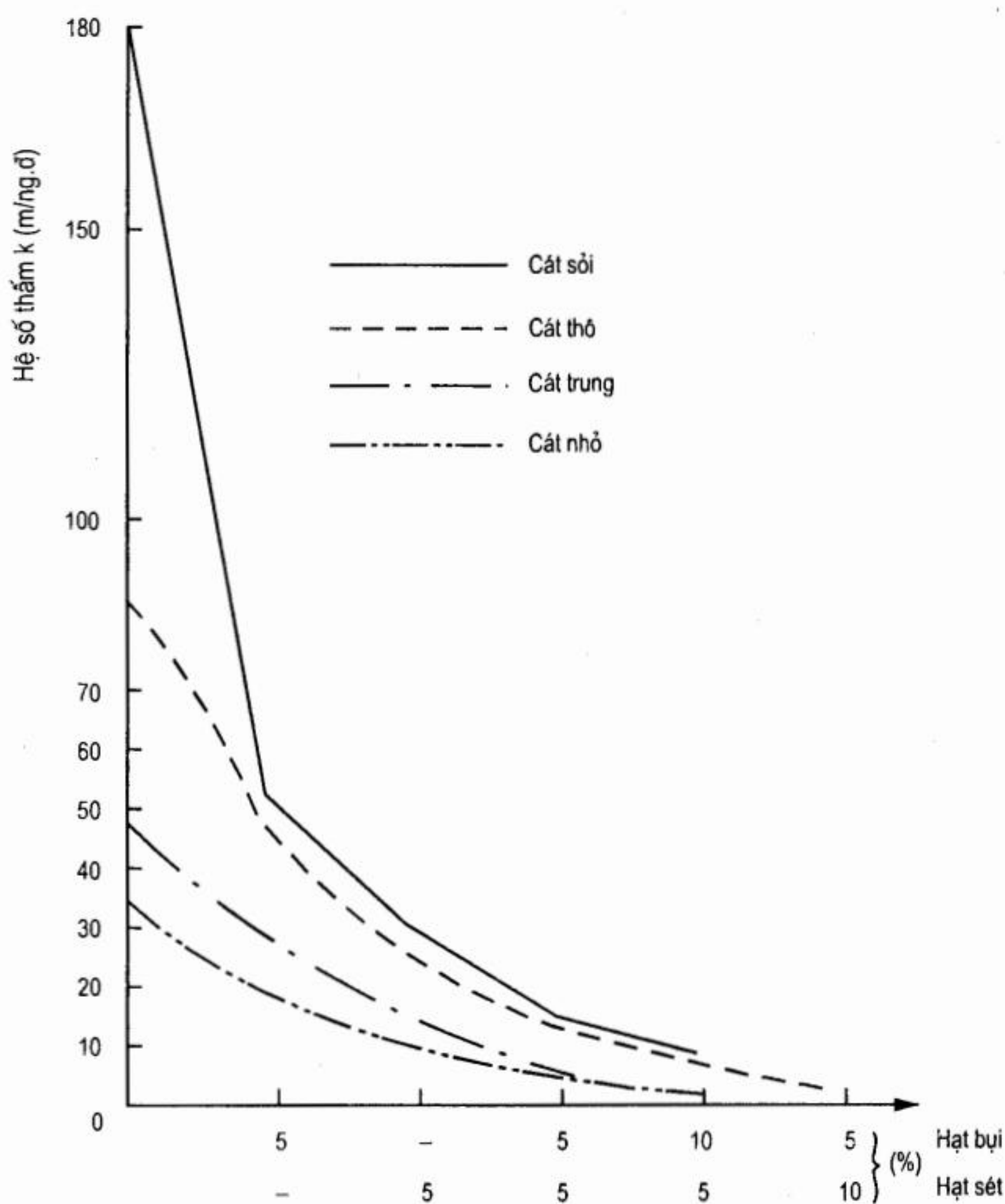
$$k = c_1 d_{10}^2 \quad (2.6)$$

Trong đó:

c_1 - hằng số thay đổi từ $100 \div 150$.

k - hệ số thấm của cát (cm/s).

d_{10} - đường kính có hiệu quả (cm).



Hình 2.6. Ảnh hưởng của hạt bụi và hạt sét đến hệ số thấm k

2. Hệ số rỗng

Hệ số rỗng của đất là nhân tố ảnh hưởng có tính chất quyết định đến hệ số thấm của đất. Độ chặt của đất tăng tức là hệ số rỗng của đất giảm, hệ số thấm của đất sẽ bé.

3. Nước kết hợp mặt ngoài hạt đất

Sự tồn tại dạng nước màng bao quanh hạt đất khiến lỗ rỗng bị thu hẹp làm giảm tính thấm của đất. Ảnh hưởng này rất rõ rệt trong trường hợp đất dính.

4. Bọc khí kín trong đất

Trong đất có tồn tại những bọc khí kín không thông với khí trời. Những bọc khí đó gây tắc nghẽn đường rỗng trong đất làm cho nước khó thấm qua. Bọc khí càng nhiều, tính thấm nước càng giảm, hệ số thấm càng bé. Hệ số thấm thay đổi theo hàm lượng bọc khí kín tồn tại trong đất.

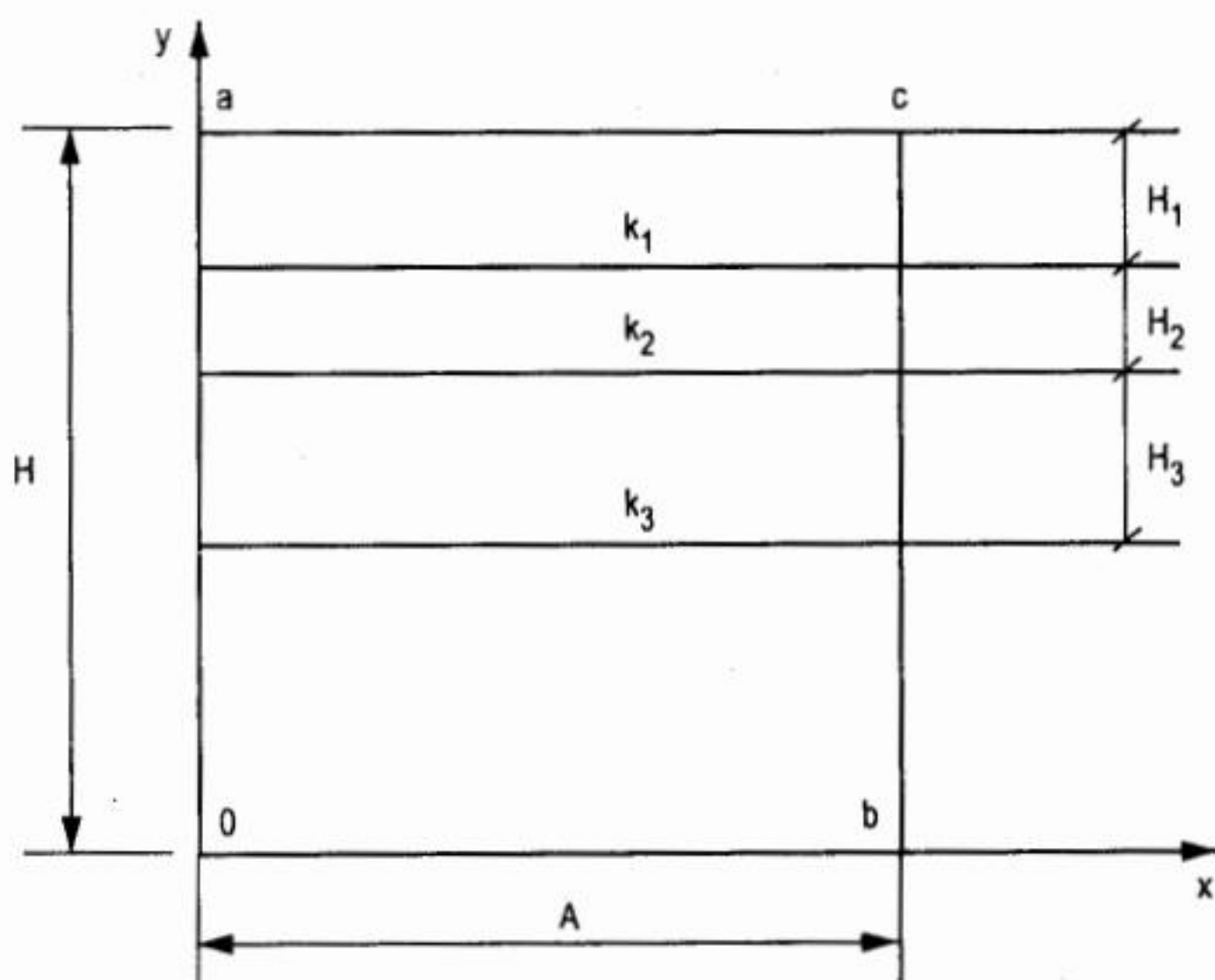
Ngoài những nhân tố trên, hệ số nhớt của nước, sự tồn tại của chất hữu cơ, các hạt keo trong đất đều gây ảnh hưởng đến hệ số thấm.

V. Tính thấm của đất thành lớp

Trong thiên nhiên đất trầm tích tạo thành lớp, mỗi lớp có độ dày và hệ số thấm khác nhau. Đập đất thi công theo phương pháp đầm nén cũng tạo thành lớp.

Khi nghiên cứu tính thấm của tầng đất có nhiều lớp cần xác định hệ số thấm của mỗi lớp riêng biệt, sau đó dùng công thức để xác định hệ số thấm trung bình của toàn bộ tầng đất.

Trên hình 2.7 là tầng đất nền có nhiều lớp, mỗi lớp được coi là đồng chất. Hệ số thấm của các lớp là $k_1, k_2, k_3 \dots$ và độ dày là $H_1, H_2, H_3 \dots$



Hình 2.7

1. Hệ số thấm khi dòng thấm song song với mặt lớp

Chẳng hạn dưới tác dụng của độ chênh cột nước h , nước chảy vào mặt cắt oa và đi ra ở mặt cắt cb với diện tích mặt cắt là $F = H \times 1$ (hình 2.7). Hai mặt cắt cách nhau một đoạn là A , khoảng cách đó chính là độ dài đường thấm. Độ dốc thủy lực sẽ là $i = \frac{h}{A}$.

Gọi q_x là tổng lưu lượng nước chảy qua toàn bộ tầng đất nền, ta có:

$$q_x = q_1 + q_2 + q_3 + \dots \quad (a)$$

Trong đó: $q_1, q_2, q_3, \dots$ là lưu lượng chảy qua mỗi lớp đất 1, 2, 3....

Theo định luật Darcy $q = kiF$ trong đó $F = H \times 1$ do đó công thức (a) trở thành:

$$k_x i H = k_1 i H_1 + k_2 i H_2 + k_3 i H_3 + \dots \quad (b)$$

Lược bỏ i ở hai vế sẽ nhận được:

$$k_x = \frac{k_1 H_1 + k_2 H_2 + k_3 H_3 + \dots}{H}$$

Có thể viết gọn:

$$k_x = \sum_{i=1}^n \frac{k_i H_i}{H} \quad (2.7)$$

Trong đó: $i = 1, 2, 3 \dots n$.

Trên đây là công thức xác định hệ số thấm trung bình của tầng đất có nhiều lớp theo phương pháp bình quân gia quyền.

2. Hệ số thấm khi dòng thấm vuông góc với mặt lớp

Trong trường hợp này tổng độ dài đường thấm là $H = H_1 + H_2 + H_3 + \dots$

Tổng độ dốc thủy lực là $i = \frac{h}{H}$ và độ dốc thủy lực đối với mỗi lớp riêng biệt là

$$i_1 = \frac{h_1}{H_1}, i_2 = \frac{h_2}{H_2}, i_3 = \frac{h_3}{H_3}, \dots$$

Trong đó: $h = h_1 + h_2 + h_3 + \dots$

hoặc: $H.i = H_1 i_1 + H_2 i_2 + H_3 i_3 + \dots \quad (a)$

Mặt khác tổng lưu lượng nước chảy vuông góc với tầng đất nền cũng bằng lưu lượng chảy vuông góc qua mỗi lớp đất riêng biệt, tức là:

$$q_y = q_1 = q_2 = q_3 = \dots \quad (b)$$

Theo định luật Darcy $q = kiF$ trong đó $F = A \times l$ do đó (b) trở thành:

$$k_y i A = k_1 i_1 A = k_2 i_2 A = k_3 i_3 A = \dots \quad (c)$$

Lược bỏ A ở hai vế ta có:

$$k_y i = k_1 i_1 = k_2 i_2 = k_3 i_3 = \dots \quad (d)$$

Kết hợp (a) và (d) nhận được

$$k_y = \frac{H}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \frac{H_3}{k_3} + \dots} \quad (2.8)$$

Từ công thức (2.7) và (2.8) có thể chứng minh được hệ số thấm k_y nhỏ hơn k_x . Đất trầm tích trong thiên nhiên tạo thành lớp, hệ số thấm k_x lớn hơn k_y từ 2÷10 lần.

Bài tập mẫu 2.1

Thí nghiệm thấm trong phòng với cột nước không đổi của một mẫu cát nguyên dạng hạt mịn nhận được kết quả ghi ở bảng dưới đây:

Lần đo	1	2	3	4	5
Thời gian t (s)	60	120	160	240	300
Lượng nước thấm qua mẫu cát Q (cm ³)	18,1	35,1	53,3	73,2	92,2

Yêu cầu xác định hệ số thấm chuẩn k_{10} của cát đó.

Cho biết:	Chiều cao mẫu	$L = 6 \text{ cm.}$
	Độ chênh cột nước	$\Delta h = 3 \text{ cm.}$
	Tiết diện mẫu	$F = 100 \text{ cm}^2.$
	Nhiệt độ thí nghiệm	$T = 19^\circ\text{C.}$
	Hệ số hiệu chỉnh nhiệt độ	$N_{10} = 0,7 + 0,03T.$

Bài giải:

Xác định hệ số thấm k_T

Áp dụng công thức (2.4)

$$k_T = \frac{Q}{Fit}$$

Trong đó:

$$i - \text{độ dốc thủy lực, } i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{3}{6} = 0,5$$

k_T - hệ số thấm.

Đo lần 1

$$k_{19}^{(1)} = \frac{18,1}{100 \times 0,5 \times 60} = 6,033.10^{-3} \text{ cm/s}$$

Các lần đo tiếp theo

$$k_{19}^{(2)} = 5,850.10^{-3} \text{ cm/s}$$

$$k_{19}^{(3)} = 5,922.10^{-3} \text{ cm/s}$$

$$k_{19}^{(4)} = 6,10.10^{-3} \text{ cm/s}$$

$$k_{19}^{(5)} = 6,147.10^{-3} \text{ cm/s}$$

Hệ số thấm trung bình của 5 lần đo:

$$k_{19} = 6,01.10^{-3} \text{ cm/s}$$

Hệ số thấm chuẩn

$$k_{10} = \frac{k_{19}}{N_{10}} = \frac{6,01.10^{-3}}{0,7 + 0,03.19} = 4,73.10^{-3} \text{ cm/s.}$$

Bài tập mẫu 2.2

Thí nghiệm thấm trong phòng với cột nước thay đổi của 1 mẫu đất sét nguyên dạng nhận được kết quả ghi ở bảng dưới đây:

Lần đo	0	1	2	3	4	5
Độ cao cột nước h (cm)	100	95,4	93,9	91,2	88,7	86,1
Thời gian đo t (phút)	0	15	20	30	40	50

Yêu cầu xác định hệ số thấm chuẩn k_{10} của đất sét đó.

Cho biết: Độ cao mẫu $l = 2,0 \text{ cm}$.

Tiết diện mẫu $F = 33,3 \text{ cm}^2$.

Đường kính trong của ống đo độ cao cột nước $d = 0,6 \text{ cm}$.

Nhiệt độ thí nghiệm $T = 20^\circ\text{C}$.

Hệ số hiệu chỉnh $N_{10} = 0,7 + 0,03T$.

Bài giải

Xác định hệ số thấm k_T

Áp dụng công thức (2.5)

$$k_T = \frac{a.l}{F.\Delta t} \ln \frac{h_i}{h_{i+1}}$$

Trong đó:

$\Delta t = t_{i+1} - t_i$, $i = 0, 1, \dots, 5$.

h_i - độ cao cột nước ở thời gian t_i .

h_{i+1} - độ cao cột nước ở thời gian t_{i+1} .

a - tiết diện của ống đo độ cao cột nước.

$$a = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 0,2827 \text{ cm}^2.$$

Đo lần 1 $k_{20}^{(1)} = \frac{0,2827 \times 2,0}{33,3 \times 15 \times 60} \ln \frac{100}{95,4} = 8,88 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$

Các lần đo tiếp theo $k_{20}^{(2)} = 8,97 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$

$$k_{20}^{(3)} = 8,26 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$$

$$k_{20}^{(4)} = 7,87 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$$

$$k_{20}^{(5)} = 8,42 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$$

Hệ số thấm trung bình của 5 lần đo:

$$k_{20} = 8,48 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$$

Hệ số thấm chuẩn $k_{10} = \frac{k_{20}}{N_{10}} = \frac{8,48 \cdot 10^{-7}}{0,7 + 0,03 \cdot 20} = 6,52 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}.$

§2.2. TÍNH ÉP CO VÀ TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT

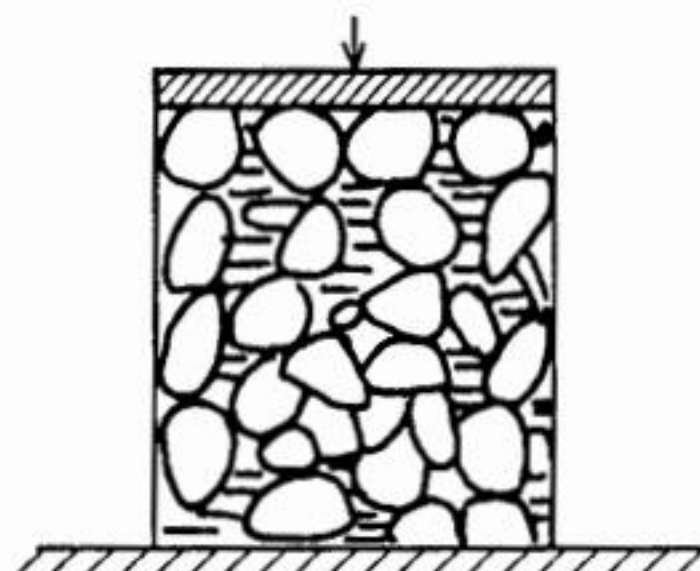
Nghiên cứu tính ép co và biến dạng của đất có ý nghĩa to lớn đối với việc tính toán và xác định độ lún của nền công trình và biến dạng của khối đất như đê, đập, nền đường v.v

Trong phần này sẽ lần lượt trình bày những khái niệm về tính ép co và biến dạng của đất, định luật cơ bản về ép co và nguyên lý biến dạng tuyến tính, những khái niệm về cố kết thấm và sự chuyển hoá ứng suất trong quá trình cố kết thấm v.v ... nhằm phục vụ cho các bài toán về biến dạng của khối đất và lún của công trình.

I. Khái niệm về tính ép co và tính biến dạng của đất

1. Tính ép co của đất

Đất gồm các hạt sắp xếp một cách tự nhiên trong quá trình hình thành đất tạo nên cốt đất có tính rỗng cao, trong lỗ rỗng có chứa nước và không khí. Chỗ tiếp xúc giữa các hạt có sự liên kết với nhau (hình 2.8).



Hình 2.8

Khi đất chịu tác dụng của tải trọng công trình (áp lực thường nhỏ hơn 600kN/m^2), trước hết cốt đất bị biến dạng tức thời, sau đó liên kết giữa các hạt đất bị phá vỡ, tiếp đến các hạt dịch chuyển do bị dồn nén dưới tác dụng của tải trọng khiến lỗ rỗng thu hẹp, thể tích mẫu đất bị giảm nhỏ và chặt lại.

Tính chất như vậy gọi là tính ép co của đất

Trên thực tế, bản thân hạt đất và nước trong lỗ rỗng bị ép co không đáng kể, thường nhỏ hơn $1/400$ lần độ ép co của mẫu đất, do đó có thể bỏ qua. Như vậy đất bị ép co và chặt lại chủ yếu là do lỗ rỗng bị thu hẹp.

Hiện tượng ép co xảy ra trong một thời gian nhất định sau đó mới kết thúc. Trong quá trình ép co, một bộ phận nước và khí trong đất đồng thời bị ép thoát ra ngoài.

2. Tính biến dạng của đất

Tính biến dạng của đất là tính biến đổi hình dạng của mẫu đất dưới tác dụng của tải trọng.

Tính ép co của đất làm cho thể tích giảm nhỏ và hình dạng mẫu đất thay đổi. Vậy tính ép co của đất cũng là nguyên nhân gây ra tính biến dạng của đất. Đây là loại biến dạng thể tích.

Mặt khác khi xét tính biến dạng của đất cũng đồng thời đưa vào khái niệm biến dạng (biến hình) như đã xét đối với các loại vật liệu liên tục trong bộ môn cơ học vật rắn biến dạng và lúc này đất cũng được coi là một vật thể liên tục đồng nhất đẳng hướng để nghiên cứu ứng suất và biến dạng.

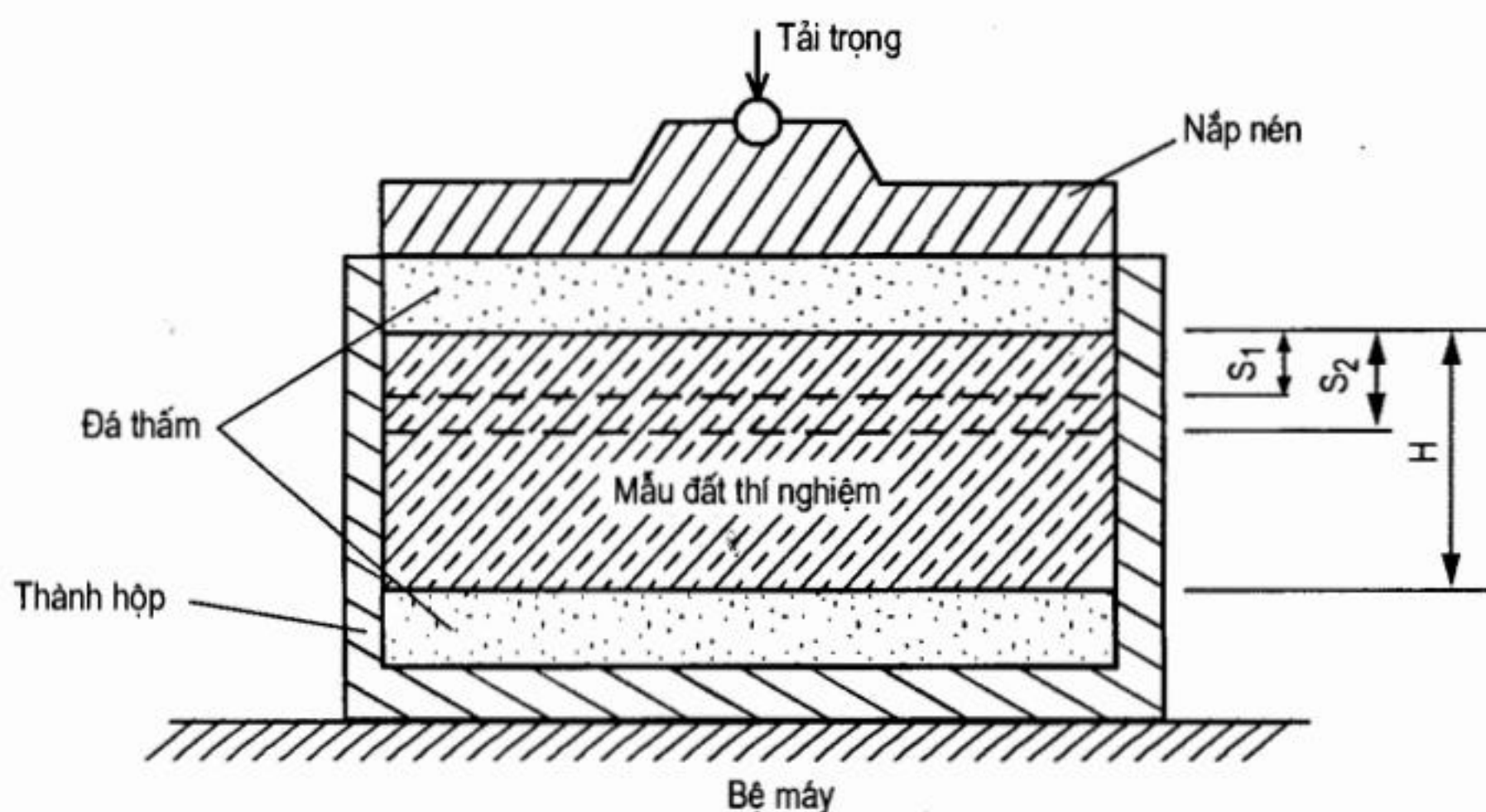
Ở đây sự biến dạng của vật thể được hiểu là dưới tác dụng của tải trọng, ứng suất tại các điểm trong vật thể bị biến đổi gây nên sự chuyển vị của các chất điểm. Chuyển vị này là nguyên nhân làm cho vật thể biến hình (biến dạng) nhưng không thay đổi thể tích (bỏ qua không xét sự thay đổi đó).

II. Thí nghiệm ép co không nở hông

Để nghiên cứu tính ép co của đất, hiện nay trong phòng thí nghiệm thường dùng phương pháp nén mẫu đất không cho nở hông. Trong thí nghiệm nén này, mẫu đất chỉ nén lún theo chiều thẳng đứng chứ không nở phình ra hai bên hông được vì bị thành hộp chặn lại (hình 2.9).

Đất bị nén trong điều kiện như vậy gọi là nén không nở hông. Rõ ràng phương pháp thí nghiệm này không thật phù hợp với tình hình chịu nén thực tế của đất trong công trình nhưng vì có giá trị sử dụng do đó phương pháp thí nghiệm này được dùng rộng rãi.

Khi thí nghiệm, mẫu đất được đưa vào hộp, trên và dưới mẫu đất đặt đá thấm để khi bị nén nước trong đất thoát qua đá thấm và ra ngoài theo các rãnh ở đáy hộp.



Hình 2.9. Sơ đồ thí nghiệm ép co không nở hông

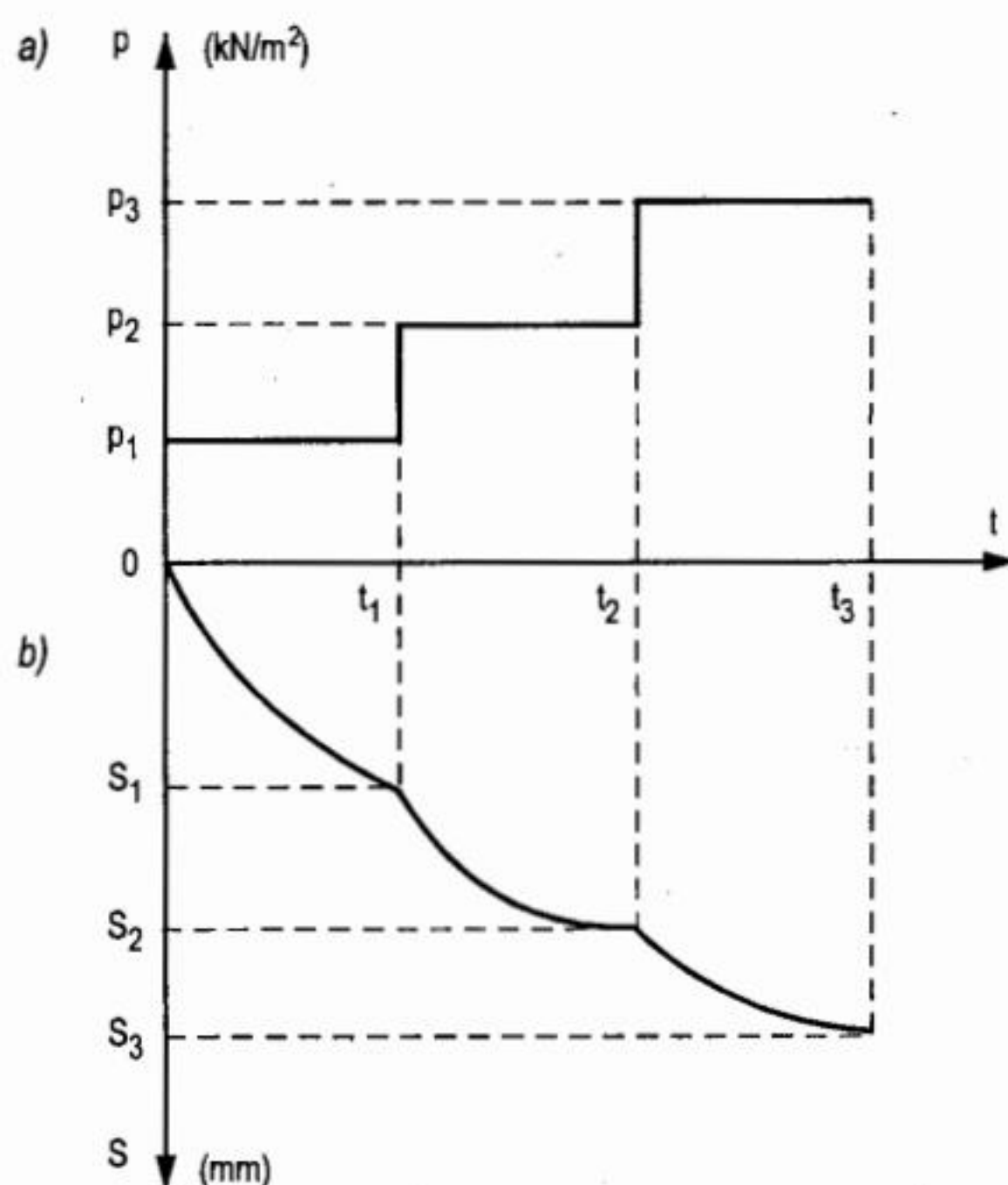
Thí nghiệm nén được thực hiện bằng cách tác dụng tải trọng thẳng đứng tăng dần từng cấp $p_1, p_2, p_3, \dots$

Trình tự thí nghiệm tiến hành như sau:

Tác dụng một lần tức thời tải trọng cấp p_1 , theo dõi và đo độ lún theo thời gian cho đến khi hiện tượng lún của mẫu đất kết thúc thì thôi. Trị số S_1 ghi trên sơ đồ thí nghiệm hình 2.9, đồ thị hình 2.10 là độ lún đo ở thời điểm lún đã kết thúc dưới tác dụng của cấp tải trọng p_1 . Tiếp tục làm thí nghiệm như vậy đối với cấp tải trọng $p_2, p_3, \dots$ sẽ nhận được kết quả ghi ở bảng dưới đây.

Kết quả thí nghiệm ép co không nở hông

p_i (kN/m ²)	0	p_1	p_2	p_3
S_i (mm)	0	S_1	S_2	S_3
ϵ_i	ϵ_0	ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3



Hình 2.10

Từ số liệu thực đo ở bảng trên vẽ được đường quan hệ $S \sim p$ ở hình 2.11.

- Biến dạng đàn hồi của cốt đất và của bản thân hạt đất.
- Biến dạng đàn hồi của các bọt khí kín có trong đất.

- Biến dạng đàn hồi của màng nước kết hợp bao quanh hạt đất.

Đất có tính sét càng lớn, biến dạng đàn hồi càng lớn. Đất rời có biến dạng đàn hồi nhỏ, có thể bỏ qua.

Khi tính toán lún của nền đất, phải xét đến loại biến dạng đàn hồi này do giảm tải khi đào hố móng gây nên.

Như đã biết, khi bị nén bản thân hạt đất coi như không bị ép co, thể tích các hạt đất luôn không đổi. Vậy sự ép co của mẫu đất dưới tác dụng của mỗi cấp tải trọng chủ yếu do lỗ rỗng thu hẹp và thường dùng sự biến đổi của hệ số rỗng ε để biểu thị, tức là dùng đường cong quan hệ $\varepsilon \sim p$ để biểu diễn kết quả thí nghiệm ép co không nở hông.

Nếu ký hiệu:

V_0 - thể tích mẫu đất ban đầu.

H - chiều cao mẫu đất ban đầu.

ε_0 - hệ số rỗng của mẫu đất ban đầu.

V_{h0} - thể tích hạt đất của mẫu đất ban đầu.

Ta có:
$$V_{h0} = \frac{1}{1 + \varepsilon_0} V_0 \quad (a)$$

và ký hiệu: V_i - thể tích mẫu đất sau khi đã bị ép co do tải trọng p_i .

S_i - độ lún của mẫu đất sau khi ép co.

ε_i - hệ số rỗng của mẫu đất sau khi ép co.

V_{hi} - thể tích các hạt của mẫu đất sau khi ép co.

Ta có:
$$V_{hi} = \frac{1}{1 + \varepsilon_i} V_i \quad (b)$$

Vì thể tích các hạt đất trước và sau khi nén không thay đổi do đó:

$$V_{h0} = V_{hi}$$

tức là
$$\frac{1}{1 + \varepsilon_0} V_0 = \frac{1}{1 + \varepsilon_i} V_i \text{ hoặc } \frac{1}{1 + \varepsilon_0} V_0 = \frac{1}{1 + \varepsilon_i} (V_0 - \Delta V)$$

Biến đổi và sắp xếp lại ta có:

$$\Delta V = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_0} V_0$$

hoặc:
$$\Delta V = \frac{V_0}{1 + \varepsilon_0} \Delta \varepsilon \quad (2.9)$$

Trong đó:

$$\Delta \varepsilon = \varepsilon_0 - \varepsilon_i$$

$\frac{V_0}{1 + \varepsilon_0}$ - thể tích hạt của mẫu đất, là hằng số.

Vậy từ công thức (2.9) có thể nhận thức rằng:

Khi mẫu đất bị ép co do thu hẹp lỗ rỗng là chủ yếu thì biến thiên thể tích (ΔV) của mẫu đất tỷ lệ bậc nhất với biến thiên của hệ số rỗng ($\Delta \varepsilon$).

Từ công thức (2.9) dễ dàng suy ra công thức tính S_i do cấp tải trọng p_i gây ra.

Thực vậy, trong công thức (2.9) $\Delta V = F.S_i$, $V_0 = F.H$ do đó ta có:

$$F.S_i = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_0} F.H$$

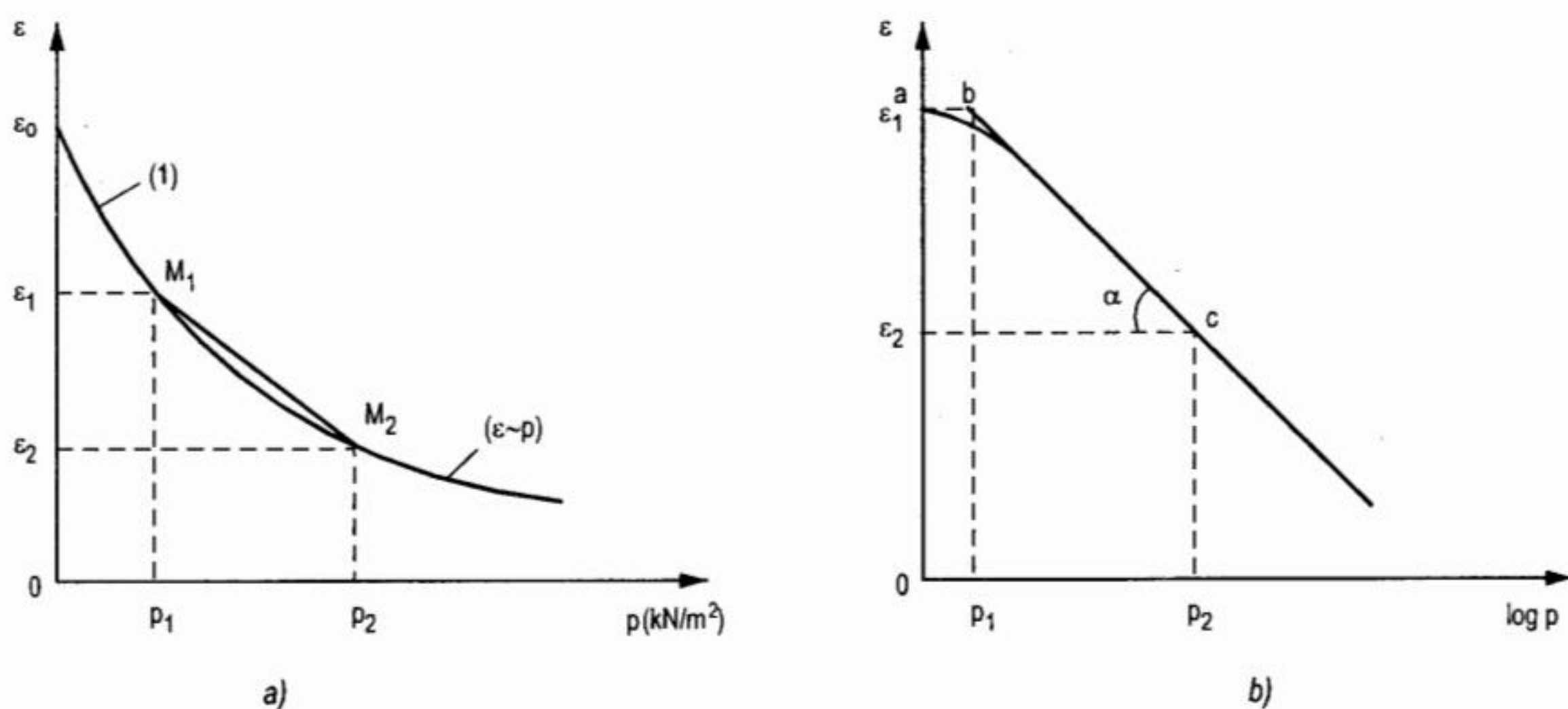
$$\text{hoặc:} \quad S_i = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_0} H \quad (2.10)$$

$$\text{Từ đó rút ra:} \quad \varepsilon_i = \varepsilon_0 - (1 + \varepsilon_0) \frac{S_i}{H} \quad (2.11)$$

Vì độ lún S_i đã đo được từ thí nghiệm ép co không nở hông do p_i gây ra do đó sẽ tính được ε_i bằng công thức (2.11) và lập được đường cong $\varepsilon \sim p$ (hình 2.13).

III. Định luật ép co không nở hông

Định luật ép co không nở hông được lập ra trên cơ sở phân tích đường cong ép co $\varepsilon \sim p$ trên hình 2.13a.



Hình 2.13

Khi biến thiên của áp lực không lớn (tương ứng với áp lực khoảng $100 \div 200 \text{ kN/m}^2$ do tải trọng công trình bình thường tác dụng lên nền đất thiên nhiên) thì có thể dùng đoạn thẳng $\overline{M_1M_2}$ để biểu thị một cách gần đúng đường cong ép co của đất. Phương trình của đoạn thẳng đó như sau:

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = a(p_2 - p_1)$$

$$\text{hoặc:} \quad \Delta\varepsilon = a\Delta p \quad (2.12)$$

Trong đó:

Δp - biến thiên áp lực.

$\Delta\varepsilon$ - biến thiên hệ số rỗng.

p_1 - cấp áp lực vốn có ban đầu.

p_2 - cấp áp lực sau khi tăng tải trọng.

a - hệ số ép co.

Biểu thức (2.12) là định luật ép co không nở hông, được phát biểu như sau:

Khi biến thiên áp lực ép co (Δp) không lớn thì biến thiên hệ số rỗng ($\Delta\varepsilon$) tỷ lệ bậc nhất với biến thiên áp lực ép co.

Hệ số ép co a có thể suy ra từ biểu thức (2.12) như sau:

$$a = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta p} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1} \quad (2.13)$$

Hệ số ép co a là một chỉ tiêu quan trọng biểu thị tính chất ép co của đất. Đường cong ép co $\varepsilon \sim p$ càng dốc, hệ số a càng lớn, điều đó biểu thị biến thiên áp lực Δp như nhau nhưng hệ số rỗng giảm xuống lớn hơn, tức là tính ép co của đất cao hơn.

Trong thực tế xây dựng thường dùng hệ số ép co với ký hiệu a_{1-2} (tức là hệ số ép co ứng với biến thiên áp lực từ $100 \div 200 \text{ kN/m}^2$) để phân chia các mức độ ép co của đất như sau:

$a_{1-2} < 0,1 \text{ MPa}^{-1}$ - đất có tính ép co thấp ($0,1 \text{ MPa}^{-1} = 0,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{kN}$)

$0,1 \text{ MPa}^{-1} \leq a_{1-2} < 0,5 \text{ MPa}^{-1}$ - đất có tính ép co vừa.

$a_{1-2} \geq 0,5 \text{ MPa}^{-1}$ - đất có tính ép co cao.

Cần lưu ý rằng, do đường cong ép co $\varepsilon \sim p$ không phải là đường thẳng, do đó hệ số ép co a không phải là hằng số đối với một loại đất mà tùy thuộc giá trị Δp và trị số áp lực vốn có ban đầu p_1 .

Nếu vẽ đường cong quan hệ giữa hệ số rỗng ε và áp lực p trong hệ tọa độ nửa loga (trục tung biểu diễn hệ số rỗng ε , trục hoành biểu diễn loga áp lực p) thì đường cong sẽ có dạng như hình 2.13b. Từ đó thấy rằng biến thiên của hệ số rỗng ε sẽ phụ thuộc tuyến tính với biến thiên của loga áp lực ($\log p$) như sau:

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = \operatorname{tg}\alpha(\log p_2 - \log p_1)$$

hoặc
$$\Delta\varepsilon = C_c.\log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) = C_c.\log\left(\frac{p_1 + \Delta p}{p_1}\right) \tag{2.14}$$

Trong đó: $C_c = \operatorname{tg}\alpha$ là hệ số góc của đường nén tuyến tính, được gọi là chỉ số ép co (không thứ nguyên).

Rõ ràng chỉ số ép co C_c là một hằng số đối với một loại đất, còn a là hệ số ép co có đơn vị m^2/kN và không phải là hằng số đối với một loại đất, mà tùy thuộc giá trị p_1 và Δp .

Bài tập mẫu 2.3

Thí nghiệm nén không nở hông 1 mẫu đất sét nguyên dạng có chiều cao $H = 2\text{ cm}$, với tải trọng nén $p = 150\text{ kN/m}^2$ gây ra độ lún ổn định $S = 0,266\text{ cm}$.

Yêu cầu xác định hệ số rỗng của mẫu đất sau khi nén và hệ số ép co a . Cho biết hệ số rỗng ban đầu của mẫu đất $\varepsilon_0 = 0,92$.

Bài giải

1. Xác định hệ số rỗng ε sau khi nén

Áp dụng công thức (2.11)

$$\varepsilon = \varepsilon_0 - (1 + \varepsilon_0) \frac{S}{H} = 0,92 - (1 + 0,92) \frac{0,266}{2} = 0,665$$

2. Xác định hệ số ép co a

Áp dụng công thức (2.13)

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,92 - 0,665}{150 - 0} = 1,7.10^{-3}\text{ m}^2/\text{kN}.$$

Bài tập mẫu 2.4

Làm thí nghiệm nén không nở hông một mẫu đất á sét nguyên dạng có chiều cao $H = 2\text{ cm}$ nhận được kết quả ghi ở bảng dưới đây.

$p_i\text{ (kN/m}^2\text{)}$	0	50	100	150	200
S_i	0	0,507	0,872	1,215	1,420

Yêu cầu xác định:

1. Các hệ số rỗng ε_i của mẫu đất sau khi nén dưới tác dụng của các cấp tải trọng p_i .
2. Hệ số ép co a của mẫu đất trong phạm vi tải trọng $50 \div 150\text{ kN/m}^2$.

Cho biết hệ số rỗng ban đầu của đất $\varepsilon_0 = 0,97$.

Bài giải

1. Xác định hệ số rỗng ε_i

Áp dụng công thức (2.11)

$$\begin{aligned} \varepsilon_i &= \varepsilon_0 - (1 + \varepsilon_0) \frac{S_i}{H} \\ \varepsilon_1 &= 0,97 - (1 + 0,97) \frac{0,507}{20} = 0,92 \\ \varepsilon_2 &= 0,97 - (1 + 0,97) \frac{0,872}{20} = 0,88 \\ \varepsilon_3 &= 0,97 - (1 + 0,97) \frac{1,215}{20} = 0,85 \\ \varepsilon_4 &= 0,97 - (1 + 0,97) \frac{1,420}{20} = 0,83 \end{aligned}$$

Kết quả tính toán ghi ở bảng dưới đây:

$p_i \text{ (kN/m}^2\text{)}$	0	50	100	150	200
S_i	0	0,507	0,872	1,215	1,420
ε_i	0,97	0,92	0,88	0,85	0,83

2. Tính hệ số ép co a

Áp dụng công thức (2.13)

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,92 - 0,85}{150 - 50} = 7.10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$$

Bài tập mẫu 2.5

Thí nghiệm nén không nở hông một mẫu đất nhận được kết quả như sau:

Cấp tải trọng p_i	Giá trị tải trọng $p_i \text{ (N/cm}^2\text{)}$	Độ cao mẫu sau khi nén $H_i \text{ (mm)}$
p_0	0	20,00
p_1	10	19,60
p_2	20	19,34
p_3	40	18,77
p_4	80	18,20

Yêu cầu xác định:

- Hệ số rỗng ban đầu ε_0 của mẫu thí nghiệm.
- Các hệ số rỗng ε_i sau khi nén dưới các cấp tải trọng p_i .
- Hệ số ép co a trong phạm vi tải trọng $20 \div 40 \text{ N/cm}^2$.

Cho biết sau khi thí nghiệm xong mẫu đất bão hoà nước, độ ẩm $\omega = 30,6\%$, tỷ trọng hạt đất $\Delta = 2,71$.

Bài giải

1. Xác định hệ số rỗng ε_4 của mẫu đất sau khi thí nghiệm xong

Áp dụng công thức (1.23)

$$\varepsilon_4 = \frac{0,01\omega\Delta}{G} = \frac{0,306 \times 2,71}{1} = 0,83$$

2. Xác định hệ số rỗng ban đầu ε_0 của mẫu đất

Áp dụng công thức (2.10)

$$S_i = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_0} \cdot H_0$$

hoặc:

$$H_0 - H_i = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_0} \cdot H_0$$

Từ đó rút ra:

$$\varepsilon_0 = \frac{(1 + \varepsilon_i)H_0 - H_i}{H_i} \quad \text{với } i = 4 \text{ ta có:}$$

$$\varepsilon_0 = \frac{(1 + \varepsilon_4)H_0 - H_4}{H_4} = \frac{(1 + 0,83) \times 20 - 18,20}{18,20} = 1,01.$$

3. Xác định các hệ số rỗng ε_i của mẫu đất

Áp dụng công thức (2.11)

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 - (1 + \varepsilon_0) \frac{S_i}{H_0}$$

Trong đó:

S_i - độ lún của mẫu đất dưới tác dụng của cấp tải trọng p_i .

$$S_i = H_0 - H_i$$

$$\text{Với } i = 1 \quad \varepsilon_1 = 1,01 - \frac{(1 + 1,01) \times 0,40}{20} = 0,97$$

$$i = 2 \quad \varepsilon_2 = 1,01 - \frac{(1 + 1,01) \times 0,66}{20} = 0,94$$

$$i = 3 \quad \varepsilon_3 = 1,01 - \frac{(1 + 1,01) \times 1,23}{20} = 0,89$$

Kết quả tính toán ghi ở bảng dưới đây:

Cấp tải trọng p_i	Giá trị tải trọng p_i (N/cm ²)	Độ cao mẫu sau khi nén H_i (mm)	Độ lún của mẫu sau khi nén S_i (mm)	ε_i
p_0	0	20,00	0	1,01
p_1	10	19,60	0,40	0,97
p_2	20	19,34	0,66	0,94
p_3	40	18,77	1,23	0,89
p_4	80	18,20	1,80	0,83

4. Xác định hệ số ép co a

Áp dụng công thức (2.13)

$$a = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,94 - 0,89}{40 - 20} = 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{N}.$$

IV. Thí nghiệm nén đất ở hiện trường

Làm thí nghiệm ép co không nở hông trong phòng cần dùng mẫu đất nguyên dạng (liên kết kết cấu chưa bị phá hoại) và phải giữ được độ ẩm tự nhiên. Tuy nhiên do lấy mẫu, bảo quản và vận chuyển thường không giữ được mẫu đất nguyên dạng và không duy trì được độ ẩm tự nhiên của mẫu đất, hơn nữa phương pháp thí nghiệm ép co trong điều kiện không nở hông không hoàn toàn phù hợp với điều kiện làm việc thực tế của đất nền. Vì thế khi điều kiện cho phép cần phải làm thí nghiệm nén đất tại hiện trường nơi xây dựng công trình để nghiên cứu trực tiếp tính ép co của cả khối đất nền. Thí nghiệm nén đất ở hiện trường tiến hành ở địa điểm xây dựng tại những nơi quan trọng nhất của nền công trình.

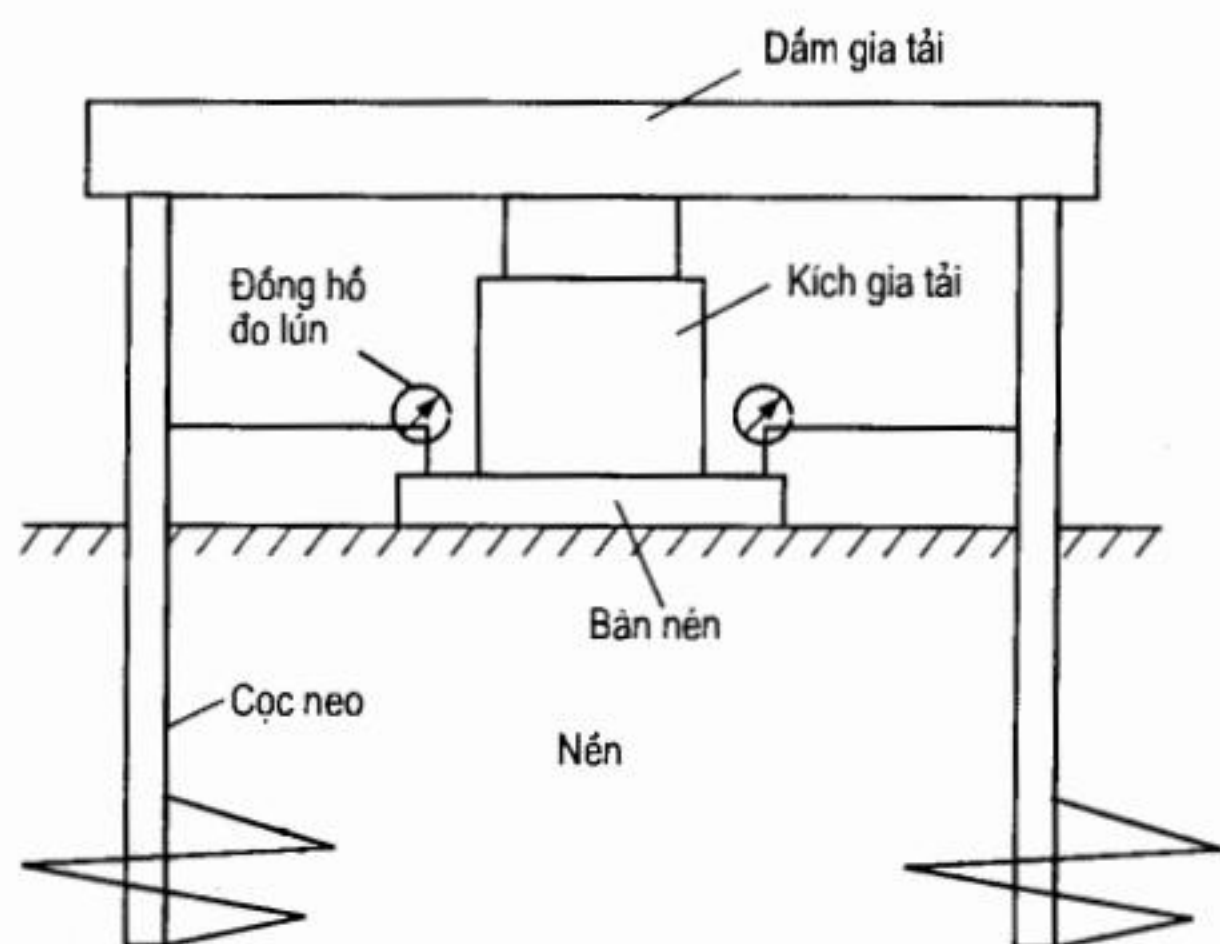
Thiết bị thí nghiệm gồm có bàn nén cứng, thiết bị gia tải và thiết bị đo lún. Bàn nén hình vuông, có kích thước $70,7 \times 70,7 \text{ cm} \approx 5000 \text{ cm}^2$ (hình 2.14).

Khi thí nghiệm, đặt bàn nén trực tiếp lên nền, tác dụng tải trọng lên bàn nén theo từng cấp tăng dần. Mỗi cấp tải trọng khoảng $20 \div 50 \text{ kN/m}^2$ tùy loại đất. Sau khi tác dụng xong một cấp tải trọng cần để yên, đợi khi đất nền kết thúc lún thì thực hiện đo độ lún của bàn nén. Nếu trong 2 giờ độ lún của bàn nén không vượt quá 0,1 mm thì coi như nền đất đã kết thúc lún.

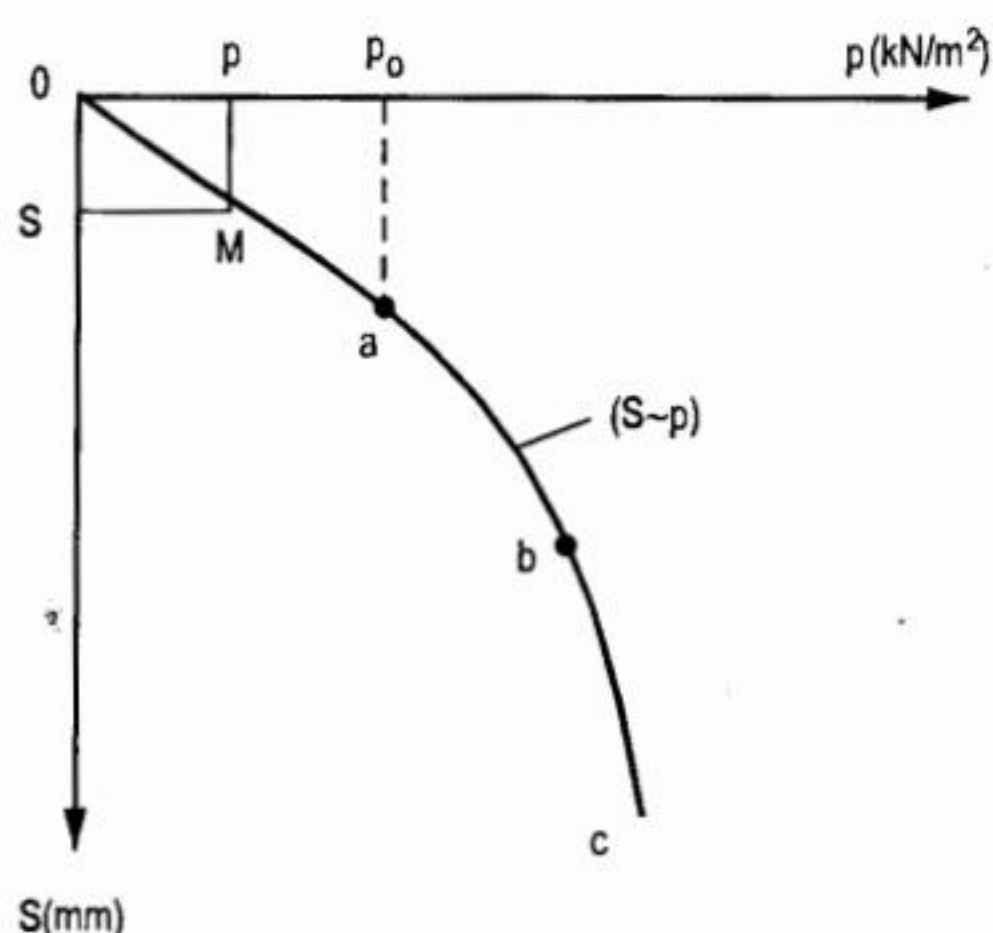
Sau khi đo xong độ lún, tiếp tục tác dụng cấp tải trọng tiếp theo, rồi để yên, rồi đo lún như trên.

Cứ tiếp tục tác dụng tải trọng tăng dần từng cấp như vậy cho đến khi độ lún của bàn nén tăng đột ngột, hoặc lún quá lớn, hoặc đất xung quanh bàn nén nứt nẻ, hay đất trôi lên hai bên bàn nén mới thôi.

Kết quả thí nghiệm bàn nén cho phép vẽ được đường quan hệ giữa độ lún và tải trọng như hình 2.15.



Hình 2.14



Hình 2.15

Từ hình vẽ nhận thấy quan hệ giữa độ lún và tải trọng là một đường cong có thể chia thành ba đoạn:

- Đoạn oa gần như đoạn thẳng, tải trọng ở trong phạm vi đó là $0 < p \leq p_0$, quan hệ giữa độ lún và tải trọng là quan hệ đường thẳng.
- Đoạn ab là đoạn cong, ở đây tải trọng tăng đều nhưng độ lún tăng nhanh do đất có chuyển dịch ngang (nở hông), khác với trường hợp đất bị nén không nở hông.
- Đoạn bc là đoạn cong rất dốc thể hiện độ lún tăng rất nhanh và đột ngột vì chuyển dịch ngang của đất lớn làm độ lún tăng rõ rệt. Đây là điều kiện khác biệt rõ rệt so với thí nghiệm ép co không nở hông trong phòng.

Cần nhấn mạnh rằng, khi tải trọng p không lớn (nằm trong phạm vi $0 < p \leq p_0$) thì quan hệ giữa độ lún S và tải trọng p là quan hệ tuyến tính, trong đó p_0 gọi là tải trọng giới hạn tuyến tính.

Về bản chất vật lý và ý nghĩa thực tiễn ứng dụng là nếu tải trọng công trình p được khống chế $p \leq p_0$ thì biến dạng lún của nền đất chủ yếu là do lỗ rỗng của đất bị thu hẹp khi chịu tải trọng, đất nền ở trạng thái bị nén chặt, quan hệ $S \sim p$ là quan hệ tuyến tính, đất nền làm việc như một môi trường biến dạng tuyến tính. Do vậy có thể ứng dụng định luật Hooke sau đây để nghiên cứu và tính toán ứng suất, biến dạng của nền đất:

$$\left. \begin{aligned} e_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ e_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu(\sigma_z + \sigma_x)] \\ e_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{aligned} \right\} \quad (2.15)$$

Để tính toán ứng suất biến dạng của khối đất theo định luật Hooke cần thay E và μ trong ba công thức trên bằng hai đặc trưng biến dạng của đất E_0 và μ_0 , trong đó:

E_0 - mô đun biến dạng của đất.

μ_0 - hệ số nở hông của đất.

Dưới đây sẽ lần lượt trình bày phương pháp xác định các đặc trưng đó.

V. Xác định các đặc trưng biến dạng của đất

1. Xác định hệ số nở hông (μ_0)

Để xác định hệ số nở hông μ_0 của đất cần làm thí nghiệm nén mẫu đất cho nở hông hoàn toàn để đo các biến dạng đứng và biến dạng hông tương đối của đất, hệ số nở hông μ_0 được định nghĩa như sau:

$$\mu_0 = \frac{e_x}{e_z} = \frac{e_y}{e_z} \quad (2.16)$$

Trong đó: e_x , e_y , e_z - biến dạng tương đối theo phương đứng và phương ngang (biến dạng hông).

2. Xác định hệ số áp lực hông (ξ_0)

Để xác định hệ số áp lực hông ξ_0 cần làm thí nghiệm nén mẫu đất trong điều kiện không nở hông để đo giá trị áp lực hông Δq tác dụng lên thành bên của hộp nén do áp lực nén thẳng đứng Δp gây ra (hình 2.16). Hệ số áp lực hông ξ_0 được định nghĩa như sau:

$$\xi_0 = \frac{\Delta q}{\Delta p} \quad (2.17)$$

Theo định nghĩa cũng có thể viết:

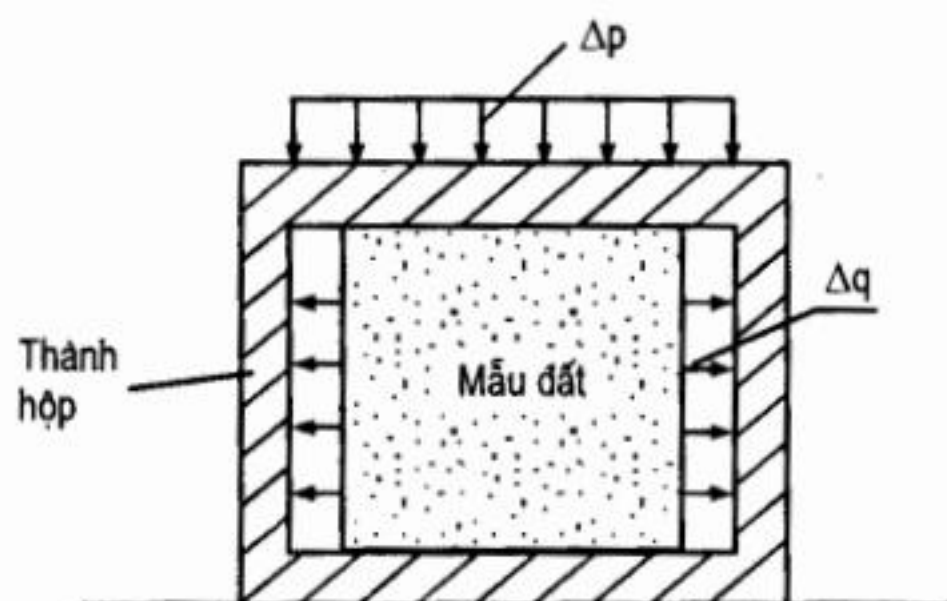
$$\xi_0 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} \text{ hoặc } \sigma_x = \sigma_y = \xi_0 \sigma_z$$

Trong đó: σ_x , σ_y , σ_z lần lượt là ứng suất theo phương x , y , z .

Từ định nghĩa mở rộng này có thể suy ra quan hệ giữa hệ số áp lực hông ξ_0 và hệ số nở hông μ_0 như sau:

Trong điều kiện mẫu đất bị nén không nở hông ta có $e_x = e_y = 0$, tức là:

$$e_x = \frac{1}{E_0} [\sigma_x - \mu_0(\sigma_y + \sigma_z)] = 0.$$



Hình 2.16

Từ đó rút ra $\sigma_x = \mu_0(\sigma_y + \sigma_z) = \mu_0\sigma_y + \mu_0\sigma_z.$

Vì $\sigma_x = \sigma_y$ nên có thể viết:

$$\sigma_x = \mu_0\sigma_x + \mu_0\sigma_z.$$

hoặc $\sigma_x(1 - \mu_0) = \mu_0\sigma_z$

Từ đó $\xi_0 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \tag{2.18}$

Bảng 2.2 cho hệ số nở hông μ_0 và hệ số áp lực hông ξ_0 của một số loại đất.

Bảng 2.2. Hệ số nở hông μ_0 và hệ số áp lực hông ξ_0 của đất

Loại đất	Hệ số nở hông μ_0	Hệ số áp lực hông ξ_0
Cát	0,25 ÷ 0,30	0,33 ÷ 0,43
Sét cứng	0,20 ÷ 0,30	0,25 ÷ 0,43
Á sét	0,33 ÷ 0,37	0,49 ÷ 0,59
Sét dẻo	0,38 ÷ 0,45	0,61 ÷ 0,82

3. Xác định môđun biến dạng E_0

a) Xác định E_0 từ kết quả thí nghiệm nén không nở hông trong phòng

Ta có độ lún của mẫu đất bị nén trong điều kiện không nở hông:

$$S_i = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_0} H$$

Từ đó rút ra $e_z = \frac{S_i}{H} = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_0} \tag{a}$

Theo định luật Hooke ta cũng có:

$$e_z = \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu_0(\sigma_y + \sigma_x)] \tag{b}$$

Trong điều kiện nén không nở hông, các ứng suất có quan hệ:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \sigma_z \tag{c}$$

Thay (c) vào (b) rồi vào (a) để rút ra E_0 ta có:

$$E_0 = (1 - \frac{2\mu_0^2}{1 - \mu_0}) \frac{1 + \varepsilon_0}{\varepsilon_0 - \varepsilon_i} \sigma_z$$

Đặt $\beta = 1 - \frac{2\mu_0^2}{1-\mu_0}$, công thức trên trở thành:

$$E_0 = \beta \frac{1+\varepsilon_0}{\varepsilon_0 - \varepsilon_i} \sigma_z \quad (2.19)$$

Nếu chú ý đến định luật ép co không nở hông viết dưới dạng

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = a\sigma_z$$

thì (2.19) sẽ trở thành:

$$E_0 = \frac{1+\varepsilon_1}{a} \beta. \quad (2.20)$$

b) Xác định E_0 trong điều kiện đất bị biến dạng ba hướng ($e_x \neq 0, e_y \neq 0, e_z \neq 0$)

Theo định luật Hooke ta có:

$$\left. \begin{aligned} e_x &= \frac{1}{E_0} [\sigma_x - \mu_0(\sigma_y + \sigma_z)] \\ e_y &= \frac{1}{E_0} [\sigma_y - \mu_0(\sigma_z + \sigma_x)] \\ e_z &= \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu_0(\sigma_x + \sigma_y)] \end{aligned} \right\} \quad (2.15)$$

Cộng ba biểu thức sẽ nhận được:

$$e_v = e_x + e_y + e_z = \frac{1-2\mu_0}{E_0} \theta \quad (a)$$

Trong đó:

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

Mặt khác từ biểu thức (2.9) có thể rút ra:

$$e_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_i}{1 + \varepsilon_0} \quad (b)$$

Thay (b) vào (a) rồi rút ra E_0 sẽ có:

$$E_0 = (1 - 2\mu_0) \frac{1 + \varepsilon_0}{\varepsilon_0 - \varepsilon_i} \theta_i \quad (2.21)$$

Trong đó:

$$\theta_i = \sigma_{xi} + \sigma_{yi} + \sigma_{zi}.$$

μ_0 - hệ số nở hông.

ε_0 - hệ số rỗng ban đầu.

ε_i - hệ số rỗng sau khi bị nén bởi tổng ứng suất θ_i .

c) Xác định E_0 từ kết quả thí nghiệm nén đất ở hiện trường

Kết quả thí nghiệm nén đất ở hiện trường cho đường cong quan hệ $S \sim p$ như hình 2.15. Có thể dùng đường cong đó để xác định môđun biến dạng E_0 của đất nếu tải trọng được khống chế trong phạm vi $0 < p \leq p_0$.

Theo kết quả nghiên cứu của lý thuyết đàn hồi, nếu tải trọng được khống chế trong phạm vi $0 < p \leq p_0$ và nền được coi là vật thể đàn hồi thì độ lún S của bàn nén và tải trọng P có quan hệ tuyến tính như sau:

$$S = \frac{1 - \mu^2}{E} \frac{P}{d} \quad (2.22)$$

Trong đó:

P - tải trọng tập trung tác dụng lên bàn nén.

d - đường kính bàn nén.

E - môđun đàn hồi của nền.

S - độ lún của nền (độ lún của bàn nén).

Công thức trên có thể viết dưới dạng:

$$E = (1 - \mu^2) \frac{F}{d} \frac{p}{S} \quad (a)$$

Có thể kết hợp sử dụng kết quả thí nghiệm bàn nén (hình 2.15) và công thức (a) để xác định môđun biến dạng E_0 của nền. Lúc này E và μ trong (a) được thay bằng E_0 và μ_0 của đất nền và do đó (a) trở thành:

$$E_0 = (1 - \mu_0^2) \frac{F}{d} \frac{p}{S} \quad (2.23)$$

Để tính E_0 , trên đoạn thẳng oa hình 2.15 lấy một điểm M bất kỳ có giá trị S và p , thay chúng vào công thức (2.23) sẽ tính được môđun biến dạng E_0 .

VI. Hiện tượng ép co của đất bão hoà nước và sự chuyển hoá ứng suất trong quá trình cố kết thắm

1. Hiện tượng ép co của đất bão hoà nước

Đất tồn tại trong thiên nhiên thường chứa một lượng nước nhất định. Thể tích lỗ rỗng trong đất có thể chứa đầy nước (gọi là đất bão hoà nước) hoặc không đầy nước, hoặc khô hoàn toàn.

Trường hợp đất khô hoặc chứa rất ít nước thì hiện tượng ép co của đất, như đã biết, khi chịu nén thường xảy ra như sau: trước hết cốt đất bị biến dạng đàn hồi tức thời, tiếp đó liên kết giữa các hạt đất bị phá vỡ rồi các hạt đất sẽ dịch chuyển và dịch sát vào nhau làm

lỗ rỗng bị thu hẹp và đất dần dần chặt lại. Hiện tượng ép co xảy ra trong một thời gian, sau đó sẽ kết thúc.

Với đất bão hoà nước, hiện tượng ép co xảy ra chỉ khác hiện tượng ép co của đất nói trên ở chỗ để hạt đất dịch chuyển được khi chịu nén, nước trong lỗ rỗng phải đồng thời được ép thoát ra ngoài. Nếu nước trong lỗ rỗng không thoát ra ngoài được thì dù đất chịu nén nhưng các hạt vẫn không dịch chuyển được và do đó lỗ rỗng không thể thu hẹp và đất không chặt lại. Tóm lại hiện tượng ép co của đất bão hoà nước chỉ xảy ra khi nước trong lỗ rỗng phải đồng thời được ép thoát ra ngoài. Quá trình ép co của đất bão hoà nước xảy ra nhanh hay chậm tùy thuộc tốc độ thấm thoát nước từ lỗ rỗng ra ngoài, tức liên quan đến hệ số thấm của đất. Do vậy quá trình ép co của đất bão hoà nước có tên gọi là quá trình cố kết thấm.

Với đất rời có hệ số thấm lớn nên quá trình cố kết thấm xảy ra nhanh và kết thúc sớm. Nói chung công trình xây dựng trên nền đất rời, sau khi thi công xong lún của nền cũng kết thúc luôn. Do vậy nghiên cứu quá trình cố kết thấm của nền đất rời không có ý nghĩa lắm. Trái lại hệ số thấm của đất dính rất bé nên quá trình cố kết thấm xảy ra dài do vậy nghiên cứu quá trình cố kết thấm của đất dính bão hoà nước rất có ý nghĩa đối với thực tế công trình.

Ngoài quá trình cố kết thấm, quá trình ép co của đất còn liên quan đến tính từ biến của cốt đất, biến dạng của các hạt đất và tính dính nhớt của màng nước bao quanh hạt v.v Quá trình ép co liên quan đến những nhân tố này gọi là quá trình cố kết thứ cấp.

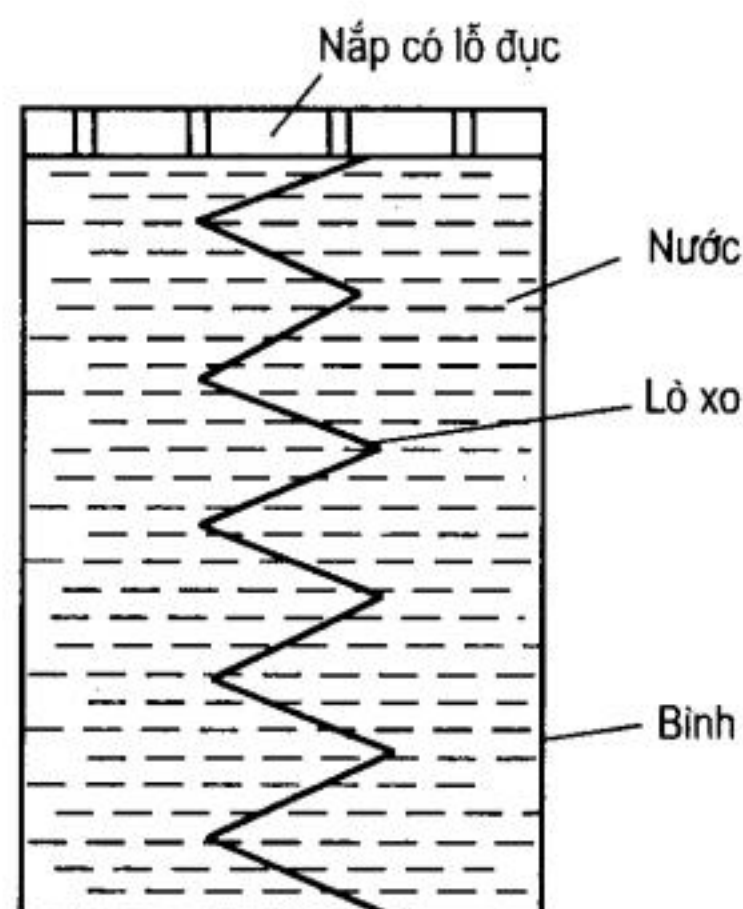
Nói chung quá trình cố kết của đất xảy ra khá phức tạp. Hai quá trình cố kết nêu trên của một loại đất không thể tách thành hai giai đoạn cố kết riêng biệt. Tuy nhiên với một lớp đất bão hoà nước bị ép co trong điều kiện không nở hông (nén một hướng) dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng phân bố đều rải ra vô hạn thì hiện tượng ép co của lớp đất đó xảy ra chủ yếu do quá trình cố kết thấm chi phối và được gọi là quá trình cố kết chính. Khi quá trình cố kết thấm này sắp kết thúc thì quá trình cố kết thứ cấp bắt đầu. Trong thực tế công trình, khi tính toán thường xét riêng rẽ không lẫn lộn hai quá trình cố kết nói trên, sau đó tổng hợp các giá trị áp lực nước lỗ rỗng (hay ứng suất hiệu quả) sản sinh ra trong hai quá trình ấy lại với nhau.

2. Sự chuyển hoá ứng suất trong quá trình cố kết thấm của đất bão hoà nước

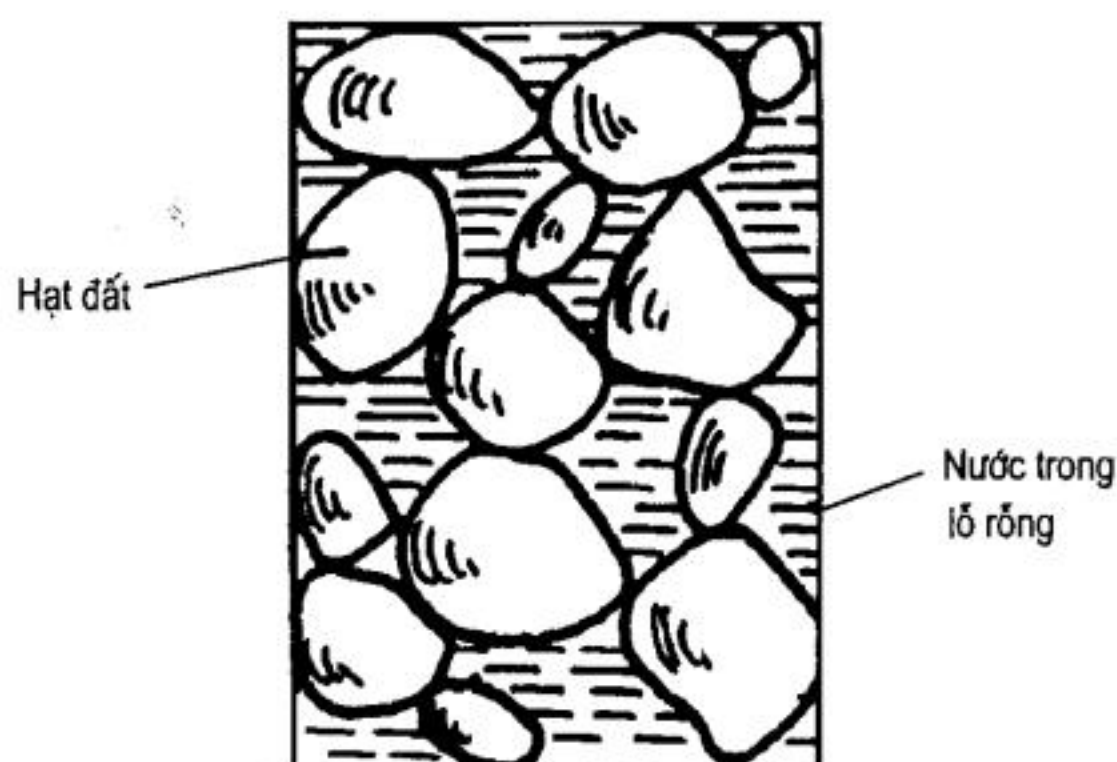
Để làm rõ khái niệm về áp lực nước lỗ rỗng, ứng suất hiệu quả và giải thích sự chuyển hoá của hai loại ứng suất đó, năm 1923 K.Terzaghi đã đề xuất một mô hình cơ học đơn giản để mô phỏng cho mẫu đất bão hoà nước và dùng làm công cụ để giải thích quá trình cố kết thấm của đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài. Mô hình gồm ba bộ phận sau đây (hình 2.17)

- Một bình đựng đầy nước.
- Một lò xo đặt đứng trong bình.
- Một nắp (có đục lỗ) đáy bình nước dưới dạng pit tông, nắp tựa lên đầu trên của lò xo.

Toàn bộ mô hình đặc trưng cho mẫu đất bão hoà nước (hình 2.18). Lò xo đặc trưng cho khung cốt đất tạo nên bởi các hạt đất chồng lên nhau. Nước trong bình đặc trưng cho nước tự do chiếm đầy lỗ rỗng trong đất. Các lỗ đục ở nắp đặc trưng cho lỗ rỗng trong đất liên thông ra ngoài.



Hình 2.17. Mô hình cốt kết thấm



Hình 2.18. Mẫu đất bão hoà nước

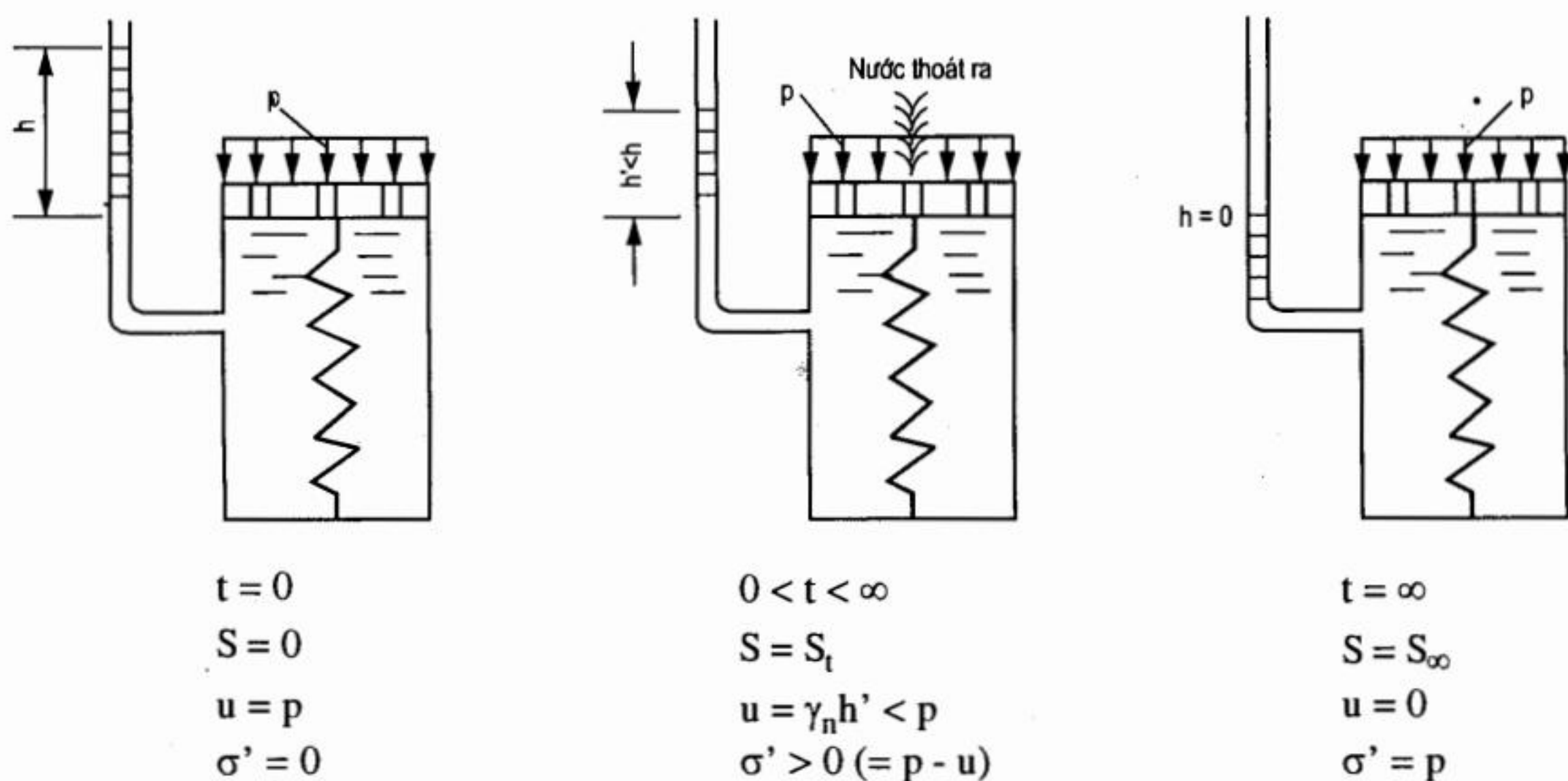
Dựa vào mô hình này có thể làm rõ khái niệm áp lực nước lỗ rỗng (ứng suất trung hoà) và ứng suất hiệu quả (áp lực nén chặt) và giải thích sự chuyển hoá giữa hai loại ứng suất đó trong quá trình cốt kết thấm như sau (hình 2.19):

Khi tác dụng áp lực nén p lên nắp bình, nếu bịt kín các lỗ đục ở nắp thì nước trong bình không thể thoát ra được mặc dù nước bị nén ép. Áp lực nén do nước chịu gọi là áp lực nước lỗ rỗng, ký hiệu là u , $u = \gamma_n h$, trong đó h là độ cao cột nước dâng lên trong ống đo áp do nước bị nén (hình 2.19). Mặc dù nước bị nén nhưng nó không bị ép co nên áp lực p không truyền được vào lò xo để làm cho lò xo biến dạng. Như thế có nghĩa là hệ nước tồn tại trong lỗ rỗng thì áp lực nước lỗ rỗng xuất hiện và gây cản trở sự nén chặt đất. Do vậy áp lực nước lỗ rỗng u còn gọi là áp lực không hiệu quả hoặc là *ứng suất trung hoà*.

Khi mở lỗ đục ở nắp, tương ứng với thời điểm $t = 0$ thì nước sẽ bắt đầu được ép thoát ra ngoài. Nếu t càng tăng, nước sẽ thoát ra càng nhiều, mực nước trong ống đo áp càng hạ thấp, nắp bình càng hạ xuống, biến dạng lò xo càng lớn. Điều đó chứng tỏ khi nước trong lỗ rỗng thoát dần ra thì ứng suất trung hoà (áp lực nước lỗ rỗng) sẽ tiêu tan dần (chỉ còn $u = \gamma_n h' < p$) để chuyển hoá thành ứng suất hiệu quả tác dụng vào lò xo $\sigma' = p - u$ làm cho lò xo biến dạng. Áp lực σ' có tác dụng nén chặt đất nên gọi là áp lực nén chặt hay là *ứng suất có hiệu quả*.

Ở thời điểm $t = \infty$, nước ngừng thoát ra (nước trong đất cần thoát ra đã thoát ra hết). Lúc đó cường độ chịu nén của lò xo đã cân bằng với áp lực nén p , nắp bình dừng lại không hạ thấp nữa, áp lực nước lỗ rỗng $u = 0$, quá trình cốt kết thấm kết thúc, $\sigma' = p$.

Quá trình chuyển hoá ứng suất được ghi tóm tắt trên hình 2.19.



Hình 2.19. Quá trình cố kết thấm của đất bão hoà nước

Trong đó:

$t = 0$, thời điểm nước bắt đầu thoát ra (quá trình cố kết bắt đầu).

$t = \infty$, thời điểm nước ngừng thoát ra (quá trình cố kết kết thúc).

u - ứng suất trung hoà (áp lực nước lỗ rỗng).

σ' - ứng suất hiệu quả (áp lực nén chặt).

p - áp lực ngoài.

S - biến dạng của lò xo.

Trên đây là quá trình cố kết thấm của đất bão hoà nước, thực chất là quá trình chuyển hoá ứng suất trung hoà u thành ứng suất hiệu quả σ' , nói khác đi là quá trình suy giảm ứng suất trung hoà đồng thời với sự tăng trưởng ứng suất hiệu quả làm cho đất dần dần chặt lại.

Với phạm vi biến thiên áp lực không lớn, đường cong ép co $\epsilon \sim p$ có thể coi gần đúng là một đoạn thẳng. Vì đường ép co biểu diễn quan hệ giữa áp lực và hệ số rỗng ở thời điểm kết thúc nén lún, do đó đường ép co cũng chính là đường biểu diễn quan hệ giữa ứng suất hiệu quả với hệ số rỗng. Tại thời điểm t bất kì trong quá trình cố kết, ứng suất tăng thêm Δp do tải trọng ngoài gây ra có thể phân ra thành hai phần u_t và σ'_t . Hệ số ép co tại điểm xét không ngừng giảm nhỏ theo thời gian cố kết do áp lực u_t tại đó giảm xuống và σ'_t tăng lên. Như vậy quá trình chuyển hoá ứng suất giữa u_t và σ'_t và quá trình thay đổi hệ số rỗng ϵ theo thời gian có quan hệ mật thiết với nhau, có thể biểu diễn như sau:

$$d\epsilon_t = -a d\sigma'_t = a du_t \quad (2.24)$$

Trong đó: a - hệ số ép co.

Biểu thức trên chứng tỏ rằng trong quá trình cố kết thấm ứng suất trung hoà u do tải trọng ngoài gây ra chuyển hoá dần sang ứng suất hiệu quả σ' và thể tích của đất do đó giảm dần theo thời gian.

VII. Nhân tố ảnh hưởng đến tính ép co và biến dạng của đất

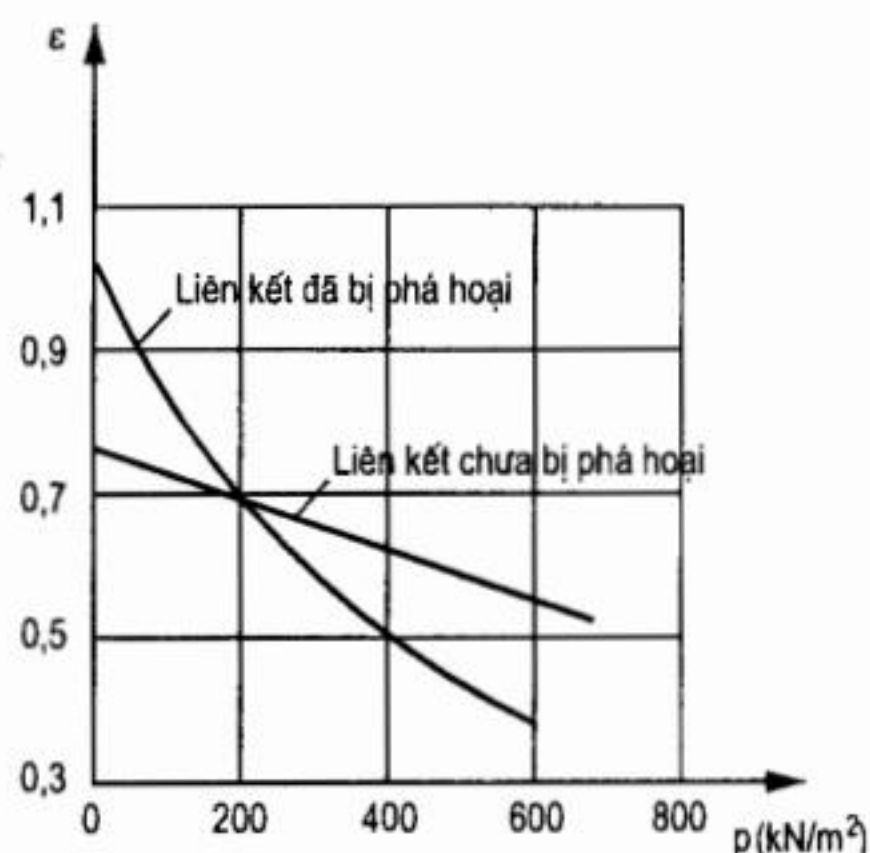
Có thể chia ra làm hai loại nhân tố ảnh hưởng: loại nhân tố chủ quan (thuộc về bản chất của đất) và loại nhân tố khách quan.

1. Loại nhân tố chủ quan

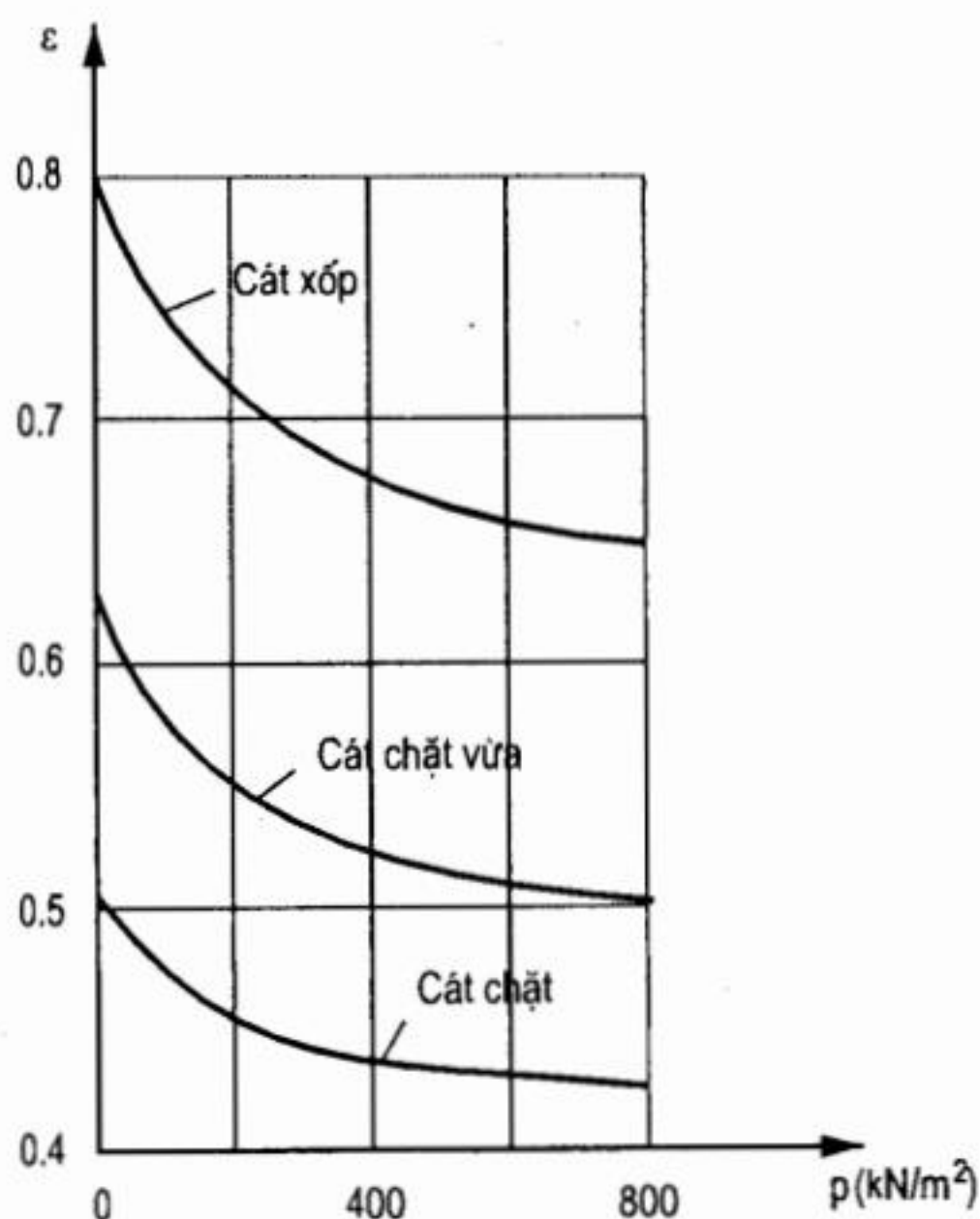
- Liên kết kết cấu của đất: nếu liên kết kết cấu bị phá hoại thì tính ép co và biến dạng của đất lớn, nếu liên kết kết cấu chưa bị phá hoại thì tính ép co và biến dạng của đất sẽ bé hơn (hình 2.20).

- Loại đất khác nhau thì tính ép co và biến dạng của đất sẽ khác nhau. Đất dính nói chung biến dạng lớn hơn đất rời, đặc biệt là cát to và cát sỏi, biến dạng rất bé.

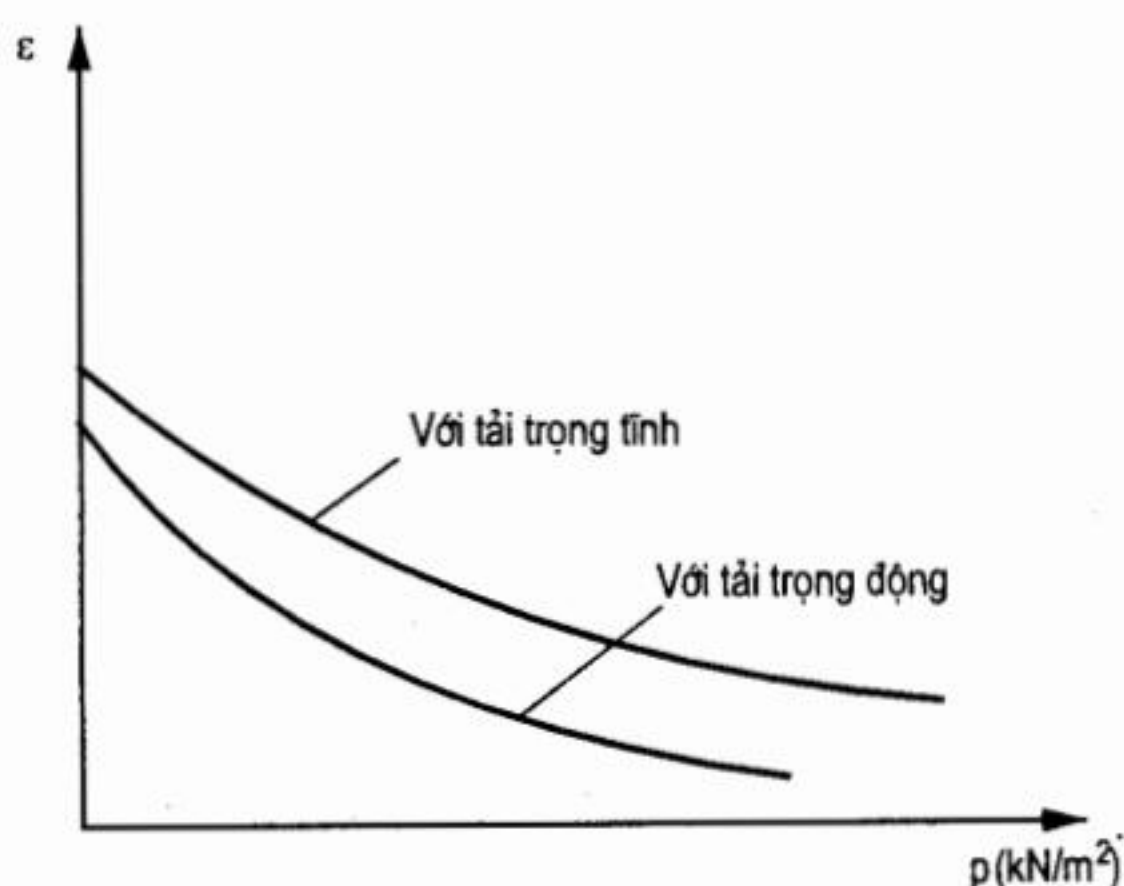
- Độ chặt ban đầu của đất có ảnh hưởng đến tính ép co và biến dạng. Ví dụ đất rời có độ chặt ban đầu càng lớn thì tính ép co và biến dạng càng nhỏ. Trên hình 2.21 biểu diễn tính ép co của ba loại cát có độ chặt ban đầu khác nhau.



Hình 2.20



Hình 2.21



Hình 2.22

2. Loại nhân tố khách quan

- Ảnh hưởng do cách tác dụng tải trọng.

Các đường cong $S \sim p$ trên hình 2.12 cho thấy tính chất nén lún và biến dạng của đất rất khác nhau khi tăng tải, dỡ tải và nén lại.

- Ảnh hưởng do tốc độ gia tải.

Với cùng giá trị tải trọng như nhau, nếu tốc độ gia tải càng lớn, độ biến dạng sẽ càng lớn. Trong thực tế xây dựng đã dùng biện pháp gia tải với tốc độ chậm để hạn chế độ lún tăng nhanh.

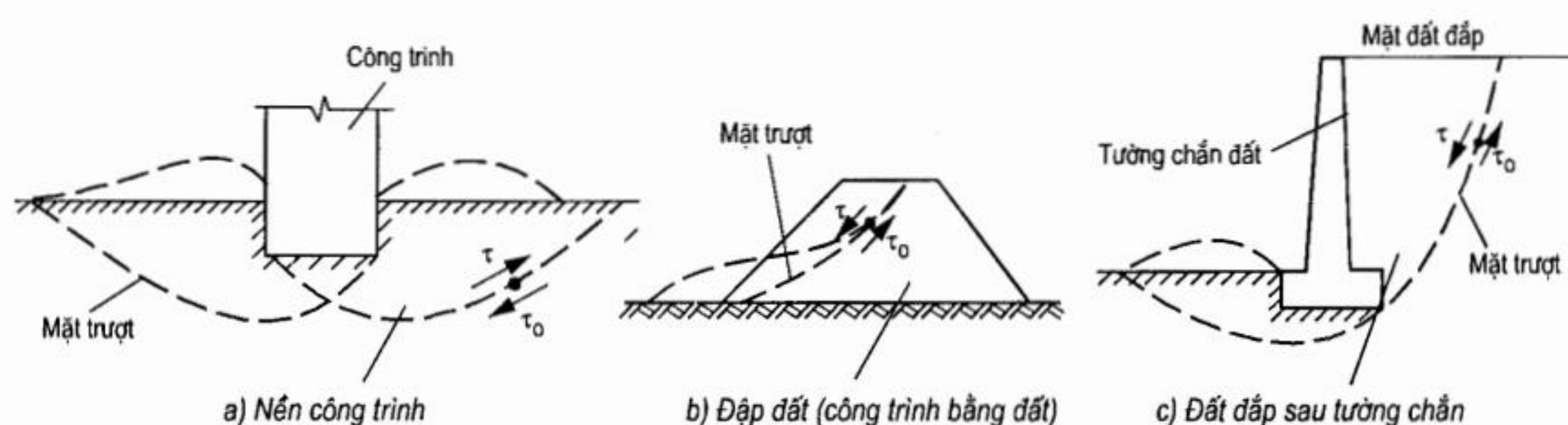
- Ảnh hưởng của tải trọng động.

Tải trọng động làm cho đất cát được nén chặt mạnh (hình 2.22).

§2.3. CƯỜNG ĐỘ CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT

I. Mở đầu

Đất nền công trình, công trình bằng đất hoặc khối đất đắp sau vật chắn ... thường bị phá hoại dưới dạng đất nền hoặc khối đất đắp bị trượt như hình 2.23. Sự trượt xảy ra theo một mặt nào đó trong khối đất như hình vẽ là do ứng suất cắt τ (do tải trọng ngoài gây ra) tại các điểm trên mặt đó quá lớn, lớn bằng cường độ chống cắt τ_0 . Khi trượt, khối đất chuyển dịch lớn gây mất ổn định nền hoặc khối đất đắp dẫn đến hư hỏng công trình. Như vậy cường độ chống cắt τ_0 của đất là nhân tố chủ yếu quyết định đối với sự ổn định của khối đất (nền, đất đắp) và an toàn của công trình.



Hình 2.23

Đất tuy là môi trường rời rạc phân tán có nhiều lỗ rỗng nhưng có khả năng chống cắt nhất định do các yếu tố sau đây tạo thành:

- Giữa các hạt có ma sát bề mặt tạo nên lực ma sát.
- Giữa các hạt có chất liên kết tạo nên lực liên kết.
- Các hạt sắp xếp xen cài vào nhau tạo nên lực cản khi bị cắt.

Khả năng chống cắt đó của đất được đánh giá bằng cường độ chống cắt τ_0 tại từng điểm trên mặt trượt.

Cường độ chống cắt τ_0 được hiểu là: lực chống trượt lớn nhất trên một đơn vị diện tích tại mặt trượt khi khối đất này trượt lên khối đất kia.

Cường độ chống cắt trước hết phụ thuộc ứng suất pháp (do tải trọng ngoài gây ra) tác dụng tại mặt trượt. Đó là điều khác biệt quan trọng của đất so với các vật liệu xây dựng khác. Ngoài ra, cường độ chống cắt còn phụ thuộc cường độ ma sát bề mặt, lực liên kết và lực cản giữa các hạt đất. Các yếu tố này lại phụ thuộc chủ yếu vào loại đất và tính chất cơ lý của chúng như:

- Kích thước và hình dạng hạt đất.
- Thành phần khoáng vật và thành phần cấp phối hạt.
- Độ chặt và độ ẩm của đất.
- Tốc độ tăng tải và điều kiện thoát nước của đất v.v

Do phụ thuộc nhiều yếu tố nên việc xác định cường độ chống cắt τ_0 rất khó chính xác, việc xử lý thống kê và chọn dùng hợp lý kết quả thí nghiệm gặp nhiều khó khăn.

Dưới đây sẽ lần lượt trình bày định luật cơ bản về cường độ chống cắt, điều kiện ứng suất giới hạn, phương pháp xác định các đặc trưng cường độ chống cắt và một số vấn đề có liên quan.

II. Định luật về cường độ chống cắt của đất

Năm 1773, trên cơ sở kết quả thí nghiệm cắt đối với đất cát C.A.Coulomb (Culông) đã nêu biểu thức xác định cường độ chống cắt của đất cát như sau:

$$\tau_0 = \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (2.25)$$

Trong đó:

τ_0 - cường độ chống cắt tại một điểm trên mặt cắt.

σ - ứng suất pháp tác dụng trên mặt cắt tại điểm đó.

φ - góc ma sát trong của đất cát.

Coulomb tiếp tục làm thí nghiệm cắt với đất dính và đề xuất biểu thức xác định cường độ chống cắt của đất dính dưới đây:

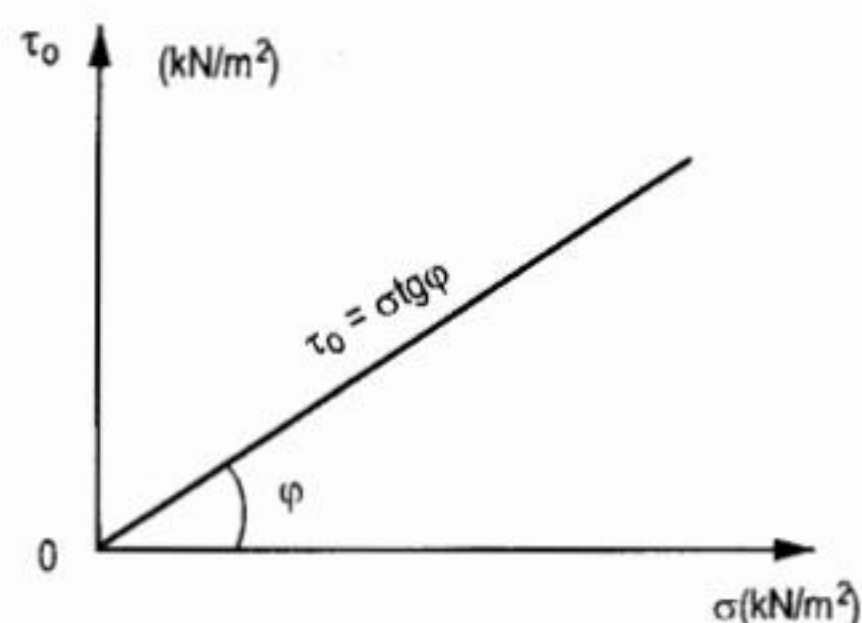
$$\tau_0 = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c \quad (2.26)$$

Trong đó: c - lực dính của đất.

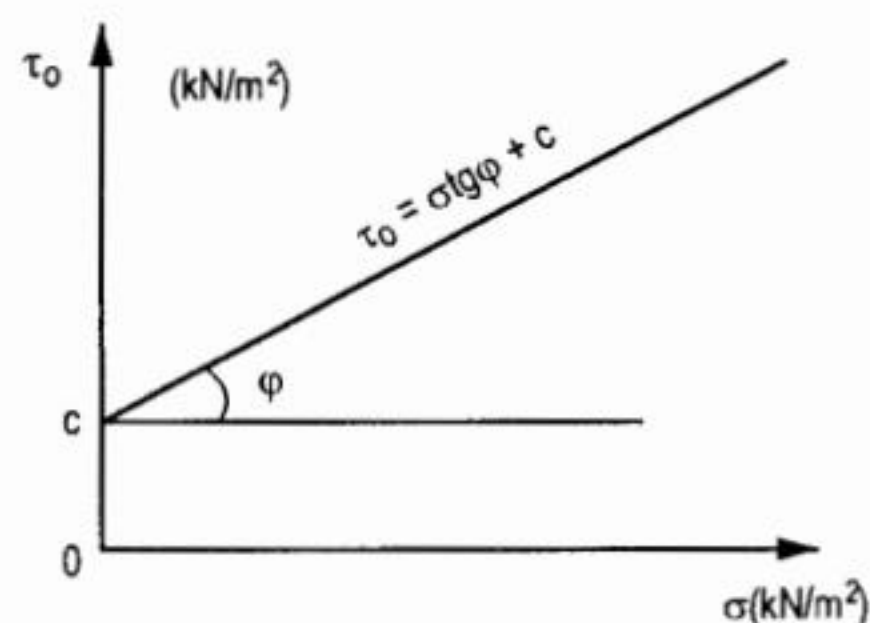
Biểu thức (2.25) và (2.26) biểu diễn lần lượt quy luật về cường độ chống cắt của đất rời và đất dính, gọi chung là định luật Coulomb về cường độ chống cắt của đất.

Đối với đất rời (ví dụ đất cát) $c = 0$, do đó có thể coi biểu thức (2.25) là trường hợp đặc biệt của biểu thức (2.26).

Định luật Coulomb có thể biểu diễn bằng đồ thị quan hệ giữa cường độ chống cắt τ_0 và ứng suất pháp σ tác dụng trên mặt cắt như hình 2.24 và 2.25.



Hình 2.24



Hình 2.25

Từ biểu thức (2.25) và đồ thị hình 2.24 thấy rằng τ_0 và σ có quan hệ đường thẳng và tỷ lệ thuận với nhau. Khi $\sigma = 0$ thì $\tau_0 = 0$, điều đó chứng tỏ cường độ chống cắt của đất rời do lực ma sát giữa các hạt đất trên mặt trượt tạo thành.

Còn với đất dính, tức biểu thức (2.26) và đồ thị hình 2.25, thấy rằng cường độ chống cắt gồm lực ma sát ($\sigma \tan \varphi$) và lực dính (c) tạo thành. Khi $\sigma = 0$, đường thẳng $\tau_0 \sim \sigma$ cắt trục tung tại tung độ c , tức cường độ chống cắt của đất dính lúc đó chỉ còn lực dính c tạo thành.

Cần chỉ rõ rằng φ, c là hai tham số toán học của đường thẳng quan hệ $\tau_0 \sim \sigma$.

Về ý nghĩa vật lý φ, c có thể quy ước coi là đại lượng đặc trưng khả năng ma sát bề mặt và lực dính kết giữa các hạt đất.

Định luật Coulomb trình bày trên đây là những quan hệ đường thẳng chỉ phản ánh gần đúng cường độ chống cắt của đất. Trên thực tế, nhiều kết quả nghiên cứu cho thấy quan hệ giữa cường độ chống cắt τ_0 của đất và áp lực pháp tuyến σ không phải là đường thẳng mà có dạng đường cong (hình 2.26). Ngoài ra, có nhiều tác giả cho rằng, cách giải thích coi các đại lượng φ và c như là góc ma sát trong và lực dính của đất không thể xem là thoả đáng, chỉ nên xem là những tham số toán học hơn là những đại lượng có một ý nghĩa vật lý rõ ràng.

Vì vậy, một số tác giả kiến nghị xác định cường độ chống cắt của đất dính theo công thức sau đây:

$$\tau_0 = \sigma_i \tan \psi_{\sigma_i} \quad (2.27)$$

Trong đó:

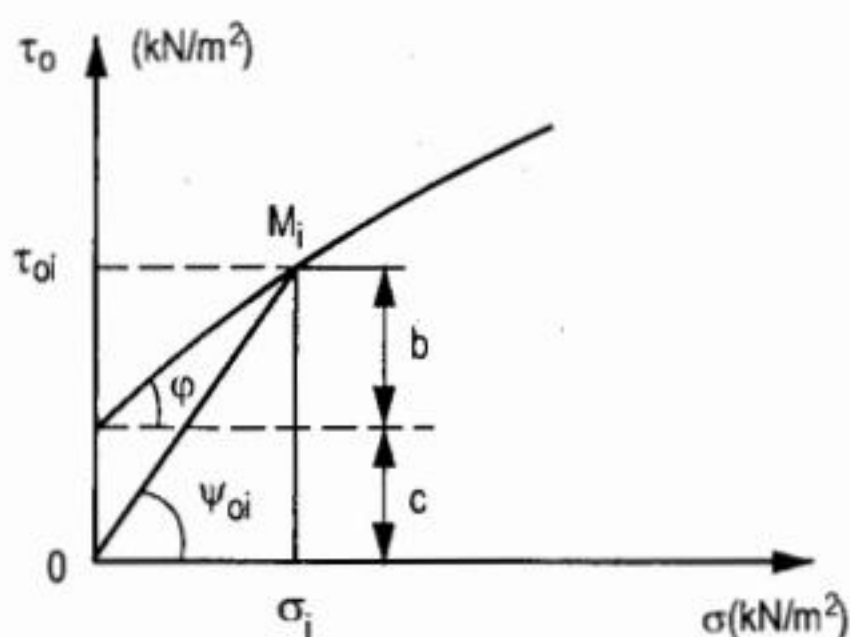
ψ_{σ_i} - góc chống cắt, góc nghiêng của đoạn thẳng nối gốc toạ độ với điểm M_i trên đường Coulomb có ứng suất pháp σ_i (hình 2.26).

$\operatorname{tg} \Psi_{\sigma_i}$ - hệ số chống cắt của đất, có thể dễ dàng suy ra từ hình 2.26 như sau:

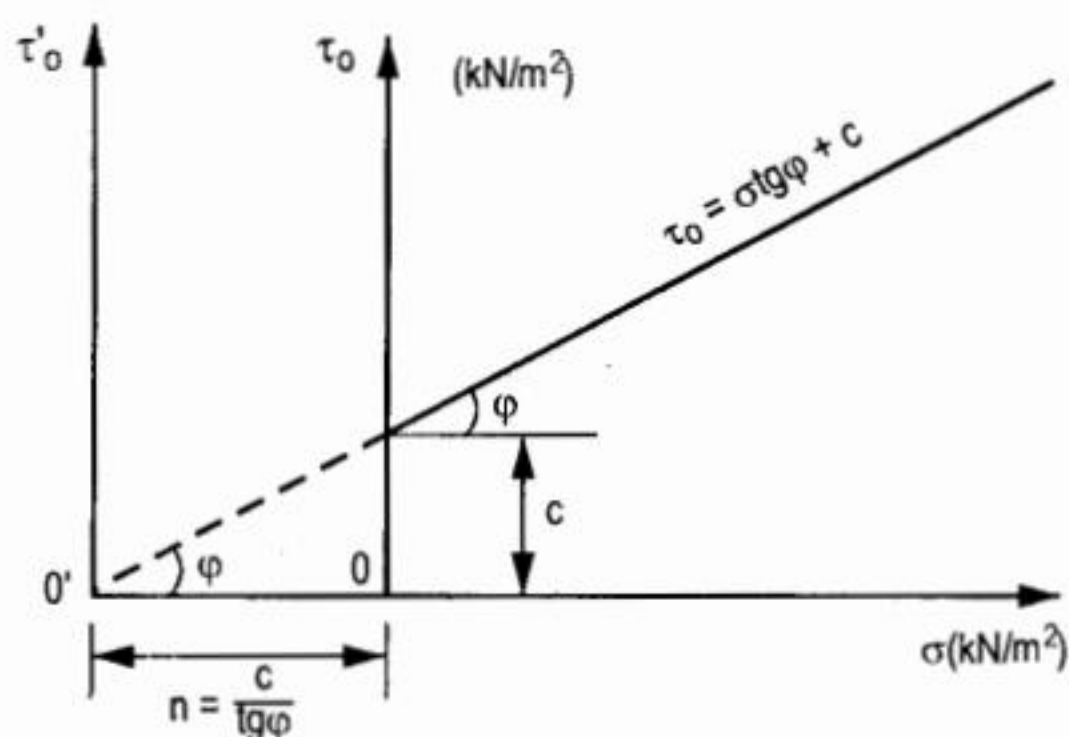
$$\operatorname{tg} \Psi_{\sigma_i} = \frac{\tau_{0i}}{\sigma_i} = \frac{b+c}{\sigma_i} = \frac{b}{\sigma_i} + \frac{c}{\sigma_i} = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma_i}$$

Tức là
$$\operatorname{tg} \Psi_{\sigma_i} = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma_i} \quad (2.28)$$

Xác định theo cách này, đặc trưng cường độ chống cắt của đất chỉ dùng một tham số duy nhất là góc Ψ_{σ_i} để gộp chung cả yếu tố ma sát và yếu tố lực dính vào với nhau, không tách rời.



Hình 2.26



Hình 2.27

Đối với đất dính, cường độ chống cắt còn có thể biểu diễn dưới dạng thứ ba như sau (hình 2.27): kéo dài đường Coulomb $\tau_0 = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$ gặp trục hoành $O\sigma$ tại O' . Chuyển trục τ_0 thành trục τ'_0 ta có hệ toạ độ mới $\tau'_0 O'\sigma$. Với hệ toạ độ này đường Coulomb đi qua gốc toạ độ O' và có thể biểu diễn τ_0 dưới dạng:

$$\tau_0 = (\sigma + n) \operatorname{tg} \varphi \quad (2.29)$$

Trong đó: $n = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$ gọi là *áp lực dính tương đương*.

Bằng cách biểu diễn này chúng ta đã chuyển đất dính thành đất rời. Cách biểu diễn này do Caquot (Pháp) đề nghị, được xem là một nguyên lý gọi là nguyên lý *áp lực dính tương đương*.

III. Trạng thái cân bằng giới hạn tại một điểm trong đất và điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb

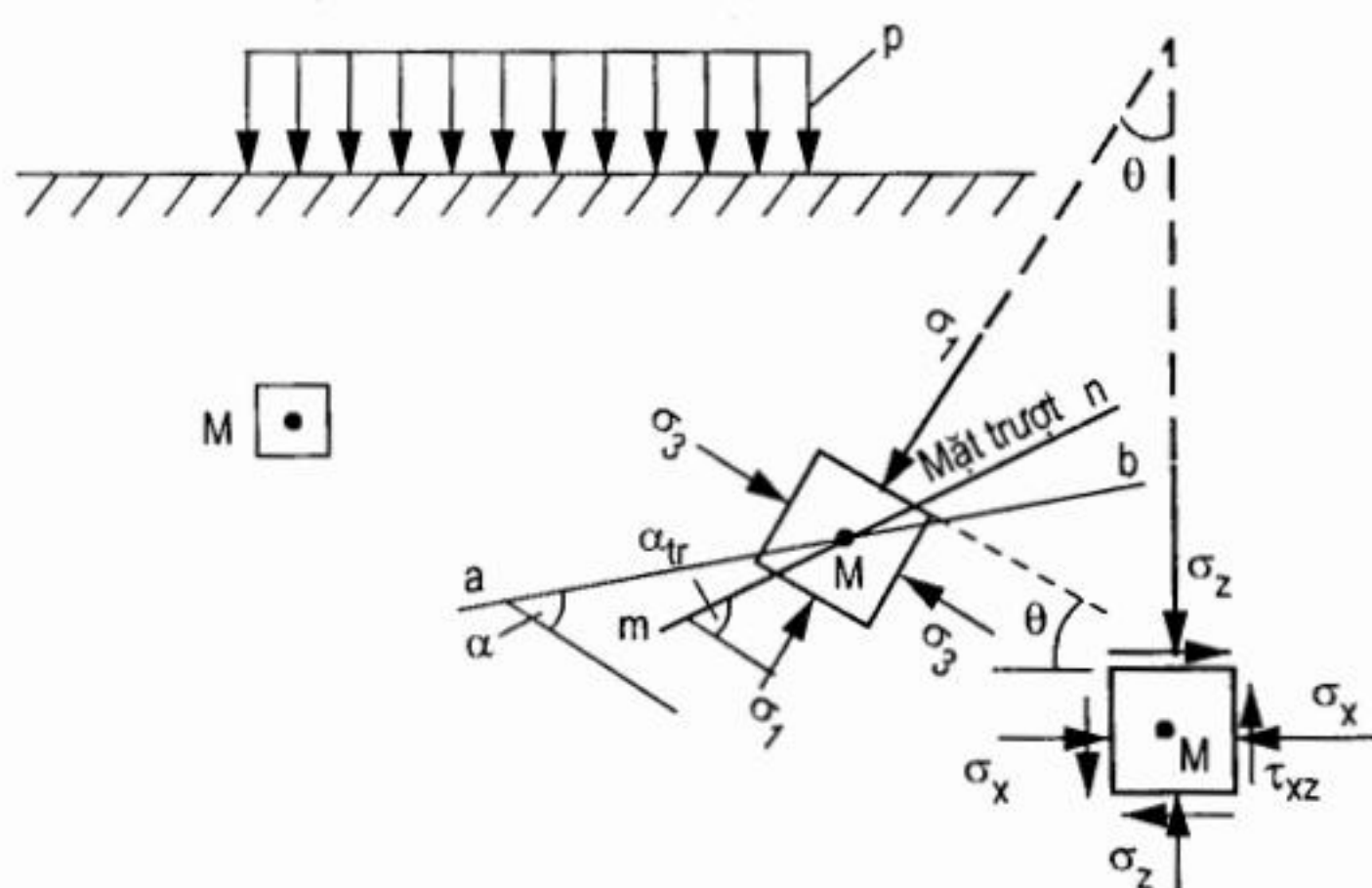
1. Trạng thái cân bằng bền và trạng thái cân bằng giới hạn tại một điểm

Điểm M trên hình 2.28 được coi là ở trạng thái cân bằng bền (cân bằng ổn định) khi tại đó không xảy ra trượt đất và ứng suất tại đó thoả mãn điều kiện $\tau < \tau_0$, trong đó τ là ứng suất cắt do tải trọng công trình gây ra, τ_0 là cường độ chống cắt của đất.

Ngược lại điểm M được coi là ở trạng thái cân bằng giới hạn khi tại đó xảy ra sự trượt đất, các hạt đất trượt lên nhau và có một mặt trượt đi qua điểm đó. Tại đó ứng suất $\tau = \tau_0$.

2. Điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb

Đẳng thức $\tau = \tau_0$ là điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm trong đất. Để tiện nghiên cứu các bài toán về cường độ chống cắt của đất như sức chịu tải của nền, áp lực đất lên vật chắn, ổn định mái dốc v.v ... người ta thường biểu diễn điều kiện $\tau = \tau_0$ dưới dạng một đẳng thức quan hệ giữa thành phần ứng suất tại điểm đang xét với đặc trưng cường độ chống cắt φ, c của đất. Biểu thức đó được thành lập trên cơ sở phân tích trạng thái ứng suất giới hạn tại điểm M. Dưới đây trình bày cách thành lập biểu thức đó.



Hình 2.28. Trạng thái ứng suất tại điểm M trong nền đất.

Trên hình 2.28 biểu diễn trạng thái ứng suất tại điểm M, gồm các thành phần $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$ và ứng suất chính σ_1, σ_3 (bài toán phẳng).

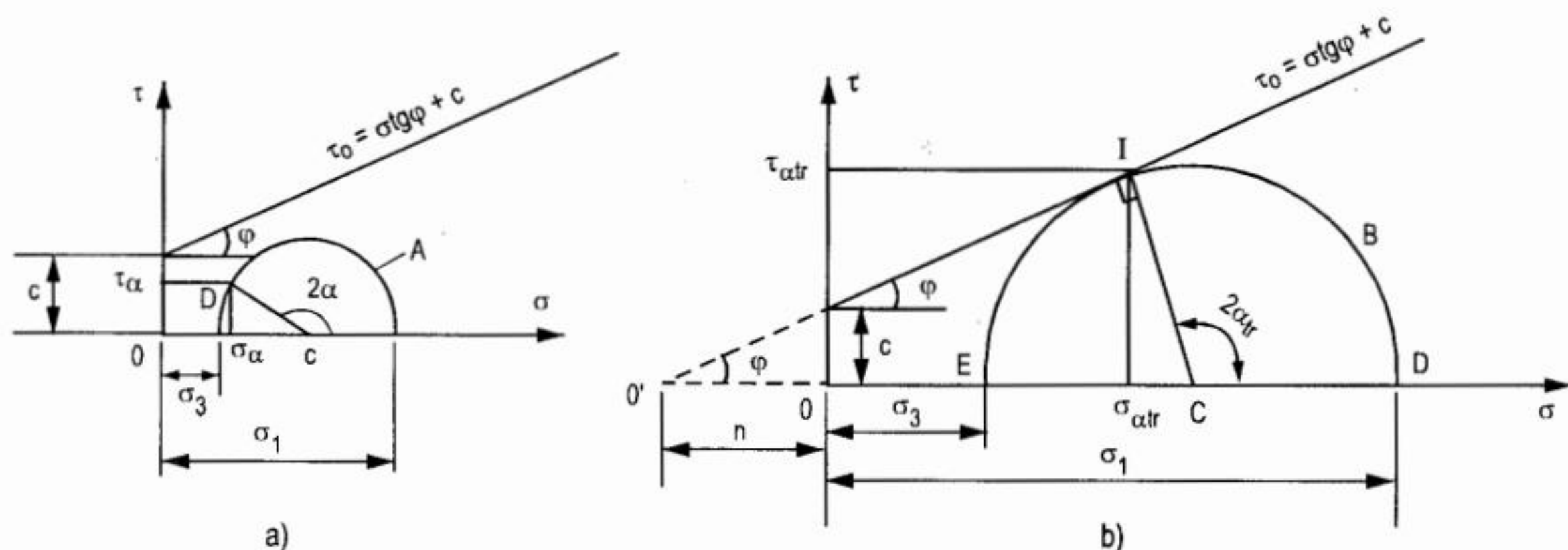
Theo lý thuyết sức bền vật liệu ta có:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1,3} &= \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \\ \operatorname{tg} 2\theta &= \frac{2\tau_{xz}}{\sigma_z - \sigma_x} \end{aligned} \right\} \quad (2.30)$$

Nếu điểm M ở trạng thái cân bằng đàn hồi thì vòng tròn Mohr ứng suất, vòng A, sẽ nằm dưới đường Coulomb (hình 2.29a).

Giá trị ứng suất pháp σ và ứng suất tiếp τ ở trên mặt phẳng bất kì ab đi qua M làm với phương ứng suất chính nhỏ nhất một góc α chính là toạ độ của điểm D trên vòng tròn Mohr A, xác định như sau:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\alpha} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha. \\ \tau_{\alpha} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha \end{aligned} \right\} \quad (2.31)$$



Hình 2.29

Nếu tăng tải trọng p lên thì các trị số ứng suất tại M sẽ thay đổi và do đó trạng thái cân bằng tại M sẽ thay đổi theo. Nếu tăng p đến giá trị giới hạn thì ứng suất tại M sẽ đạt giá trị ứng suất giới hạn và gây trượt đất theo mặt trượt mn đi qua điểm M (hình 2.28). Vòng tròn Mohr biểu diễn trạng thái ứng suất tại M lúc này là vòng tròn Mohr ứng suất giới hạn, vòng B trên hình 2.29b. Toạ độ điểm I trên vòng tròn này chính là ứng suất $\sigma_{\alpha_{tr}}$ và $\tau_{\alpha_{tr}}$ trên mặt trượt mn , xác định như sau:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\alpha_{tr}} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha_{tr}. \\ \tau_{\alpha_{tr}} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha_{tr} \end{aligned} \right\} \quad (2.32)$$

Trong đó: α_{tr} là góc của mặt trượt mn làm với phương ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 (hình 2.28).

Vì mặt phẳng mn là mặt trượt nên các ứng suất $\sigma_{\alpha_{tr}}$, $\tau_{\alpha_{tr}}$ thoả mãn điều kiện cân bằng giới hạn và tuân thủ định luật Coulomb về cường độ chống cắt:

$$\tau_0 = \tau_{\alpha_{tr}} = \sigma_{\alpha_{tr}} \operatorname{tg} \varphi + c.$$

Vậy I vừa là điểm nằm trên vòng tròn Mohr ứng suất giới hạn (vòng tròn B) vừa là điểm nằm trên đường thẳng Coulomb, tức I là tiếp điểm của hai đường này, nghĩa là vòng tròn Mohr ứng suất giới hạn tiếp xúc với đường Coulomb tại I .

Nếu vậy thì từ tam giác $\Delta CIO'$ trên hình 2.29b nhận được:

$$\alpha_{tr} = 45^\circ + \varphi/2 \quad (2.33)$$

Cũng từ hình 2.29b nhận được:

$$\frac{IC}{O'C} = \frac{EC}{O'C} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}{\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + n} = \sin\varphi$$

Từ đó rút ra:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \sin\varphi \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + n \right]$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi + 2n\sin\varphi.$$

$$\sigma_1(1 - \sin\varphi) = \sigma_3(1 + \sin\varphi) + 2n\sin\varphi$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} + 2 \frac{c}{\operatorname{tg}\varphi} \sin\varphi \frac{1}{1 - \sin\varphi}$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} + 2c \frac{\cos\varphi \sin\varphi}{\sin\varphi} \frac{1}{1 - \sin\varphi}$$

hoặc

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} + 2c \frac{\cos\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

vì

$$\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

và

$$\frac{\cos\varphi}{1 - \sin\varphi} = \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)$$

Do đó biểu thức trở thành:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2).$$

đặt $m = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$ ta có:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot m + 2c\sqrt{m} \quad (2.34)$$

Đây là điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb.

Điều kiện này được hiểu là: nếu một điểm trong đất đạt trạng thái cân bằng giới hạn thì trị số ứng suất tại đó thoả mãn đẳng thức (2.34). Ngược lại, nếu trị số ứng suất tại một điểm nào đó thoả mãn đẳng thức (2.34) thì điểm đó ở trạng thái cân bằng giới hạn.

Bài tập mẫu 2.6

Làm thí nghiệm cắt 2 mẫu đất sét bằng máy nén 3 trục nhận được các ứng suất khi mẫu bị cắt như sau:

$$\text{mẫu 1} \quad \sigma_1 = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_3 = 50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{mẫu 2} \quad \sigma_1 = 260 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_3 = 80 \text{ kN/m}^2$$

Yêu cầu xác định góc ma sát trong φ , lực dính đơn vị c , góc chống cắt ψ_{50} , góc nghiêng của mặt trượt α_{tr} làm với phương của ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 .

Bài giải

1. Xác định φ , c

Các mẫu đất đều bị cắt, do đó chúng đều ở trạng thái giới hạn và các ứng suất gây cắt đều thoả mãn điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb (2.34):

$$\sigma_1 = \sigma_3 m + 2c\sqrt{m}$$

$$\text{Trong đó: } m = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

Do vậy từ số liệu thí nghiệm của 2 mẫu đất có thể lập hệ hai phương trình sau đây để giải tìm φ và c :

$$\begin{cases} 260 = 80m + 2c\sqrt{m} & (a) \\ 200 = 50m + 2c\sqrt{m} & (b) \end{cases}$$

Trừ 2 phương trình cho nhau ta có:

$$60 = 30m$$

$$m = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) = 60/30 = 2$$

$$\sqrt{m} = \tan(45^\circ + \varphi/2) = \sqrt{2} = 1,414$$

$$45^\circ + \varphi/2 = \arctg(1,414) = 54^\circ 44'$$

Từ đó suy ra $\varphi = 19^\circ 28'$.

Để tìm c , thay $m = 2$ vào phương trình (a) sẽ nhận được $c = 35 \text{ kN/m}^2$.

2. Tính góc chống cắt ψ_{50}

$$\tan \psi_{50} = \tan \varphi + \frac{c}{\sigma_3} = \tan 19^\circ 28' + \frac{35}{50} = 0,3535 + 0,7 = 1,0535$$

$$\text{suy ra: } \psi_{50} = 46^\circ 30'$$

3. Tính góc α_{tr}

$$\alpha_{tr} = 45^\circ + \varphi/2 = 45^\circ + \frac{19^\circ 28'}{2} = 54^\circ 44'$$

IV. Các nhân tố ảnh hưởng đến cường độ chống cắt của đất

Do cấu tạo bản thân đất rất phức tạp cho nên cường độ chống cắt của đất là một đặc trưng có tính chất thay đổi. Tùy theo điều kiện tồn tại và tình hình làm việc cụ thể của đất mà cường độ chống cắt có những giá trị khác nhau. Tuy cùng một lớp đất sét, nhưng nếu các điều kiện làm việc cụ thể của nó như tình hình thoát nước, tình hình gia tải v.v ... khác nhau, thì cường độ chịu tải sẽ không giống nhau. Sở dĩ như thế vì cường độ chống cắt không chỉ là hàm của một vài tham số mà phụ thuộc vào nhiều nhân tố rất phức tạp.

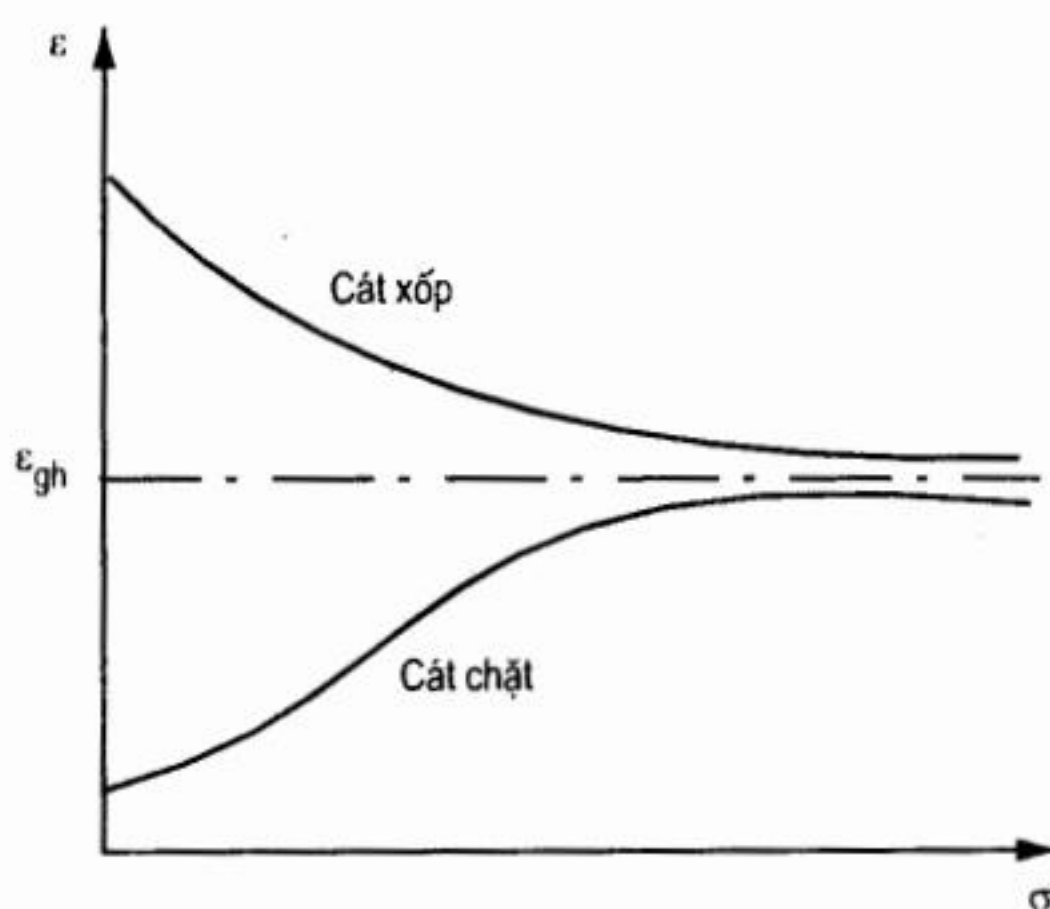
Trước hết cường độ chống cắt của đất phụ thuộc trực tiếp vào áp lực pháp tuyến σ . Áp lực pháp tuyến càng lớn, cường độ chống cắt của đất càng cao.

Tiếp đến, cường độ chống cắt chịu ảnh hưởng của thành phần khoáng vật, của hình dạng và cấp phối hạt đất. Đối với đất cát, vai trò của hình dạng và cấp phối hạt rất đáng kể, hạt càng thô và hình dạng càng gồ ghề, các cạnh càng sắc nhọn thì cường độ chống cắt càng lớn. Đối với đất sét yếu tố thành phần khoáng vật có ảnh hưởng lớn hơn cả. Chính thành phần khoáng quyết định chiều dày và độ nhớt của lớp nước màng xung quanh hạt, do đó ảnh hưởng đến lực dính và cường độ chống cắt của đất sét.

Độ chặt ban đầu cũng là một nhân tố ảnh hưởng đến cường độ chống cắt của đất, nhưng vai trò của nó chỉ thể hiện ở các đất cát mà thôi.

Ở các đất cát chặt, lực ma sát và lực cài giữa các hạt đều lớn, do đó cường độ chống cắt của các đất này cũng lớn. Ở các đất cát xốp thì trái lại, các lực ma sát và lực cài giữa các hạt đều bé và do đó, cường độ chống cắt của các đất này bé hơn.

Điều cần đặc biệt lưu ý thêm là, nếu đất ban đầu ở trạng thái chặt, thì trong quá trình cắt, đất ngày càng bị rời lỏng và rời rạc ra, hệ số rỗng của nó ngày càng tăng dần và tiến tới một giá trị giới hạn ε_{gh} khi cắt. Ngược lại, nếu cũng đất ấy nhưng ban đầu ở trạng thái xốp thì trong quá trình cắt, đất ngày càng chặt dần, hệ số rỗng của nó ngày càng giảm và cuối cùng tiến đến giá trị ε_{gh} khi bị cắt (hình 2.30).



Hình 2.30

Đối với đất sét, khi nghiên cứu cường độ chống cắt, cần đặc biệt chú ý

đến vai trò của độ ẩm. Ở đất cát, thí nghiệm cho thấy, góc ma sát trong giữa các hạt khi khô và khi ướt khác nhau rất ít, chỉ $1^\circ \div 2^\circ$ nên ảnh hưởng của độ ẩm đến cường độ chống cắt có thể bỏ qua. Ở đất sét, khi độ ẩm càng lớn, độ chặt cũng như lực dính giữa các hạt giảm xuống và cường độ chống cắt sẽ bé đi.

Vai trò độ ẩm đối với cường độ chống cắt có ý nghĩa đặc biệt quan trọng ở các đất sét thuần túy ($\varphi \approx 0$). Như đã nói, ở các đất này, cường độ chống cắt hoàn toàn phụ thuộc vào lực dính, chứ không phụ thuộc vào áp lực pháp tuyến nữa (vì $\varphi \approx 0$), do đó nếu đất có độ ẩm ở khắp nơi giống nhau thì có thể xảy ra tình hình cường độ chống cắt không thay đổi theo chiều sâu của lớp đất.

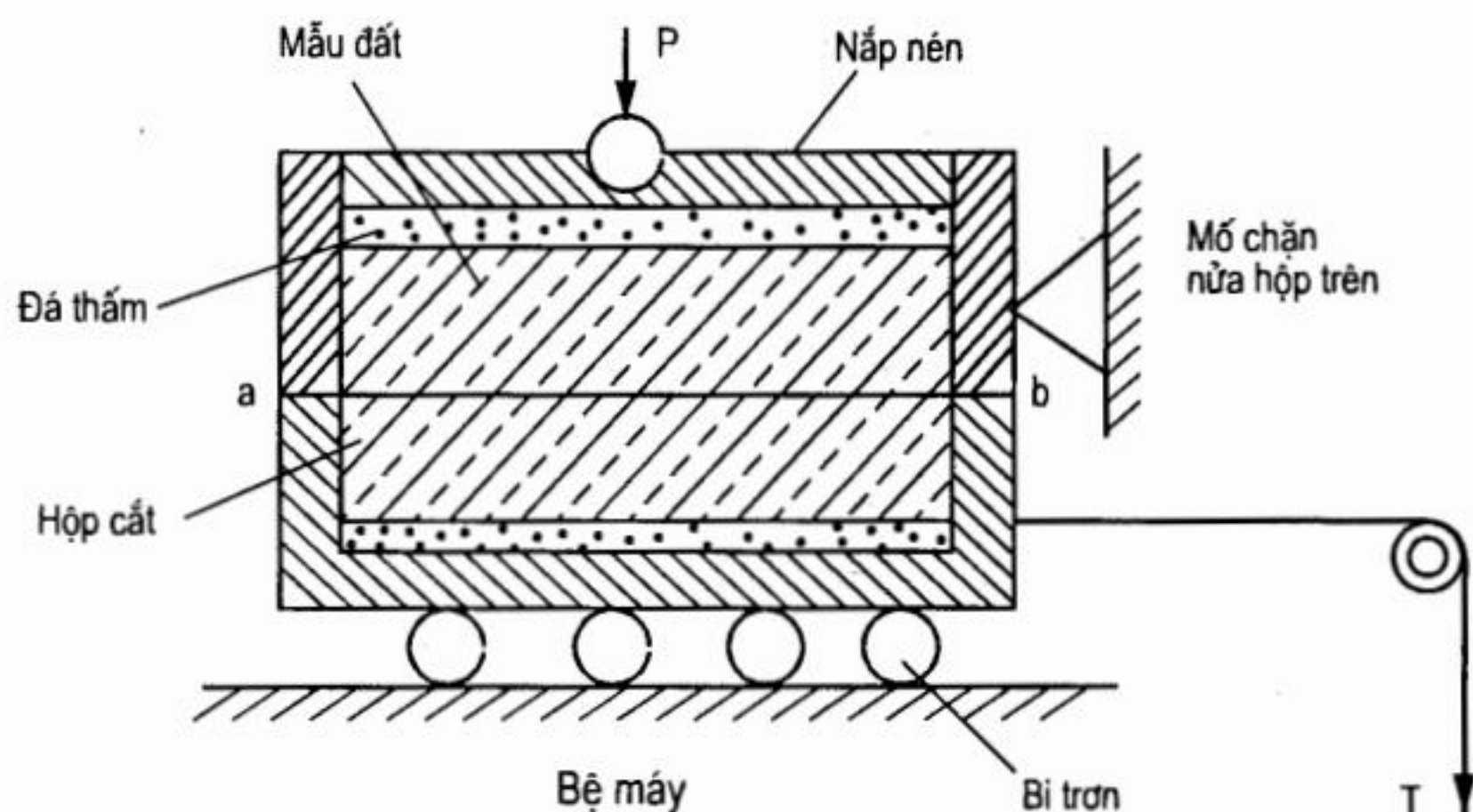
Vì độ ẩm của đất sét gắn liền một cách chặt chẽ với tình hình tăng tải, tình hình thoát nước và quá trình cố kết nên nó có ảnh hưởng lớn đến cường độ chống cắt của đất sét.

V. Các phương pháp thí nghiệm xác định cường độ chống cắt của đất

Để thí nghiệm cắt các mẫu đất trong phòng cũng như ngoài hiện trường, hiện nay có rất nhiều loại thiết bị khác nhau không những về hình dáng, kích thước, mà cả về nguyên lý cấu tạo. Nói chung các thiết bị ấy có thể phân thành hai nhóm chính: nhóm các máy cắt trực tiếp và nhóm các máy cắt gián tiếp.

1. Phương pháp thí nghiệm cắt trực tiếp

Phương pháp này dùng máy cắt trực tiếp (hình 2.31). Bộ phận chính của máy cắt trực tiếp là một hộp cắt được chia làm hai nửa, trong đó một nửa hộp trên được giữ yên không cho chuyển động, còn nửa hộp dưới có thể chuyển dịch song song với mặt phẳng ab tiếp xúc hai nửa hộp. Ma sát giữa bề máy và nửa hộp dưới được khắc phục hoàn toàn nhờ dây bị được bôi trơn.



Hình 2.31

Khi thí nghiệm cắt, mẫu đất được đưa vào hộp và nằm giữa hai tấm đá thấm. Trước khi cắt, mẫu đất được nén với một tải trọng thẳng đứng P nhất định, sau đó nửa hộp dưới được kéo bởi một lực T đủ lớn, làm cho mẫu đất bị cắt theo mặt ab. Áp suất nén σ và ứng suất cắt τ trên mặt cắt ab được xác định bằng cách lấy lực nén P và lực cắt T chia cho diện tích mặt cắt F của mẫu đất, $\sigma = P/F$, $\tau = T/F$.

Để vẽ được đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb cần thí nghiệm cắt ít nhất ba mẫu đất với áp suất nén $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ khác nhau. Đất sẽ bị cắt với ba giá trị ứng suất cắt τ_1, τ_2, τ_3 tương ứng. Các kết quả thí nghiệm cắt được biểu diễn bằng đồ thị quan hệ $\sigma \sim \tau$ như hình 2.24, 2.25. Đồ thị này cho phép xác định các đặc trưng cường độ chống cắt φ, c của đất đang nghiên cứu bằng cách đo, đọc trực tiếp trên đồ thị ấy.

Do cấu tạo đơn giản và yêu cầu thao tác không phức tạp, nên các máy cắt đất trực tiếp hiện nay được dùng phổ biến để thí nghiệm cắt đất trong phòng. Tuy nhiên máy cắt trực tiếp có những nhược điểm đáng lưu ý:

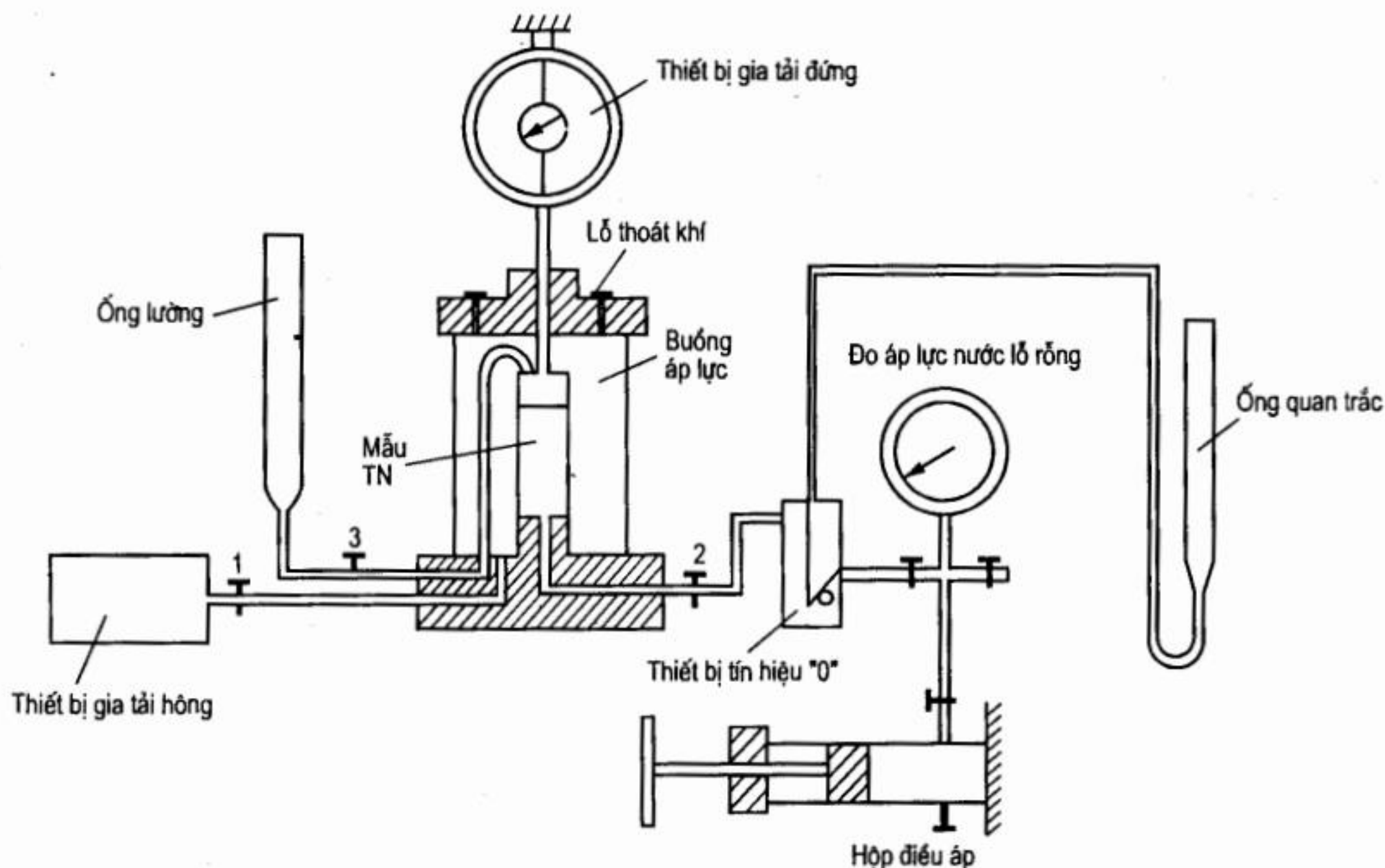
- Mẫu đất chỉ có thể bị cắt theo một mặt trượt nhất định, tức là theo mặt phẳng tiếp xúc giữa hai nửa của hộp cắt. Việc quy định trước mặt trượt như vậy không thể xem là hoàn toàn hợp lý được. Trong thực tế, mẫu đất có thể bị cắt theo mặt trượt khác với mặt quy định nói trên, do đó có thể nói rằng, sơ đồ thí nghiệm ở đây không phản ánh được đúng đắn tình hình làm việc thực tế của đất ở hiện trường.

Trong quá trình cắt đất, diện tích mặt cắt càng ngày càng bé đi, do đó ứng suất cắt không phải là giá trị cố định mà luôn thay đổi.

Ứng suất cắt không phân bố đều trên toàn bộ diện tích mặt cắt mà tập trung xung quanh mép nhiều hơn ở giữa mẫu đất.

2. Phương pháp cắt gián tiếp

Khác với phương pháp cắt trực tiếp, phương pháp cắt gián tiếp thực hiện nén mẫu đất với những áp suất theo ba trục có các giá trị thoả mãn điều kiện ứng suất giới hạn Mohr-Coulomb (2.34) làm cho mẫu đất bị cắt theo mặt phẳng tùy ý.



Hình 2.32. Máy nén ba trục

Tuỳ theo cấu tạo của máy có tác dụng áp lực hông lên mẫu đất hay không, máy được chia làm hai loại: máy nén ba trục và máy nén một trục.

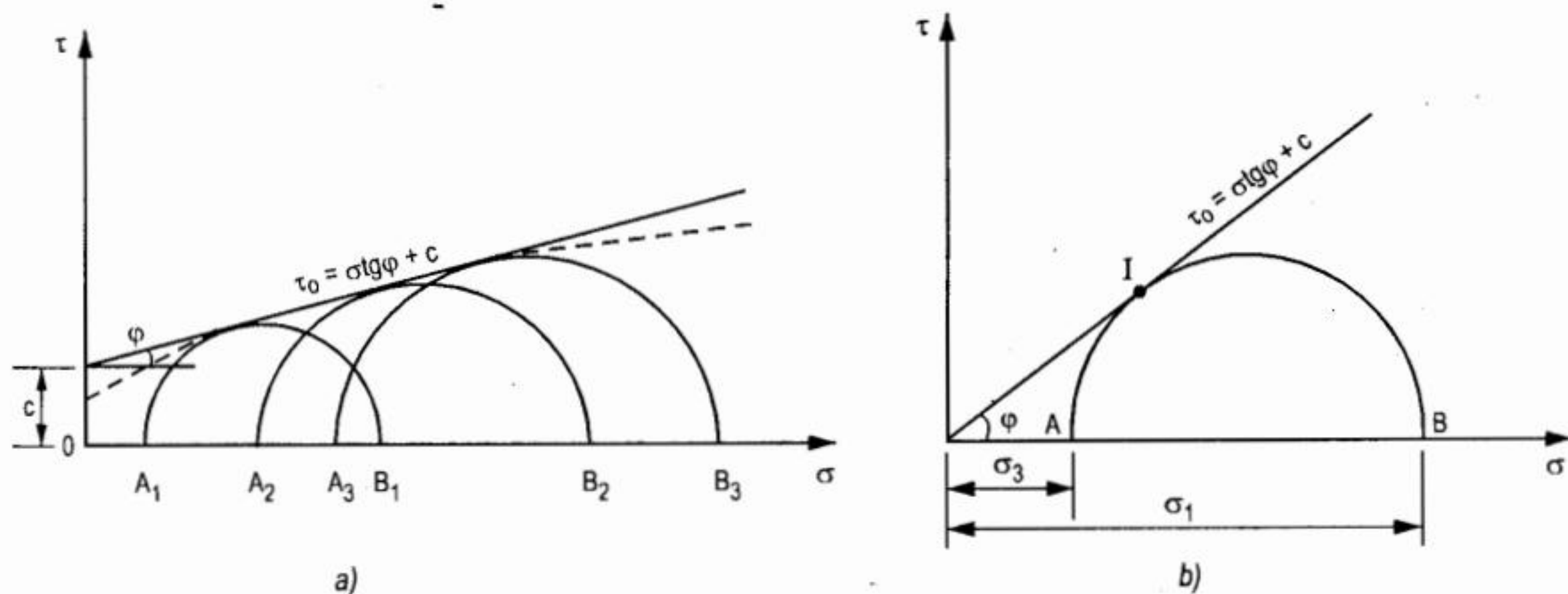
a) Máy nén ba trục

Phương pháp cắt đất bằng máy nén ba trục là một phương pháp hiện đại với trình độ công nghệ cao đảm bảo kết quả thí nghiệm chính xác đáng tin cậy. Các bộ phận chủ yếu của máy nén ba trục gồm có: buồng áp lực, hệ thống thiết bị gia tải đứng, hệ thống thiết bị gia tải hông, hệ thống đo áp lực nước lỗ rỗng, trong đó buồng áp lực là bộ phận chính của máy. Buồng áp lực hình trụ tròn bằng kính hữu cơ có cấu tạo rất kín, nắp và bệ đáy làm bằng kim loại.

Thí nghiệm thông thường được tiến hành theo các bước sau đây:

Đặt mẫu đất hình trụ có bọc cao su mỏng vào buồng áp lực (hình 2.32). Qua van 1, bơm nước có áp vào buồng áp lực để tạo nên áp lực nén tứ phía lên mẫu đất với giá trị σ_3 và giữ nguyên không thay đổi trong suốt quá trình thí nghiệm. Tiếp đó thông qua hệ thống thiết bị gia tải đứng tiến hành tăng áp lực đứng σ_1 (vẫn giữ áp lực hông σ_3 không đổi) cho đến khi mẫu đất bị phá hoại cắt. Các giá trị ứng suất σ_1 và σ_3 đo được lúc đó là các giá trị ứng suất giới hạn. Tiếp tục làm thí nghiệm như thế với ít nhất hai mẫu đất nữa cùng loại, cùng kích thước và cùng tính chất như mẫu trên với các giá trị σ_3 khác nhau. Kết quả thí nghiệm ba mẫu đất cho phép vẽ ba vòng tròn Mohr ứng suất giới hạn (hình 2.33a). Kẻ đường tiếp tuyến với ba vòng tròn ấy sẽ nhận được đường bao cường độ chống cắt Coulomb có dạng đường cong. Để đơn giản có thể coi gần đúng là đường thẳng. Trị số φ , c là các giá trị thực đo trên đồ thị hình ấy.

Trên lý thuyết chỉ làm thí nghiệm cắt hai mẫu đất cũng có thể xác định được φ , c nhờ giải hệ phương trình lập từ điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb (2.34) với hai cặp giá trị ứng suất giới hạn σ_1 và σ_3 đo được từ hai mẫu thí nghiệm.



Hình 2.33

Trường hợp đất rời ($c = 0$) chỉ cần làm thí nghiệm cắt một mẫu đất và vẽ một vòng tròn Mohr là đủ (hình 2.33b), hoặc lập một phương trình để xác định góc ma sát φ của đất cát.

Muốn đo áp lực nước lỗ rỗng (ứng suất trung hoà) trong quá trình thí nghiệm, cần mở van 2 (hình 2.32). Sau khi gia tải lên mẫu đất, do áp lực nước lỗ rỗng tăng nên mực thuỷ ngân trong bộ thiết bị tín hiệu “0” hạ xuống. Để đo áp lực nước lỗ rỗng cần dùng hộp điều áp để điều chỉnh mực thuỷ ngân về vị trí ban đầu. Trị số áp lực nước lỗ rỗng chỉ trên đồng hồ đo áp lúc đó là trị số cần tìm.

Muốn đo thể tích nước từ lỗ rỗng thoát ra trong quá trình thí nghiệm, cần mở van 3 để nước từ lỗ rỗng thoát ra chảy vào ống lường. Dựa vào sự biến đổi mực nước trong ống lường có thể suy ra lượng nước từ trong đất thoát ra trong quá trình thí nghiệm.

b) Thiết bị nén đất một trục

Về nguyên lý thí nghiệm nén đất một trục được xây dựng trên cùng cơ sở lý thuyết với thí nghiệm nén ba trục, chỉ khác là áp lực hông có giá trị bằng không. Vì vậy thí nghiệm này còn gọi là thí nghiệm nén đất không hạn chế nở hông và thiết bị tương ứng gọi là thiết bị nén đất không hạn chế nở hông.

Khi thí nghiệm, mẫu đất được nén với áp lực thẳng đứng $p = \sigma_1$ tăng dần trong điều kiện áp lực hông $\sigma_3 = 0$ cho đến khi phá hoại. Rõ ràng thí nghiệm này chỉ thích hợp với loại đất dính vì đất dính mới chế bị được các mẫu nén dễ dàng.

Giá trị áp lực đứng đo được lúc mẫu đất bị phá hoại trong thí nghiệm này gọi là cường độ chống nén không hạn chế nở hông và biểu diễn bằng p_{mt} . Biểu thức tính toán của p_{mt} có thể rút ra từ (2.34) với điều kiện cho $\sigma_3 = 0$:

$$p_{mt} = \sigma_1 = 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)$$

từ đó:

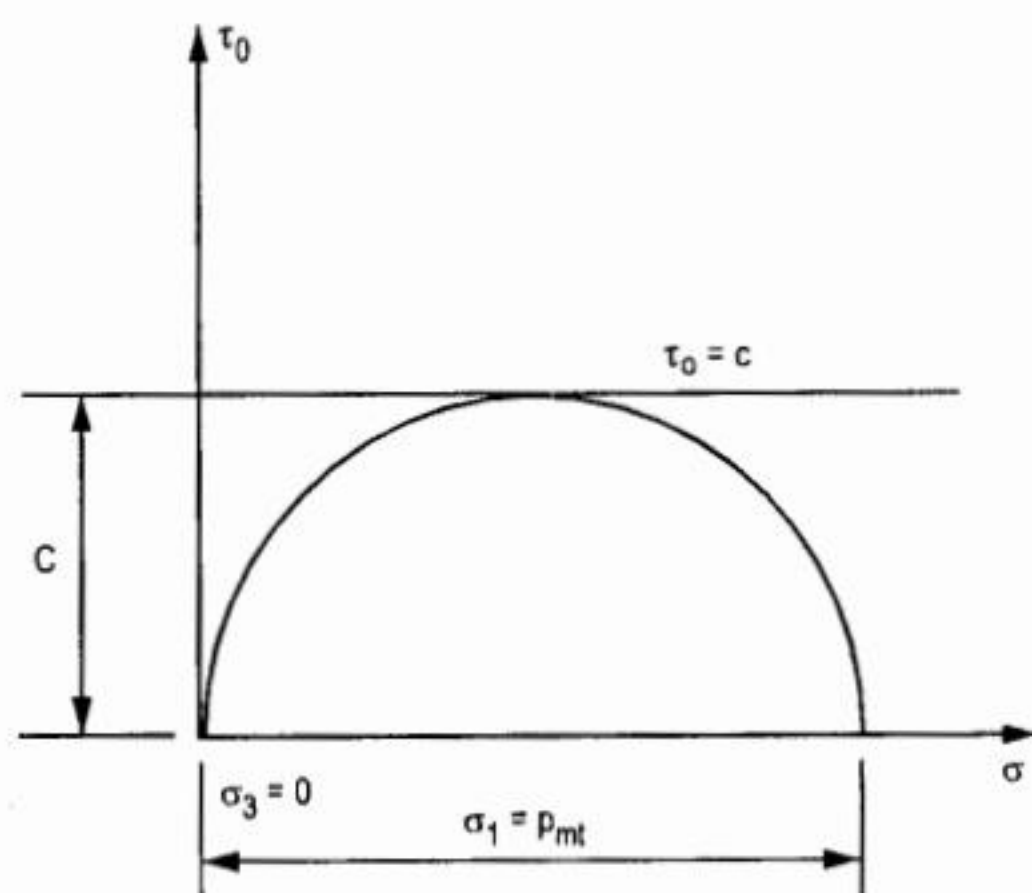
$$c = \frac{p_{mt}}{2 \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)} = \frac{p_{mt}}{2 \operatorname{tg} \alpha_{tr}} \quad (2.35)$$

Muốn xác định c theo công thức (2.35) trước hết cần thực đo chính xác góc α_{tr} trên mẫu thí nghiệm, sau đó thay α_{tr} vào (2.35) sẽ tính được lực dính c . Còn góc ma sát trong φ có thể rút ra từ biểu thức

$$\alpha_{tr} = (45^\circ + \varphi/2)$$

từ đó $\varphi = 2\alpha_{tr} - 90^\circ$.

Tuy nhiên trên thực tế, rất khó đo chính xác góc α_{tr} trên mẫu thí nghiệm, do đó xác định φ , c theo phương pháp vừa nêu là khó thực hiện được.



Hình 2.34

Chỉ với trường hợp đất thuần sét ($\varphi = 0$) cắt nhanh không thoát nước thì $\alpha_{tr} = 45^\circ$, và do đó $\operatorname{tg} \alpha_{tr} = 1$. Từ đó:

$$\tau_0 = c = \frac{P_{mt}}{2} = \frac{\sigma_1}{2} \quad (2.36)$$

Giá trị τ_0 cũng có thể nhận được từ vòng Mohr ứng suất giới hạn (hình 2.34).

Bài tập mẫu 2.7

Thí nghiệm cắt trên máy nén 3 trục, hai mẫu đất cùng loại bằng phương pháp cắt không thoát nước nhận được kết quả khi mẫu đất bị cắt như sau:

Mẫu đất	σ_1 (kN/m ²)	σ_3 (kN/m ²)	u (kN/m ²)
1	350	200	140
2	700	400	280

Yêu cầu xác định:

- Góc ma sát trong φ' và lực dính đơn vị c' của đất theo phương pháp ứng suất có hiệu quả.
- Ứng suất pháp σ và ứng suất tiếp τ trên mặt trượt của mẫu 2.

Bài giải

- Xác định φ' và c'

Các mẫu đất đều bị cắt do đó chúng đều ở trạng thái giới hạn và các ứng suất gây cắt đều thoả mãn điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb dưới đây (viết dưới dạng ứng suất hiệu quả):

$$(\sigma_1 - u) = (\sigma_3 - u)m + 2c' \sqrt{m}$$

Trong đó: $m = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi'/2)$

Do vậy từ số liệu thí nghiệm của 2 mẫu đất có thể lập hệ hai phương trình sau đây để giải tìm φ' và c' :

$$(350 - 140) = (200 - 140)m + 2c' \sqrt{m}$$

$$(700 - 280) = (400 - 280)m + 2c' \sqrt{m}$$

Rút gọn ta có:

$$\begin{cases} 210 = 60m + 2c' \sqrt{m} & (a) \\ 420 = 120m + 2c' \sqrt{m} & (b) \end{cases}$$

Trừ 2 phương trình cho nhau ta có:

$$210 = 60m$$

$$m = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi'/2) = \frac{210}{60} = 3,5$$

$$\sqrt{m} = \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi'/2) = 1,8708$$

$$45^\circ + \varphi'/2 = \arctg(1,8708) = 61^\circ 53'$$

Từ đó suy ra $\varphi' = 33^\circ 46'$

Để tìm c' , thay $m = 3,5$ vào phương trình (a) sẽ nhận được

$$c' = 0.$$

2. Tính ứng suất $\sigma_{\alpha_{tr}}$ và $\tau_{\alpha_{tr}}$ trên mặt trượt mẫu 2:

$$\begin{aligned}\sigma_{\alpha_{tr}} &= \frac{1}{2}[(\sigma_1 - u) + (\sigma_3 - u)] + \frac{1}{2}[(\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u)]\cos 2\alpha_{tr} \\ &= \frac{1}{2}[(700 - 280) + (400 - 280)] \\ &\quad + \frac{1}{2}[(700 - 280) - (400 - 280)]\cos 2(61^\circ 53') \\ &= \frac{1}{2}(420 + 120) + \frac{1}{2}(420 - 120)\cos 123^\circ 46' \\ &= 270 + 150(-0,5558) = 186,6 \text{ kN/m}^2.\end{aligned}$$

$$\sigma_{\alpha_{tr}} = 186,6 \text{ kN/m}^2.$$

$$\begin{aligned}\tau_{\alpha_{tr}} &= \frac{1}{2}[(700 - 280) - (400 - 280)]\sin 2(61^\circ 53') \\ &= \frac{1}{2}(420 - 120)\sin 123^\circ 46' \\ &= 150 \times 0,8313 = 124,7 \text{ kN/m}^2.\end{aligned}$$

$$\tau_{\alpha_{tr}} = 124,7 \text{ kN/m}^2.$$

VI. Ảnh hưởng của mức độ cố kết và áp lực nước lỗ rỗng đến cường độ chống cắt của đất

1. Phương pháp cắt nhanh, cắt chậm và cố kết cắt nhanh

Các phương pháp này được kiến nghị nhằm xét đến ảnh hưởng của tình hình tăng tải và cũng tức là ảnh hưởng của tình hình thoát nước lỗ rỗng đến cường độ chống cắt của đất sét. Theo Casagrande thí nghiệm cắt đất có thể tiến hành theo ba sơ đồ cắt nhanh, cắt chậm và cố kết cắt nhanh.

Nội dung cơ bản của phương pháp cắt nhanh là trong quá trình thí nghiệm cắt đất, không cho nước trong đất thoát ra ngoài, mẫu đất không được cố kết dưới các tải trọng, độ chặt của đất không tăng lên so với độ chặt ban đầu. Để thực hiện yêu cầu đó, khi cắt đất bằng máy nén ba trục, van 2 cần đóng lại trong suốt quá trình thí nghiệm, còn khi dùng máy cắt trực tiếp thì cả tải trọng nén và tải trọng cắt đều phải được tác dụng tức thời

để cho mẫu đất bị cắt mà nước không kịp thoát ra. Tuy nhiên trong thực tế, khi cắt nhanh bằng máy cắt trực tiếp, dù thao tác có thành thạo đến đâu cũng khó đảm bảo nước không hoàn toàn thoát ra ngoài, vì máy cắt trực tiếp không có khả năng khống chế tình hình thoát nước như máy nén ba trục.

Trái với phương pháp cắt nhanh, phương pháp cắt chậm bảo đảm cho nước trong đất thoát được ra ngoài, mẫu đất được cố kết đầy đủ dưới tác dụng của các tải trọng và độ chặt của đất tăng lên đến mức độ tối đa. Muốn vậy, khi thí nghiệm bằng máy nén ba trục, van 2 cần mở suốt trong quá trình cắt đất, còn khi dùng máy cắt trực tiếp, thì cần để cho mẫu đất hoàn toàn được cố kết dưới tải trọng nén thẳng đứng, sau đó tăng tải trọng cắt rất chậm để cắt mẫu đất.

Phương pháp cố kết cắt nhanh là phương pháp trung gian giữa hai phương pháp nói trên. Khi thí nghiệm cắt theo phương pháp này bằng máy nén ba trục, van 2 cần mở trong quá trình tăng áp lực hông, còn trước khi tăng tải trọng đứng để cắt thì đóng van đó lại. Nếu dùng máy nén cắt trực tiếp để thí nghiệm thì cần để cho mẫu đất được hoàn toàn cố kết dưới tác dụng của tải trọng nén, sau đó tăng tải trọng cắt với tốc độ nhanh sao cho nước lỗ rỗng không kịp thoát ra ngoài.

Trong ba phương pháp thí nghiệm trên đây, phương pháp cắt nhanh cho các giá trị góc φ bé nhất, trong khi phương pháp cắt chậm cho các giá trị góc φ lớn nhất, còn phương pháp cắt nhanh cố kết thì cho các giá trị góc φ trung gian. Giá trị của lực dính c cũng tăng dần từ phương pháp cắt nhanh đến phương pháp cắt chậm, nhưng lượng tăng của c không lớn như đối với góc φ .

Các tham số chống cắt φ và c xác định được bằng phương pháp cắt nhanh có thể dùng để tính toán ổn định các mái dốc của các công trình bằng đất vừa mới đắp, hoặc sức chịu tải của các nền đất dính trong điều kiện tình hình thoát nước không thuận lợi, đồng thời công trình lại dự kiến xây dựng nhanh chóng. Để tính toán ổn định chống trượt của các mái dốc trong đất nguyên thổ, hoặc xác định sức chịu tải của các nền đất dính trong tình hình thoát nước dễ dàng và tốc độ xây dựng công trình chậm, thì trái lại, cần dựa vào số liệu φ và c của thí nghiệm cắt chậm. Nếu đất có điều kiện làm việc trung gian giữa các tình hình trên, thì cường độ chống cắt của nó cần được xác định dựa vào phương pháp cố kết cắt nhanh, ví dụ đập đất hồ chứa khi tích nước hoặc xả nước nhanh đột ngột.

Vì khi xác định các tham số chống cắt φ , c trong các thí nghiệm cắt nhanh, cắt chậm và cố kết cắt nhanh trên đây không tách riêng ứng suất hiệu quả và ứng suất trung hoà nên các phương pháp thí nghiệm này đều được gọi là phương pháp ứng suất tổng.

2. Ảnh hưởng của ứng suất trung hoà và ứng suất hiệu quả đến cường độ chống cắt

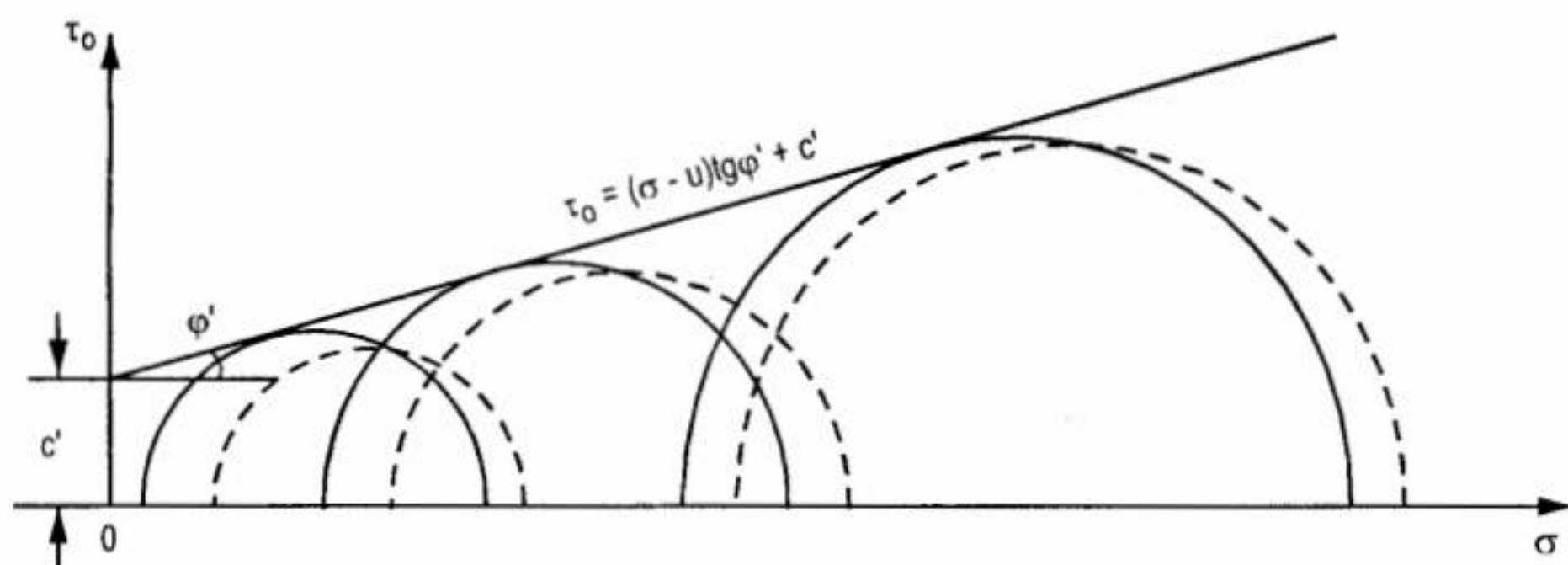
Có thể thấy rằng, các phương pháp cắt đất theo ứng suất tổng, tuy có phần nào xét được ảnh hưởng của tốc độ tăng tải và tình hình thoát nước đến cường độ chống cắt của đất, nhưng thật ra vẫn chỉ mô hình hoá được tình hình làm việc cụ thể của đất ở ba trường hợp cố kết đặc biệt mà thôi.

Như đã biết, ứng suất hiệu quả là yếu tố làm cho đất chặt và cường độ chống cắt của đất ngày càng tăng trong quá trình cố kết. Xuất phát từ quan điểm đó, K.Terzaghi đã kiến nghị bổ khuyết công thức của Coulomb bằng cách đưa vào ứng suất hiệu quả ($\sigma - u$) thay cho ứng suất tổng σ , đồng thời thay các tham số chống cắt φ và c bằng φ' và c' ứng với ứng suất hiệu quả ($\sigma - u$), cụ thể:

$$\tau_0 = (\sigma - u)\operatorname{tg}\varphi' + c'. \quad (2.37)$$

Phương pháp cắt đất như thế này gọi là phương pháp ứng suất hiệu quả.

Thí nghiệm tiến hành ít nhất với ba mẫu đất được nén bởi các áp lực hông σ_3 khác nhau và sau đó được nén với các áp lực đứng tương ứng cho đến khi mẫu đất bị phá hoại. Áp lực nước lỗ rỗng (ứng suất trung hoà) ứng với khi mẫu đất bị cắt được đo bằng hệ thống thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng (hình 2.32). Dựa vào giá trị các ứng suất σ_1 , σ_3 và u thu được đối với mỗi mẫu đất để tính các giá trị $(\sigma_1 - u)$ và $(\sigma_3 - u)$, từ đó vẽ ra các vòng tròn Mo giới hạn ứng với các ứng suất hiệu quả tác dụng trên các mẫu đất (vòng tròn liền nét trên hình 2.35). Cuối cùng kẻ đường tiếp tuyến với các vòng tròn đó sẽ nhận được đường bao cường độ chống cắt có dạng đường cong, có thể coi gần đúng là đường thẳng. Thực đo trên hình 2.35 sẽ nhận được φ' và c' .

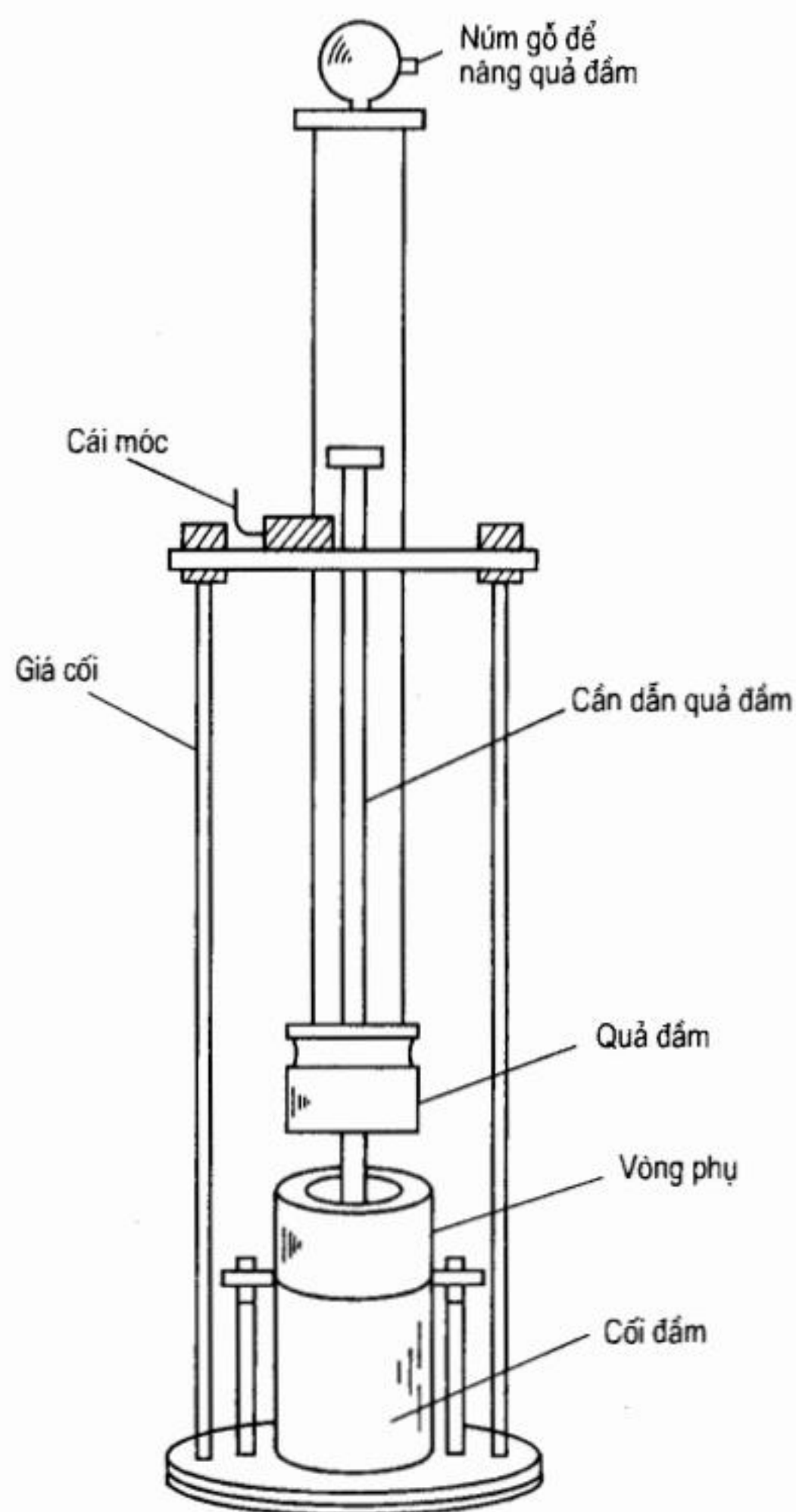


Hình 2.35

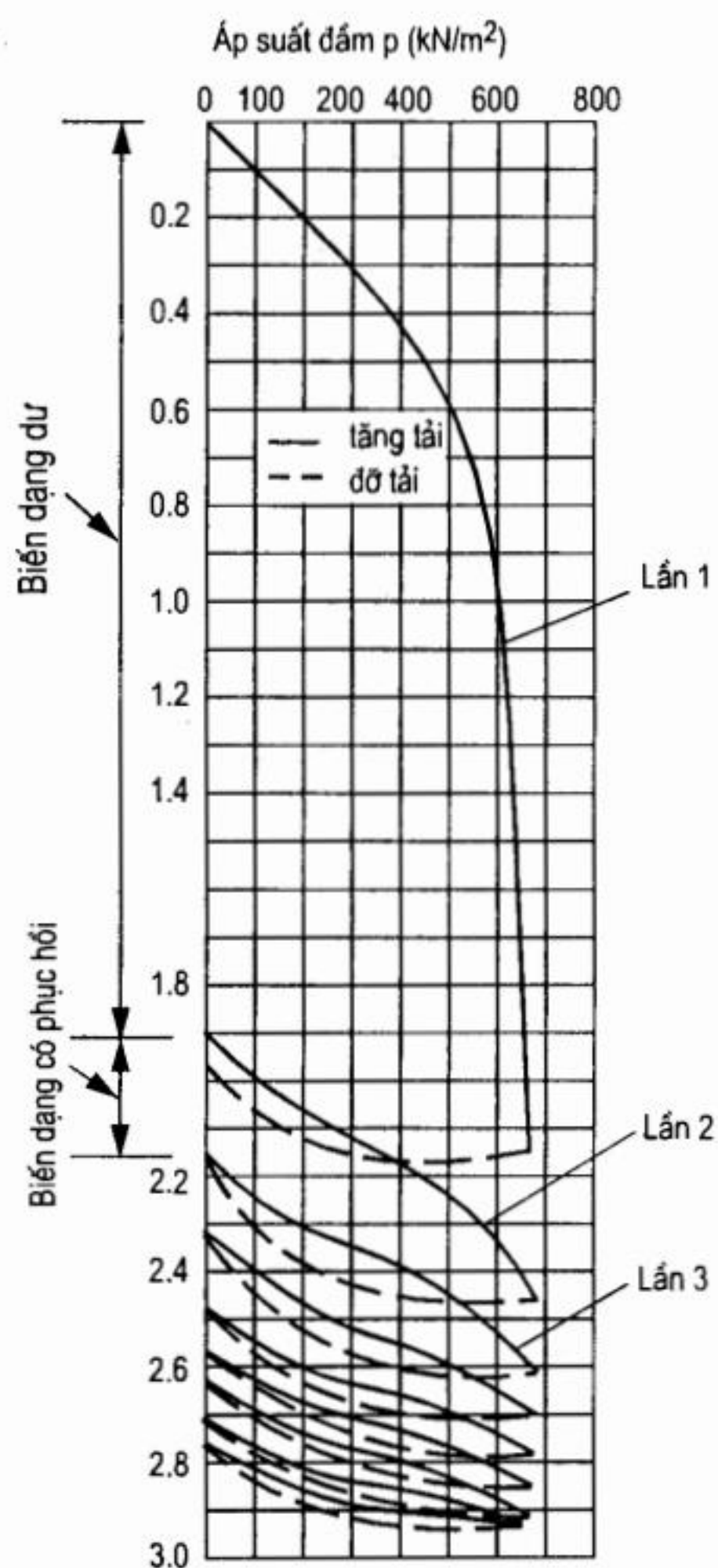
§2.4. TÍNH ĐẦM CHẶT CỦA ĐẤT

Nếu cho một tải trọng xung kích nhất định tác dụng lặp lại nhiều lần trên một khối đất đắp trong một cối kim loại cứng (hình 2.36) thì quy luật biến dạng của khối đất như hình 2.37. Từ hình vẽ thấy rằng, trong quá trình tác dụng lặp lại nhiều lần của một tải trọng động xung kích nhất định, phần biến dạng dư ngày càng giảm, cuối cùng chỉ còn phần biến dạng đàn hồi, điều đó chứng tỏ mẫu đất đã được đầm đến trạng thái chặt nhất và người ta gọi đó là giới hạn đầm chặt của đất. Sở dĩ có hiện tượng trên, vì lúc đầu khi đất còn xốp, phần lớn công sinh ra do tải trọng động xung kích được dùng vào việc khắc phục ma sát giữa các hạt đất hoặc đám hạt để đưa chúng về thế ổn định hơn. Càng về sau,

khi các hạt đất đã được sắp xếp ở thế ổn định rồi, công đó chỉ bị tiêu hao bởi tính đàn hồi của hạt đất, của bọc khí kín hoặc nước lỗ rỗng trong đất mà thôi. Rõ ràng khi đất đã được đầm chặt như vậy, tính thấm và tính ép co sẽ giảm nhỏ, cường độ chống trượt sẽ tăng lên, vì vậy trong thực tế dùng đất làm vật liệu xây dựng (đắp đê đập, làm nền đường v.v ...), người ta thường dùng các biện pháp đầm chặt đất (đầm xung kích, đầm lăn, ...) để đảm bảo tính ổn định của công trình đất.



Hình 2.36. Cối đầm nén tiêu chuẩn



Hình 2.37. Hiệu quả đầm chặt đất

Trong xây dựng thủy lợi, do điều kiện kinh tế và kỹ thuật khống chế nên không đòi hỏi (hoặc nhiều khi không cần thiết) đầm đất tới giới hạn đầm chặt mà thường chỉ đầm đạt đến một độ chặt nào đấy mà thôi, nghĩa là từ quy luật chung về mối quan hệ giữa công đầm, trọng lượng riêng khô và độ ẩm của đất, chọn ra được độ ẩm thích hợp và trọng lượng riêng khô cần thiết, thoả mãn yêu cầu thiết kế công trình, tương ứng với một công năng đầm nén cần thiết nhỏ nhất.

I. Thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn và quy luật chung của tính đầm chặt đất

1. Thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn trong phòng

Hiện nay thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn trong phòng thường thực hiện trên cối đầm đã được chuẩn hoá theo kiểu cối đầm Proctor. Hình 2.36 là cối đầm nén tiêu chuẩn kiểu Trung Quốc.

Thiết bị đầm gồm hai bộ phận chính: cối đầm bằng kim loại và quả đầm. Quy cách cối đầm tiêu chuẩn kiểu Trung Quốc và Liên Xô được nêu ở bảng 2.3.

Bảng 2.3. Quy cách các loại cối đầm tiêu chuẩn

Kiểu cối đầm	Khối lượng quả đầm (kg)	Chiều cao đầm rơi tự do (m)	Số lớp đầm (lớp)	Thể tích cối đầm (m^3)
Trung Quốc	2,50	0,46	3	0,001
Liên Xô	2,50	0,30	3	0,001

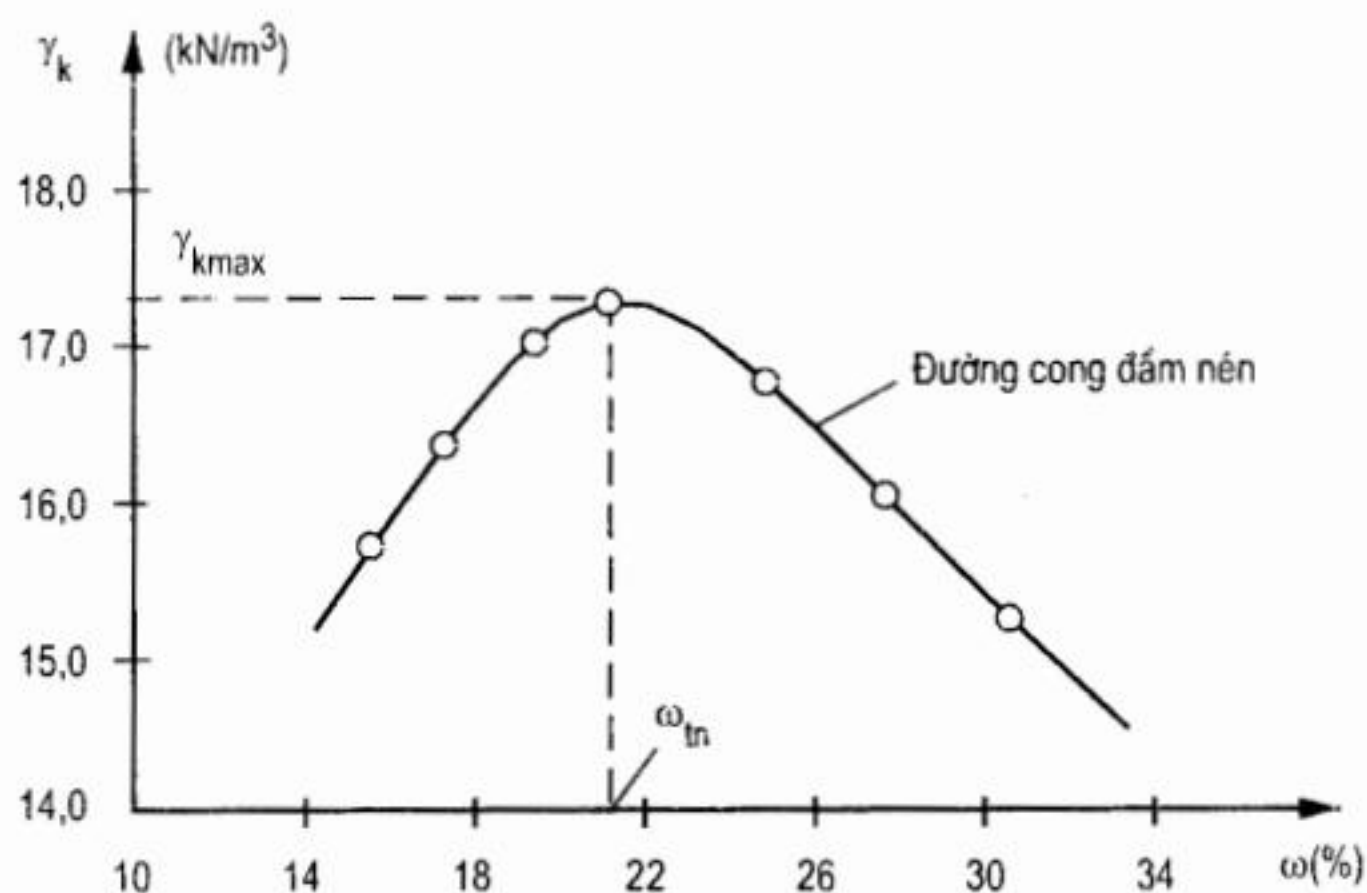
Để tìm quy luật tính đầm chặt của đất, thường tiến hành thí nghiệm như sau: cho đất có một độ ẩm nào đó (khống chế trước) vào trong cối đầm thành từng lớp (thường chia làm ba lớp), sau đó tác dụng một lực động xung kích bằng cách cho quả đầm có khối lượng nhất định rơi tự do tại một độ cao định trước, với số lần đầm n nhất định đối với mỗi lớp đất, sau khi đầm xong mỗi cối, xác định độ ẩm và trọng lượng riêng khô tương ứng. Lặp lại thao tác đó, đối với cùng một loại đất, cùng một số lần đầm nhưng với độ ẩm khác nhau, cuối cùng sẽ có được những cặp trị số độ ẩm và trọng lượng riêng khô tương ứng, với cùng một công đầm nhất định.

2. Quy luật chung của tính đầm chặt của đất

a) Quan hệ giữa độ ẩm và trọng lượng riêng khô (γ_k)

Hình 2.38 là đường cong quan hệ giữa trọng lượng riêng khô γ_k và độ ẩm ω ứng với một công đầm nhất định.

Đường cong này có dạng parabol xuất hiện điểm đỉnh. Điều đó chứng tỏ độ ẩm khác nhau thì hiệu quả đầm chặt sẽ khác nhau, trong đó chỉ có một độ ẩm làm cho đất có khả năng đầm đạt độ chặt lớn nhất γ_{kmax} , độ ẩm ấy gọi là độ ẩm tốt nhất, ký hiệu ω_{tn} . Như vậy đất ẩm quá hay khô quá đều không thể đầm chặt được, điều này có thể giải thích như sau:



Hình 2.38

Nếu $\omega < \omega_{tn}$ (nhánh trái của đường cong), hàm lượng nước trong đất bé không đủ bôi trơn để khắc phục ma sát giữa các hạt khi đầm do đó hiệu quả đầm chặt thấp.

Nếu $\omega > \omega_{tn}$ (nhánh phải của đường cong), hàm lượng nước trong đất lớn chứa đầy lỗ rỗng, khi chịu tải trọng xung kích do đầm, nước trong lỗ rỗng không kịp thoát ra do đó xuất hiện ứng suất trung hoà lớn gây cản trở sự nén chặt đất khi đầm, tức hiệu quả đầm sẽ kém và không đạt được độ chặt cao. Tóm lại muốn đầm chặt đất đạt hiệu quả cao cần khống chế độ ẩm thích hợp.

Kết quả nghiên cứu thí nghiệm cho biết độ ẩm tốt nhất ω_{tn} và độ chặt lớn nhất tương ứng (γ_{kmax}) của các loại đất như bảng 2.4.

Bảng 2.4. Độ ẩm tốt nhất và độ chặt lớn nhất của đất thường gặp

Loại đất	ω_{tn} (%)	γ_{kmax} (kN/m ³)
Đất cát	8 ÷ 12	18 ÷ 18,8
Đất á sét	9 ÷ 15	18,5 ÷ 20,8
Đất sét	19 ÷ 23	15,8 ÷ 17,0

Để chọn độ ẩm tốt nhất cho ở bảng 2.4 đối với một loại đất nào đó cần căn cứ thành phần cấp phối hạt, hình dạng hạt, kích thước và thành phần khoáng vật để quyết định.

b) Quan hệ giữa số lần đầm n và độ chặt lớn nhất γ_{kmax}

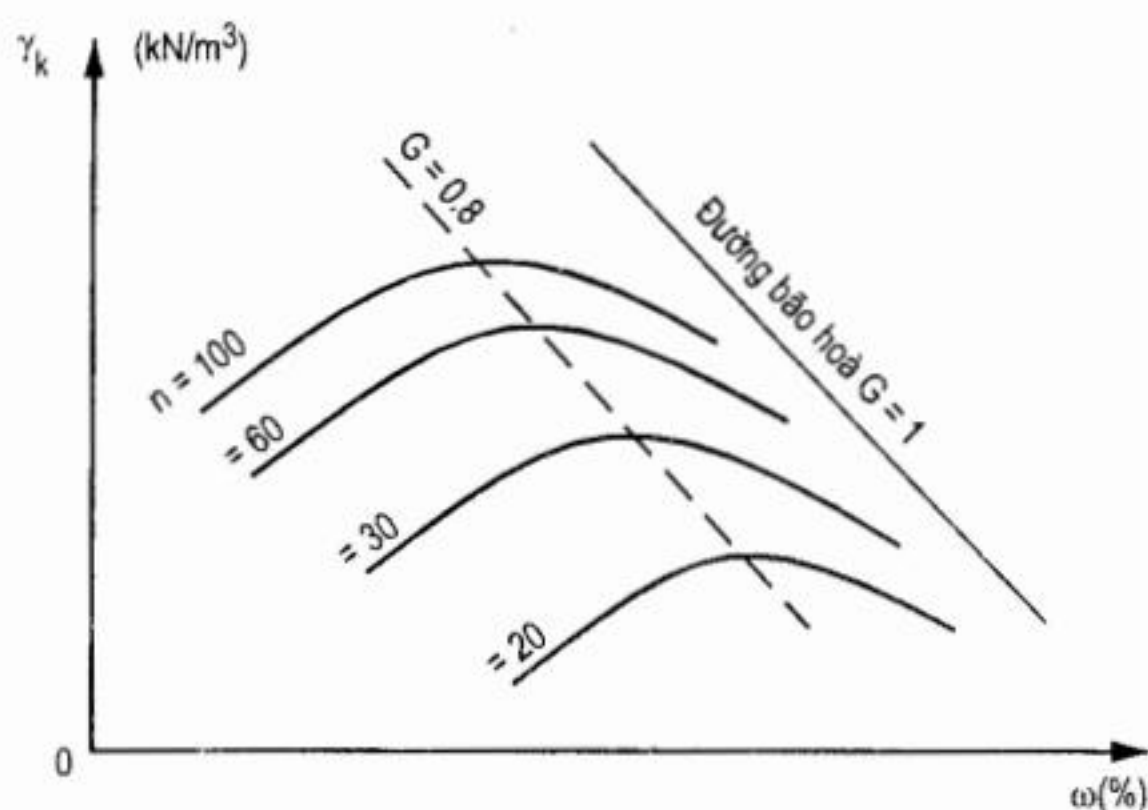
Kết quả thí nghiệm biểu diễn trên hình 2.39 cho thấy nếu tăng số lần đầm n thì γ_{kmax} sẽ tăng và ngược lại. Tuy nhiên nếu số lần đầm tăng đến một giới hạn nào đó thì hiệu quả làm chặt đất sẽ giảm, do vậy không nên tăng số lần đầm n quá lớn vì không đạt được hiệu quả kinh tế.

c) Quan hệ giữa số lần đầm n và độ ẩm tốt nhất ω_{tn}

Từ hình 2.39 thấy rằng nếu công đầm tăng, độ ẩm tốt nhất ω_{tn} sẽ giảm

biểu hiện ở chỗ các điểm đỉnh dịch về phía trục tung. Điều này có thể giải thích rằng, tuy độ ẩm bé không đủ bôi trơn các hạt nhưng do công đầm lớn nên đã khắc phục được ma sát giữa các hạt làm tăng hiệu quả đầm chặt.

Kết quả nhiều thí nghiệm chỉ rõ đối với đất dính độ ẩm tốt nhất ω_{tn} gần xấp xỉ giới hạn dẻo ω_d , với độ ẩm này đất gần bão hoà tức là $G \approx 0,8$. Kết luận này có thể xác nhận bằng cách tính G theo công thức:



Hình 2.39

$$G = \frac{\Delta\gamma_k \cdot 0,01\omega}{\Delta\gamma_n - \gamma_k} \quad (2.38)$$

Trong đó:

Δ - tỷ trọng của hạt đất.

γ_k - trọng lượng riêng khô của đất đầm nén.

ω - độ ẩm đầm nén của đất.

γ_n - trọng lượng riêng của nước.

Mỗi điểm đỉnh có một cặp giá trị γ_{kmax} và ω_{tn} , thay chúng vào (2.38) sẽ nhận được $G \approx 0,8$, có nghĩa là với độ ẩm tốt nhất ω_{tn} , đất có độ bão hoà $G \approx 0,8$.

Có thể tìm được đường quan hệ $\gamma_k \sim \omega$ với $G = 1$ bằng cách dùng công thức (2.38) để tính toán. Ở công thức này cho $G = 1$ và giả định các giá trị γ_k khác nhau sẽ tính được ω tương ứng. Dùng các cặp giá trị γ_k và ω tính được đó sẽ vẽ được đường bão hoà $G = 1$ như trên hình 2.39.

Từ hình 2.39 thấy rằng các đường cong đầm chặt đều nằm về phía trái đường cong bão hoà $G = 1$. Sở dĩ có hiện tượng đó vì dưới tác dụng xung kích của quả đầm, thể tích khí kín trong đất đầm nén không thể thoát ra ngoài được, do đó độ bão hoà không bao giờ đạt tới 1.

II. Các nhân tố ảnh hưởng tới tính đầm chặt đất và vài đặc điểm của đất đầm chặt

1. Nhân tố ảnh hưởng

Ngoài ảnh hưởng của công đầm và độ ẩm như đã nói trên, loại đất cũng là một nhân tố quan trọng ảnh hưởng tới tính đầm chặt của đất (bảng 2.4).

Nói chung, đất cát đầm dễ đạt trọng lượng riêng khô lớn so với đất dính. Trong điều kiện Việt Nam thường gặp đất có lượng hạt sét lớn và độ ẩm cao, nhưng trong nhiều trường hợp phải dùng để đắp đập do đó khó đạt trọng lượng riêng khô lớn, trong trường hợp này, nếu thiết kế không linh hoạt, dễ đưa tới giá thành công trình cao.

Đối với cùng một loại đất, cấp phối của nó cũng có ảnh hưởng tới tính đầm chặt, đặc biệt là đối với đất rời. Nói chung, với một công đầm đơn vị như nhau, đường cong đầm chặt của loại cát có cấp phối tốt sẽ ở vị trí cao và dốc hơn đường cong đầm chặt của loại cát hạt đều.

Nếu trong đất có lẫn nhiều chất mùn hữu cơ thì khó đầm đạt trọng lượng riêng khô cao, vì chất này có tính đàn hồi lớn, tính hút nước cao, đồng thời có tác dụng làm cho hạt đất liên kết lại. Hơn nữa, sau này chất mùn nát còn có thể bị phân giải, làm cho tính chất cơ học của đất xấu đi.

Ngoài ra, khoảng thời gian dài hay ngắn sau khi nhào trộn đất, vật liệu đất có dùng lại hay không, nhiệt độ lúc đầm chặt đều có ảnh hưởng nhất định tới tính đầm chặt của đất.

2. Đặc điểm của đất đầm chặt

Khi đất được đầm chặt ở trọng lượng riêng khô lớn nhất (hoặc độ ẩm tốt nhất), thì nó không dễ nứt nẻ khi khô, tính thấm và tính ép co đều nhỏ, cường độ chống cắt lớn. Mặt khác, nếu đất đó gặp nước có thể nở ra song trọng lượng riêng khô vẫn lớn.

Ngoài ra, nếu chọn loại thiết bị đầm chặt trong phòng thích hợp, thì trị số γ_{kmax} và ω_{ln} tìm được từ thí nghiệm đầm chặt trong phòng không khác nhiều kết quả thí nghiệm đầm lặn ở hiện trường, và công đầm đơn vị cần thiết cũng tương tự nhau. Do đó, kết quả đầm chặt đất trong phòng là tài liệu quan trọng dùng tham khảo cho việc thi công công trình đất.

III. Các thí nghiệm đầm chặt khác

Nguyên lý thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn tương đối đơn giản, đầu tiên do Proctor đề nghị, sau đó đã được cải tiến. Ở các nước có những quy định khác nhau về thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn như đã trình bày ở trên.

1. Thí nghiệm Proctor bình thường

Dụng cụ thí nghiệm: cối đầm chặt đường kính 6" (15,24 cm) ; chiều cao 5" (12,70 cm); thể tích $1/12 \text{ ft}^3$ (2317 cm^3). Đám có đường kính đáy 2" (5,08 cm), trọng lượng 5,6 lbs (2,496 kG). Tấm lót dày 2" (5,08 cm), đường kính 6" (15,24 cm).

Cách thử: Chiều cao rơi của quả đầm 12" (30,5 cm) ; số lớp đất đầm 3; chiều dày mỗi lớp 4 cm ; số lần đầm cho một lớp 55 ; năng lượng đơn vị 5,4 kG.cm/cm³.

Năng lượng đơn vị tính như sau:

$$E = mghn \quad (2.39)$$

Trong đó:

m - khối lượng quả đầm (kg).

g - gia tốc trọng trường (m/s^2).

h - chiều cao rơi tự do của quả đầm (cm).

n - số lần đầm (lần).

E - năng lượng đầm (kG.cm/cm³).

2. Thí nghiệm Proctor do Hiệp hội AASHO (Hiệp hội đường ô tô Mỹ) cải tiến

Dụng cụ thí nghiệm: Cối đầm chặt đường kính 4" (10,16 cm); chiều cao 4"5/8 (11,70 cm); thể tích $1/30 \text{ ft}^3$ (926,8 cm^3). Đám có đường kính đáy 2" (5,08 cm); trọng lượng 10 lbs (4,54 kG);

Cách thử: Chiều cao rơi của quả đầm 18" (45,7 cm); số lớp đất đầm 5; chiều dày mỗi lớp 2,5 cm; số lần đầm cho một lớp 25; năng lượng đơn vị 27,5 kG.cm/cm³.

3. Thí nghiệm Proctor do công binh Mỹ cải tiến

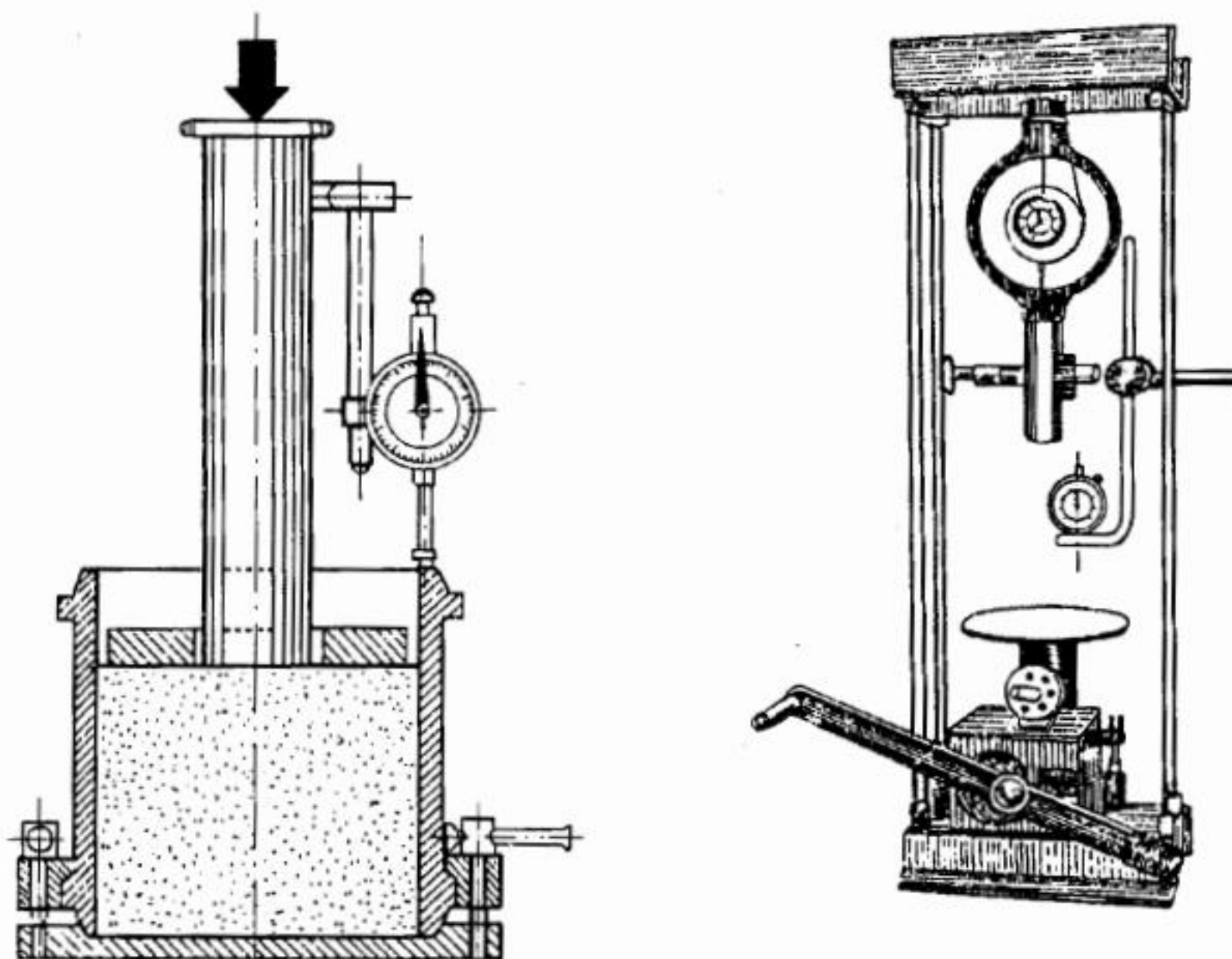
Dụng cụ thí nghiệm: Cối đầm chặt đường kính 6" (15,24 cm) ; chiều cao 5" (12,7cm) ; thể tích $1/12 \text{ ft}^3$ (2317 cm^3). Đầm có đường kính đáy 2" (5,08 cm); trọng lượng 10 lbs (4,54 kG) ; tấm lót đáy dày 2" , đường kính 6".

Cách thử: Chiều cao rơi của quả đầm 45,7 cm ; số lớp đất đầm 5 ; chiều dày mỗi lớp 2,5 cm ; số nhát đầm cho một lớp 55 ; năng lượng đơn vị $24,5 \text{ kG.cm/cm}^3$.

Nói chung thí nghiệm Proctor bình thường có năng lượng đơn vị nhỏ (dưới 6 kG.cm/cm^3), còn các thí nghiệm Proctor cải tiến có năng lượng đơn vị lớn (trên 24 kG.cm/cm^3).

4. Thí nghiệm CBR

Ở Mỹ và một số nước, trong xây dựng đường ô tô thường dùng chỉ số CBR (viết tắt của tên Califocnia Bearing Ratio - Chỉ số chịu tải Califocnia) là tỷ số biểu thị bằng phần trăm giữa áp lực tạo sự xuyên ngấp một trụ xuyên trong đất ta xét với áp lực tạo sự xuyên ngấp như thế trong vật liệu tiêu chuẩn. Kích thước trụ xuyên, tốc độ và độ sâu xuyên được chuẩn hoá.



Hình 2.40

Dụng cụ thí nghiệm (hình 2.40): Trụ xuyên tiết diện 3 inch^2 ($19,35 \text{ cm}^2$) dài khoảng 20 cm, gắn vào một giá đỡ có gá lực kế và đồng hồ đo chuyển vị; một cơ cấu vitme với tay quay nâng hộp mẫu tạo ra sự xuyên ngấp của trụ xuyên.

Hộp mẫu là một cối đầm chặt kiểu Proctor công binh Mỹ cải tiến nhưng chiều cao cối lớn hơn, bằng 7" (17,78 cm); ngoài ra có những tấm cứng vành khuyên đặt trên mẫu đất trong cối đầm dùng để gia tải lên mẫu đất, trụ xuyên đi qua lỗ tâm các tấm.

Cách thí nghiệm: Đầu tiên mẫu đất được đầm chặt như thí nghiệm Proctor công bình Mỹ cải tiến với độ ẩm sai lệch $\pm 0,50\%$ độ ẩm đầm nén tốt nhất. Dùng các tấm vành khuyên gia tải lên mặt mẫu bằng tải trọng đất chịu trong tự nhiên nhưng trọng lượng tối thiểu các tấm vành khuyên là 10 lbs (4,54 kG). Đưa hộp mẫu vào dưới trụ xuyên, tác dụng lực 10 lbs để trụ xuyên tiếp xúc với mẫu. Gá đồng hồ chuyển vị tỳ lên thành cối đầm và đưa về 0. Bắt đầu quá trình ép trụ xuyên, thao tác sao cho tốc độ xuyên là không đổi và đúng bằng tốc độ tiêu chuẩn hoá là 1/20 inch trong một phút (1,27 mm/phút). Trong quá trình xuyên ghi chép áp lực xuyên ứng với các độ sâu xuyên 0,5, 1,0, 2,0, ... tới độ sâu xuyên 10 mm thì thôi.

Kết quả đo được trình bày trên đồ thị thí nghiệm CBR (hình 2.41).

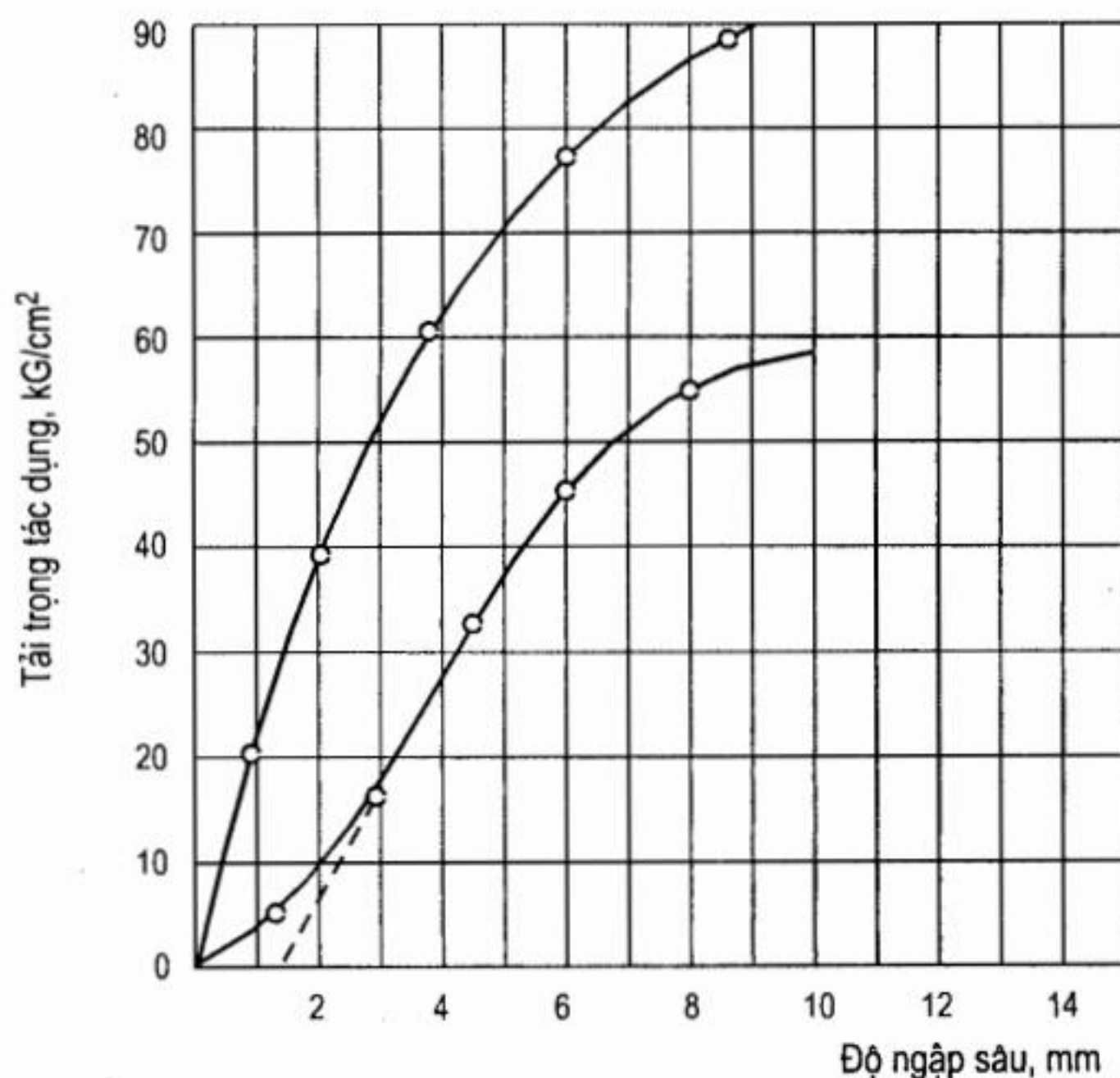
Tính được các chỉ số chịu tải:

$$\frac{P_{(2,54)}}{70,00} 100\% \text{ và } \frac{P_{(5,08)}}{105,00} 100\% .$$

Trong đó:

$P_{(2,54)}$ và $P_{(5,08)}$ - áp lực làm trụ xuyên sâu 2,54 và 5,08 cm.

70,00 và 105,00 - áp lực làm trụ có cùng độ sâu xuyên như thế đối với vật liệu tiêu chuẩn lấy làm gốc so sánh.



Hình 2.41

Giá trị đầu được lấy làm chỉ số chịu tải CBR trừ phi giá trị sau lớn hơn. Trong trường hợp giá trị sau lớn hơn, khi đó kiến nghị làm lại thí nghiệm, nếu kết quả làm lại vẫn như vậy thì lấy giá trị thứ hai làm chỉ số chịu tải, nếu không thì lấy giá trị thứ nhất làm chỉ số chịu tải.

Chương 3

XÁC ĐỊNH ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT

§3.1. MỞ ĐẦU

Để xét ổn định về cường độ và biến dạng của khối đất (nền công trình, đê đập và mái dốc) dưới tác dụng của trọng lượng bản thân đất và tải trọng công trình, trước hết cần biết trạng thái ứng suất sinh ra trong khối đất, cần nghiên cứu và tính toán các giá trị ứng suất trong đất trước và sau khi xây dựng công trình.

Tuỳ nguyên nhân gây ra ứng suất trong đất có thể phân biệt các loại ứng suất sau đây:

- Ứng suất trong đất do trọng lượng bản thân của đất gây ra gọi là *ứng suất bản thân*.
- Áp suất tại mặt tiếp giáp giữa nền và đáy móng do tải trọng công trình truyền xuống thông qua móng gọi là *áp suất đáy móng*. Vì áp suất này sinh ra tại mặt tiếp giáp giữa nền và đáy móng nên còn gọi là *áp suất tiếp xúc*.
- Ứng suất trong đất do áp suất đáy móng (tức do tải trọng công trình) gây ra gọi là *ứng suất tăng thêm*.
- Ứng suất trong đất do dòng thấm gây ra gọi là *ứng suất thấm* (ứng suất thuỷ động).

Trong cơ học đất thường dùng lý thuyết đàn hồi để nghiên cứu và tính toán quy luật phân bố ứng suất trong đất (trừ ứng suất thấm). Vì đất là môi trường rời rạc, phân tán, không liên tục cho nên khi dùng lý thuyết đàn hồi để tính toán ứng suất đã đưa vào một số giả thuyết sau đây:

- Thứ nhất, coi đất là một vật thể bán không gian vô hạn biến dạng tuyến tính. Điều này có thể xem là thoả mãn nếu khối chế tải trọng công trình p không vượt quá tải trọng giới hạn tuyến tính p_0 ($p \leq p_0$) như đã nêu trong chương 2.
- Thứ hai, đất là một vật thể liên tục đồng nhất đẳng hướng. Điều này có thể xem là thoả mãn đối với đất sét dẻo hoặc đất cát chặt thuần chất.
- Thứ ba, coi trạng thái ứng suất - biến dạng của đất là trạng thái lúc cố kết đã kết thúc, tức trị số ứng suất ở đây là ứng suất tổng đã hoàn toàn truyền vào cốt đất, tức ứng suất hiệu quả khi quá trình cố kết đã hoàn thành.

Dưới đây sẽ lần lượt trình bày nội dung tính toán ứng suất bản thân, áp suất đáy móng và ứng suất tăng thêm. Riêng ứng suất thấm sẽ trình bày trong chương ổn định thấm của công trình.

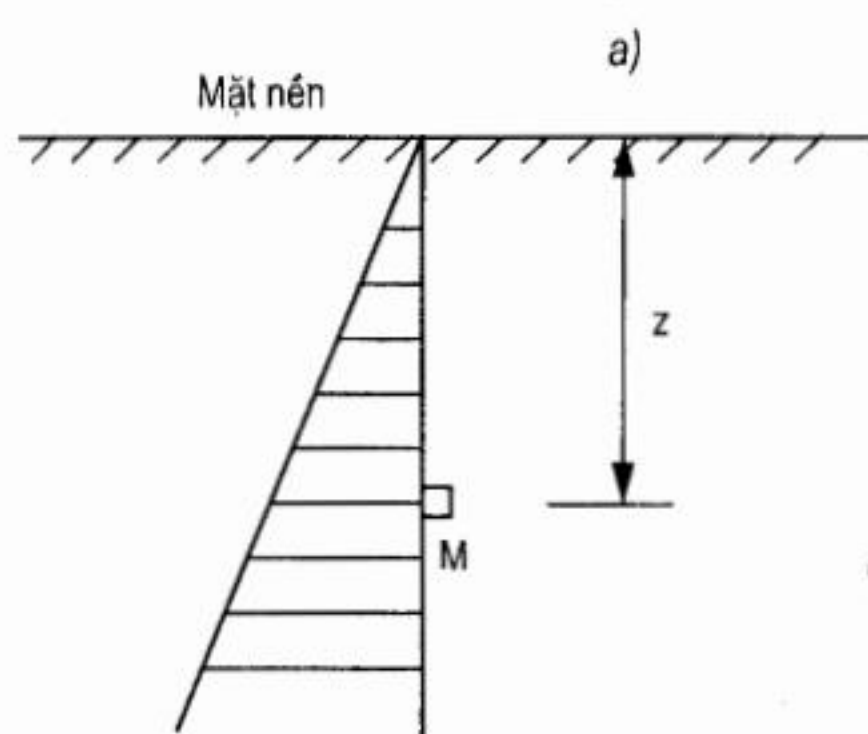
§3.2. ỨNG SUẤT BẢN THÂN TRONG ĐẤT

Trong thực tế thường phải tính ứng suất bản thân trong nền công trình và ứng suất bản thân trong thân dè đập để dùng vào việc tính toán lún và kiểm tra ổn định trượt của nền đất và dè đập.

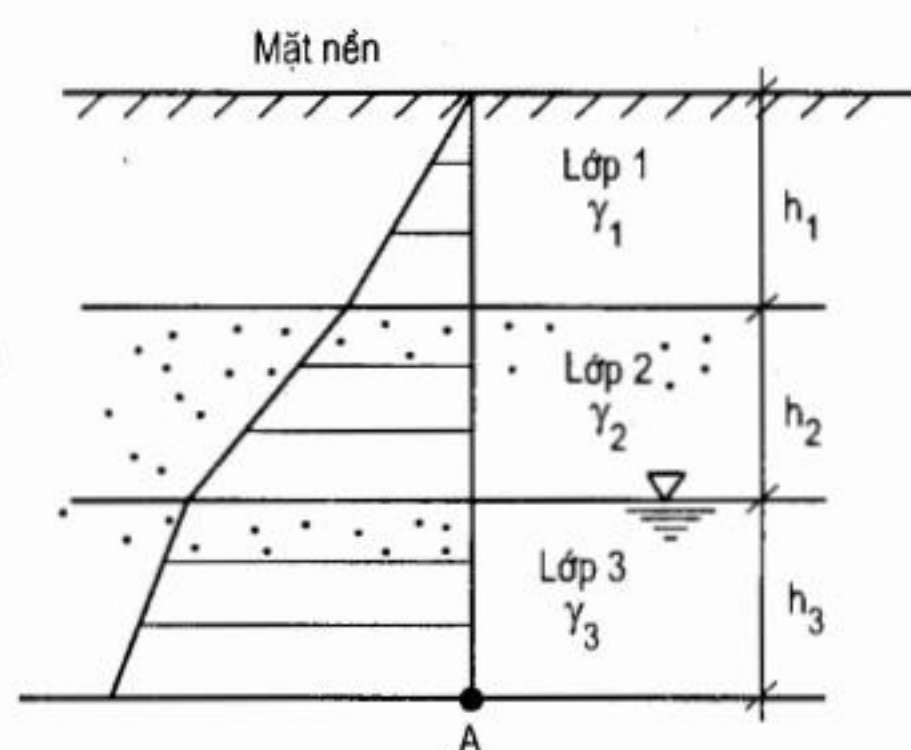
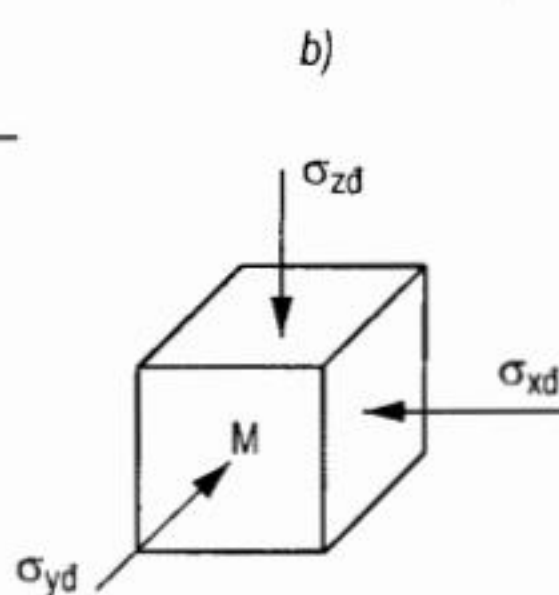
Khi lập các biểu thức tính toán ứng suất bản thân cần dựa vào ba giả thiết đã nêu trên.

I. Ứng suất bản thân trong nền đất

Để xét sự phân bố ứng suất bản thân trong nền đất, thường coi khối đất nền như một bán không gian vô hạn, tức khối đất có một mặt giới hạn là mặt đất nằm ngang, còn hai phía hông và chiều sâu là vô hạn. Một bán không gian như vậy thì rõ ràng trên mọi mặt phẳng thẳng đứng và nằm ngang sẽ không tồn tại ứng suất cắt, chỉ có các ứng suất pháp.



Hình 3.1



Hình 3.2

Chẳng hạn ứng suất bản thân tại điểm M cách mặt nền một độ sâu z (hình 3.1a) chỉ tồn tại các thành phần ứng suất pháp σ_{zd} , σ_{xd} , σ_{yd} (hình 3.1b), chúng được tính theo các biểu thức sau:

$$\sigma_{zd} = \gamma z \quad (3.1)$$

$$\sigma_{xd} = \sigma_{yd} = \xi_0 \gamma z = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \gamma z \quad (3.2)$$

Trong đó:

γ , ξ_0 , μ_0 - lần lượt là trọng lượng riêng, hệ số áp lực hông và hệ số nở hông của đất.

σ_{xd} , σ_{yd} , σ_{zd} - các thành phần ứng suất bản thân pháp tuyến theo phương x, y, z.

Nếu nền đất đồng chất và sự thay đổi trọng lượng riêng theo chiều sâu không đáng kể thì có thể coi γ là hằng số và do đó quy luật phân bố của các ứng suất sẽ tăng tuyến tính theo chiều sâu và biểu đồ phân bố sẽ có dạng tam giác như hình 3.1a.

Nếu nền đất gồm nhiều lớp, các lớp có trọng lượng riêng γ khác nhau (hình 3.2) thì các ứng suất tại điểm A sẽ được tính theo những biểu thức dưới đây:

$$\sigma_{zd} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (3.3)$$

$$\sigma_{xd} = \sigma_{yd} = \xi_0 \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (3.4)$$

Trong đó:

γ_i - trọng lượng riêng của lớp đất thứ i , $i = 1, 2, \dots, n$.

n - số lớp đất.

h_i - độ dày của lớp đất thứ i .

μ_0, ξ_0 - lần lượt là hệ số nở hông và hệ số áp lực hông của đất tại A.

Hình 3.2 trình bày biểu đồ phân bố ứng suất pháp σ_{zd} dọc theo chiều sâu qua 3 lớp đất. Biểu đồ có dạng đường gãy khúc. Trị số ứng suất σ_{zd} tại mặt đáy lớp thứ ba (tại A) sẽ là:

$$\sigma_{zdA} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3$$

Trong đó:

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ là trọng lượng riêng lần lượt của đất lớp 1, 2, 3.

h_1, h_2, h_3 là độ dày lần lượt của lớp đất 1, 2, 3.

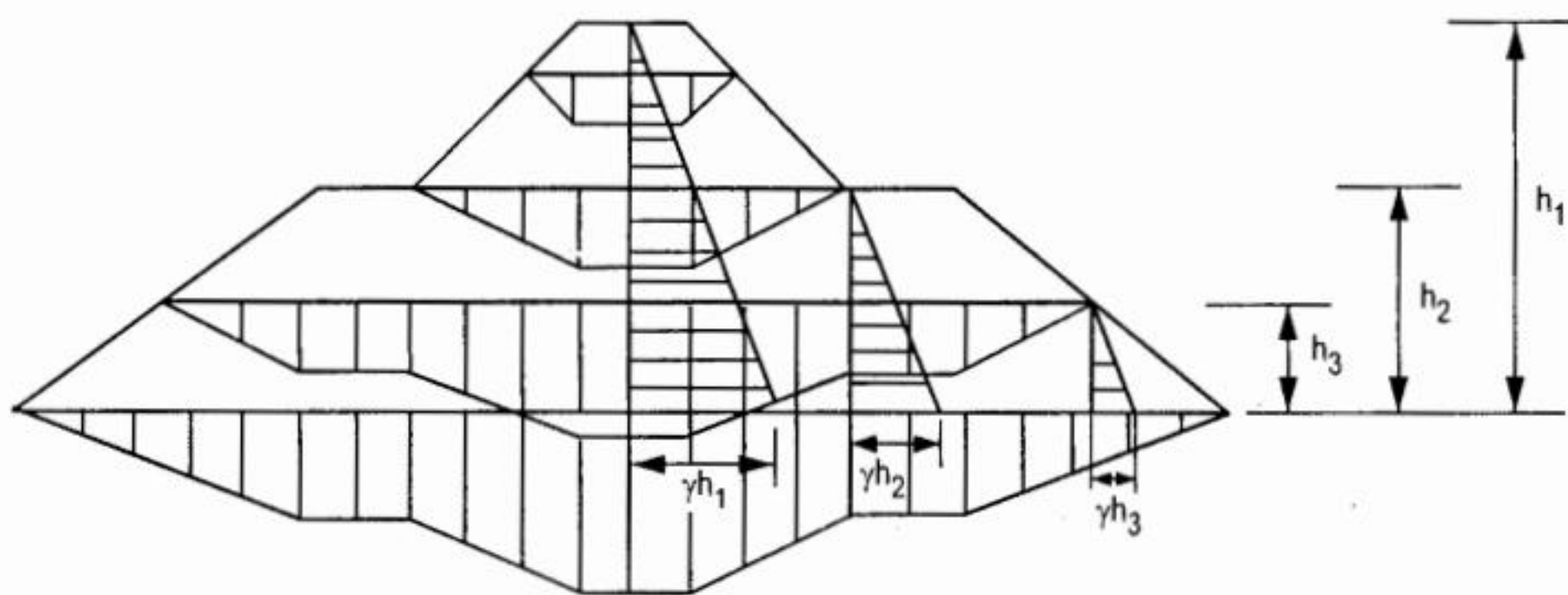
Tổng ứng suất bản thân được xác định theo biểu thức:

$$\theta = \sigma_{zd} + \sigma_{xd} + \sigma_{yd} = \frac{1 + \mu_0}{1 - \mu_0} \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (3.5)$$

II. Ứng suất bản thân trong công trình đất

Do đập đất không phải là một bán không gian vô hạn vì hai phía hông bị giới hạn bởi mái đập thượng hạ lưu khiến cho biến dạng của mái đập và thân đập khác với biến dạng của nền đập. Điều này làm cho điều kiện chịu lực của khối đất trở nên phức tạp, do đó giá trị và quy luật phân bố ứng suất bản thân trong thân đập không giống trong nền công trình (trong bán không gian). Tuy vậy khi tính toán, để đơn giản vẫn giả thiết ứng suất bản thân tại một điểm bất kỳ trong thân đập bằng trọng lượng cột đất ở phía trên điểm đó và tính theo các công thức (3.1 ÷ 3.5).

Hình 3.3 trình bày quy luật phân bố ứng suất bản thân σ_{zd} trên các mặt phẳng nằm ngang và mặt phẳng thẳng đứng trong thân đập.



Hình 3.3

§3.3. ÁP SUẤT ĐÁY MÓNG

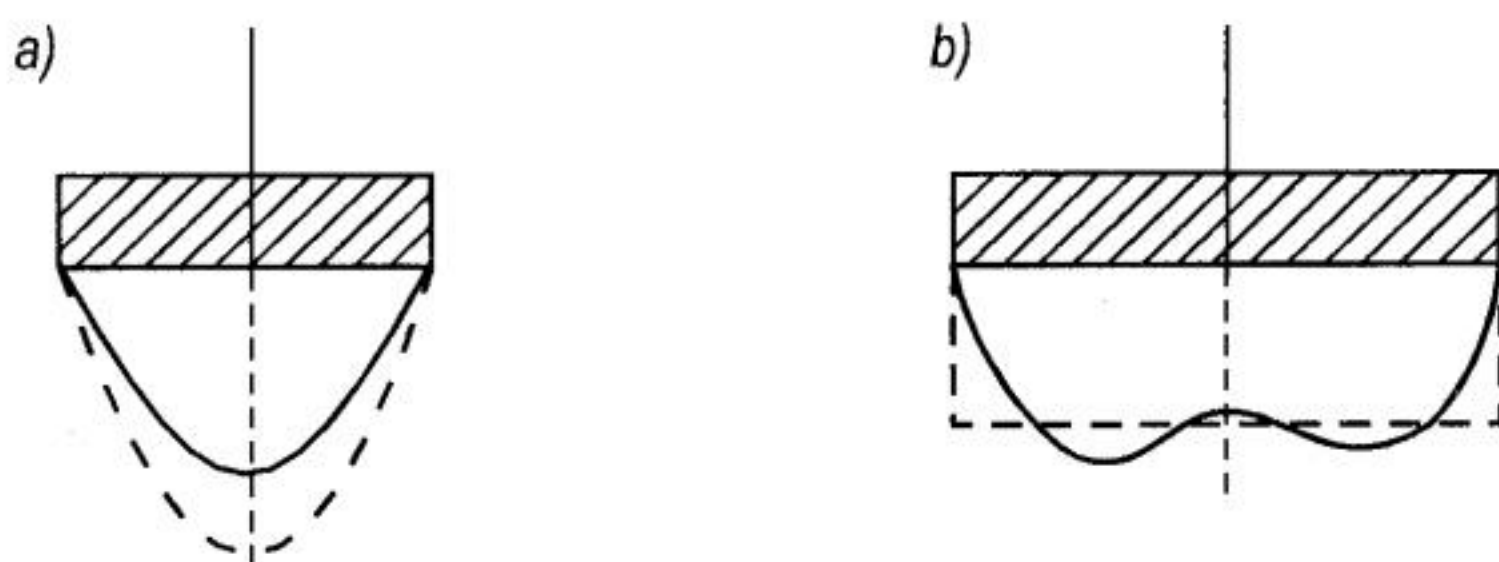
Như đã nêu, áp suất đáy móng là áp lực trên một đơn vị diện tích tại mặt nền do tải trọng công trình truyền xuống thông qua móng. Muốn tìm quy luật phân bố và giá trị ứng suất tăng thêm trong nền, trước hết cần tìm quy luật phân bố và giá trị áp suất đáy móng.

Cho đến nay việc tính toán chính xác áp suất đáy móng vẫn còn là bài toán phức tạp bởi vì kết quả nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm cho thấy quy luật phân bố áp suất đáy móng chịu ảnh hưởng của rất nhiều yếu tố như hình dạng, kích thước và độ cứng của móng, độ sâu chôn móng, giá trị và quy luật phân bố của tải trọng tác dụng lên móng, tính chất đất nền v.v...

Nếu độ cứng của móng bé, biến dạng của móng có khả năng thích ứng với biến dạng của mặt nền thì quy luật phân bố áp suất đáy móng sẽ tương tự quy luật phân bố của tải trọng tác dụng lên đáy móng. Ví dụ tải trọng đập đất phân bố dạng hình thang thì phân bố áp suất đáy móng cũng có dạng phân bố gần như hình thang (hình 3.3).

Nếu độ cứng của móng rất lớn thì áp suất đáy móng phụ thuộc độ lớn tải trọng và loại đất nền. Với nền cát, nếu diện tích đáy móng nhỏ và độ sâu chôn móng bé thì trong trường hợp tải trọng tương đối bé, biểu đồ áp suất đáy móng có dạng như đường liền nét trên hình 3.4a. Nếu tải trọng lớn hơn thì dạng biểu đồ áp suất đáy móng như đường đứt nét. Nếu chiều rộng đáy móng và độ sâu chôn móng đều lớn thì với mọi loại đất nền và tải trọng, biểu đồ áp suất đáy móng có dạng yên ngựa (hình 3.4b). Nếu gia tăng độ sâu chôn móng thì áp suất đáy móng có xu hướng phân bố đều.

Nếu móng có độ cứng lớn và bề rộng móng lớn hơn 1m, tải trọng nhỏ hơn $300 \div 500 \text{ kN/m}^2$ thì biểu đồ phân bố áp suất đáy móng có dạng gần như đường thẳng. Khi áp dụng dạng biểu đồ phân bố này để tính toán ứng suất và biến dạng của nền sẽ nhận được kết quả với sai số không lớn, trong phạm vi cho phép. Do vậy khi tính toán ứng suất trong nền phục vụ tính lún của nền công trình cho phép dùng biểu đồ phân bố áp suất đáy móng theo luật đường thẳng. Giá trị áp suất đáy móng theo luật này có thể xác định bằng phương pháp đơn giản trình bày dưới đây.



Hình 3.4

I. Trường hợp tải trọng thẳng đứng tác dụng đúng tâm móng

Trường hợp này áp suất đáy móng phân bố đều (hình 3.5), được tính theo biểu thức sau:

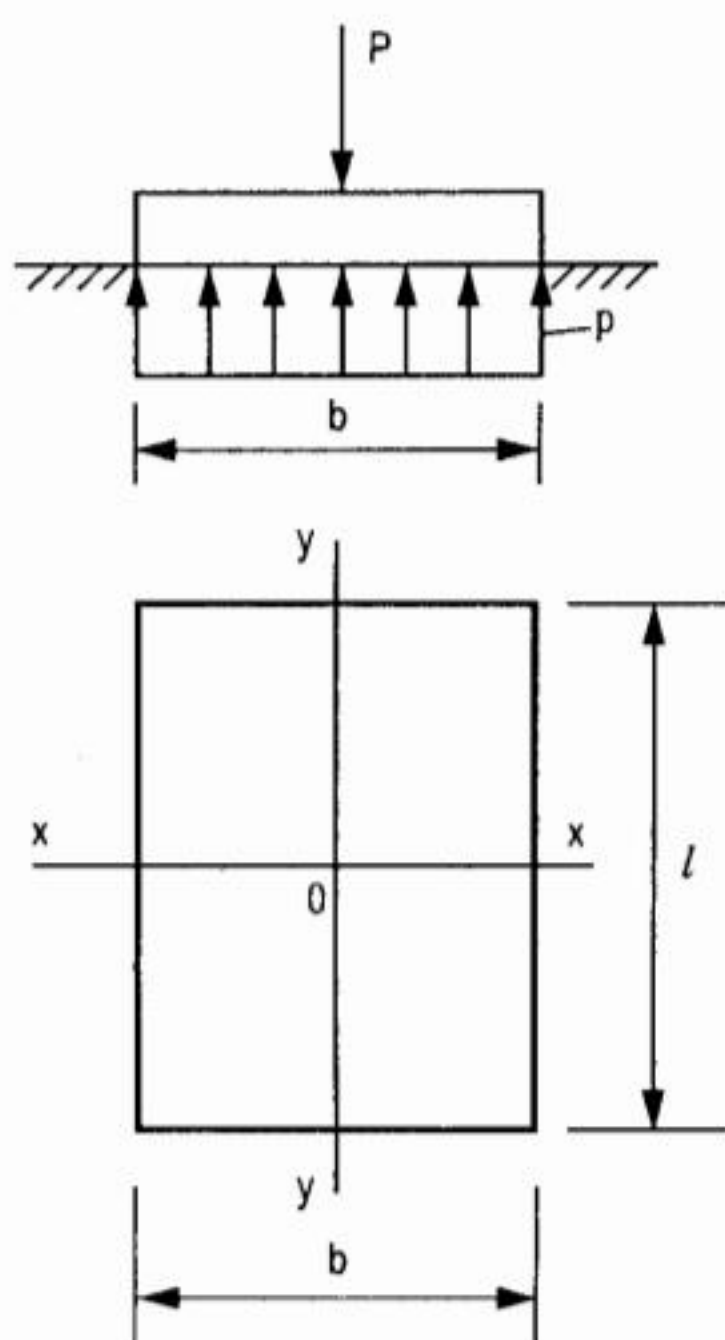
$$p = \frac{P}{F} \quad (3.6)$$

Trong đó:

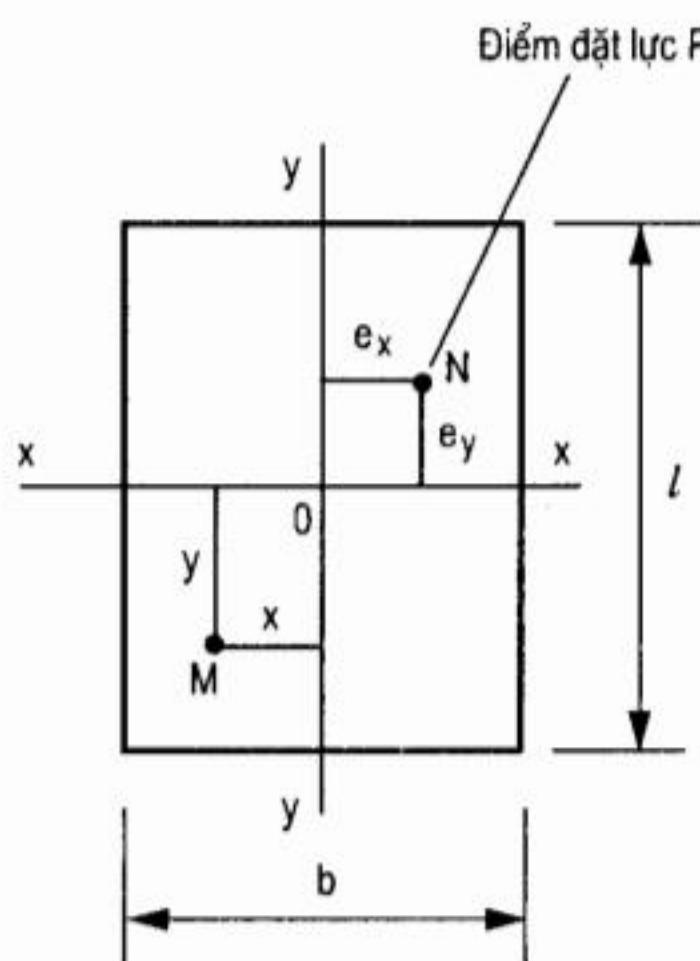
p - áp suất đáy móng.

P - tổng tải trọng thẳng đứng.

F - diện tích đáy móng, $F = lb$.



Hình 3.5



Hình 3.6

II. Trường hợp tải trọng thẳng đứng lệch tâm hai chiều

Trường hợp này tải trọng P tác dụng tại điểm N bất kỳ trong phạm vi đáy móng (hình 3.6). Giá trị áp suất tại điểm M bất kỳ ở mặt đáy móng được tính theo biểu thức sau:

$$p = \frac{P}{F} + \frac{M_x}{J_x} y + \frac{M_y}{J_y} x \quad (3.7)$$

Trong đó:

x, y - toạ độ điểm M , tại đó cần xác định giá trị áp suất đáy móng p .

Toạ độ x lấy dấu dương (+) khi ở cùng phía với e_x đối với trục yy và lấy dấu âm (-) nếu ở phía bên kia trục yy . Toạ độ y cũng xét tương tự.

$F = l \times b$ - diện tích đáy móng.

P - tổng tải trọng thẳng đứng.

J_x, J_y - mômen quán tính đối với trục xx và yy .

$$J_x = \frac{bl^3}{12}, \quad J_y = \frac{lb^3}{12}$$

M_x - mômen đối với trục $x-x$, $M_x = Pe_y$

M_y - mômen đối với trục $y-y$, $M_y = Pe_x$

e_x, e_y - độ lệch tâm của tải trọng P .

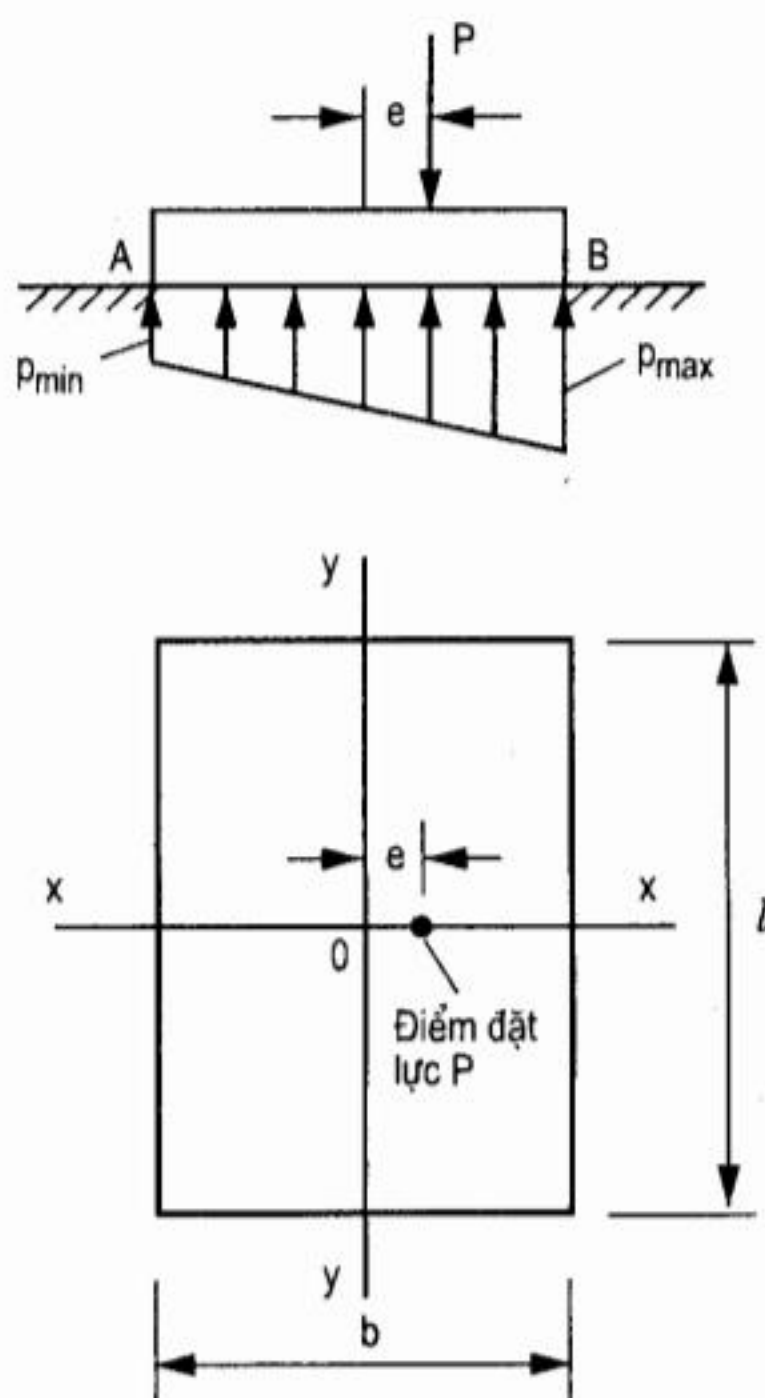
III. Trường hợp tải trọng thẳng đứng lệch tâm một chiều

Trường hợp này tải trọng P đặt trên một trục nào đó, chẳng hạn trên trục $x-x$ (hình 3.7). Lúc đó $e_y = 0$, do đó áp suất đáy móng tại hai mép A, B được xác định theo biểu thức sau:

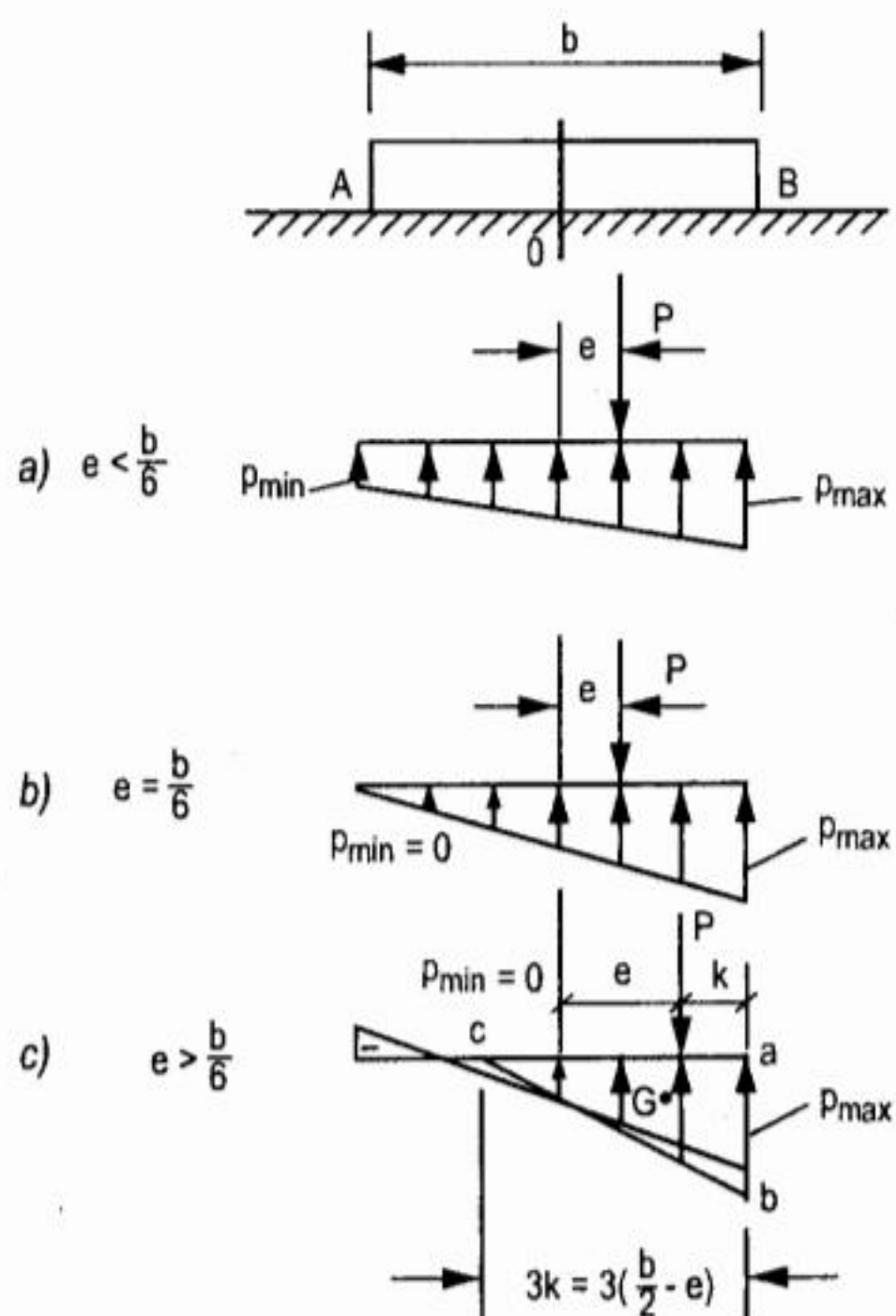
$$p_{\max} = \frac{P}{F} \left(1 \pm \frac{6e_x}{b} \right)$$

có thể viết gọn:

$$p_{\max} = \frac{P}{F} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) \quad (3.8)$$



Hình 3.7



Hình 3.8

IV. Trường hợp móng băng

Khi $l \gg b$ (theo quy phạm $\frac{l}{b} > 3$) thì có thể coi là móng băng. Lúc đó chỉ cần tính áp suất đáy móng cho 1m chiều dài móng và do đó công thức (3.8) trở thành:

$$p_{\max} = \frac{P}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) \quad (3.9)$$

Tuỳ theo giá trị độ lệch tâm e , biểu đồ phân bố áp suất đáy móng sẽ có dạng khác nhau (hình 3.8).

- Khi $e < \frac{b}{6}$, biểu đồ có dạng hình thang (hình 3.8a).
- Khi $e = \frac{b}{6}$, biểu đồ có dạng tam giác (hình 3.8b).
- Khi $e > \frac{b}{6}$, tồn tại biểu đồ âm, tức tại đó xuất hiện lực kéo (hình 3.8c).

Khi chịu tải trọng lệch tâm lớn (hình 3.8c), do giữa mặt nền và đáy móng không chịu được lực kéo nên một phần mặt nền và đáy móng bị tách rời nhau và có sự phân bố lại áp suất đáy móng.

Từ điều kiện cân bằng giữa tổng tải trọng lệch tâm P và tổng diện tích biểu đồ áp suất phân bố lại abc (tức từ điều kiện điểm đặt P trùng với trọng tâm G của biểu đồ áp suất phân bố lại) có thể suy ra:

$$\left. \begin{aligned} p_{\max} &= \frac{2P}{3bk} \\ p_{\min} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.10)$$

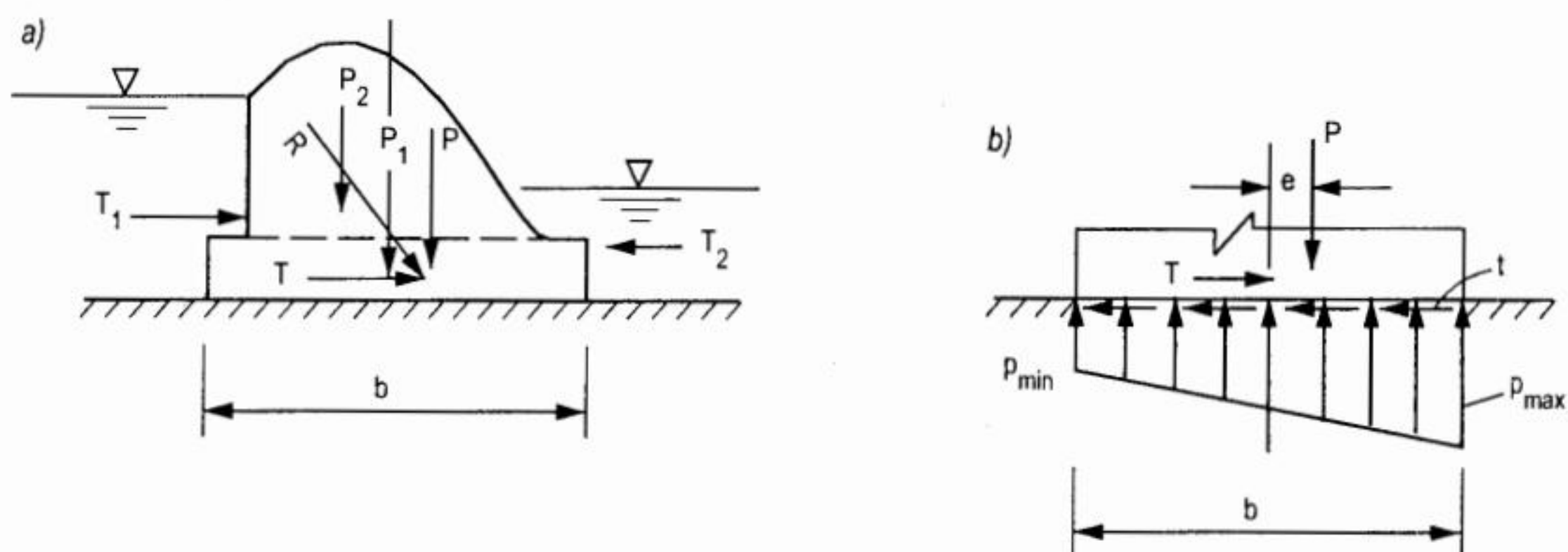
Trong đó: k - khoảng cách từ điểm đặt P đến mép móng có áp suất $p_{\max}$.

Cần đặc biệt lưu ý, khi thiết kế công trình không nên để áp suất đáy móng tồn tại dạng biểu đồ tam giác và biểu đồ âm. Khi thiết kế cần điều chỉnh tổng tải trọng công trình hướng về tâm móng để áp suất đáy móng phân bố càng đều càng tốt.

V. Trường hợp tải trọng có dạng tổng quát

Trong thực tế xây dựng thường gặp nhiều công trình đồng thời chịu tải trọng đứng và ngang tác dụng (hình 3.9a)

Trong trường hợp này để tính áp suất đáy móng có thể phân tổng tải trọng R ra hai thành phần đứng và ngang.



Hình 3.9

Áp suất đáy móng do thành phần tải trọng thẳng đứng P gây ra tính theo các biểu thức (3.6 ÷ 3.10).

Áp suất đáy móng do thành phần tải trọng ngang T thường giả thiết phân bố đều và được tính theo biểu thức dưới đây:

$$t = \frac{T}{F} \quad (3.11)$$

Trong đó:

t - áp suất đáy móng ngang.

F - diện tích đáy móng, $F = lb$.

§3.4. ỨNG SUẤT TĂNG THÊM TRONG NỀN

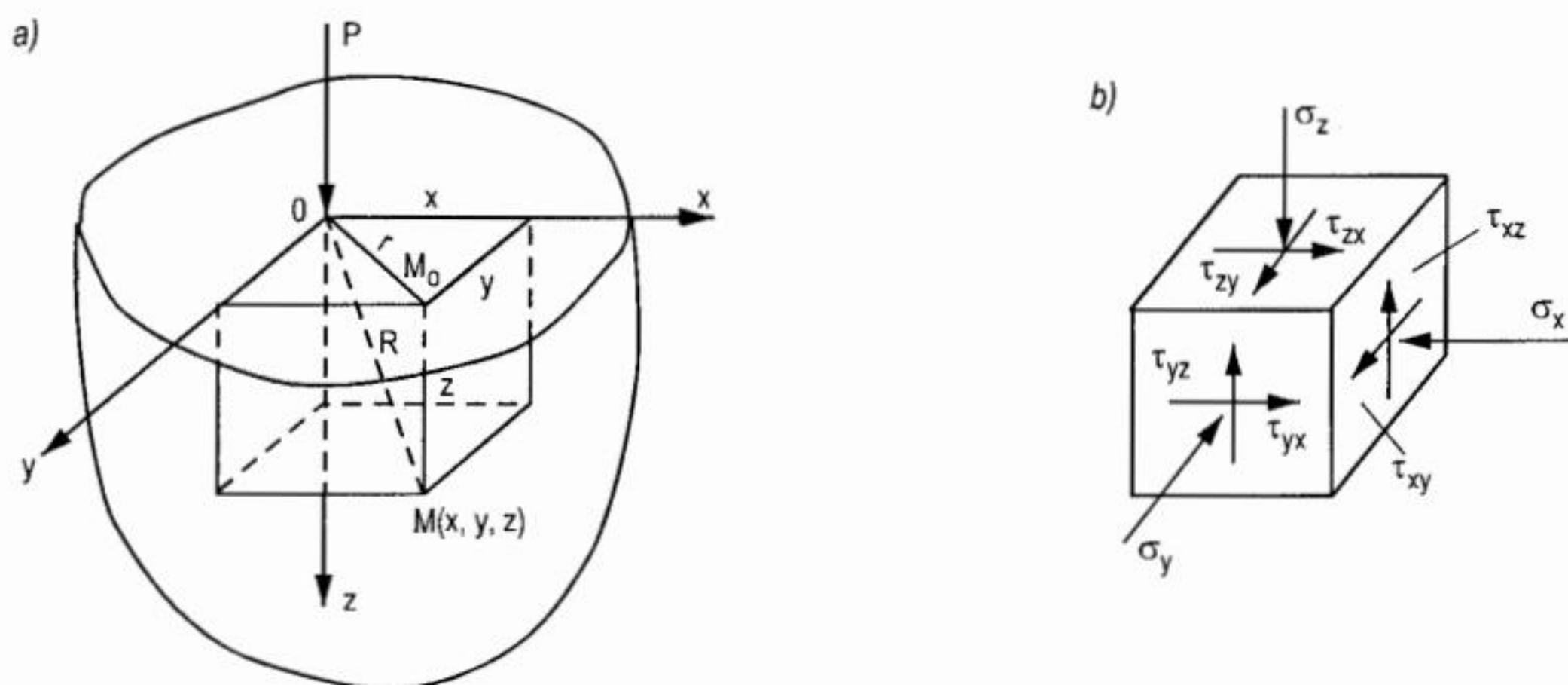
Như đã biết ứng suất tăng thêm trong nền là ứng suất do tải trọng công trình gây ra. Tải trọng công trình thông qua móng phân bố rải ra trên mặt nền dưới dạng áp suất đáy móng. Vậy ứng suất tăng thêm trong nền là do áp suất đáy móng này gây ra. Từ nay khi tính toán ứng suất tăng thêm trong nền sẽ gặp các dạng tải trọng phân bố đặt trên mặt nền, đó chính là áp suất đáy móng vừa trình bày ở phần trên.

Để xác định ứng suất tăng thêm trong nền dưới tác dụng của các dạng tải trọng khác nhau đặt trên nền, trong cơ học đất thường dựa vào các bài toán đã giải trong lý thuyết đàn hồi. Các bài toán này cho lời giải về ứng suất và chuyển vị trong vật thể bán không gian vô hạn biến dạng tuyến tính đồng nhất đẳng hướng dưới tác dụng của lực tập trung thẳng đứng và nằm ngang đặt trên mặt và trong bán không gian vô hạn. Đây là các bài toán cơ bản vì chúng rất có ý nghĩa về mặt lý thuyết và là cơ sở lý luận để giải các bài toán ứng suất biến dạng trong cơ học đất. Khi ứng dụng các bài toán này của lý thuyết đàn hồi cần dựa vào ba giả thiết đã nêu ở đầu chương.

Dưới đây lần lượt trình bày các bài toán cơ bản và ứng dụng chúng vào việc tính toán ứng suất tăng thêm trong nền.

I. Các bài toán cơ bản

1. Ứng suất và chuyển vị trong bán không gian dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng tập trung



Hình 3.10

Hình 3.10a là một bán không gian chịu tải trọng thẳng đứng tập trung P đặt trên mặt. Hình 3.10b là các thành phần ứng suất tại điểm M bất kỳ trong bán không gian. Bài toán này do J.Boussinesq đề xuất năm 1885 và đưa ra lời giải sau đây:

Các thành phần ứng suất:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (3.12)$$

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{x^2 z}{R^5} + \frac{(1-2\mu)}{3} \left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)x^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{y^2 z}{R^5} + \frac{(1-2\mu)}{3} \left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)y^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right] \quad (3.14)$$

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \frac{P}{\pi} (1 + \mu) \frac{z}{R^3} \quad (3.15)$$

$$\tau_{xz} = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{xz^2}{R^5} \quad (3.16)$$

$$\tau_{zy} = \frac{3P}{2\pi} \frac{yz^2}{R^5} \quad (3.17)$$

$$\tau_{xy} = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{(1-2\mu)}{3} \frac{(2R+z)xy}{(R+z)^2 R^3} \right] \quad (3.18)$$

Các thành phần chuyển vị:

$$\Delta z = \frac{P(1+\mu)}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\mu) \frac{1}{R} \right] \quad (3.19)$$

$$\Delta x = \frac{P(1+\mu)}{2\pi E} \left[\frac{xz}{R^3} - (1-2\mu) \frac{x}{R(R+z)} \right] \quad (3.20)$$

$$\Delta y = \frac{P(1+\mu)}{2\pi E} \left[\frac{yz}{R^3} - (1-2\mu) \frac{y}{R(R+z)} \right] \quad (3.21)$$

Trong đó:

μ - hệ số poisson của vật thể bán không gian.

E - môđun đàn hồi của vật thể bán không gian.

Nếu khối chế tải trọng $p \leq p_0$ thì nền công trình có thể coi là vật thể bán không gian biến dạng tuyến tính và do đó có thể thay thế μ và E trong các công thức trên bằng μ_0 và E_0 là hệ số nở hông và môđun biến dạng của đất để ứng dụng tính toán ứng suất tăng thêm trong nền.

Từ công thức (3.12) có thể tìm ra quy luật giảm nhỏ của ứng suất σ_z này theo chiều sâu và theo khoảng cách nằm ngang so với điểm đặt lực P .

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (3.12)$$

Trong đó: $R^2 = x^2 + y^2 + z^2 = r^2 + z^2 = z^2 \left(1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right)$

hoặc $R = z \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$

Thay biểu thức trên vào (3.12) sẽ nhận được:

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi \left[1 + \left(r/z \right)^2 \right]^{5/2}} \cdot \frac{P}{z^2}$$

Đặt $K = \frac{3}{2\pi \left[1 + \left(r/z \right)^2 \right]^{5/2}}$ ta có $\sigma_z = K \cdot \frac{P}{z^2} \quad (3.22)$

K là hệ số phân bố ứng suất không thứ nguyên phụ thuộc tỷ số $\frac{r}{z}$, tra bảng 3.1.

Nếu có nhiều tải trọng P_i ($i = 1, 2, \dots, n$) tác dụng trên mặt nền thì có thể dùng phương pháp cộng tác dụng để tính ứng suất σ_z tại điểm M bất kỳ ở độ sâu z theo công thức sau:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n K_i \frac{P_i}{z^2} = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i P_i \quad (3.23)$$

Trong đó:

K_i - hệ số ứng suất của lực P_i , tra bảng 3.1 nhờ tỷ số $\frac{r_i}{z}$

r_i - khoảng cách nằm ngang từ điểm M đến đường thẳng đứng đi qua điểm đặt lực P_i .

Bảng 3.1. Giá trị hệ số K trong công thức (3.22)

r/z	K	r/z	K	r/z	K	r/z	K
0,00	0,4775	0,58	0,2313	1,16	0,0567	1,74	0,0147
0,02	0,4770	0,60	0,2214	1,18	0,0539	1,76	0,0141
0,04	0,4756	0,62	0,2117	1,20	0,0513	1,78	0,0135
0,06	0,4732	0,64	0,2024	1,22	0,0489	1,80	0,0129
0,08	0,4699	0,66	0,1934	1,24	0,0466	1,82	0,0124
0,10	0,4657	0,68	0,1846	1,26	0,0443	1,84	0,0119
0,12	0,4607	0,70	0,1762	1,28	0,0422	1,86	0,0114
0,14	0,4548	0,72	0,1681	1,30	0,0402	1,88	0,0109
0,16	0,4482	0,74	0,1602	1,32	0,0384	1,90	0,0105
0,18	0,4409	0,76	0,1527	1,34	0,0365	1,92	0,0101
0,20	0,4329	0,78	0,1455	1,36	0,0348	1,94	0,0097
0,22	0,4242	0,80	0,1386	1,38	0,0332	1,96	0,0093
0,24	0,4151	0,82	0,1320	1,40	0,0317	1,98	0,0089
0,26	0,4054	0,84	0,1257	1,42	0,0302	2,00	0,0085
0,28	0,3954	0,86	0,1196	1,44	0,0288	2,10	0,0070
0,30	0,3849	0,88	0,1138	1,46	0,0275	2,20	0,0058
0,32	0,3742	0,90	0,1083	1,48	0,0263	2,30	0,0048
0,34	0,3632	0,92	0,1031	1,50	0,0251	2,40	0,0040
0,36	0,3521	0,94	0,0981	1,52	0,0240	2,50	0,0034
0,38	0,3408	0,96	0,0933	1,54	0,0229	2,60	0,0029
0,40	0,3294	0,98	0,0887	1,56	0,0219	2,70	0,0024
0,42	0,3181	1,00	0,0844	1,58	0,0209	2,80	0,0021
0,44	0,3068	1,02	0,0803	1,60	0,0200	2,90	0,0017
0,46	0,2955	1,04	0,0764	1,62	0,0191	3,00	0,0015
0,48	0,2843	1,06	0,0727	1,64	0,0183	3,50	0,0007
0,50	0,2733	1,08	0,0691	1,66	0,0175	4,00	0,0004
0,52	0,2625	1,10	0,0658	1,68	0,0167	4,50	0,0002
0,54	0,2518	1,12	0,0626	1,70	0,0160	5,00	0,0001
0,56	0,2414	1,14	0,0595	1,72	0,0153	>5,00	0,0000

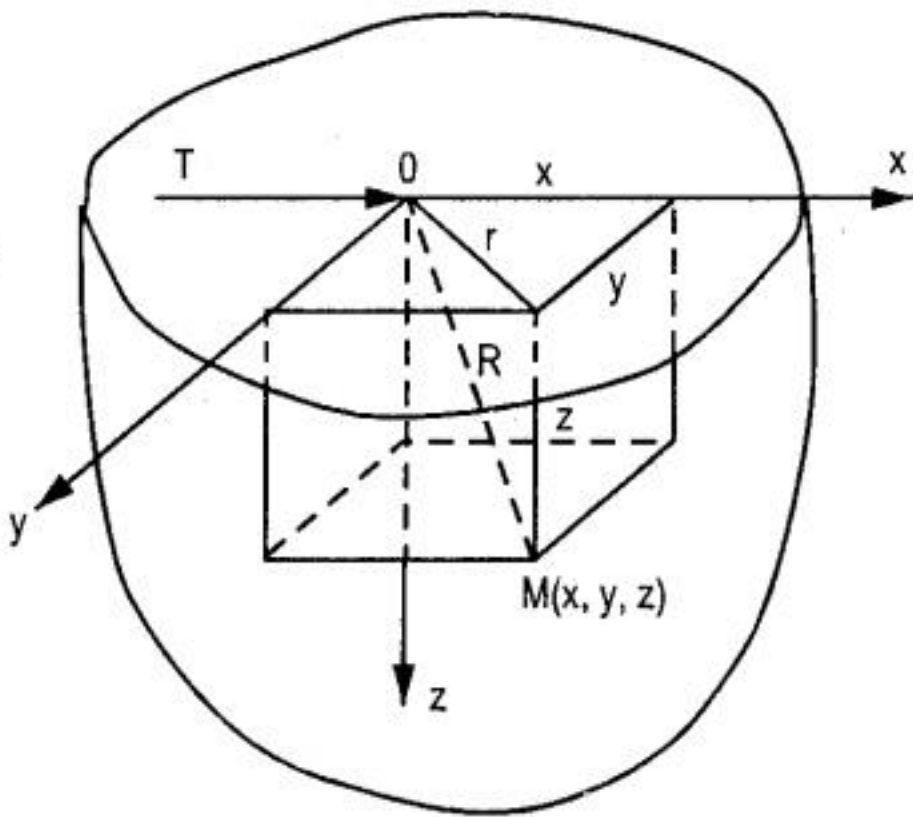
2. Ứng suất trong bán không gian dưới tác dụng của tải trọng ngang tập trung

Hình 3.11 là bề mặt bán không gian chịu tác dụng của tải trọng ngang tập trung T.

Bài toán này do Cerruti đề xuất và cho lời giải sau đây:

$$\sigma_z = \frac{3T}{2\pi} \cdot \frac{xz^3}{R^5}$$
(3.24)

$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \frac{(1+\mu)Tx}{\pi R^3}$$
(3.25)



Hình 3.11

Bài tập mẫu 3.1

Cho một lực tập trung thẳng đứng $P = 100\text{kN}$ tác dụng trên mặt nền. Yêu cầu:

- 1. Tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất tăng thêm thẳng đứng σ_z tại các điểm A ($r = 0$), B ($r = 1\text{m}$), C ($r = 2\text{m}$) nằm trên mặt phẳng ngang a-a ở độ sâu cách mặt nền $z = 2\text{m}$.
- 2. Tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất tăng thêm thẳng đứng σ_z tại các điểm O($z = 0$), D($z = 1\text{m}$), A($z = 2\text{m}$), E($z = 3\text{m}$), F($z = 4\text{m}$) nằm trên đường thẳng đứng Oz, đi qua điểm đặt lực P.
- 3. Vẽ các đường đẳng ứng suất $\sigma_z = 10, 5, 2, 1 \text{ kN/m}^2$ do tải trọng $P = 100 \text{ kN}$ gây ra.
- 4. Nếu có thêm một lực tập trung thẳng đứng thứ hai $P = 100 \text{ kN}$ tác dụng cách lực thứ nhất 2m , hãy tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất tăng thêm σ_z do cả hai lực P gây ra tại các điểm nằm trên mặt phẳng ngang a-a.

Bài giải

- 1. Tính và vẽ biểu đồ ứng suất σ_z tại các điểm trên mặt phẳng ngang a-a.

Dùng công thức (3.22) để tính σ_z tại A, B, C.

Kết quả tính toán ghi ở bảng dưới đây:

Điểm tính	r (m)	z (m)	r/z	K	P/z^2	$\sigma_z \text{ (kN/m}^2\text{)}$
A	0	2	0	0,4775	25	12
B	1	2	0,5	0,2733	25	7
C	2	2	1	0,0844	25	2

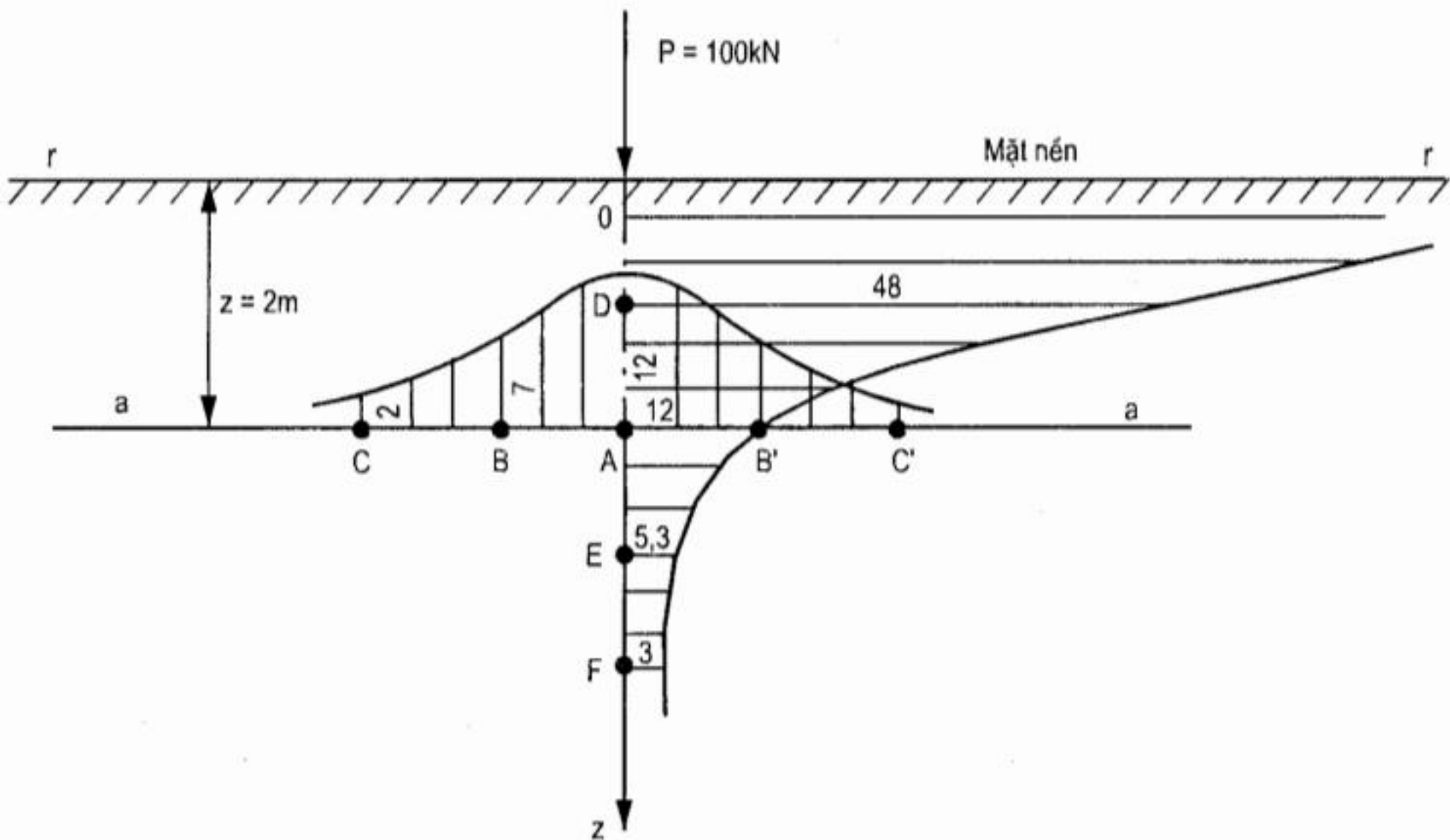
Trị số σ_z tại các điểm B', C' (đối xứng với B, C qua trục Oz) bằng trị số σ_z tại các điểm B, C. Biểu đồ phân bố ứng suất σ_z tại các điểm CBAB'C' nằm trên mặt phẳng ngang a-a được biểu thị trên hình 3.12.

2. Tính và vẽ biểu đồ σ_z trên đường thẳng đứng Oz ($r = 0$).

Trong trường hợp này tại mọi điểm trên đường thẳng đứng Oz đều có $r = 0$, do đó $\frac{r}{z}$ luôn bằng 0, tra bảng 3.1 sẽ nhận được hệ số ứng suất $K = 0,4775$. Dùng công thức (3.22) để tính ứng suất σ_z tại các điểm ODAEF sẽ nhận được kết quả ở bảng dưới đây:

Điểm tính	r (m)	z (m)	r / z	K	P/z^2	σ_z (kN/m ²)
O	0	0	0	0,4775	∞	∞
D	0	1	0	0,4775	100	48
A	0	2	0	0,4775	25	12
E	0	3	0	0,4775	11,1	5,3
F	0	4	0	0,4775	6,25	3

Biểu đồ phân bố ứng suất σ_z trên đường thẳng đứng Oz được biểu thị ở hình 3.12.



Hình 3.12

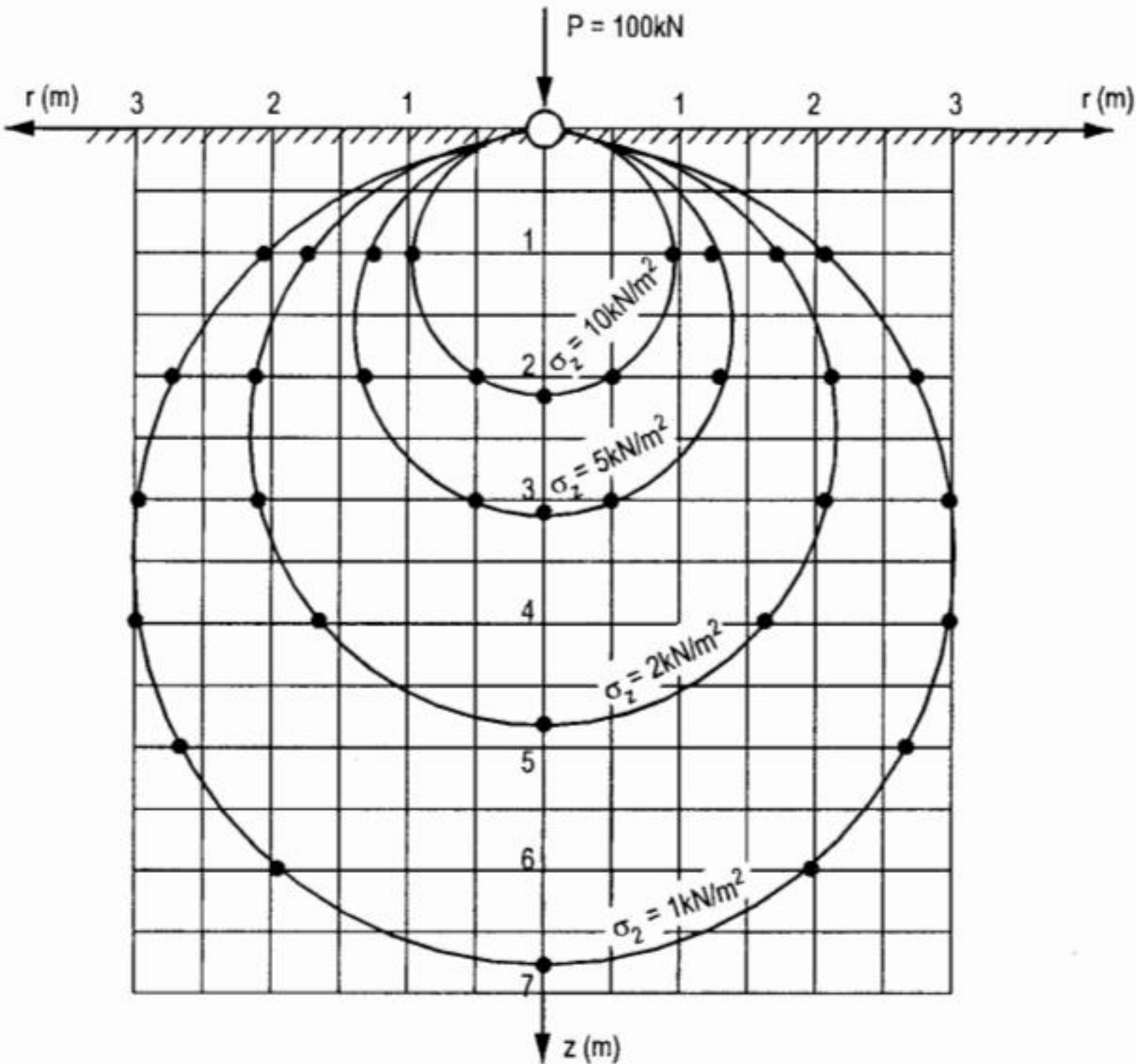
3. Vẽ các đường đẳng ứng suất σ_z do $P = 100$ kN gây ra:

Muốn vẽ đường đẳng ứng suất $\sigma_z = 10, 5, 2, 1$ kN/m² cần thực hiện bài toán ngược. Đầu tiên giả định trước từng giá trị r rồi dùng công thức (3.22) để tính ngược tìm giá trị z ứng với các giá trị σ_z đã cho.

Tiếp đến giả định từng giá trị z rồi tính ngược để tìm giá trị r ứng với các giá trị σ_z đã cho. Bằng cách đó tìm được toạ độ r, z của các điểm có $\sigma_z = 10, 5, 2, 1$ kN/m². Kết quả tính toán ghi ở bảng dưới đây:

z (m)	r (m)	r / z	K	σ_z (kN/m ²)
2,19	0	0	0,4775	10
3,09	0	0	0,4775	5
4,89	0	0	0,4775	2
6,91	0	0	0,4775	1
1	0,94	0,94	0,10	10
1	1,22	1,22	0,05	5
1	1,60	1,60	0,02	2
1	1,92	1,92	0,01	1
2	0,54	0,27	0,40	10
2	1,28	0,64	0,20	5
2	2,04	1,02	0,08	2
2	2,60	1,30	0,04	1
3	0,48	0,16	0,45	5
3	2,07	0,69	0,18	2
3	2,94	0,98	0,09	1
4	1,68	0,42	0,32	2
4	2,96	0,74	0,16	1
5	2,70	0,54	0,25	1
6	2,04	0,34	0,36	1

Từ số liệu ở bảng trên vẽ được đường đẳng ứng suất σ_z như hình 3.13.



Hình 3.13

4. Tính và vẽ biểu đồ ứng suất σ_z trên mặt phẳng a-a do 2 lực tập trung $P_1 = P_2 = 100 \text{ kN}$ gây ra.
 Trong trường hợp này dùng công thức (3.23) để tính ứng suất σ_z tại các điểm trên mặt phẳng a-a

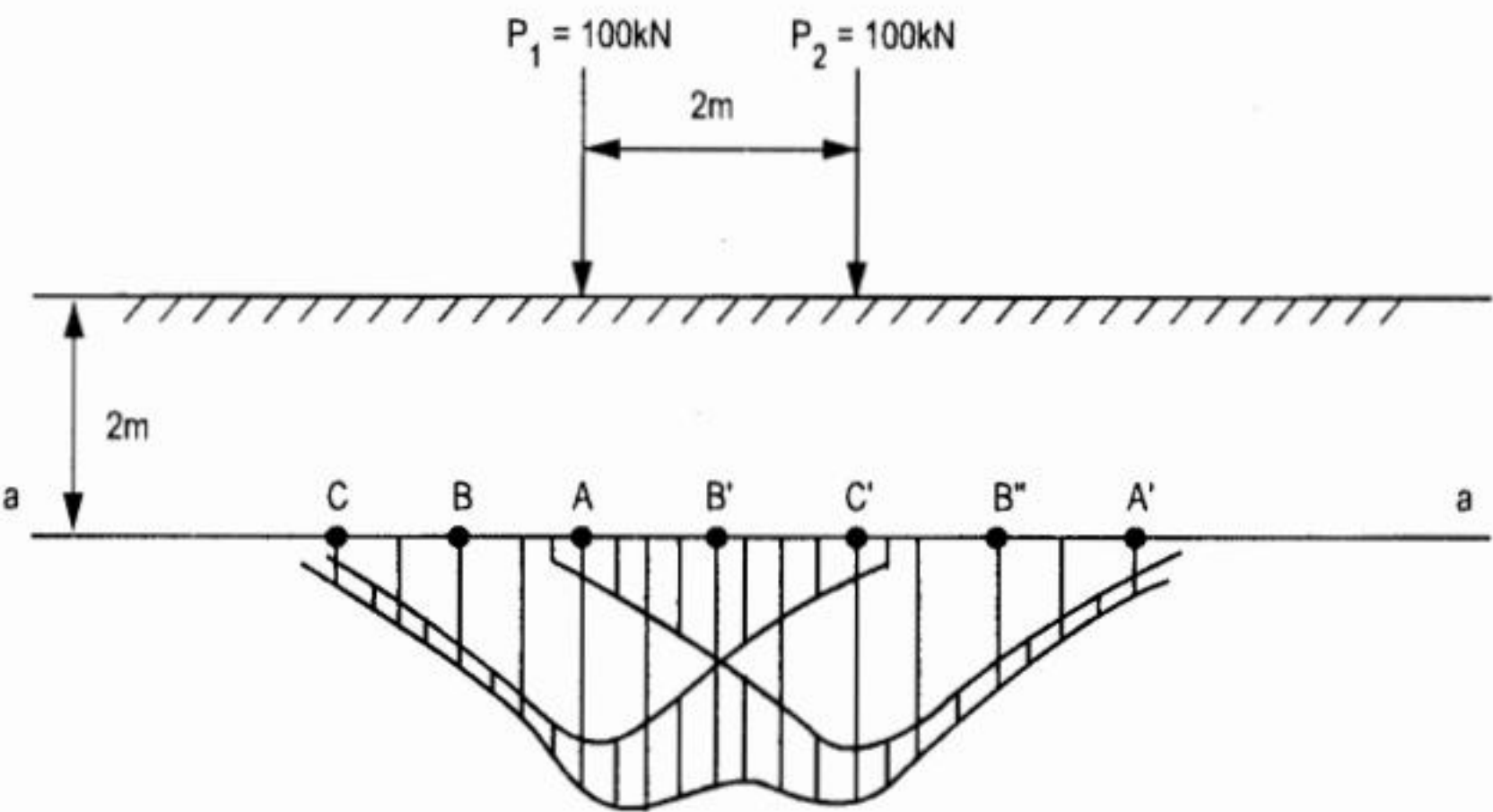
$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n K_i P_i$$

Với 2 lực tập trung ta có: $\sigma_z = \frac{1}{z^2} [P_1 K_1 + P_2 K_2]$

Kết quả tính toán ghi ở bảng dưới đây:

Điểm tính	z	z ²	1/z ²	r ₁	r ₁ /z	K ₁	K ₁ P ₁	r ₂	r ₂ /z	K ₂	K ₂ P ₂	σ _z
C	2	4	0,25	2	1	0,0844	8,44	4	2	0,0085	0,85	2,3
B	2	4	0,25	1	0,5	0,2733	27,33	3	1,5	0,0251	2,51	7,5
A	2	4	0,25	0	0	0,4775	47,75	2	1	0,0844	8,44	14
B'	2	4	0,25	1	0,5	0,2733	27,33	1	0,5	0,2733	27,33	13,7
C'	2	4	0,25	2	1	0,0844	8,44	0	0	0,4775	47,75	14
B''	2	4	0,25	3	1,5	0,0251	2,51	1	0,5	0,2733	27,33	7,5
A'	2	4	0,25	4	2	0,0085	0,85	2	1	0,0844	8,44	2,3
Chú ý đơn vị: z, r ₁ , r ₂ (m) ; P (kN) ; σ _z (kN/m ²)												

Từ số liệu ở bảng trên vẽ được biểu đồ ứng suất σ_z trên mặt phẳng ngang a-a như hình 3.14.



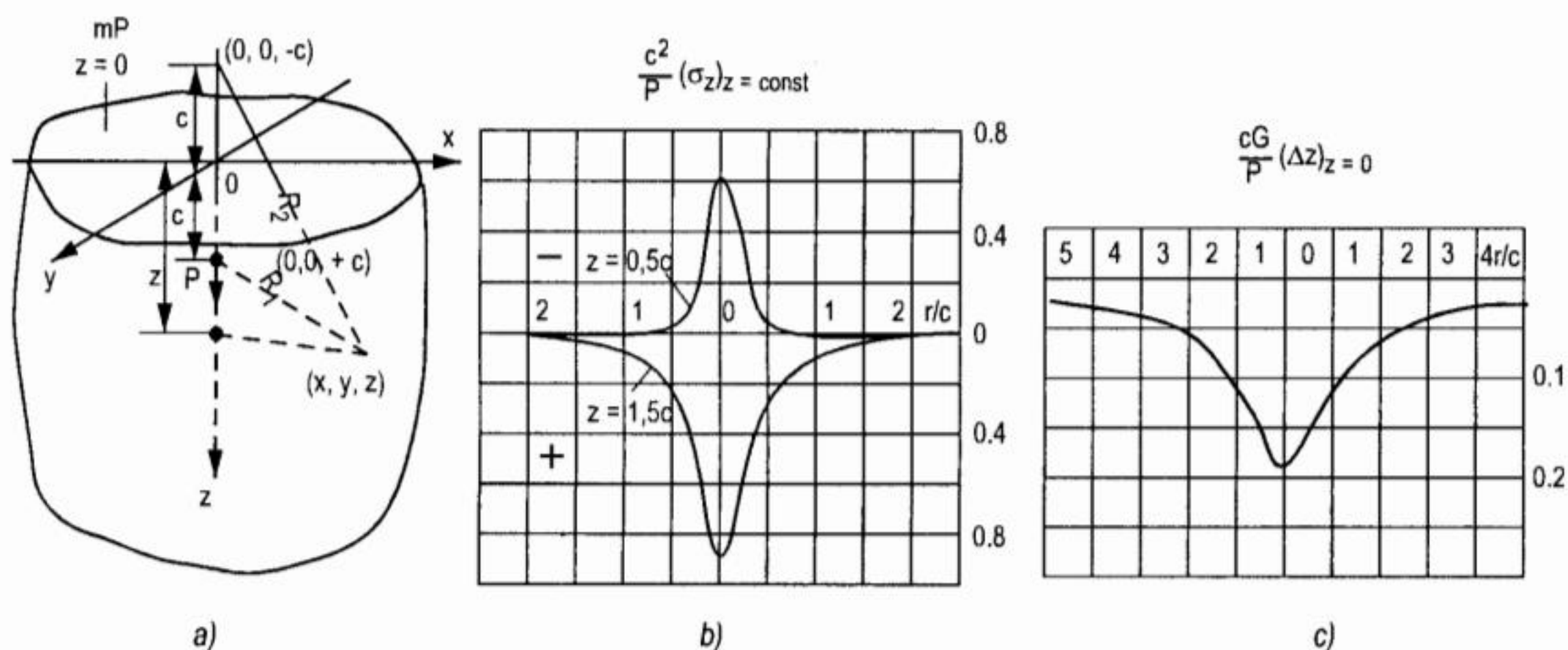
Hình 3.14

3. Ứng suất trong bán không gian dưới tác dụng của tải trọng tập trung đặt sâu dưới mặt đất - bài toán R.Mindlin (1950)

Trong thực tế xây dựng cũng có nhiều trường hợp cần xác định ứng suất và chuyển vị trong nền do tải trọng đặt sâu dưới mặt đất gây ra, ví dụ khi nghiên cứu phương pháp tính

toán cọc, phương pháp tính toán tường cọc ván, khi phân tích kết quả thí nghiệm xác định tính chất của đất bằng thử tải đặt sâu ở vách hoặc đáy hố đào và lỗ khoan.

Hình 3.15a là một bán không gian chịu tải trọng thẳng đứng tập trung P đặt sâu dưới mặt bán không gian một khoảng c . Bài toán này do R.Mindlin giải và nêu công thức tính ứng suất và chuyển vị thẳng đứng tại điểm M như sau:



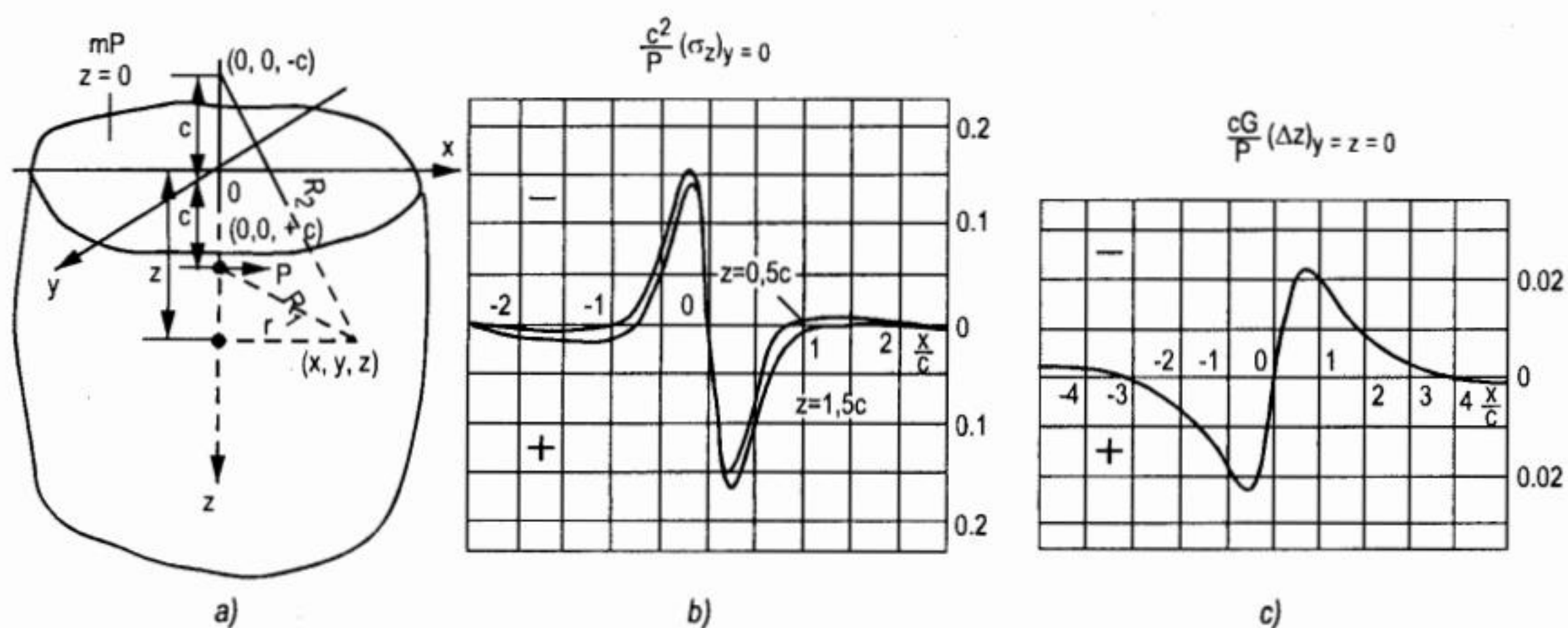
Hình 3.15

$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\mu_0)} \left[-\frac{(1-2\mu_0)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\mu_0)(z-c)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\mu_0)z(z+c)^2 - 3c(z+c)(5z-c)}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)^3}{R_2^7} \right] \quad (3.26)$$

$$\Delta z = \frac{P}{16\pi G(1-\mu_0)} \left[\frac{3-4\mu_0}{R_1} + \frac{8(1-\mu_0)^2 - (3-4\mu_0)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\mu_0)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] \quad (3.27)$$

Hình 3.15b trình bày biểu đồ phân bố ứng suất tăng thêm thẳng đứng σ_z trên mặt phẳng thẳng đứng xoz tại độ sâu $z = 0,5c$ và $z = 1,5c$, còn trên hình 3.15c là biểu đồ phân bố chuyển vị thẳng đứng Δz trên mặt phẳng thẳng đứng xoz tại độ sâu $z = 0$ (tức tại mặt nền) với hệ số nở hông của đất $\mu_0 = 0,3$.

Trong trường hợp tải trọng tập trung nằm ngang đặt sâu dưới mặt đất một khoảng c (hình 3.16a) sẽ gây ra ứng suất tăng thêm và chuyển vị thẳng đứng tại điểm M như sau:



Hình 3.16

$$\sigma_z = \frac{-Px}{8\pi(1-\mu_0)} \left[\frac{(1-2\mu_0)}{R_1^3} - \frac{(1-2\mu_0)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^2}{R_1^5} - \frac{3(3-4\mu_0)(z+c)^2}{R_2^5} + \frac{6c}{R_2^5} \left[c + (1-2\mu_0)(z+c) + \frac{5z(z+c)^2}{R_2^2} \right] \right] \quad (3.28)$$

$$\Delta z = \frac{Px}{16\pi G(1-\mu_0)} \left[\frac{z-c}{R_1^3} + \frac{(3-4\mu_0)(z-c)^2}{R_2^3} - \frac{6cz(z+c)}{R_2^5} + \frac{4(1-\mu_0)(1-2\mu_0)}{R_2(R_2+z+c)} \right] \quad (3.29)$$

Trong các công thức:

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z-c)^2}$$

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z+c)^2}$$

$$G = \frac{E_0}{2(1-\mu_0)} \text{ - mô đun cắt.}$$

Trên hình 3.16b là biểu đồ phân bố ứng suất σ_z trên mặt phẳng thẳng đứng xoz tại độ sâu $z = 0,5c$ và $z = 1,5c$, còn hình 3.16c là biểu đồ phân bố chuyển vị Δz trên mặt phẳng thẳng đứng xoz tại độ sâu $z = 0$ (tức tại mặt nền) với hệ số nở hông của đất $\mu_0 = 0,3$.

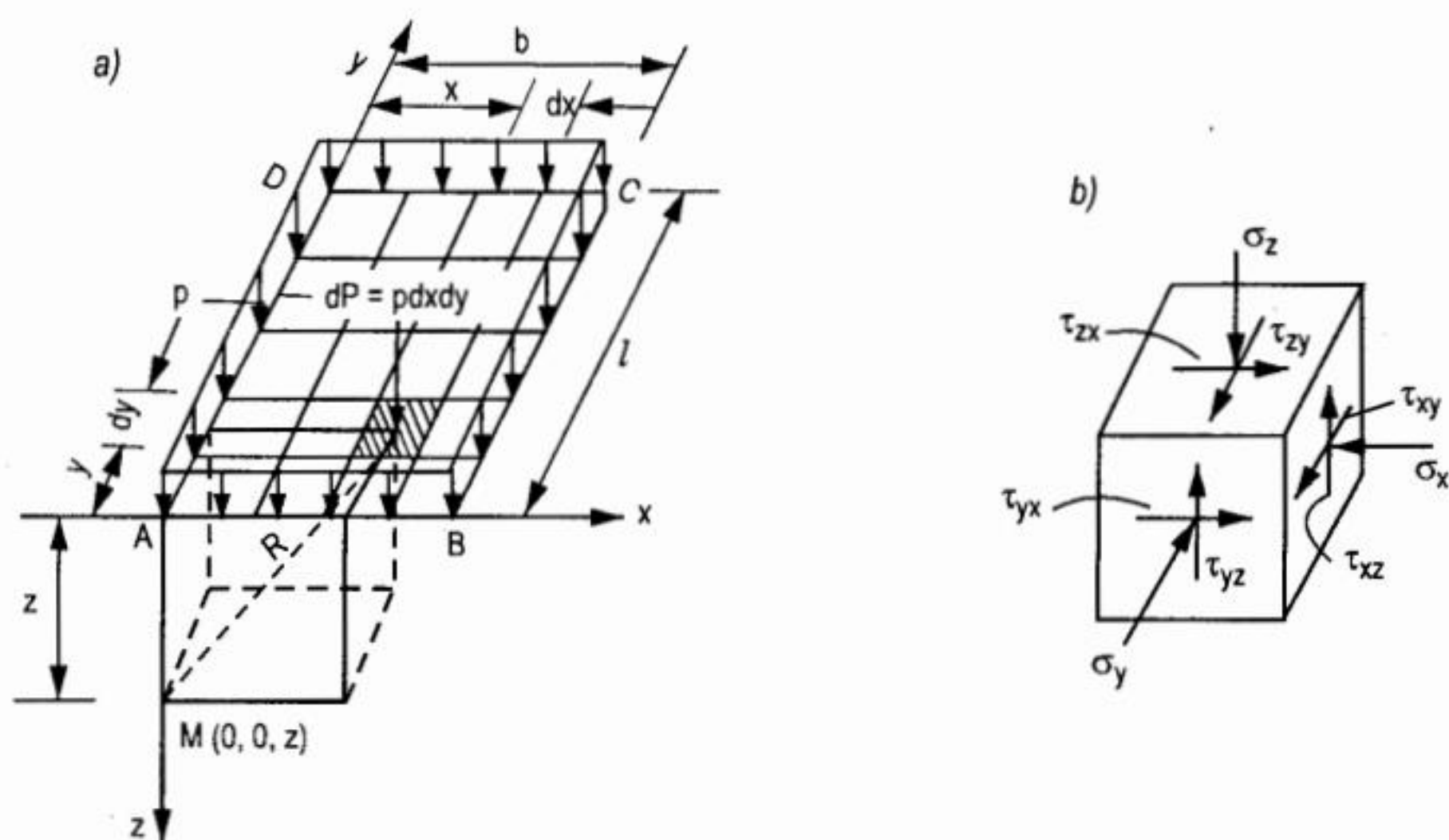
II. Ứng suất tăng thêm trong nền khi mặt nền chịu tải trọng phân bố trên diện tích chữ nhật

Trường hợp tải trọng tập trung tác dụng trực tiếp lên mặt nền chỉ là bài toán lý thuyết, trên thực tế rất hiếm thấy, thường chỉ thấy tải trọng phân bố trực tiếp trên mặt nền với

diện tích hữu hạn do tải trọng công trình thông qua móng truyền xuống. Diện tích phân bố tải trọng tùy thuộc diện tích đáy móng công trình, có thể là diện tích chữ nhật, diện tích hình vuông hay hình tròn. Trong phần này chỉ giới thiệu mặt nền chịu các dạng tải trọng phân bố trên diện tích chữ nhật.

1. Trường hợp tải trọng thẳng đứng phân bố đều

Tải trọng tác dụng trên mặt nền với một diện tích chữ nhật hữu hạn (hình 3.17a) sẽ gây ra ứng suất tại điểm M bất kỳ trong nền với tất cả các thành phần ứng suất σ_x , σ_y , σ_z , τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx} (hình 3.17b), tức điểm M chịu trạng thái ứng suất không gian. Do vậy bài toán ứng suất biến dạng trong trường hợp này thuộc bài toán không gian.



Hình 3.17

Để tính toán ứng suất tăng thêm trong nền của trường hợp này có thể ứng dụng bài toán Boussinesq bằng cách chia diện tích đáy móng ABCD thành nhiều diện tích phân tố có cạnh dx và dy . Tải trọng tác dụng trên mỗi diện tích phân tố được coi là một lực tập trung $dP = p dx dy$. Tải trọng này gây ra ứng suất tăng thêm $d\sigma_z$, chẳng hạn tại M nằm trên đường thẳng đứng đi qua góc móng A, có thể tính toán theo công thức (3.12)

$$d\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{z^3}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} p dx dy \quad (a)$$

Tích phân biểu thức (a) (với hệ tọa độ xyz gốc A) cho toàn mặt tải trọng ABCD có diện tích F sẽ nhận được:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \int_F d\sigma_z = \frac{3pz^3}{2\pi} \int_0^l \int_0^b \frac{1}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} dx dy \\ &= \frac{p}{2\pi} \left[\frac{l b z (l^2 + b^2 + 2z^2)}{(l^2 + z^2)(b^2 + z^2)\sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} + \arctg \left(\frac{l b}{z \sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} \right) \right] \quad (b) \end{aligned}$$

Đặt $m = \frac{l}{b}$ và $n = \frac{z}{b}$ ta có $l = m.b$ và $z = n.b$, thay l và z vào công thức (b) sẽ nhận được:

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left[\frac{mn.(1+m^2+2n^2)}{(m^2+n^2)(1+n^2).\sqrt{1+m^2+n^2}} + \arctg \left(\frac{m}{n.\sqrt{1+m^2+n^2}} \right) \right]$$

Có thể viết gọn :

$$\sigma_z = k_1.p \quad (3.30)$$

Trong đó:

$$k_1 = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{m.n.(1+m^2+2n^2)}{(m^2+n^2)(1+n^2).\sqrt{1+m^2+n^2}} + \arctg \left(\frac{m}{n.\sqrt{1+m^2+n^2}} \right) \right] = f \left(m = \frac{l}{b}, n = \frac{z}{b} \right)$$

Tra bảng 3.2:

k_1 - hệ số ứng suất tăng thêm thẳng đứng σ_z tại M nằm trên đường thẳng đứng đi qua góc móng trong trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện tích chữ nhật.

l, b - lần lượt là cạnh dài và cạnh ngắn của diện tích chữ nhật.

Nếu điểm M không ở dưới góc móng mà ở dưới điểm M_0 nằm trên cạnh hình chữ nhật, trong hoặc ngoài diện tích chữ nhật (hình 3.18) đều có thể tính được σ_z theo công thức (3.30) bằng phương pháp điểm góc.

Hình 3.18 là các diện tích ABCD (chịu tải trọng p) nhìn trên mặt bằng của 4 trường hợp với điểm M_0 ở các vị trí khác nhau.

Cách tính σ_z tại M như sau: Qua điểm M_0 chia diện tích tải trọng ABCD thành các diện tích chữ nhật nhận M_0 làm góc chung. Rất dễ nhận thấy ứng suất σ_z tại điểm M dưới điểm góc M_0 ở độ sâu z do toàn mặt tải trọng ABCD gây ra sẽ bằng tổng cộng các ứng suất σ_z do tải trọng trên từng diện tích chữ nhật gây ra.

Với hình 3.18a:

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} = (k_{I1} + k_{II1}).p$$

$$\text{Trong đó: } k_{I1} = f \left(m = \frac{b}{l_1}, n = \frac{z}{l_1} \right); k_{II1} = f \left(m = \frac{l_2}{b}, n = \frac{z}{b} \right) \text{ tra bảng 3.2.}$$

Với hình 3.18b:

$$\sigma_z = \sigma_{zI} + \sigma_{zII} + \sigma_{zIII} + \sigma_{zIV} = (k_{I1} + k_{II1} + k_{III1} + k_{IV1}).p$$

Trong đó:

$$k_{I1} = f \left(m = \frac{l_1}{b_1}, n = \frac{z}{b_1} \right); k_{II1} = f \left(m = \frac{l_2}{b_1}, n = \frac{z}{b_1} \right)$$

$$k_{III1} = f \left(m = \frac{l_2}{b_2}, n = \frac{z}{b_2} \right); k_{IV1} = f \left(m = \frac{b_2}{l_1}, n = \frac{z}{l_1} \right) \quad \text{tra bảng 3.2.}$$

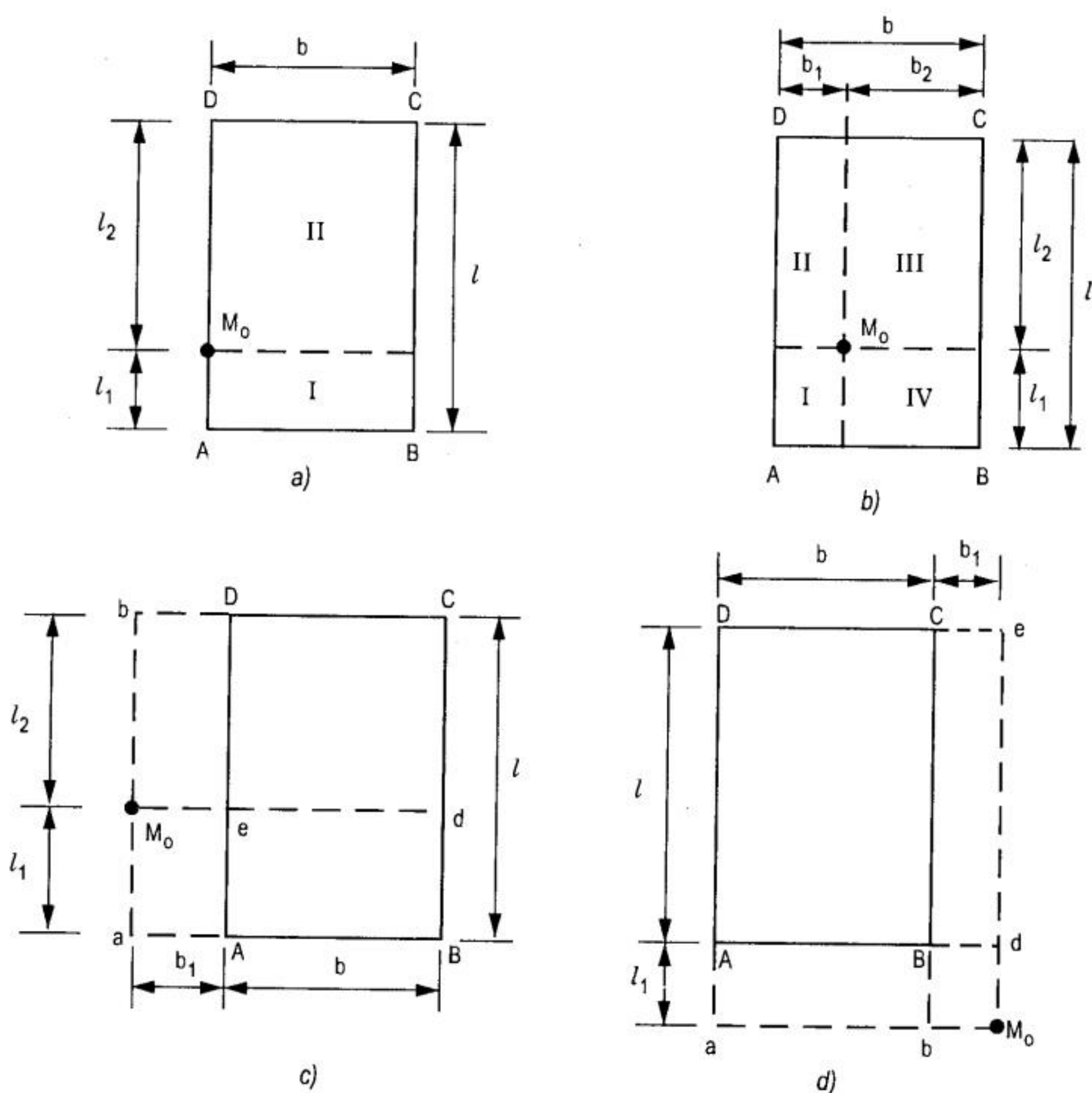
Cần lưu ý:

m là tỷ số 2 cạnh của mỗi hình chữ nhật nhỏ sau khi chia, tử số là cạnh dài, mẫu số là cạnh ngắn.

n là tỷ số giữa độ sâu z và cạnh ngắn của hình chữ nhật đó.

Bảng 3.2. Giá trị hệ số ứng suất tăng thêm k_1 trong công thức (3.30)
(Bài toán không gian)

$\frac{m=l/b}{n=z/b}$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0
0,0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2044	0,2395	0,2461	0,2479	0,2486	0,2489	0,2490	0,2491	0,2491	0,2491	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,1363	0,2024	0,2268	0,2361	0,2401	0,2420	0,2429	0,2434	0,2437	0,2439	0,2442	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,6	0,0959	0,1613	0,1965	0,2141	0,2229	0,2275	0,2300	0,2315	0,2324	0,2329	0,2339	0,2341	0,2342	0,2342	0,2342
0,8	0,0712	0,1274	0,1646	0,1869	0,1999	0,2075	0,2120	0,2147	0,2164	0,2176	0,2196	0,2200	0,2202	0,2202	0,2202
1,0	0,0547	0,1013	0,1360	0,1593	0,1752	0,1851	0,1911	0,1955	0,1981	0,1999	0,2034	0,2042	0,2045	0,2046	0,2046
1,2	0,0431	0,0815	0,1123	0,1353	0,1516	0,1626	0,1705	0,1758	0,1793	0,1818	0,1870	0,1882	0,1887	0,1888	0,1888
1,4	0,0347	0,0664	0,0932	0,1144	0,1305	0,1423	0,1508	0,1569	0,1613	0,1644	0,1712	0,1730	0,1738	0,1739	0,1740
1,6	0,0283	0,0548	0,0779	0,0971	0,1120	0,1241	0,1329	0,1396	0,1445	0,1482	0,1567	0,1590	0,1601	0,1603	0,1604
1,8	0,0235	0,0458	0,0657	0,0828	0,0969	0,1083	0,1172	0,1241	0,1294	0,1334	0,1434	0,1463	0,1478	0,1481	0,1483
2,0	0,0198	0,0387	0,0559	0,0711	0,0840	0,0947	0,1034	0,1130	0,1158	0,1202	0,1314	0,1350	0,1368	0,1372	0,1374
2,5	0,0135	0,0265	0,0388	0,0501	0,0602	0,0691	0,0767	0,0833	0,0888	0,0931	0,1063	0,1114	0,1144	0,1151	0,1153
3,0	0,0097	0,0192	0,0283	0,0368	0,0447	0,0519	0,0583	0,0640	0,0690	0,0732	0,0870	0,0931	0,0973	0,0983	0,0987
5,0	0,0037	0,0074	0,0110	0,0145	0,0179	0,0212	0,0243	0,0274	0,0302	0,0328	0,0435	0,0504	0,0573	0,0599	0,0610
7,0	0,0019	0,0038	0,0057	0,0076	0,0094	0,0112	0,0130	0,0147	0,0164	0,0180	0,0250	0,0306	0,0376	0,0411	0,0428
10,0	0,0009	0,0019	0,0028	0,0038	0,0047	0,0056	0,0065	0,0074	0,0083	0,0092	0,0132	0,0167	0,0222	0,0258	0,0280



Hình 3.18

Với hình 3.18c

$$\sigma_z = \sigma_{zM_0aBd} + \sigma_{zM_0bCd} - \sigma_{zM_0aAe} - \sigma_{zM_0bDe} = (k_{IM_0aBd} + k_{IM_0bCd} - k_{IM_0aAe} - k_{IM_0bDe}) \cdot P$$

Trong đó :

$$k_{IM_0aBd} = f\left(\frac{\overline{aB}}{l_1}, \frac{z}{l_1}\right); \quad k_{IM_0bCd} = f\left(\frac{\overline{bC}}{l_2}, \frac{z}{l_2}\right)$$

$$k_{IM_0aAe} = f\left(\frac{l_1}{b_1}, \frac{z}{b_1}\right); \quad k_{IM_0bDe} = f\left(\frac{l_2}{b_1}, \frac{z}{b_1}\right) \text{ tra bảng 3.2}$$

Với hình 3.18d

$$\sigma_z = \sigma_{zM_0aDe} - \sigma_{zM_0aAd} - \sigma_{zM_0bCe} + \sigma_{zM_0bBd} = (k_{IM_0aDe} - k_{IM_0aAd} - k_{IM_0bCe} + k_{IM_0bBd}) \cdot P$$

Trong đó:

$$k_{IM_0aDe} = f\left(\frac{\overline{M_0e}}{\overline{De}}, \frac{z}{\overline{De}}\right); \quad k_{IM_0aAd} = f\left(\frac{\overline{M_0a}}{l_1}, \frac{z}{l_1}\right)$$

$$k_{lM_0bCe} = f\left(\frac{\overline{M_0e}}{b_1}, \frac{z}{b_1}\right) \quad k_{lM_0bBd} = f\left(\frac{l_1}{b_1}, \frac{z}{b_1}\right) \text{ tra bảng 3.2}$$

Để tính tổng ứng suất θ tại điểm M dưới góc móng A có thể dùng phương pháp tích phân công thức (3.15).

$$d\theta = \frac{(1 + \mu_0)}{\pi} \frac{pz}{R^3} dx dy$$

Lấy tích phân cho toàn mặt tải trọng ta có:

$$\begin{aligned} \theta &= \int_F d\theta = \int_0^l \int_0^b \frac{p(1 + \mu_0)z}{\pi R^3} dx dy \\ &= \frac{1 + \mu_0}{\pi} pz \int_0^l \int_0^b \frac{1}{(x^2 + y^2 + z^2)^{3/2}} dx dy \\ &= (1 + \mu_0) \frac{p}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{lb}{z\sqrt{b^2 + l^2 + z^2}} \end{aligned}$$

Đặt $m = \frac{l}{b}$ và $n = \frac{z}{b}$, biểu thức trên trở thành :

$$\theta = (1 + \mu_0) \frac{p}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{m}{n\sqrt{1 + m^2 + n^2}}$$

Có thể viết gọn

$$\theta = (1 + \mu_0) \beta_1 p \quad (3.31)$$

Trong đó :

$$\beta_1 = \frac{1}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{m}{n\sqrt{1 + m^2 + n^2}} = f\left(m = \frac{l}{b}, n = \frac{z}{b}\right) \text{ tra bảng 3.3}$$

β_1 - hệ số tổng ứng suất tăng thêm tại M dưới góc móng trong trường hợp tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên diện tích chữ nhật.

Nếu điểm M không ở dưới góc móng thì θ cũng tính bằng phương pháp điểm góc như trên.

2. Trường hợp tải trọng thẳng đứng phân bố tam giác

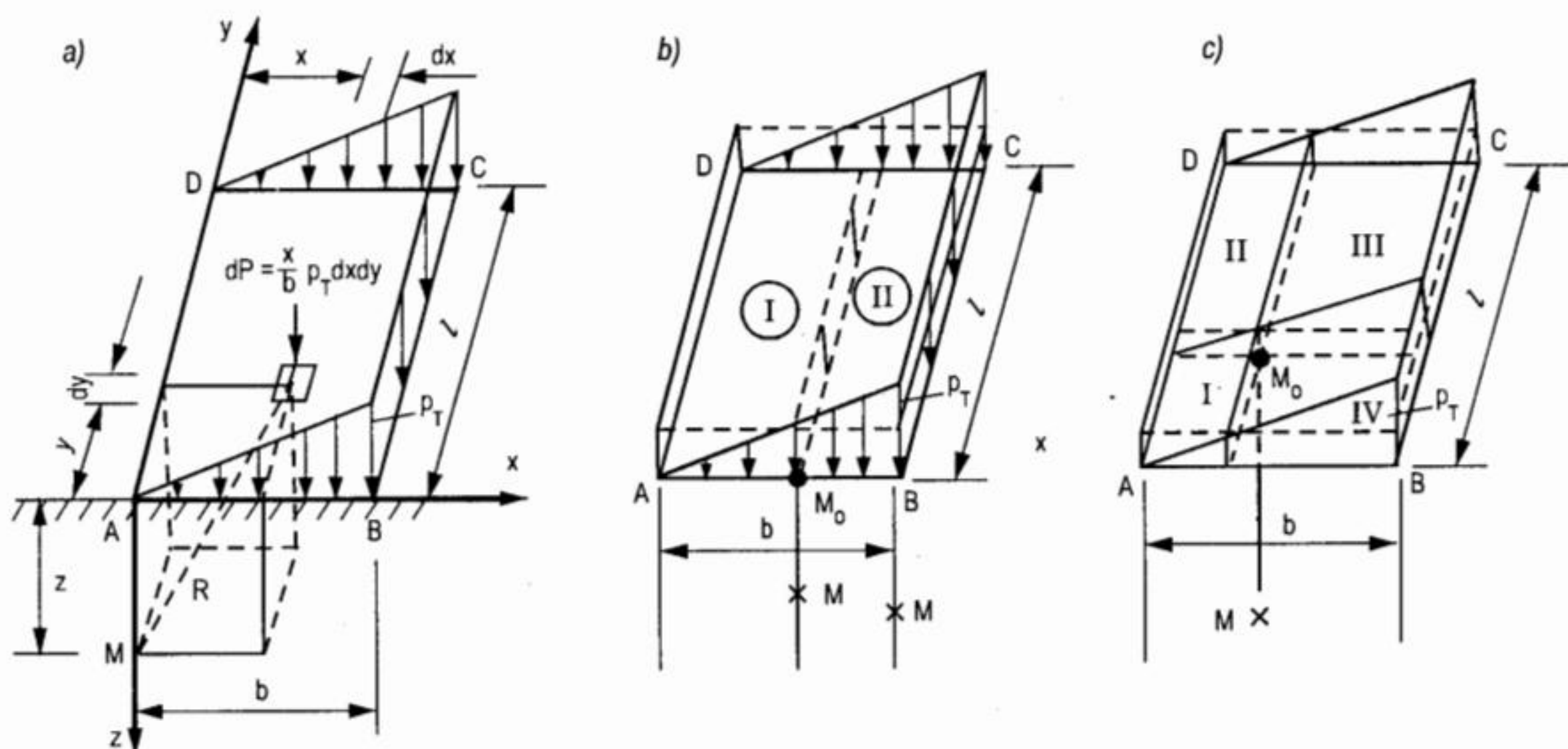
Hình 3.19 là tải trọng thẳng đứng phân bố tam giác tác dụng trên diện tích chữ nhật ABCD. Đọc theo cạnh ngắn b tải trọng phân bố tam giác. Đọc theo cạnh dài l tải trọng phân bố đều.

Bảng 3.3. Giá trị hệ số tổng ứng suất tăng thêm β_1 trong công thức (3.31)
(Bài toán không gian)

$\frac{m=l/b}{n=z/b}$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0
0,0	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000	0,5000
0,2	0,2439	0,3405	0,3804	0,4003	0,4114	0,4183	0,4230	0,4259	0,4281	0,4297	0,4337	0,4352	0,4363	0,4367	0,4369
0,4	0,1363	0,2280	0,2810	0,3119	0,3308	0,3430	0,3515	0,3570	0,3612	0,3643	0,3721	0,3750	0,3771	0,3779	0,3782
0,6	0,0874	0,1578	0,2074	0,2406	0,2630	0,2782	0,2890	0,2967	0,3024	0,3068	0,3179	0,3222	0,3254	0,3265	0,3270
0,8	0,0607	0,1136	0,1552	0,1812	0,2087	0,2251	0,2371	0,2458	0,2529	0,2582	0,2721	0,2776	0,2818	0,2833	0,2840
1,0	0,0443	0,0846	0,1185	0,1456	0,1667	0,1828	0,1952	0,2047	0,2121	0,2180	0,2341	0,2406	0,2457	0,2476	0,2486
1,2	0,0336	0,0649	0,0924	0,1156	0,1344	0,1495	0,1616	0,1711	0,1788	0,1850	0,2026	0,2101	0,2162	0,2182	0,2193
1,4	0,0262	0,0510	0,0735	0,0931	0,1097	0,1235	0,1348	0,1441	0,1518	0,1580	0,1766	0,1848	0,1915	0,1940	0,1952
1,6	0,0209	0,0410	0,0596	0,0762	0,0906	0,1030	0,1135	0,1223	0,1296	0,1358	0,1549	0,1638	0,1711	0,1739	0,1753
1,8	0,0171	0,0336	0,0491	0,0632	0,0758	0,0868	0,0964	0,1046	0,1116	0,1177	0,1368	0,1460	0,1540	0,1571	0,1588
2,0	0,0142	0,0280	0,0410	0,0531	0,0641	0,0739	0,0826	0,0900	0,0967	0,1024	0,1214	0,1310	0,1395	0,1428	0,1445
2,5	0,0094	0,0187	0,0276	0,0361	0,0440	0,0514	0,0581	0,0642	0,0696	0,0745	0,0921	0,1020	0,1114	0,1153	0,1173
3,0	0,0067	0,0133	0,0198	0,0260	0,0319	0,0375	0,0427	0,0475	0,0520	0,0561	0,0718	0,0814	0,0913	0,0957	0,0980
5,0	0,0025	0,0050	0,0074	0,0099	0,0122	0,0146	0,0168	0,0190	0,0212	0,0232	0,0322	0,0391	0,0481	0,0532	0,0561
7,0	0,0013	0,0026	0,0038	0,0051	0,0064	0,0076	0,0088	0,0100	0,0111	0,0124	0,0177	0,0224	0,0293	0,0339	0,0370
10,0	0,0006	0,0013	0,0019	0,0025	0,0032	0,0038	0,0044	0,0047	0,0056	0,0067	0,0091	0,0118	0,0163	0,0198	0,0224

Tương tự tải trọng thẳng đứng phân bố đều, trường hợp này cũng dùng phương pháp chia mặt tải trọng ABCD thành nhiều diện tích phân tố và coi tải trọng tác dụng trên mỗi diện tích phân tố đó như một lực tập trung dP rồi áp dụng công thức (3.12) của Boussinesq để xác định ứng suất $d\sigma_z$ tại điểm M ở dưới góc móng A (tại A tải trọng bằng 0) như sau:

$$d\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{p_T x z^3}{b(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} dx dy$$



Hình 3.19

Ứng suất σ_z do toàn mặt tải trọng ABCD gây ra sẽ là:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \int_F d\sigma_z = \frac{3p_T}{2\pi} z^3 \int_0^l \int_0^b \frac{x}{b(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} dx dy \\ &= \frac{m \cdot n}{2\pi} \left[\frac{1}{\sqrt{m^2 + n^2}} - \frac{n^2}{(1 + n^2)\sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right] p_T \end{aligned}$$

Có thể viết gọn

$$\sigma_z = k_2 \cdot p_T \quad (3.32)$$

Trong đó:

$$k_2 = \frac{mn}{2\pi} \left[\frac{1}{\sqrt{m^2 + n^2}} - \frac{n^2}{(1 + n^2)\sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right] = f\left(m = \frac{l}{b}, n = \frac{z}{b}\right) \text{ tra bảng 3.4}$$

k_2 - Hệ số ứng suất tăng thêm thẳng đứng σ_z tại M nằm trên đường thẳng đứng qua góc móng A (tại A tải trọng bằng 0) trong trường hợp tải trọng thẳng đứng phân bố tam giác trên diện tích chữ nhật.

Bảng 3.4. Giá trị hệ số ứng suất tăng thêm k_2 trong công thức (3.32)
(Bài toán không gian)

$\frac{m=l/b}{n=z/b}$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,2	0,0223	0,0280	0,0296	0,0301	0,0304	0,0305	0,0305	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
0,4	0,0269	0,0420	0,0487	0,0517	0,0531	0,0539	0,0543	0,0545	0,0546	0,0547	0,0548	0,0549	0,0549	0,0549	0,0549
0,6	0,0259	0,0448	0,0560	0,0621	0,0654	0,0673	0,0684	0,0690	0,0694	0,0696	0,0701	0,0702	0,0702	0,0702	0,0702
0,8	0,0232	0,0421	0,0553	0,0637	0,0688	0,0720	0,0739	0,0751	0,0759	0,0764	0,0773	0,0776	0,0776	0,0776	0,0776
1,0	0,0201	0,0375	0,0508	0,0602	0,0666	0,0708	0,0735	0,0753	0,0766	0,0774	0,0790	0,0794	0,0795	0,0796	0,0796
1,2	0,0171	0,0324	0,0450	0,0546	0,0615	0,0664	0,0698	0,0721	0,0738	0,0749	0,0774	0,0779	0,0782	0,0783	0,0783
1,4	0,0145	0,0278	0,0392	0,0483	0,0551	0,0606	0,0644	0,0672	0,0692	0,0707	0,0739	0,0748	0,0752	0,0752	0,0753
1,6	0,0123	0,0238	0,0339	0,0424	0,0492	0,0545	0,0586	0,0616	0,0639	0,0656	0,0697	0,0708	0,0714	0,0715	0,0715
1,8	0,0105	0,0204	0,0394	0,0371	0,0435	0,0487	0,0528	0,0560	0,0585	0,0604	0,0652	0,0666	0,0673	0,0675	0,0675
2,0	0,0090	0,0176	0,0255	0,0324	0,0384	0,0434	0,0474	0,0507	0,0533	0,0553	0,0607	0,0624	0,0634	0,0636	0,0636
2,5	0,0063	0,0125	0,0183	0,0236	0,0284	0,0326	0,0362	0,0393	0,0419	0,0440	0,0504	0,0529	0,0543	0,0547	0,0548
3,0	0,0046	0,0092	0,0135	0,0176	0,0214	0,0249	0,0280	0,0307	0,0331	0,0352	0,0419	0,0449	0,0469	0,0474	0,0476
5,0	0,0018	0,0036	0,0054	0,0071	0,0088	0,0104	0,0120	0,0135	0,0148	0,0161	0,0214	0,0248	0,0283	0,0296	0,0301
7,0	0,0009	0,0019	0,0028	0,0038	0,0047	0,0056	0,0064	0,0073	0,0081	0,0089	0,0124	0,0152	0,0186	0,0204	0,0212
10,0	0,0005	0,0009	0,0014	0,0019	0,0023	0,0028	0,0033	0,0037	0,0041	0,0046	0,0066	0,0084	0,0111	0,0128	0,0139

Bảng 3.5. Giá trị hệ số tổng ứng suất tăng thêm β_2 trong công thức (3.33)
(Bài toán không gian)

$\frac{m=l/b}{n=z/b}$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,2	0,0437	0,0675	0,0802	0,0875	0,0920	0,0949	0,0969	0,0963	0,0993	0,1001	0,1020	0,1027	0,1033	0,1035	0,1036
0,4	0,0378	0,0660	0,0844	0,0963	0,1041	0,1093	0,1130	0,1156	0,1175	0,1190	0,1228	0,1242	0,1252	0,1256	0,1258
0,6	0,0299	0,0551	0,0740	0,0874	0,0968	0,1035	0,1083	0,1119	0,1146	0,1166	0,1220	0,1241	0,1256	0,1262	0,1264
0,8	0,0234	0,0442	0,0612	0,0742	0,0840	0,0913	0,0968	0,1009	0,1041	0,1066	0,1133	0,1160	0,1181	0,1188	0,1192
1,0	0,0184	0,0353	0,0498	0,0616	0,0710	0,0783	0,0839	0,0884	0,0919	0,0947	0,1024	0,1057	0,1082	0,1091	0,1095
1,2	0,0146	0,0283	0,0405	0,0508	0,0594	0,0664	0,0720	0,0765	0,0801	0,0830	0,0916	0,0952	0,0982	0,0993	0,0998
1,4	0,0118	0,0230	0,0332	0,0421	0,0498	0,0562	0,0615	0,0659	0,0695	0,0725	0,0815	0,0856	0,0889	0,0902	0,0908
1,6	0,0096	0,0189	0,0274	0,0351	0,0419	0,0477	0,0527	0,0569	0,0604	0,0634	0,0726	0,0770	0,0806	0,0821	0,0827
1,8	0,0080	0,0157	0,0229	0,0296	0,0355	0,0408	0,0453	0,0492	0,0526	0,0555	0,0648	0,0694	0,0734	0,0749	0,0757
2,0	0,0067	0,0132	0,0194	0,0251	0,0304	0,0351	0,0392	0,0429	0,0460	0,0488	0,0580	0,0628	0,0670	0,0687	0,0695
2,5	0,0045	0,0090	0,0133	0,0174	0,0212	0,0248	0,0280	0,0310	0,0337	0,0361	0,0447	0,0495	0,0542	0,0562	0,0579
3,0	0,0033	0,0065	0,0096	0,0126	0,0155	0,0183	0,0208	0,0232	0,0254	0,0274	0,0351	0,0399	0,0448	0,0469	0,0481
5,0	0,0012	0,0025	0,0037	0,0049	0,0061	0,0072	0,0083	0,0094	0,0105	0,0115	0,0159	0,0194	0,0239	0,0264	0,0279
7,0	0,0006	0,0013	0,0019	0,0025	0,0032	0,0038	0,0044	0,0050	0,0056	0,0062	0,0088	0,0111	0,0146	0,0169	0,0184
10,0	0,0003	0,0006	0,0010	0,0013	0,0016	0,0019	0,0022	0,0025	0,0028	0,0031	0,0045	0,0059	0,0081	0,0099	0,0112

Bằng cách tương tự cũng lập được công thức tính tổng ứng suất tăng thêm θ như sau:

$$\theta = (1 + \mu_0) \frac{n}{\pi} \left[\ln \frac{\sqrt{1+n^2}}{n} \times \frac{m + \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{1+m^2 + n^2}} \right] p_T$$

Có thể viết gọn $\theta = (1 + \mu_0) \beta_2 p_T$ (3.33)

Trong đó :

$$\beta_2 = \frac{n}{\pi} \left[\ln \frac{\sqrt{1+n^2}}{n} \times \frac{m + \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{1+m^2 + n^2}} \right] = f\left(m = \frac{l}{b}, n = \frac{z}{b}\right) \text{ tra bảng 3.5.}$$

Nếu điểm M ở dưới góc móng B (hình 3.19b) thì σ_z và θ tính toán như sau:

$$\sigma_z = k_1 p_T - k_2 p_T = (k_1 - k_2) p_T$$

$$\theta = (1 + \mu_0) \beta_1 p_T - (1 + \mu_0) \beta_2 p_T = (1 + \mu_0) (\beta_1 - \beta_2) p_T$$

Trong đó:

k_1, β_1 - lần lượt là hệ số ứng suất σ_z và θ trong trường hợp tải trọng thẳng đứng phân bố đều.

k_2, β_2 - lần lượt là hệ số ứng suất σ_z và θ trong trường hợp tải trọng thẳng đứng phân bố tam giác.

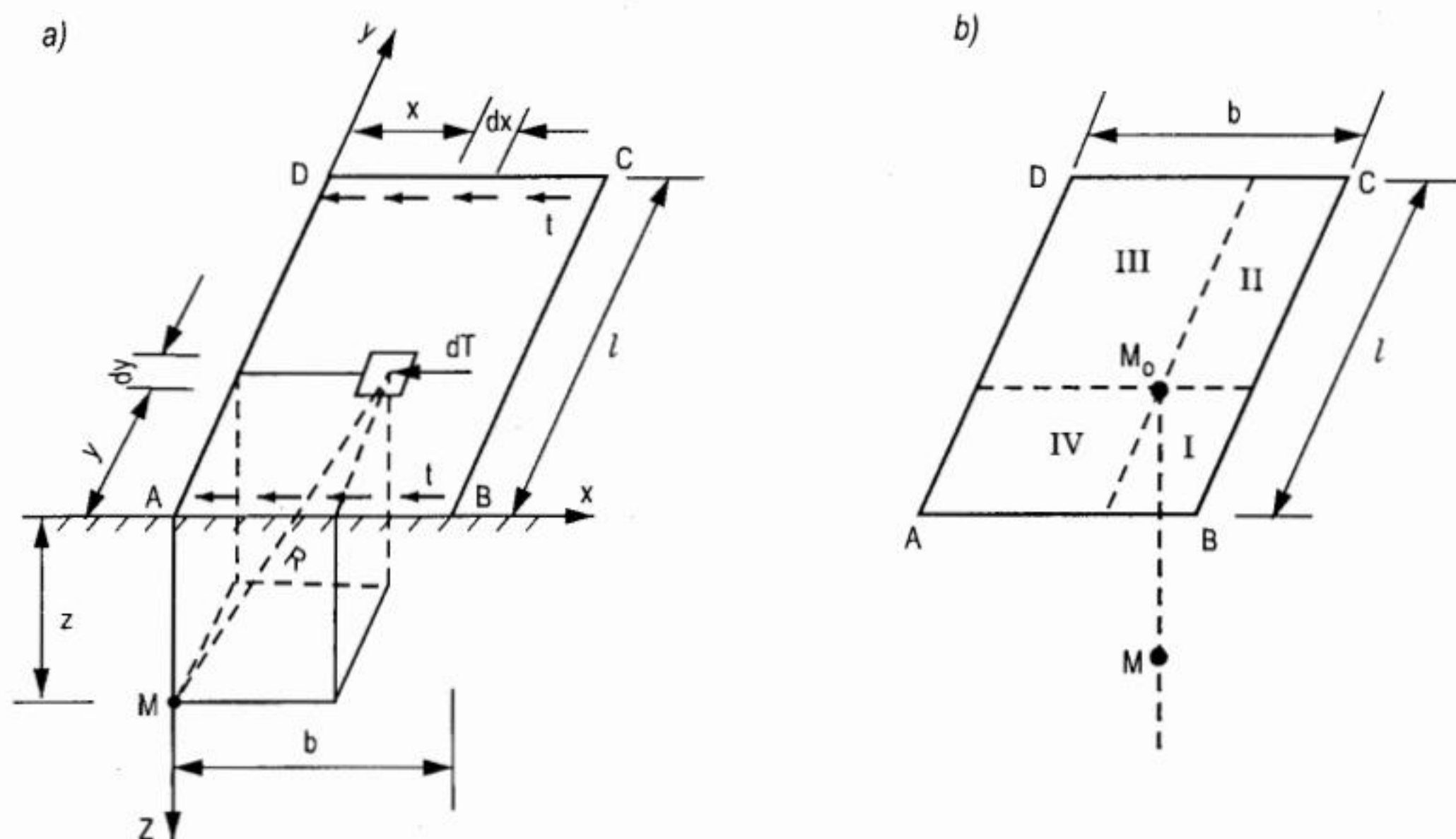
Nếu điểm M nằm dưới điểm M_0 ở vị trí bất kỳ tại mặt nền thì cần dùng phương pháp điểm góc để tính σ_z và θ . Tuy nhiên phương pháp điểm góc lúc này sẽ phức tạp hơn nhiều so với tải trọng phân bố đều. Bởi vì ngoài việc phân chia diện tích chịu tải còn phân chia biểu đồ tải trọng. Chẳng hạn điểm M ở dưới điểm M_0 nằm trên cạnh b (hình 3.19b) thì cần chia diện tích tải trọng ABCD thành hai hình chữ nhật I và II nhận M_0 làm điểm góc chung. Ngoài ra cần chia tải trọng thành các biểu đồ để ứng dụng hai bài toán cơ bản đã nêu (hình 3.17a và 3.19a).

Nếu điểm M_0 nằm trong hoặc nằm ngoài diện tích ABCD thì phương pháp điểm góc còn phức tạp hơn nữa (hình 3.19c).

Cần lưu ý cạnh b và l của các hình chữ nhật sau khi chia phải tuân thủ nguyên tắc sau: b là cạnh dọc theo đó tải trọng phân bố tam giác, l là cạnh dọc theo đó tải trọng phân bố đều. Như vậy không nhất thiết b là cạnh ngắn, l là cạnh dài.

3. Trường hợp tải trọng ngang phân bố đều

Hình 3.20 là tải trọng ngang phân bố đều tác dụng trên diện tích chữ nhật ABCD ở mặt nền. Véc tơ tải trọng ngang t song song với cạnh b.



Hình 3.20

Cũng bằng cách tương tự trên, có thể chia diện tích chịu tải ABCD thành các diện tích phân tố và coi tải trọng ngang tác dụng trên mỗi diện tích phân tố như một tải trọng tập trung rồi áp dụng công thức (3.24) và (3.25) của A.J.Cerruti để xác định ứng suất σ_z và θ tại M nằm dưới điểm góc A (A là điểm ngọn của véc tơ tải trọng ngang).

$$d\sigma_z = \frac{3z^3 xt}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} dx dy$$

$$d\theta = \frac{(1 + \mu_0)xt}{\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{3/2}} dx dy$$

Tích phân 2 biểu thức trên cho toàn mặt tải trọng ta có:

$$\sigma_z = \int_F d\sigma_z = \frac{3z^3 t}{2\pi} \int_0^l \int_0^b \frac{x}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} dx dy$$

$$\theta = \int_F d\theta = \frac{(1 + \mu_0)t}{\pi} \int_0^l \int_0^b \frac{x}{(x^2 + y^2 + z^2)^{3/2}} dx dy$$

Sau khi tích phân sẽ nhận được:

$$\sigma_z = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{1}{\sqrt{l^2 + b^2}} - \frac{z^2}{(b^2 + z^2)\sqrt{b^2 + l^2 + z^2}} \right) t$$

$$\theta = \frac{(1 + \mu_0)}{\pi} \left(\ln \frac{\sqrt{b^2 + z^2}}{z} \times \frac{l + \sqrt{l^2 + z^2}}{l + \sqrt{b^2 + l^2 + z^2}} \right) t$$

Đưa vào các tỷ số $m = \frac{l}{b}$, $n = \frac{z}{b}$ hai biểu thức trên trở thành:

$$\sigma_z = \frac{m}{2\pi} \left(\frac{1}{\sqrt{m^2 + n^2}} - \frac{n^2}{(1 + n^2)\sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right) t$$

$$\theta = \frac{(1 + \mu_0)}{\pi} \left(\ln \frac{\sqrt{1 + n^2}}{n} \times \frac{m + \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right) t$$

Có thể viết gọn

$$\sigma_z = k_3 \cdot t$$

$$\theta = (1 + \mu_0) \beta_3 \cdot t$$

Trong đó :

$$k_3 = \frac{m}{2\pi} \left(\frac{1}{\sqrt{m^2 + n^2}} - \frac{n^2}{(1 + n^2)\sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right) = f(m = \frac{l}{b}, n = \frac{z}{b}) \text{ tra bảng 3.6}$$

$$\beta_3 = \frac{1}{\pi} \left(\ln \frac{\sqrt{1 + n^2}}{n} \times \frac{m + \sqrt{m^2 + n^2}}{m + \sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right) = f(m = \frac{l}{b}, n = \frac{z}{b}) \text{ tra bảng 3.7}$$

Hai công thức trên có thể viết dưới dạng tổng quát để tính σ_z và θ tại M nằm dưới A hoặc B (hình 3.20a).

$$\sigma_z = \pm k_3 \cdot t \quad (3.34)$$

$$\theta = \pm (1 + \mu_0) \beta_3 \cdot t \quad (3.35)$$

Dấu (+) dùng khi M nằm dưới A (A là góc móng ở ngọn của véc tơ tải trọng ngang).

Dấu (-) dùng khi M nằm dưới B (B là góc móng ở gốc của véc tơ tải trọng ngang).

Nếu điểm M không ở dưới góc A hay B mà ở dưới điểm M_0 nằm trên cạnh, nằm ở trong hoặc ở ngoài hình chữ nhật thì dùng phương pháp điểm góc (hình 3.20b).

Chú ý: Khi dùng phương pháp điểm góc, nếu chia diện tích ABCD thành các hình chữ nhật thì yêu cầu tuân thủ các nguyên tắc sau:

1. Điểm M_0 phải là điểm góc chung của các hình chữ nhật sau khi chia.
2. Cạnh b luôn là cạnh song song với véc tơ tải trọng ngang t và cạnh l luôn là cạnh vuông góc với véc tơ tải trọng ngang t. Như vậy b không nhất thiết là cạnh ngắn và l không nhất thiết là cạnh dài.

Bảng 3.6. Giá trị hệ số ứng suất tăng thêm k_3 trong công thức (3.34)
(Bài toán không gian)

$m=l/b$ $n=z/b$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0
0,0	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592
0,2	0,1114	0,1401	0,1479	0,1506	0,1518	0,1523	0,1526	0,1528	0,1529	0,1529	0,1530	0,1530	0,1530	0,1530	0,1530
0,4	0,0672	0,1049	0,1217	0,1293	0,1328	0,1347	0,1356	0,1362	0,1365	0,1361	0,1371	0,1372	0,1372	0,1372	0,1372
0,6	0,0432	0,0746	0,0933	0,1035	0,1091	0,1121	0,1139	0,1150	0,1156	0,1160	0,1168	0,1169	0,1170	0,1170	0,1170
0,8	0,0290	0,0527	0,0691	0,0796	0,0861	0,0900	0,0924	0,0939	0,0948	0,0955	0,0967	0,0969	0,0970	0,0970	0,0970
1,0	0,0201	0,0375	0,0508	0,0602	0,0666	0,0708	0,0735	0,0753	0,0766	0,0774	0,0790	0,0794	0,0795	0,0796	0,0796
1,2	0,0142	0,0270	0,0375	0,0455	0,0512	0,0553	0,0582	0,0601	0,0615	0,0624	0,0645	0,0650	0,0652	0,0652	0,0652
1,4	0,0103	0,0199	0,0280	0,0345	0,0395	0,0433	0,0460	0,0480	0,0494	0,0505	0,0528	0,0534	0,0537	0,0537	0,0538
1,6	0,0077	0,0149	0,0212	0,0265	0,0308	0,0341	0,0366	0,0385	0,0400	0,0410	0,0436	0,0443	0,0446	0,0447	0,0447
1,8	0,0058	0,0113	0,0163	0,0206	0,0242	0,0270	0,0293	0,0311	0,0325	0,0336	0,0362	0,0370	0,0374	0,0375	0,0375
2,0	0,0045	0,0088	0,0127	0,0162	0,0192	0,0217	0,0237	0,0253	0,0266	0,0277	0,0303	0,0312	0,0317	0,0318	0,0318
2,5	0,0025	0,0050	0,0073	0,0094	0,0113	0,0130	0,0145	0,0157	0,0167	0,0176	0,0202	0,0211	0,0217	0,0219	0,0219
3,0	0,0015	0,0031	0,0045	0,0059	0,0071	0,0083	0,0093	0,0102	0,0110	0,0117	0,0140	0,0150	0,0156	0,0158	0,0159
5,0	0,0004	0,0007	0,0011	0,0014	0,0018	0,0021	0,0024	0,0027	0,0030	0,0032	0,0043	0,0050	0,0057	0,0059	0,0060
7,0	0,0001	0,0003	0,0004	0,0005	0,0007	0,0008	0,0009	0,0010	0,0012	0,0013	0,0018	0,0022	0,0027	0,0029	0,0030
10,0	0,0005	0,0001	0,0001	0,0002	0,0002	0,0003	0,0003	0,0004	0,0004	0,0005	0,0007	0,0008	0,0011	0,0013	0,0014

Bảng 3.7. Giá trị hệ số tổng ứng suất tăng thêm β_3 trong công thức (3.35)
(Bài toán không gian)

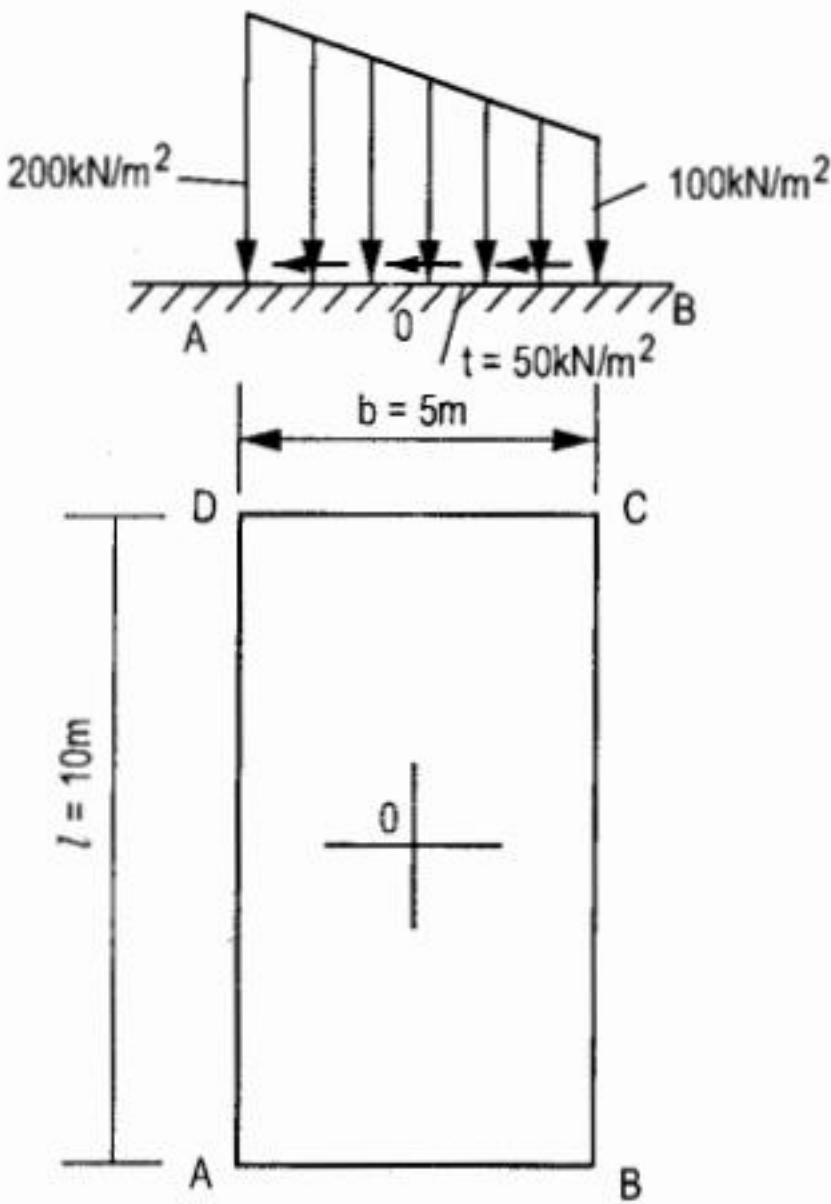
$m=l/b$ $n=z/b$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0	10,0
0,0	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
0,2	0,2185	0,3377	0,4010	0,4374	0,4599	0,4745	0,4845	0,4915	0,4966	0,5004	0,5101	0,5137	0,5164	0,5173	0,5177
0,4	0,0944	0,1649	0,2111	0,2407	0,2602	0,2733	0,2825	0,2890	0,2939	0,2975	0,3069	0,3105	0,3131	0,3114	0,3145
0,6	0,0499	0,0918	0,1232	0,1456	0,1613	0,1725	0,1805	0,1865	0,1909	0,1943	0,2033	0,2068	0,2094	0,2103	0,2107
0,8	0,0293	0,0553	0,0765	0,0928	0,1050	0,1142	0,1210	0,1262	0,1302	0,1333	0,1417	0,1450	0,1476	0,1485	0,1490
1,0	0,0184	0,0353	0,0498	0,0616	0,0710	0,0783	0,0839	0,0884	0,0919	0,0947	0,1024	0,1057	0,1082	0,1091	0,1095
1,2	0,0122	0,0236	0,0337	0,0424	0,0495	0,0553	0,0600	0,0637	0,0667	0,0692	0,0763	0,0794	0,0819	0,0827	0,0831
1,4	0,0084	0,0164	0,0237	0,0301	0,0355	0,0401	0,0439	0,0471	0,0497	0,0518	0,0582	0,0611	0,0635	0,0644	0,0648
1,6	0,0060	0,0118	0,0171	0,0220	0,0262	0,0298	0,0329	0,0355	0,0377	0,0396	0,0454	0,0481	0,0504	0,0513	0,0517
1,8	0,0044	0,0087	0,0127	0,0164	0,0197	0,0226	0,0252	0,0274	0,0292	0,0308	0,0360	0,0386	0,0408	0,0416	0,0420
2,0	0,0033	0,0066	0,0097	0,0126	0,0152	0,0175	0,0196	0,0214	0,0230	0,0244	0,0290	0,0314	0,0335	0,0343	0,0347
2,5	0,0018	0,0036	0,0053	0,0070	0,0085	0,0099	0,0112	0,0124	0,0135	0,0144	0,0179	0,0198	0,0217	0,0225	0,0229
3,0	0,0011	0,0022	0,0032	0,0042	0,0052	0,0061	0,0069	0,0077	0,0095	0,0091	0,0117	0,0133	0,0149	0,0156	0,0160
5,0	0,0002	0,0005	0,0007	0,0010	0,0012	0,0014	0,0017	0,0019	0,0021	0,0023	0,0032	0,0039	0,0048	0,0053	0,0056
7,0	0,0001	0,0002	0,0003	0,0004	0,0005	0,0005	0,0006	0,0007	0,0008	0,0009	0,0013	0,0016	0,0021	0,0024	0,0026
10,0	0,0005	0,0001	0,0001	0,0001	0,0002	0,0002	0,0002	0,0003	0,0003	0,0003	0,0005	0,0006	0,0008	0,0010	0,0011

Bài tập mẫu 3.2

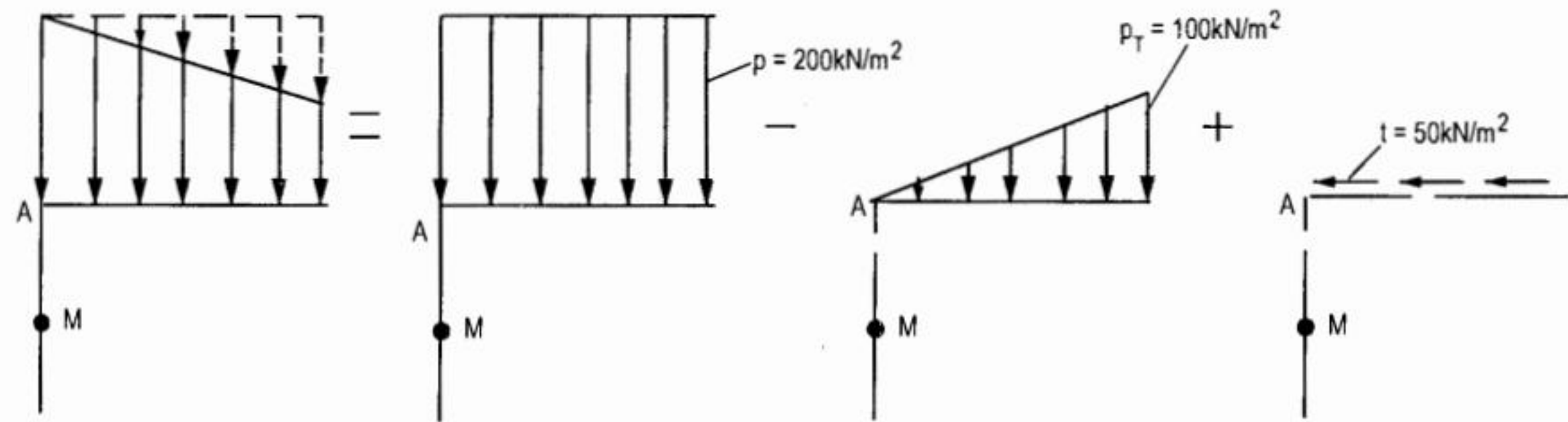
Đáy móng công trình có chiều dài $l = 10\text{m}$, chiều rộng $b = 5\text{m}$, chịu tải trọng thẳng đứng phân bố hình thang và tải trọng ngang phân bố đều (hình 3.21). Yêu cầu tính và vẽ biểu đồ ứng suất tăng thêm thẳng đứng σ_z và tổng ứng suất tăng thêm θ trên đường thẳng đứng đi qua góc móng A, góc móng B và tâm móng O đến độ sâu 6m. Cho biết hệ số nở hông của đất nền $\mu_0 = 0,4$.

Bài giải

1. Tính và vẽ biểu đồ ứng suất σ_z và θ trên đường thẳng đứng đi qua góc móng A.
- Trường hợp này có thể chia biểu đồ tải trọng thành 3 dạng cơ bản sau đây:



Hình 3.21



- a) Kết quả tính toán σ_z tại các điểm trên đường thẳng đứng đi qua góc móng A.

$$\sigma_z = \sigma_z^{\square} - \sigma_z^{\Delta} + \sigma_z^{\leftarrow\leftarrow}, \quad m = \frac{l}{b} = \frac{10}{5} = 2$$

$z \text{ (m)}$	$n = \frac{z}{b}$	k_1	$\sigma_z^{\square} = k_1 p$ (kN/m^2)	k_2	$\sigma_z^{\Delta} = k_2 p_T$ (kN/m^2)	k_3	$\sigma_z^{\leftarrow\leftarrow} = k_3 t$ (kN/m^2)	σ_z (kN/m^2)
0	0	0,250	50	0	0	0,159	7,95	57,95
1	0,2	0,249	49,8	0,031	3,1	0,153	7,65	54,35
2	0,4	0,244	48,8	0,055	5,5	0,136	6,80	50,10
3	0,6	0,233	46,6	0,070	7,0	0,116	5,80	45,40
4	0,8	0,218	43,6	0,076	7,6	0,095	4,80	40,80
5	1,0	0,200	40,0	0,077	7,7	0,077	3,85	36,15
6	1,2	0,182	36,4	0,075	7,5	0,062	3,10	32,00

$\sigma_z^{\square}, \sigma_z^{\Delta}, \sigma_z^{\leftarrow\leftarrow}$ là ứng suất tăng thêm thẳng đứng lần lượt do tải trọng thẳng đứng phân bố đều, tải trọng thẳng đứng phân bố tam giác và tải trọng ngang phân bố đều gây ra.

b) Kết quả tính toán θ tại các điểm trên đường thẳng đứng đi qua góc móng A

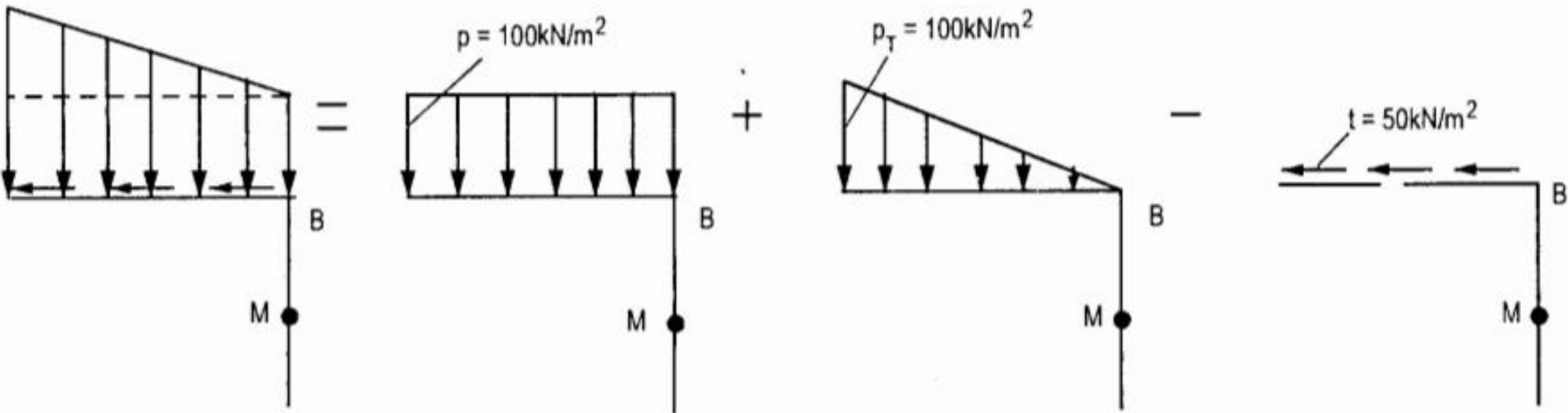
$$\theta = \theta^{\square} - \theta^{\Delta} + \theta^{\leftarrow\leftarrow}, m = \frac{l}{b} = \frac{10}{5} = 2, 1 + \mu_0 = 1 + 0,4 = 1,4$$

z (m)	$n = \frac{z}{b}$	β_1	$\theta^{\square} = (1 + \mu_0) \beta_1 p$ (kN/m ²)	β_2	$\theta^{\Delta} = (1 + \mu_0) \beta_2 p_T$ (kN/m ²)	β_3	$\theta^{\leftarrow\leftarrow} = (1 + \mu_0) \beta_3 t$ (kN/m ²)	θ (kN/m ²)
0	0	0,5	140	0	0	∞	∞	∞
1	0,2	0,430	120,40	0,100	14,00	0,500	35,00	141,40
2	0,4	0,364	101,92	0,119	16,66	0,298	20,86	106,12
3	0,6	0,307	85,96	0,117	16,38	0,194	13,58	83,16
4	0,8	0,258	72,24	0,107	14,98	0,133	9,31	66,57
5	1,0	0,218	61,04	0,095	13,30	0,095	6,65	54,39
6	1,2	0,185	51,80	0,083	11,62	0,069	4,83	45,01

$\theta_z^{\square}, \theta_z^{\Delta}, \theta_z^{\leftarrow\leftarrow}$ - là tổng ứng suất tăng thêm lần lượt do tải trọng thẳng đứng phân bố đều, tải trọng thẳng đứng phân bố tam giác và tải trọng ngang phân bố đều gây ra.

2.Tính và vẽ biểu đồ ứng suất σ_z và θ trên đường thẳng đứng đi qua góc móng B.

Trường hợp này có thể chia biểu đồ tải trọng thành 3 dạng cơ bản sau đây:



a) Kết quả tính toán σ_z tại các điểm trên đường thẳng đi qua góc móng B

$$\sigma_z = \sigma_z^{\square} + \sigma_z^{\Delta} - \sigma_z^{\leftarrow\leftarrow}, m = \frac{l}{b} = \frac{10}{5} = 2$$

z (m)	$n = \frac{z}{b}$	k_1	$\sigma_z^{\square} = k_1 \cdot p$ (kN/m ²)	k_2	$\sigma_z^{\Delta} = k_2 \cdot p_T$ (kN/m ²)	k_3	$\sigma_z^{\leftarrow\leftarrow} = k_3 \cdot t$ (kN/m ²)	σ_z (kN/m ²)
0	0,0	0,250	25,0	0,000	0,0	0,159	7,95	17,05
1	0,2	0,249	24,9	0,031	3,1	0,153	7,65	20,35
2	0,4	0,244	24,4	0,055	5,5	0,136	6,80	23,10
3	0,6	0,233	23,3	0,070	7,0	0,116	5,80	24,50
4	0,8	0,218	21,8	0,076	7,6	0,096	4,80	24,60
5	1,0	0,200	20,0	0,077	7,7	0,077	3,85	33,85
6	1,2	0,182	18,2	0,075	7,5	0,062	3,10	22,60

b) Kết quả tính toán θ tại các điểm trên đường thẳng đứng đi qua góc móng B

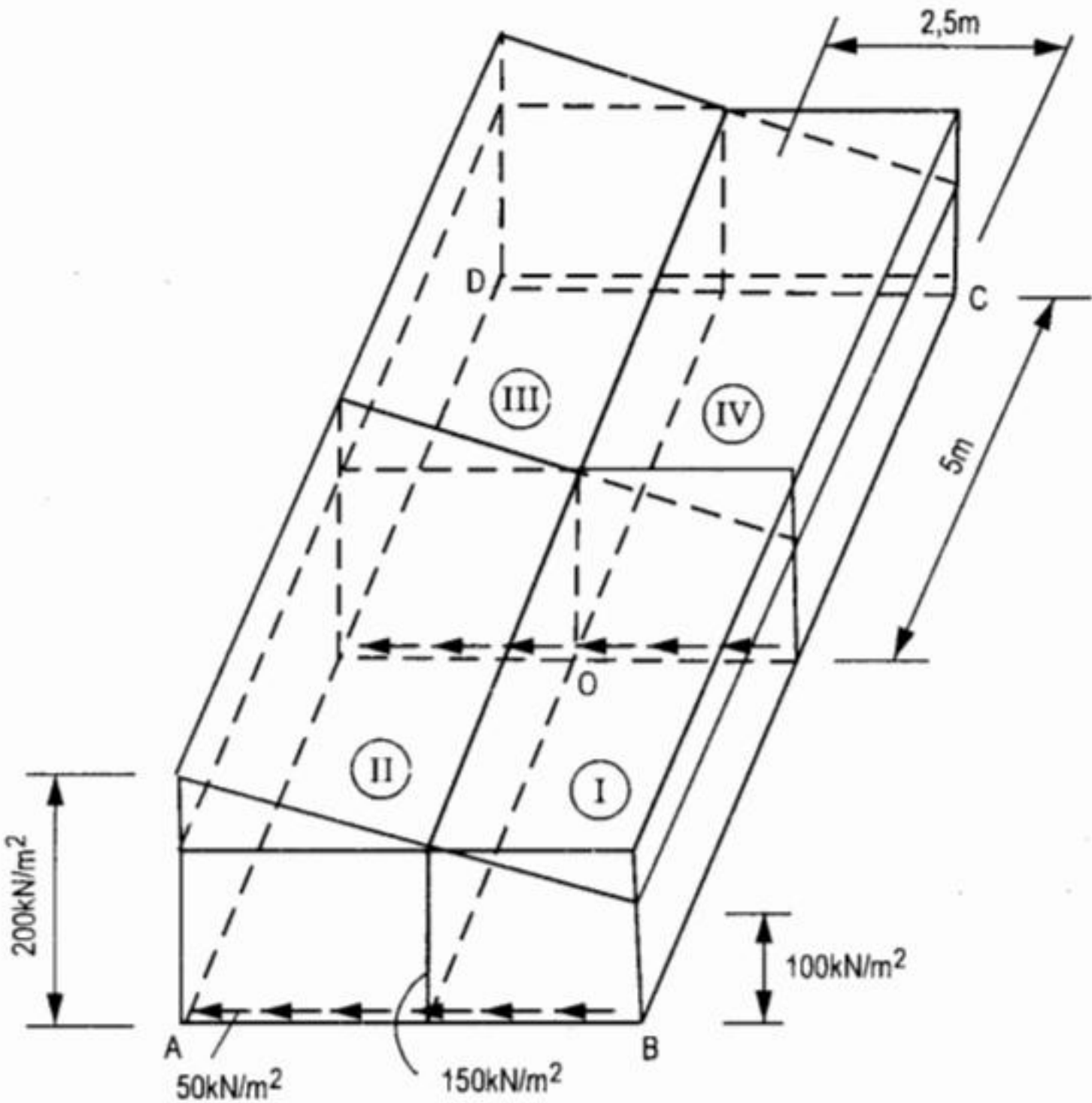
$$\theta = \theta^{\square} + \theta^{\Delta} - \theta^{\leftarrow\leftarrow}, \quad m = \frac{l}{b} = \frac{10}{5} = 2, \quad 1 + \mu_0 = 1 + 0,4 = 1,4$$

z (m)	$n = \frac{z}{b}$	β_1	$\theta^{\square} = (1 + \mu_0) \cdot \beta_1 \cdot p$ (kN/m ²)	β_2	$\theta^{\Delta} = (1 + \mu_0) \cdot \beta_2 \cdot p_T$ (kN/m ²)	β_3	$\theta^{\leftarrow\leftarrow} = (1 + \mu_0) \cdot \beta_3 \cdot t$ (kN/m ²)	θ (kN/m ²)
0	0,0	0,500	70,00	0,000	0,00	∞	∞	∞
1	0,2	0,430	60,20	0,100	14,00	0,500	35,00	39,20
2	0,4	0,364	50,96	0,119	16,66	0,298	20,86	46,76
3	0,6	0,307	42,98	0,117	16,38	0,194	13,58	45,78
4	0,8	0,258	36,12	0,107	14,98	0,133	9,31	41,79
5	1,0	0,218	30,52	0,095	13,30	0,095	6,65	37,17
6	1,2	0,185	25,90	0,083	11,62	0,069	4,83	32,69

3. Tính và vẽ biểu đồ ứng suất σ_z và θ trên đường thẳng đứng đi qua tâm móng O

Dùng điểm O làm điểm góc chung chia diện tích ABCD thành 4 hình chữ nhật bằng nhau với cạnh dài 5 m , cạnh ngắn 2,5 m (hình 3.22), tải trọng thẳng đứng trung bình:

$$p_{tb} = \frac{p_{max} + p_{min}}{2} = \frac{200 + 100}{2} = 150 \text{ kN/m}^2$$



Hình 3.22

Ứng suất σ_z và θ tại O do tải trọng ngang t gây ra bằng không. Vậy

$$\sigma_z = 4k_1 \cdot p_{tb}$$

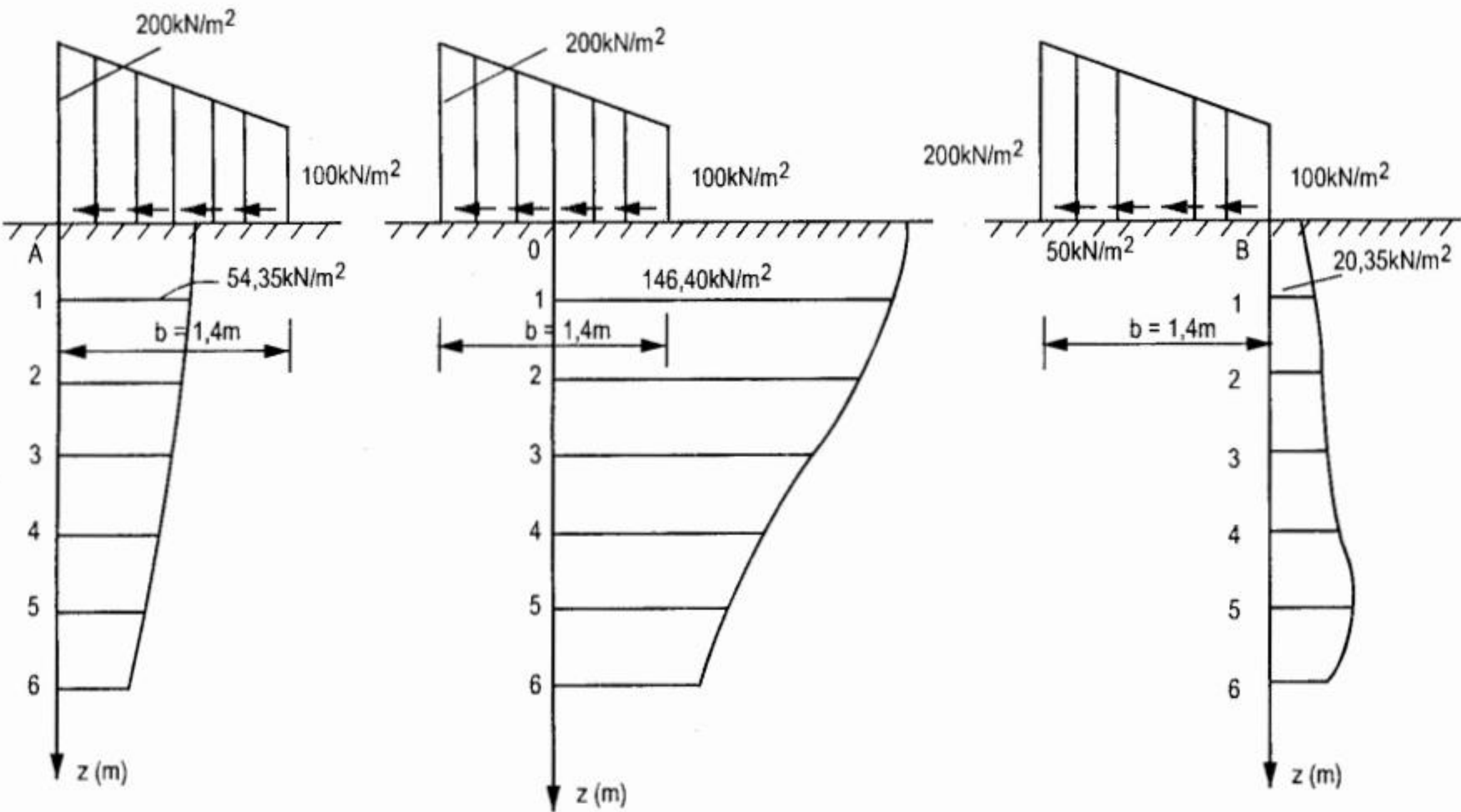
$$\theta = 4(1 + \mu_0)\beta_1 \cdot p_{tb}$$

$$m = \frac{l'}{b'} = \frac{5}{2,5} = 2 \text{ , } 1 + \mu_0 = 1 + 0,4 = 1,4$$

Kết quả tính σ_z và θ tại các điểm trên đường thẳng đứng đi qua O

z (m)	$n = \frac{z}{b'} = \frac{z}{2,5}$	k_1	$\sigma_z = 4k_1 \cdot p_{tb}$ (kN/m ²)	β_1	$\theta = 4(1+\mu_0)\beta_1 p_{tb}$ (kN/m ²)
0	0,0	0,250	150,0	0,500	420,00
1	0,4	0,244	146,4	0,364	302,40
2	0,8	0,218	130,8	0,258	216,72
3	1,2	0,182	109,2	0,185	155,40
4	1,6	0,148	88,8	0,136	114,24
5	2,0	0,120	72,0	0,102	85,68
6,25	2,5	0,097	55,8	0,075	63,00

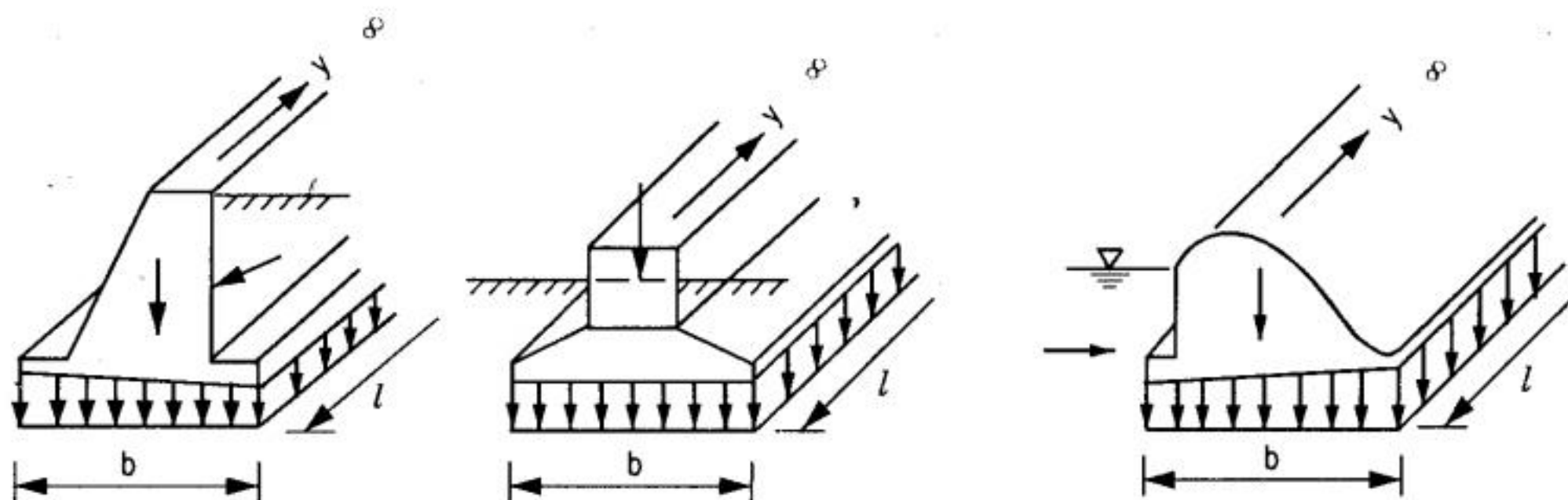
Biểu đồ phân bố ứng suất σ_z trên đường thẳng đứng đi qua A, B, O trình bày trên hình 3.23.



Hình 3.23

III. Ứng suất tăng thêm trong nền khi mặt nền chịu tải trọng hình băng

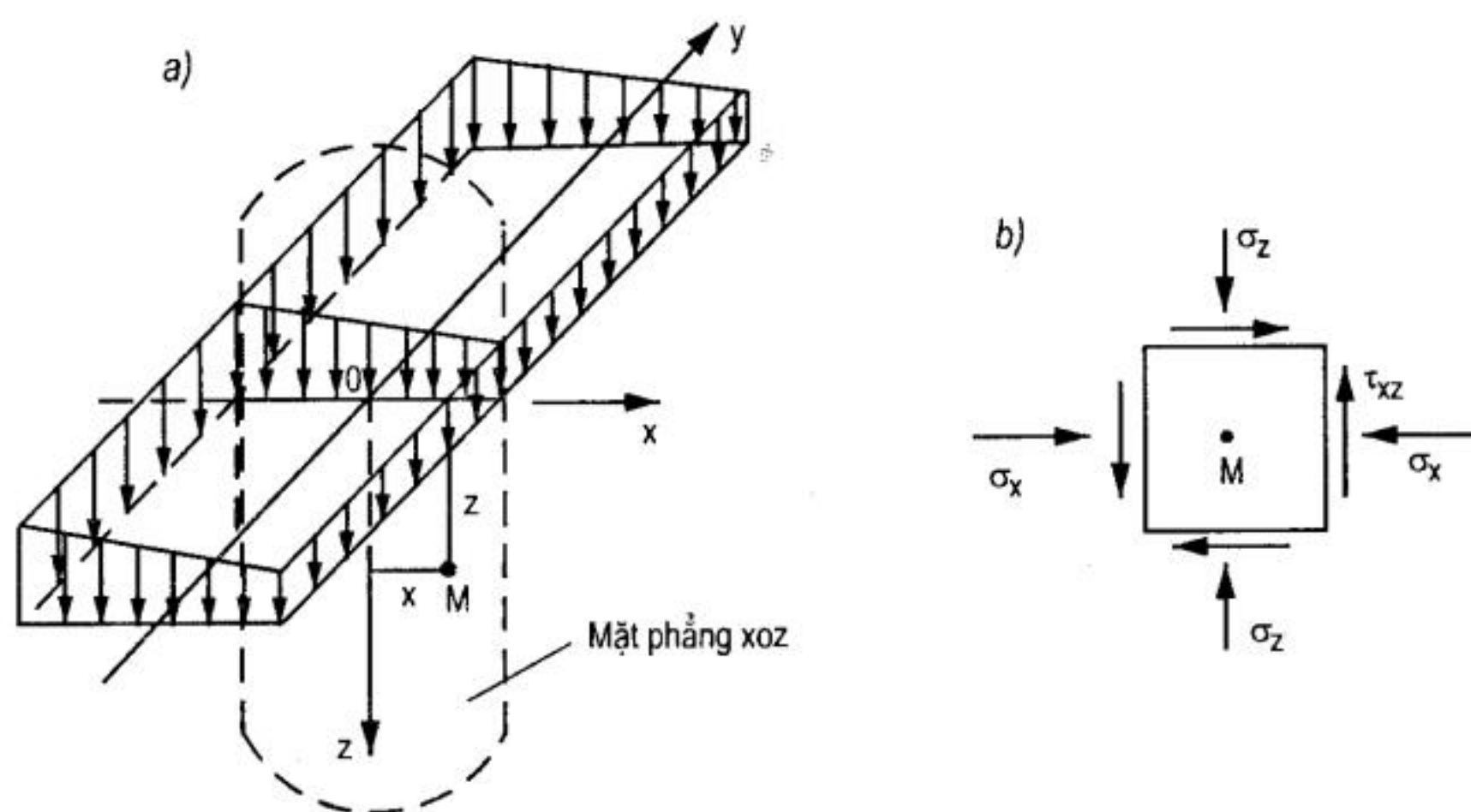
Trong thực tế xây dựng thường gặp nhiều móng công trình có dạng hình băng, ví dụ móng băng dưới tường nhà, dưới tường chắn đất, dưới đập dâng v.v... Những móng này thường có chiều dài l rất lớn so với chiều rộng b và tải trọng công trình thường phân bố dọc theo b với quy luật nhất định và không đổi dọc theo chiều dài l của móng tạo nên tải trọng hình băng (hình 3.24).



a. Móng băng dưới tường chắn đất b. Móng băng dưới tường nhà c. Móng băng dưới đập dâng

Hình 3.24

Rất dễ nhận thấy khi chiều dài l của móng băng (theo phương y) vô cùng lớn thì biến dạng của đất nền theo phương đó sẽ bằng 0 ($e_y = 0$) và trạng thái ứng suất trên mọi mặt phẳng thẳng đứng bất kỳ xOz vuông góc với phương y đều giống nhau (hình 3.25a). Cụ thể, giá trị ứng suất và biến dạng tại điểm M trên các mặt phẳng vừa nêu nếu có cùng tọa độ x, z thì sẽ bằng nhau nghĩa là chúng không phụ thuộc tọa độ y . Trạng thái ứng suất biến dạng như vậy thuộc bài toán biến dạng phẳng và chỉ cần tính toán ba thành phần ứng suất $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$ trên mặt phẳng xOz (hình 3.25).



Hình 3.25

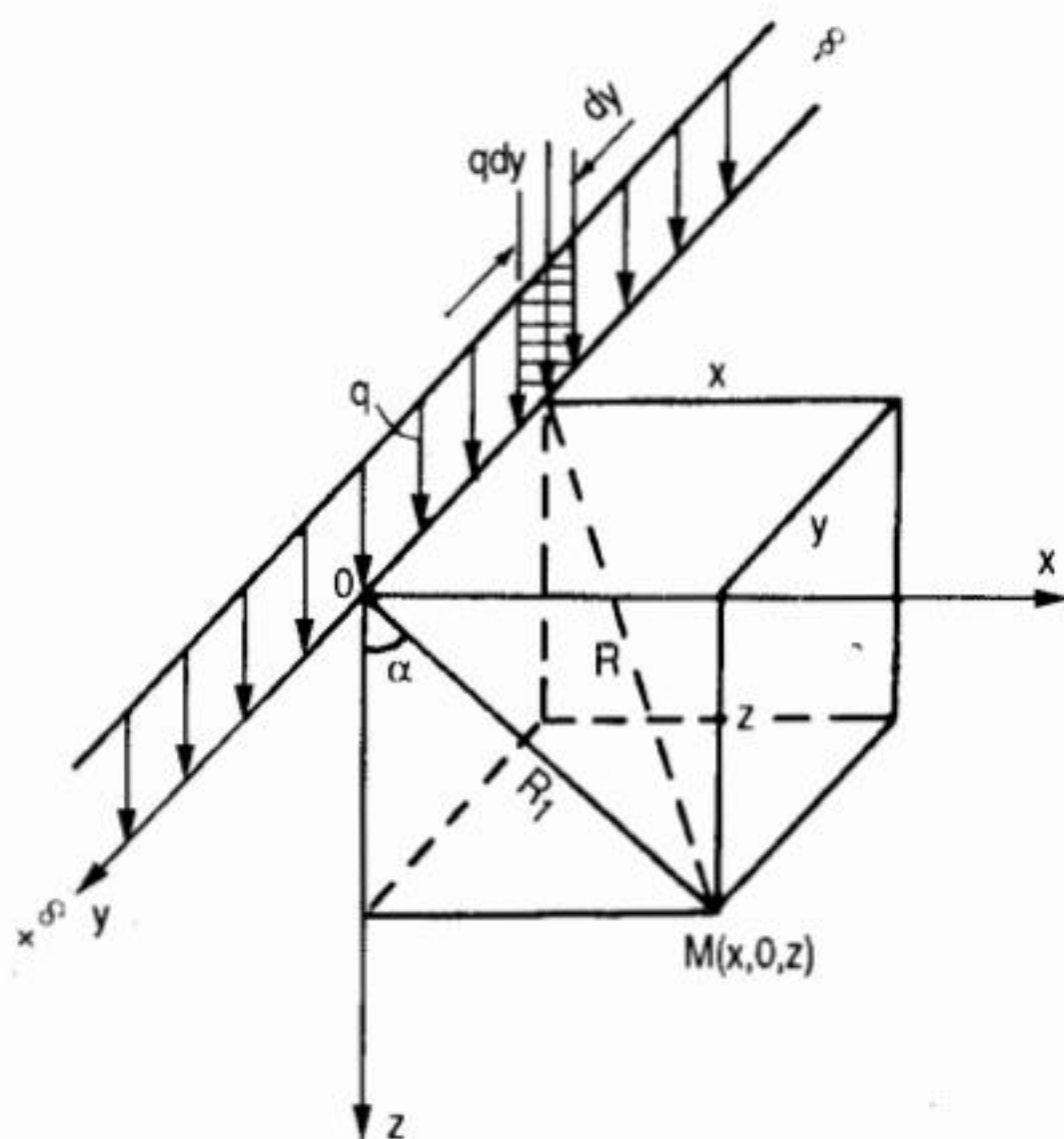
Cần lưu ý rằng về mặt lý thuyết khi $l = \infty$ thì trạng thái ứng suất biến dạng trong nền mới được xem là bài toán phẳng, điều này rất ít xảy ra trong thực tế bởi vì độ dài móng bằng tuy lớn nhưng thường hữu hạn, và người ta đã chứng minh được rằng nếu l đủ lớn thì sai khác ứng suất biến dạng không đáng kể so với $l = \infty$. Do đó trong thực tế xây dựng khi $\frac{l}{b} \geq 10$ thì có thể xem là bài toán phẳng để tính toán. Dưới đây sẽ lần lượt trình bày phương pháp xác định ứng suất trong nền do các tải trọng hình băng gây ra.

1. Ứng suất tăng thêm trong nền khi mặt nền chịu tải trọng thẳng đứng hình băng phân bố đều

Việc tính toán ứng suất trong nền khi mặt nền chịu tải trọng thẳng đứng hình băng phân bố đều thường xuất phát từ bài toán Flament tính toán ứng suất trong nền do một đường tải trọng thẳng đứng phân bố đều dài vô hạn. Lời giải bài toán này sẽ được ứng dụng để xác định ứng suất tăng thêm trong nền do tải trọng hình băng gây ra.

a) Bài toán Flament (1892)

Hình 3.26 là đường tải trọng phân bố đều q dài vô hạn. Lời giải của bài toán Flament như sau:



Hình 3.26

Trên đường tải trọng lấy một vi phân bề rộng dy , coi tải trọng $q dy$ như một tải trọng tập trung dP và ứng dụng công thức Boussinesq (3.12) để tính ứng suất tăng thêm $d\sigma_z$ tại điểm M bất kỳ trong nền.

$$d\sigma_z = \frac{3q}{2\pi} \frac{z^3 dy}{R^5} = \frac{3q}{2\pi} \frac{z^3 dy}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

Tích phân đối với cả đường tải trọng sẽ nhận được ứng suất tăng thêm tại M, ký hiệu là $\Delta\sigma_z$

$$\Delta\sigma_z = \int_{-\infty}^{+\infty} d\sigma_z = \frac{3q}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{z^3 dy}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = \frac{2q}{\pi} \frac{z^3}{R_1^4} = \frac{2q}{\pi R_1} \cos^3 \alpha \quad (3.36)$$

Tương tự

$$\Delta\sigma_x = \frac{2q}{\pi} \frac{x^2 z}{R_1^4} = \frac{2q}{\pi R_1} \cos \alpha \sin^2 \alpha \quad (3.37)$$

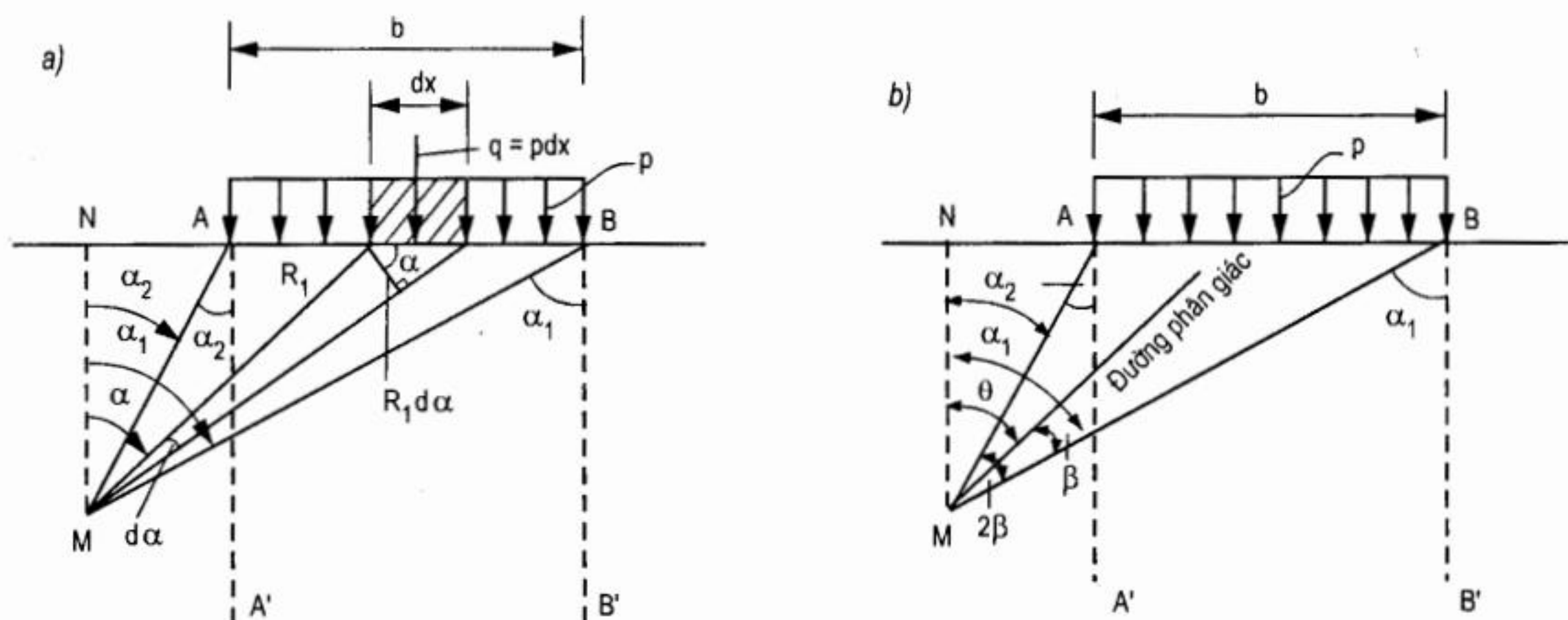
$$\Delta\tau_{xz} = \frac{2q}{\pi} \frac{x z^2}{R_1^4} = \frac{2q}{\pi R_1} \cos^2 \alpha \sin \alpha \quad (3.38)$$

Trong đó : $\sin \alpha = \frac{x}{R_1}$, $\cos \alpha = \frac{z}{R_1}$, các đại lượng khác xem hình 3.26.

b) *Ứng suất tăng thêm trong nền do tải trọng hình băng phân bố đều*

Tuy trên thực tế không tồn tại dạng bài toán tải trọng đường nhưng về mặt lý thuyết nó rất có giá trị ứng dụng để giải các bài toán phẳng xác định ứng suất tăng thêm trong nền.

Trên hình 3.27 biểu thị mặt nền chịu tải trọng hình băng phân bố đều p.



Hình 3.27

Để ứng dụng lời giải của Flament vào trường hợp này, dọc theo b lấy một vi phân bề rộng dx, $q = p dx$ coi như cường độ của một đường tải trọng dài vô hạn dọc theo băng tải trọng.

$$\text{Vì } dx = \frac{R_1 d\alpha}{\cos \alpha} \quad (\text{xem hình 3.27a}) \quad \text{do đó } q = p dx = \frac{p R_1 d\alpha}{\cos \alpha}$$

Thay $q = \frac{pR_l d\alpha}{\cos \alpha}$ vào các công thức (3.36), (3.37) và (3.38) của bài toán Filament rồi

tích phân cho toàn bộ chiều rộng băng tải trọng trong khoảng từ α_2 đến α_1 sẽ nhận được các ứng suất tăng thêm σ_z , σ_x , τ_{xz} tại điểm M như sau:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} \Delta\sigma_z = \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} \frac{2p}{\pi} \cos^2 \alpha d\alpha = \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} \frac{2p}{\pi} \left[\frac{1}{2}(1 + \cos 2\alpha) \right] d\alpha = \frac{p}{\pi} \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} (1 + \cos 2\alpha) d\alpha \\ &= \frac{p}{\pi} \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} d\alpha + \frac{p}{\pi} \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} \cos 2\alpha d\alpha = \frac{p}{\pi} (\alpha_1 - \alpha_2) + \frac{p}{\pi} \left[\frac{1}{2} \sin 2\alpha_1 - \frac{1}{2} \sin 2\alpha_2 \right]\end{aligned}$$

Viết gọn ta có:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left(\alpha_1 + \frac{1}{2} \sin 2\alpha_1 - \alpha_2 - \frac{1}{2} \sin 2\alpha_2 \right) \quad (3.39)$$

$$\sigma_x = \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} \Delta\sigma_x = \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} \frac{2p}{\pi} \sin^2 \alpha d\alpha = \frac{2p}{\pi} \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} \frac{1}{2} (1 - \cos 2\alpha) d\alpha = \frac{p}{\pi} \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} (1 - \cos 2\alpha) d\alpha$$

Sau khi tích phân và viết gọn ta có:

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left(\alpha_1 - \frac{1}{2} \sin 2\alpha_1 - \alpha_2 + \frac{1}{2} \sin 2\alpha_2 \right) \quad (3.40)$$

$$\tau_{xz} = \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} \Delta\tau_{xz} = \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} \frac{2p}{\pi} \sin \alpha \cos \alpha d\alpha$$

Sau khi tích phân và viết gọn ta có:

$$\tau_{xz} = \frac{p}{2\pi} (\cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1) \quad (3.41)$$

Cần chú ý, khi điểm M nằm trong phạm vi 2 đường thẳng đứng AA' và BB' (hình 3.27a) thì góc α_2 sẽ có chiều quay ngược lại, khi đó cần đổi dấu giá trị góc α_2 trong các công thức (3.39), (3.40) và (3.41).

Nếu gọi 2β là góc nhìn từ điểm M đến 2 mép A, B và θ là góc kẹp giữa đường phân giác của góc nhìn đó với phương thẳng đứng MN (hình 3.27b) thì ta có:

$$\alpha_1 = \theta + \beta \text{ và } \alpha_2 = \theta - \beta.$$

Thay α_1 và α_2 vào các công thức (3.39), (3.40) và (3.41) ta sẽ nhận được dạng của σ_z , σ_x và τ_{xz} như sau:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta \cos 2\theta) \\ \sigma_x &= \frac{p}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta \cos 2\theta) \\ \tau_{xz} &= \frac{p}{\pi} \sin 2\beta \sin 2\theta \end{aligned} \right\} \quad (3.42)$$

Thay σ_z , σ_x và τ_{xz} ở công thức (3.42) vào công thức (2.30) sẽ nhận được ứng suất chính lớn nhất σ_1 và ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 tại điểm M như sau:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) \\ \sigma_3 &= \frac{p}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) \end{aligned} \right\} \quad (3.43)$$

Có thể thấy rằng đường phân giác của góc nhìn 2β chính là phương của ứng suất chính lớn nhất σ_1 . Bởi vì giá trị góc lệch θ của phương này nghiệm đúng biểu thức dưới đây đã được nêu trong chương 2:

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\tau_{xz}}{\sigma_z - \sigma_x} \quad (2.30)$$

Nếu trở lại lời giải Flament với cách biểu diễn các ứng suất $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_x$ theo toạ độ Đề các ta có:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_z &= \frac{2q}{\pi} \frac{z^3}{R_1^4} = \frac{2p}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2} dx \\ \Delta\sigma_x &= \frac{2q}{\pi} \frac{x^2 z}{R_1^4} = \frac{2p}{\pi} \frac{x^2 z}{(x^2 + z^2)^2} dx \end{aligned}$$

Để tiện tính toán thường lập công thức xác định ứng suất σ_z , σ_x tại điểm M nằm trên đường thẳng đứng đi qua mép A (hoặc B) của băng tải trọng bằng cách tích phân hai biểu thức trên cho toàn bộ chiều rộng băng tải trọng từ $-\frac{b}{2}$ đến $+\frac{b}{2}$ như sau :

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \Delta\sigma_z = \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \frac{2p}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2} dx = \frac{p}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{1}{n} + \frac{n}{n^2 + 1} \right) \\ \sigma_x &= \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \Delta\sigma_x = \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \frac{2p}{\pi} \frac{x^2 z}{(x^2 + z^2)^2} dx = \frac{p}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{1}{n} - \frac{n}{n^2 + 1} \right) \end{aligned}$$

Cộng hai thành phần ứng suất trên ta có tổng ứng suất:

$$\theta' = \sigma_x + \sigma_z = \frac{2p}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{1}{n}$$

Viết gọn ta có:

$$\sigma_z = k_1 p \quad (3.44)$$

$$\theta' = \beta_1 p \quad (3.45)$$

Trong đó: $k_1 = \frac{1}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{1}{n} + \frac{n}{n^2 + 1} \right) = f\left(n = \frac{z}{b}\right)$

$$\beta_1 = \frac{2}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{1}{n} = f\left(n = \frac{z}{b}\right)$$

Tra bảng 3.8.

2. Ứng suất tăng thêm trong nền khi mặt nền chịu tải trọng thẳng đứng hình băng phân bố tam giác

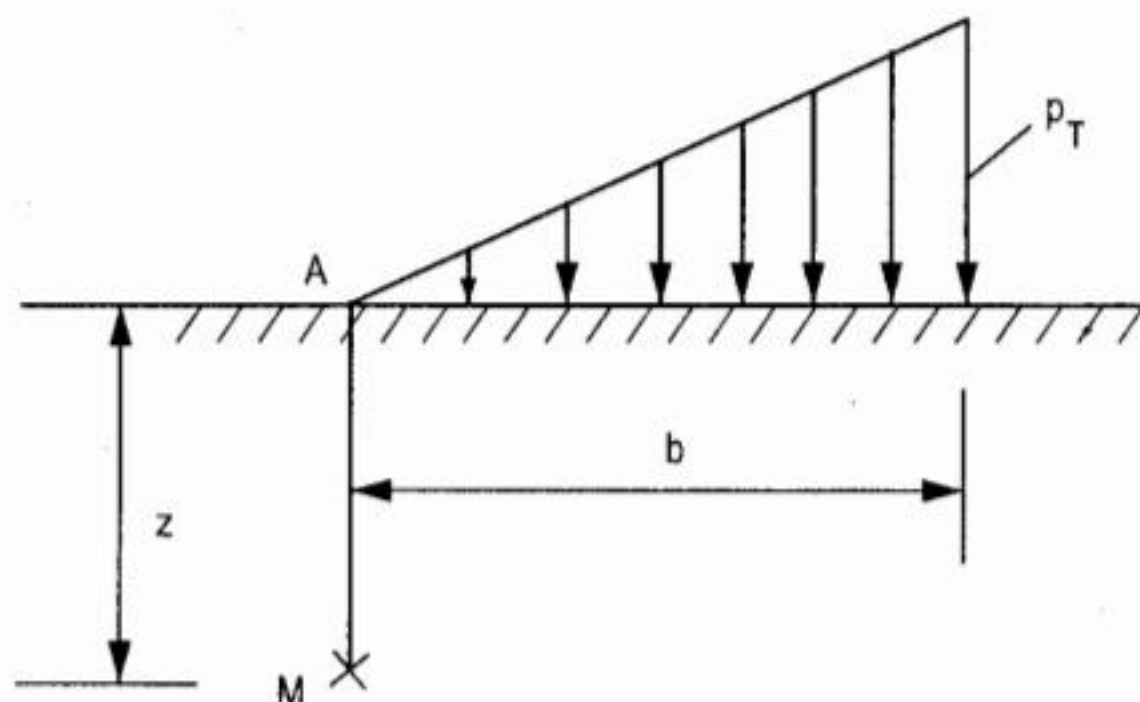
Ứng suất tăng thêm σ_z và θ' tại điểm M nằm trên đường thẳng đứng đi qua mép A của băng tải trọng (hình 3.28), tại A tải trọng băng không, được xác định theo biểu thức sau:

$$\sigma_z = k_2 p_T \quad (3.46)$$

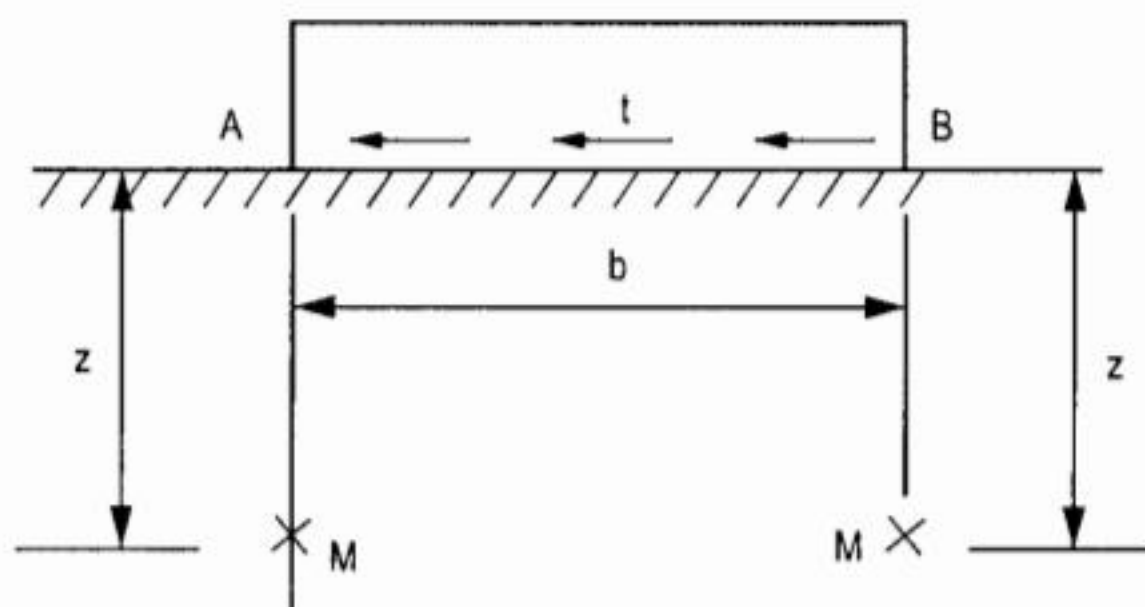
$$\theta' = \beta_2 \cdot p_T \quad (3.47)$$

Trong đó:

$$k_2 = f\left(n = \frac{z}{b}\right), \quad \beta_2 = f\left(n = \frac{z}{b}\right) \text{ tra bảng 3.9.}$$



Hình 3.28



Hình 3.29

Bảng 3.8. Giá trị hệ số ứng suất tăng thêm k_1 và β_1 trong công thức (3.44) và (3.45) (bài toán phẳng)

$n = \frac{z}{b}$	k_1	β_1	$n = \frac{z}{b}$	k_1	β_1
0,0	0,5000	1,0000	2,6	0,2235	0,2338
0,1	0,4998	0,9365	2,8	0,2100	0,2184
0,2	0,4984	0,8743	3,0	0,1979	0,2048
0,3	0,4948	0,8145	3,2	0,1870	0,1928
0,4	0,4886	0,7578	3,4	0,1772	0,1821
0,5	0,4797	0,7048	3,6	0,1683	0,1725
0,6	0,4684	0,6560	3,8	0,1602	0,1638
0,7	0,4551	0,6110	4,0	0,1529	0,1560
0,8	0,4405	0,5704	4,2	0,1461	0,1488
0,9	0,4250	0,5335	4,4	0,1399	0,1423
1,0	0,4092	0,5000	4,6	0,1342	0,1363
1,2	0,3777	0,4423	4,8	0,1289	0,1308
1,4	0,3480	0,3949	5,0	0,1240	0,1257
1,6	0,3209	0,3556	6,0	0,1042	0,1051
1,8	0,2965	0,3228	7,0	0,0897	0,0903
2,0	0,2749	0,2952	8,0	0,0788	0,0792
2,2	0,2557	0,2716	9,0	0,0702	0,0704
2,4	0,2387	0,2513	10,0	0,0632	0,0635

Bảng 3.9. Giá trị hệ số ứng suất tăng thêm k_2 và β_2 trong công thức (3.46) và (3.47) (Bài toán phẳng)

$n = \frac{z}{b}$	k_2	β_2	$n = \frac{z}{b}$	k_2	β_2
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
0,0	0,0000	0,0000	2,6	0,1067	0,1142
0,1	0,0315	0,1469	2,8	0,1008	0,1070
0,2	0,0612	0,2074	3,0	0,0955	0,1006
0,3	0,0876	0,2383	3,2	0,0906	0,0949
0,4	0,1088	0,2522	3,4	0,0862	0,0898
0,5	0,1273	0,2561	3,6	0,0871	0,0852
0,6	0,1404	0,2538	3,8	0,0783	0,0810
0,7	0,1495	0,2478	4,0	0,0709	0,0772

1	2	3	4	5	6
0,8	0,1553	0,2396	4,2	0,0717	0,0737
0,9	0,1583	0,2303	4,4	0,0688	0,0705
1,0	0,1592	0,2206	4,6	0,0661	0,0676
1,2	0,1565	0,2014	4,8	0,0636	0,0649
1,4	0,1506	0,1837	5,0	0,0619	0,0624
1,6	0,1431	0,1679	6,0	0,0516	0,0523
1,8	0,1351	0,1541	7,0	0,0996	0,0450
2,0	0,1293	0,1421	8,0	0,0392	0,0395
2,2	0,1199	0,1315	9,0	0,0349	0,0351
2,4	0,1130	0,1223	10,0	0,0315	0,0317

Bảng 3.10. Giá trị hệ số ứng suất tăng thêm k_3 và β_3 trong công thức (3.48) và (3.49) (Bài toán phẳng)

$n = \frac{z}{b}$	k_3	β_3	$n = \frac{z}{b}$	k_3	β_3
0,0	0,3183	∞	2,6	0,0410	0,0439
0,1	0,3152	1,4690	2,8	0,0360	0,0382
0,2	0,3061	1,0371	3,0	0,0318	0,0335
0,3	0,2920	0,7939	3,2	0,0283	0,0297
0,4	0,2744	0,6306	3,4	0,0253	0,0264
0,5	0,2546	0,5123	3,6	0,0228	0,0237
0,6	0,2341	0,4231	3,8	0,0206	0,0213
0,7	0,2136	0,3540	4,0	0,0187	0,0193
0,8	0,1941	0,2995	4,2	0,0171	0,0176
0,9	0,1759	0,2559	4,4	0,0156	0,0160
1,0	0,1592	0,2206	4,6	0,0144	0,0147
1,2	0,1305	0,1679	4,8	0,0132	0,0135
1,4	0,1075	0,1312	5,0	0,0122	0,0125
1,6	0,0894	0,1050	6,0	0,0086	0,0087
1,8	0,0751	0,0856	7,0	0,0064	0,0064
2,0	0,0637	0,0710	8,0	0,0049	0,0049
2,2	0,0545	0,0598	9,0	0,0039	0,0039
2,4	0,0471	0,0510	10,0	0,0032	0,0032

3. Ứng suất tăng thêm trong nền khi mặt nền chịu tải trọng ngang hình băng phân bố đều

Ứng suất tăng thêm σ_z và θ' tại điểm M nằm trên đường thẳng đứng đi qua 2 mép A và B của băng tải trọng (hình 3.29) được xác định theo công thức sau:

$$\sigma_z = \pm k_3 t \quad (3.48)$$

$$\theta' = \pm \beta_3 t \quad (3.49)$$

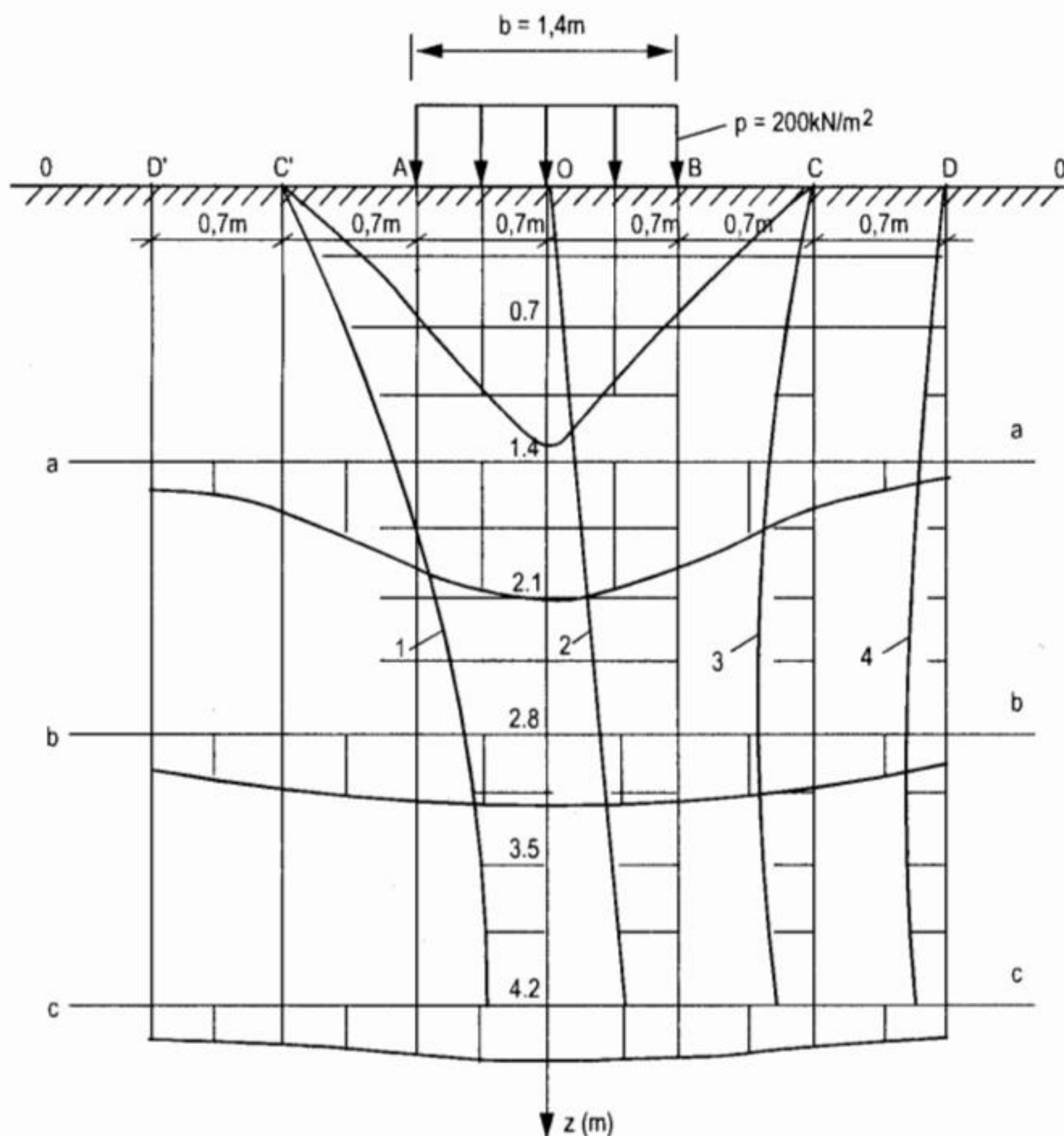
Trong đó: $k_3 = f(n = \frac{z}{b})$, $\beta_3 = f(n = \frac{z}{b})$ tra bảng 3.10.

Dấu (+) dùng đối với điểm M nằm dưới A (ở ngọn của vectơ tải trọng).

Dấu (-) dùng đối với điểm M nằm dưới B (ở gốc của vectơ tải trọng).

Bài tập mẫu 3.3

Một móng băng có bề rộng $b = 1,4 \text{ m}$ chịu tải trọng phân bố đều $p = 200 \text{ kN/m}^2$. Yêu cầu tính và vẽ biểu đồ ứng suất tăng thêm σ_z trên đường thẳng đứng đi qua điểm O, B, C, D và trên các mặt phẳng ngang OO, aa, bb và cc (hình 3.30).



Hình 3.30

Bài giải

1. Kết quả tính toán ứng suất σ_z trên đường thẳng đứng đi qua O

$z \text{ (m)}$	$\frac{z}{b/2} = \frac{z}{1,4/2}$	k_1	$\sigma_z = 2k_1p \text{ (kN/m}^2\text{)}$
0	0	0,5000	200
1,4	2	0,2749	110
2,8	4	0,1529	61
4,2	6	0,1042	42

2. Kết quả tính toán ứng suất σ_z trên đường thẳng đứng đi qua B

$z \text{ (m)}$	$\frac{z}{b} = \frac{z}{1,4}$	k_1	$\sigma_z = k_1.p \text{ (kN/m}^2\text{)}$
0	0	0,5000	100
1,4	1	0,4092	82
2,8	2	0,2749	55
4,2	3	0,1979	40

3. Kết quả tính toán ứng suất tăng thêm σ_z trên đường thẳng đứng đi qua điểm C

$z \text{ (m)}$	$\frac{z}{b} = \frac{z}{2,1}$	$k_1^{2,1}$	$\sigma_z^{2,1} = k_1^{2,1}.p$	$\frac{z}{b} = \frac{z}{0,7}$	$k_1^{0,7}$	$\sigma_z^{0,7} = k_1^{0,7}.p$	$\sigma_z = \sigma_z^{2,1} - \sigma_z^{0,7}$
0	0	0,5000	100	0	0,5000	100	0
1,4	0,6667	0,4595	92	2	0,2749	55	37
2,8	1,3333	0,3579	72	4	0,1529	31	41
4,2	2,0000	0,2749	55	6	0,1042	21	34

4. Kết quả tính toán ứng suất tăng thêm σ_z trên đường thẳng đứng đi qua D

$z \text{ (m)}$	$\frac{z}{b} = \frac{z}{2,8}$	$k_1^{2,8}$	$\sigma_z^{2,8} = k_1^{2,8}.p \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\frac{z}{b} = \frac{z}{1,4}$	$k_1^{1,4}$	$\sigma_z^{1,4} = k_1^{1,4}.p \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_z = \sigma_z^{2,8} - \sigma_z^{1,4} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
0	0,0	0,5000	100	0	0,5000	100	0
1,4	0,5	0,4797	96	1	0,4092	82	14
2,8	1,0	0,4092	82	2	0,2749	55	27
4,2	1,5	0,3345	67	3	0,1979	40	27

Từ kết quả tính toán ghi ở các bảng sẽ vẽ được biểu đồ phân bố ứng suất trên các đường thẳng đứng đi qua O (đường 1), B (đường 2), C (đường 3), D (đường 4) và trên các mặt phẳng ngang OO, aa, bb và cc (hình 3.30).

Từ kết quả tính toán và biểu đồ phân bố ứng suất có thể rút ra những kết luận dưới đây:

1. Dưới tác dụng của tải trọng hình băng thẳng đứng phân bố đều, ứng suất σ_z không chỉ phát sinh trong nền trong phạm vi tải trọng mà còn phát sinh ở ngoài phạm vi tải trọng khá xa. Hiện tượng này gọi là hiện tượng khuếch tán ứng suất trong đất.

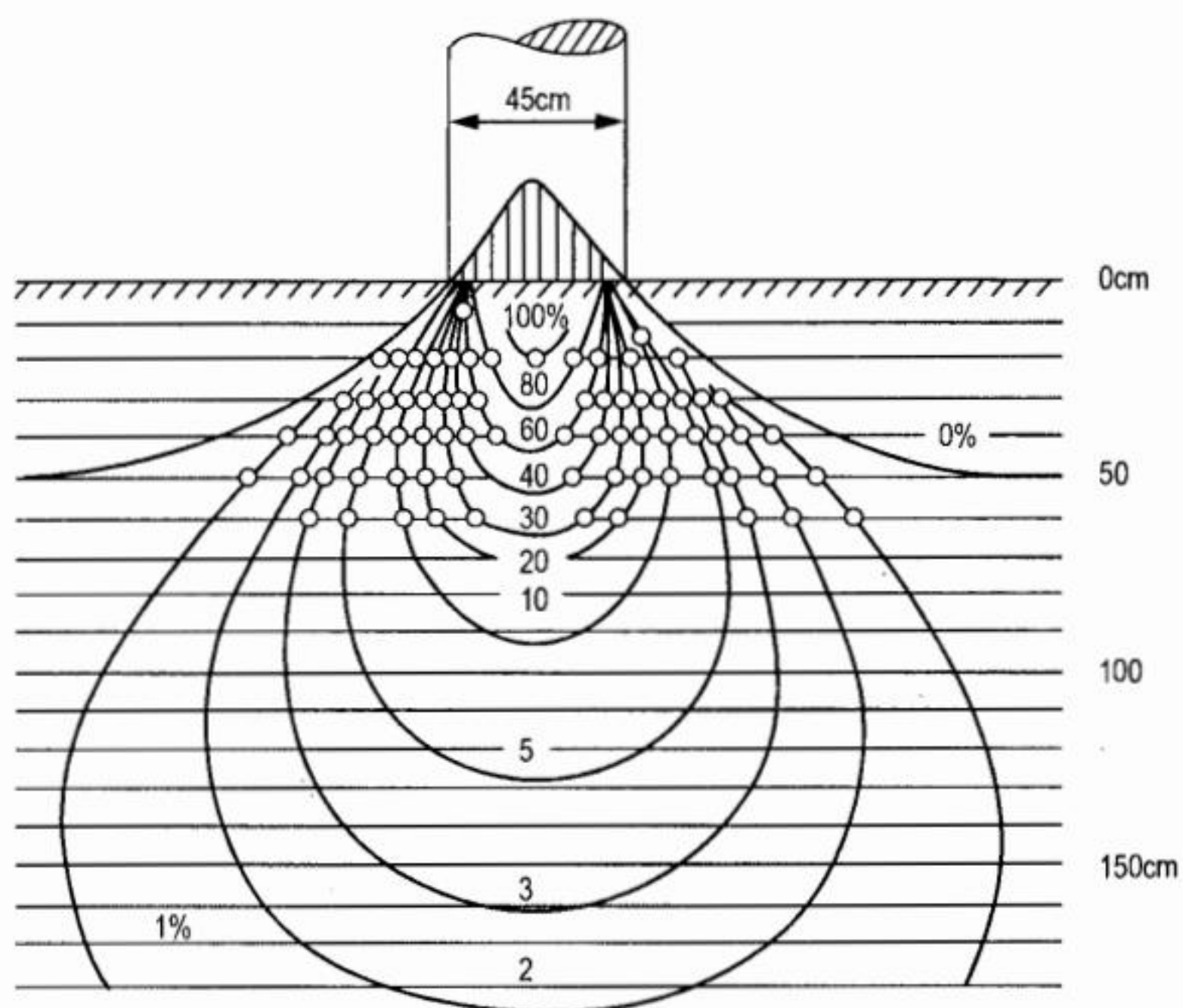
2. Trên mỗi mặt phẳng ngang ứng suất σ_z đạt giá trị cực đại tại giao điểm của đường trục băng tải trọng với mặt phẳng ngang đó, càng xa đường trục giá trị ứng suất σ_z càng giảm. Mặt phẳng ngang ở càng sâu ứng suất cực đại càng giảm.

3. Trong phạm vi tải trọng, giá trị ứng suất σ_z giảm theo chiều sâu. Ngoài phạm vi tải trọng luật phân bố ứng suất σ_z không hoàn toàn như thế.

IV. So sánh kết quả tính toán và quan trắc ứng suất tăng thêm trong nền đồng chất

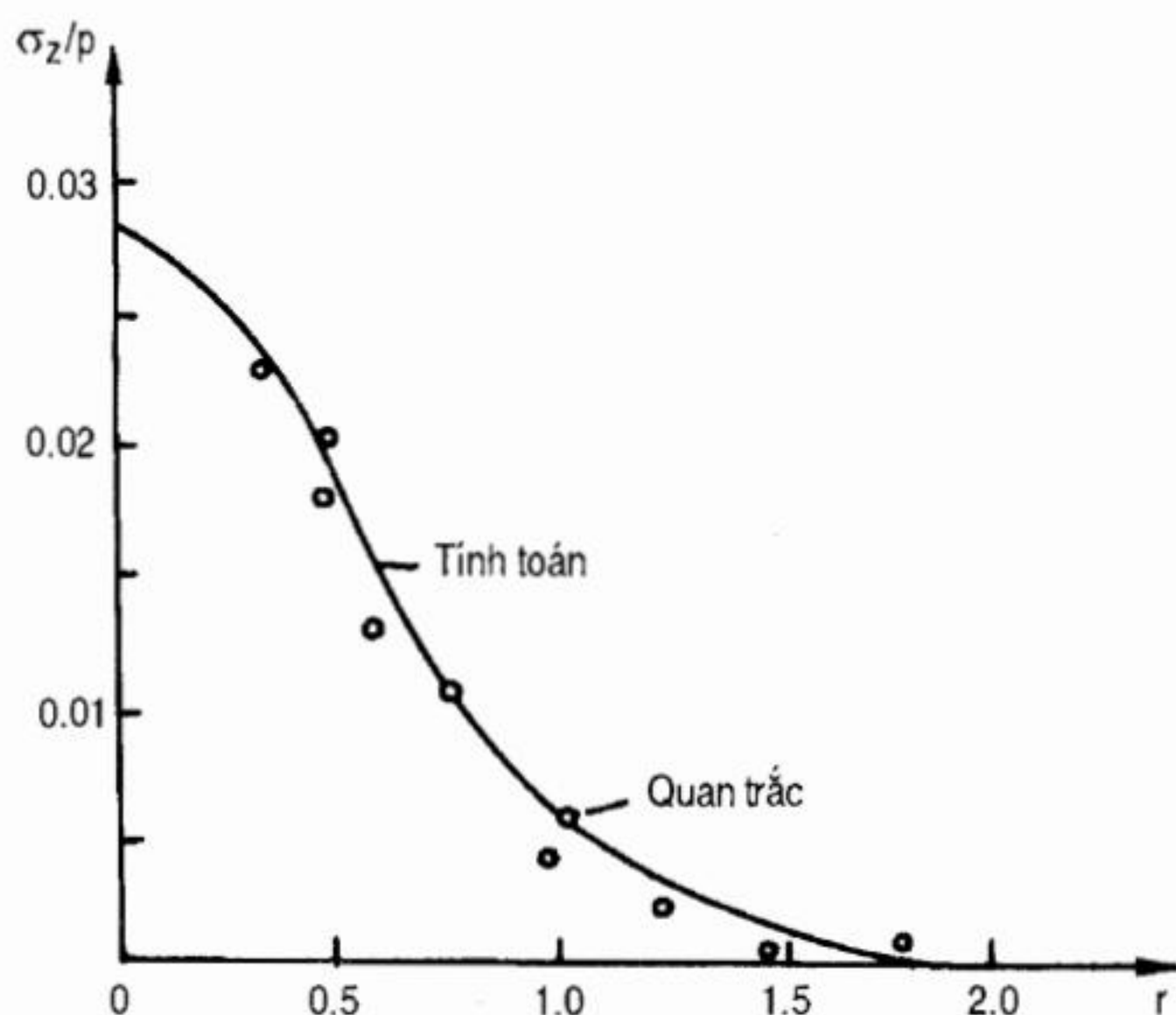
Như đã biết khi áp dụng lý thuyết đàn hồi để tính toán ứng suất tăng thêm trong nền đã giả thiết nền là một bán không gian đồng chất đẳng hướng và biến dạng tuyến tính. Với giả thiết đó cho phép trực tiếp ứng dụng những lời giải của lý thuyết đàn hồi để tính toán ứng suất tăng thêm trong nền. Kết quả tính toán đã được kiểm nghiệm bằng thực tế quan trắc.

Năm 1948 F.Kogler và A.Scheidig đã làm thí nghiệm mô hình quan trắc ứng suất tăng thêm thẳng đứng σ_z trong khối đất cát thạch anh đều hạt bằng hộp đo ứng suất đặt tại các mặt phẳng ngang trong đất dưới đáy móng tròn đường kính 45cm chịu tác dụng của tải trọng ngoài (hình 3.31). Ứng suất tăng thêm σ_z tại độ sâu ≤ 60 cm là kết quả quan trắc, còn σ_z tại độ sâu > 60 cm là kết quả tính toán. Như vậy kết quả tính toán lý thuyết và quan trắc tương đối phù hợp nhau.



Hình 3.31

Ở Mỹ cũng dùng bản móng tròn đường kính 45cm chịu tải trọng ngoài $p = 206 \text{ kN/m}^2$ đặt lên khối đất dính có tính dẻo thấp, quan trắc được σ_z tại các điểm trên mặt phẳng ngang ở độ sâu 0,91m như biểu đồ hình 3.32, trong đó r là khoảng cách nằm ngang tính từ tâm móng. Từ hình 3.32 thấy rằng kết quả quan trắc tương đối phù hợp với kết quả tính toán.



Hình 3.32

V. Ứng suất tăng thêm trong nền đất không đồng chất

Do điều kiện hình thành và tồn tại trong thiên nhiên, đất nền thường không đồng nhất và không đẳng hướng. Đất nền trầm tích thường cấu tạo thành lớp. Trong thực tế công trình đôi khi gặp trường hợp lớp đất mềm yếu có tính ép co cao nằm sát đáy móng công trình, còn dưới đó là lớp đất cứng không bị ép co, hoặc ngược lại. Nền đất trầm tích thường có mô đun biến dạng và hệ số nở hông thay đổi theo chiều sâu và theo các phương. Càng xuống sâu mô đun biến dạng càng tăng. Mô đun biến dạng theo phương vuông góc với mặt lớp cũng rất khác với phương song song với mặt lớp.

Dưới đây là kết quả tính toán ứng suất tăng thêm trong nền có xét đến ảnh hưởng của tính không đồng nhất và không đẳng hướng.

1. Ứng suất tăng thêm trong nền đất thành lớp

a) Tầng trên mềm tầng dưới cứng

Trong trường hợp này ứng suất tăng thêm trong tầng mềm (có tồn tại tầng cứng ở dưới) sẽ lớn hơn so với nền mềm đồng chất không có tầng cứng. Càng gần đỉnh lớp cứng ứng

suất càng lớn. Sự gia tăng đó do tồn tại lớp cứng gây ra, hiện tượng đó gọi là hiện tượng tập trung ứng suất. Mức độ tập trung ứng suất chủ yếu phụ thuộc tỷ số giữa bề rộng móng b và chiều dày tầng mềm h . Mức độ tập trung ứng suất cũng phụ thuộc hệ số nở hông μ_0 của tầng mềm và lực ma sát giữa tầng mềm và tầng cứng.

Kết quả tính toán với nền đất 2 lớp, lớp trên mềm có độ dày h , có $\mu_0 = 0,5$, lớp dưới cứng chịu đường tải trọng thẳng đứng phân bố đều p cho thấy:

Nếu có xét ma sát tại mặt đỉnh của lớp cứng thì trị số ứng suất tại mặt đỉnh lớp cứng sẽ là:

$$\sigma_z = 0,822 \frac{p}{h}$$

- Nếu bỏ qua ma sát thì :

$$\sigma_z = 0,913 \frac{p}{h}$$

- Nếu không tồn tại tầng cứng thì:

$$\sigma_z = 0,637 \frac{p}{h}$$

K.E. ЕГРОБ đã lập công thức tính toán ứng suất tăng thêm trong nền có tồn tại lớp cứng tại các điểm dọc theo đường thẳng đứng đi qua điểm giữa móng băng chịu tải trọng thẳng đứng phân bố đều p (hình 3.33).

$$\sigma_z = k_E \cdot p \quad (3.50)$$

Trong đó:

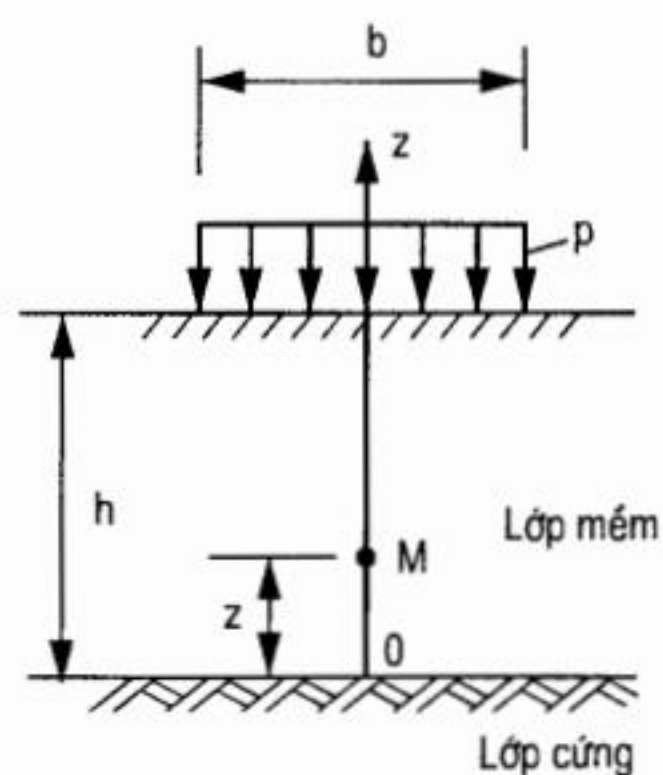
k_E - hệ số phân bố ứng suất tăng thêm trong nền không đồng chất của K.E. ЕГРОБ.

$$k_E = f\left(\frac{z}{h}, \frac{h}{b}\right), \text{ tra bảng 3.11}$$

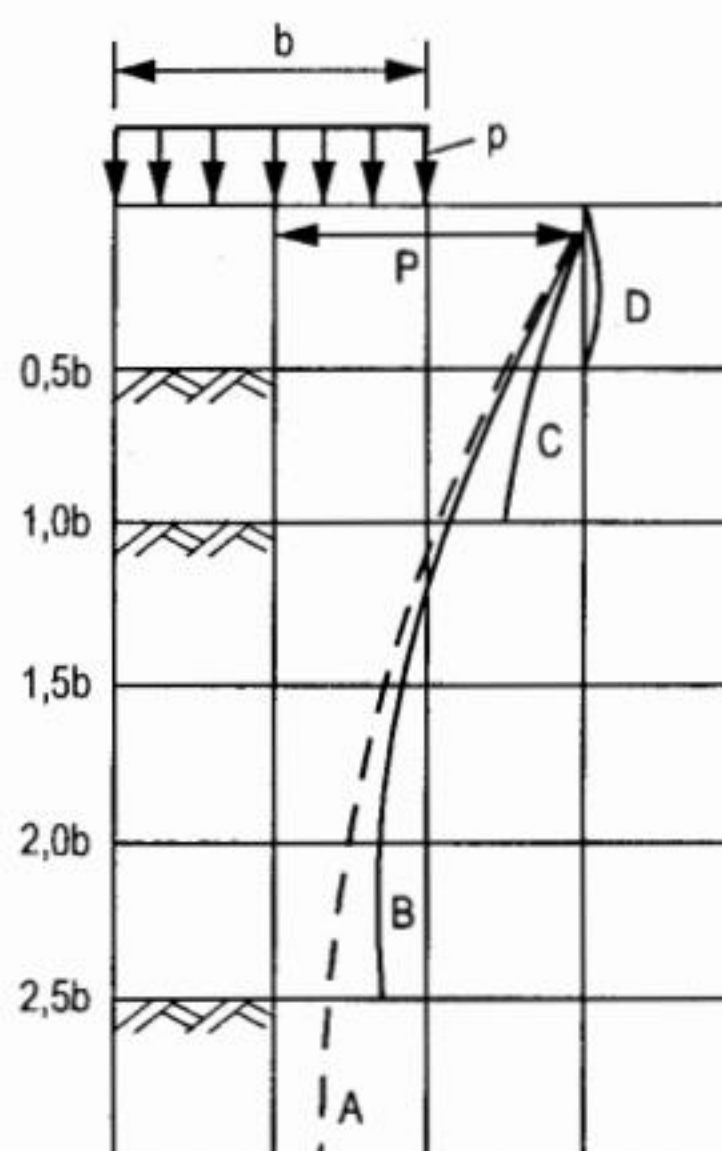
h - chiều dày của lớp mềm.

b - chiều rộng móng băng.

z - toạ độ điểm M tính từ điểm gốc O .



Hình 3.33



Hình 3.34

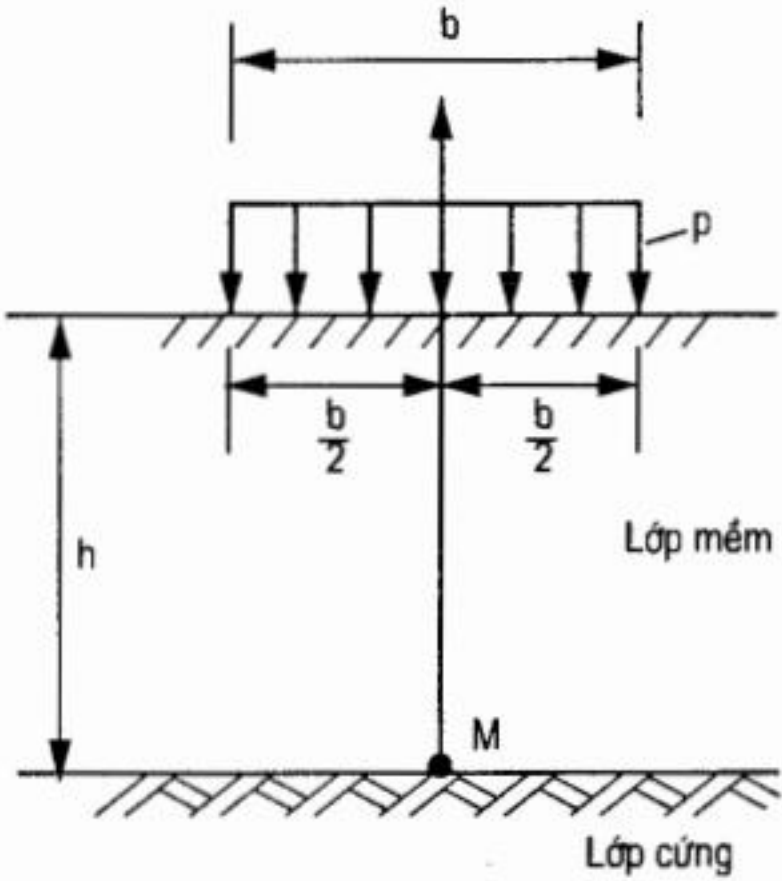
Bảng 3.11. Hệ số k_E trong công thức (3.50) của K.E. ЕГОРОВ

$\frac{z}{h}$ \ $\frac{h}{b}$	0,5	1,0	2,5
1,0	1,000	1,00	1,00
0,8	1,009	0,99	0,82
0,6	1,020	0,92	0,57
0,4	1,024	0,84	0,44
0,2	1,023	0,78	0,37
0,0	1,022	0,76	0,36

Hình 3.34 là biểu đồ phân bố ứng suất tăng thêm σ_z vẽ từ kết quả tính toán cho ở bảng 3.11.

Đường A là biểu đồ phân bố ứng suất tăng thêm σ_z trong nền mềm đồng chất, còn đường B, C, D là biểu đồ phân bố ứng suất tăng thêm σ_z khi nền mềm có lớp cứng tồn tại ở các độ sâu khác nhau. Đỉnh lớp cứng càng nông mức độ tập trung ứng suất càng mạnh và ngược lại.

Trong trường hợp tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên diện tích chữ nhật M.И. ГОРБУНОВ-ПОСДОВ đề nghị dùng công thức dưới đây để tính ứng suất σ_z tại điểm M, giao điểm của mặt đỉnh lớp cứng với trục thẳng đứng đi qua trung tâm móng (hình 3.35).



Hình 3.35

$$\sigma_z = k_r \cdot p$$

(3.51)

Trong đó:

k_r - là hệ số ứng suất M.И. ГОРБУНОВ-ПОСДОВ

$$k_r = f\left(\frac{2h}{b}, \frac{l}{b}\right), \text{ tra bảng 3.12}$$

h - chiều dày của lớp mềm bên trên.

l, b - chiều dài và chiều rộng móng.

**Bảng 3.12. Hệ số ứng suất k_r trong công thức (3.51)
của М.И. ГОРБУНОВ-ПОСДОВ**

$\frac{2h}{b}$	Móng chữ nhật với tỷ số $\frac{l}{b}$				Móng băng
	1	2	3	10	∞
0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,25	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009
0,50	1,058	1,033	1,033	1,033	1,033
0,75	1,082	1,059	1,059	1,059	1,059
1,0	1,027	1,039	0,026	1,025	1,025
1,5	0,762	0,912	0,911	0,902	0,902
2,0	0,541	0,717	0,769	0,761	0,761
2,5	0,395	0,593	0,651	0,636	0,636
3,0	0,298	0,474	0,549	0,560	0,560
4,0	0,186	0,314	0,392	0,439	0,439
5,0	0,125	0,222	0,287	0,359	0,359
7,0	0,065	0,113	0,170	0,262	0,262
10	0,032	0,064	0,093	0,181	0,185
20	0,008	0,016	0,024	0,068	0,086
50	0,001	0,003	0,005	0,014	0,037
∞	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

b) Tầng trên cứng, tầng dưới mềm

Trong trường hợp này K.E. ЕГОРОВ bỏ qua ma sát ở mặt tiếp giáp giữa hai lớp và đề nghị dùng công thức dưới đây để xác định ứng suất σ_z tại M, giao điểm của mặt phân lớp với trục thẳng đứng đi qua điểm giữa móng băng:

$$\sigma_z = k'_E \cdot p$$

(3.52)

Trong đó:

k'_E - hệ số ứng suất K.E. ЕГОРОВ.

$$k'_E = f\left(\frac{2h}{b}, m\right), \text{ tra bảng 3.13.}$$

$$m = \frac{E_{01}}{E_{02}} \cdot \frac{1 - \mu_{02}^2}{1 - \mu_{01}^2}$$

E_{01} và μ_{01} , E_{02} và μ_{02} - mô đun biến dạng và hệ số nở hông của lớp trên và lớp dưới.

Bảng 3.13. Hệ số ứng suất k'_E trong công thức (3.52) của K.E. ЕΓΟΡΟΒ

$\frac{2h}{b} \backslash m$	1	5	10	15
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00
0,5	1,02	0,95	0,87	0,82
1,0	0,90	0,69	0,58	0,52
2,0	0,60	0,41	0,33	0,29
3,33	0,39	0,26	0,20	0,18
5,0	0,27	0,17	0,16	0,12

Từ bảng 3.13 thấy rằng hệ số k'_E trong các trường hợp $m > 1$ (tức lớp trên cứng lớp dưới mềm) luôn nhỏ hơn hệ số k'_E khi $m = 1$ (tức nền đất cứng đồng chất). Điều đó chứng tỏ ứng suất có hiện tượng khuếch tán khi lớp trên cứng lớp dưới mềm.

2. Ảnh hưởng của tính không đẳng hướng đến ứng suất tăng thêm trong nền

Nền đất trầm tích có cấu tạo lớp do đó có tính không đẳng hướng rõ rệt. Mô đun biến dạng E_{0z} theo phương vuông góc với mặt lớp sẽ khác E_{0x} theo phương song song với mặt lớp. Để xét ảnh hưởng do tính không đẳng hướng đó của nền, A.WOLF (1935) đã đề nghị dùng công thức dưới đây để tính ứng suất tăng thêm trong nền.

$$\sigma'_z = \frac{2qz^3}{m\pi R_1^4} \quad (3.53)$$

Trong đó:

$$m = \sqrt{\frac{E_{0x}}{E_{0z}}} ; R_1 = \sqrt{x^2 + z^2}$$

q - cường độ tải trọng đường phân bố đều.

Công thức trên là lời giải với giả thiết hệ số nở hông μ_0 theo 2 phương bằng nhau.

Từ công thức (3.53) thấy rằng ứng suất tăng thêm trong nền không đẳng hướng σ'_z và trong nền đẳng hướng σ_z có quan hệ như sau:

$$\sigma'_z = \frac{\sigma_z}{m} \quad (3.54)$$

Chương 4

ỔN ĐỊNH THẨM CỦA KHỐI ĐẤT

§4.1. MỞ ĐẦU

Khi có công trình như cống nước, đập dâng tạo độ chênh cột nước thượng hạ lưu thì dòng thấm sẽ xuất hiện và thấm xuyên qua nền công trình, thân đập đất và vòng quanh bờ. Nước thấm qua nền sẽ gây áp lực thấm đẩy ngược lên đáy móng công trình, vừa làm giảm nhẹ công trình, vừa làm tăng khả năng mất ổn định trượt của công trình. Dòng thấm cũng gây hiện tượng chảy đất, đặc biệt tại chỗ ra của dòng thấm ở hạ lưu công trình, ở chân các mái dốc có vị trí thấp, ở đáy và mái các hố móng khi thi công hạ mực nước ngầm. Dòng thấm còn gây ra hiện tượng xói ngầm cơ học do nó mang đi các hạt rất nhỏ về hạ lưu. Hiện tượng này cũng dễ xảy ra ở mặt tiếp giáp giữa công trình bê tông và công trình đất hoặc ở chỗ tiếp nối giữa đập đất và hai bờ khi không được xử lý tốt.

Như vậy, thấm là một vấn đề trọng yếu đối với sự ổn định của công trình thuỷ lợi cần phải được quan tâm nghiên cứu.

Trong chương này sẽ trình bày vắn tắt một số vấn đề cơ bản liên quan đến hiện tượng thấm và ảnh hưởng của lực thấm đến trạng thái ứng suất và biến hình thấm của khối đất dùng làm cơ sở phân tích ổn định thấm của khối đất và công trình.

§4.2. ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT DƯỚI TÁC DỤNG CỦA DÒNG THẨM

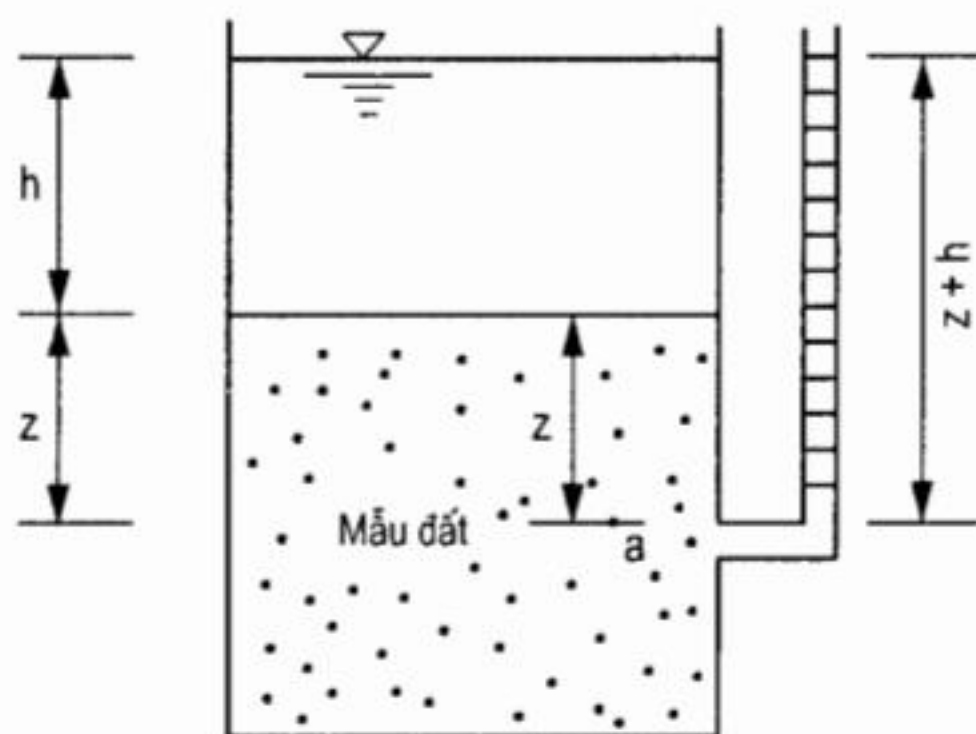
I. Ứng suất trung hoà và ứng suất hiệu quả trong đất trong điều kiện thuỷ tĩnh

Xét một mẫu đất ngập trong nước như hình 4.1. Mặt nước cao hơn mặt mẫu đất là h . Hãy xét ứng suất tại điểm a ở độ sâu z kể từ mặt mẫu đất.

Ứng suất tổng tại a sẽ là:

$$\sigma = \gamma_{bh} \cdot z + \gamma_n \cdot h \quad (4.1)$$

Nếu lỗ rỗng trong đất là liên tục và liên thông với nhau ra ngoài và nước trong đất cũng liên tục và liên thông với nước ở phía trên mẫu đất thì dễ dàng thấy rằng tại a sẽ chịu áp lực thuỷ tĩnh với giá trị:



Hình 4.1

$$u = (z + h)\gamma_n \quad (4.2)$$

Trong đó:

$z+h$ - cột nước áp lực thủy tĩnh, bằng độ cao cột nước trong ống đo áp.

u - áp lực thủy tĩnh, còn gọi là áp lực nước lỗ rỗng.

Tại a, ngoài áp lực nước lỗ rỗng còn có ứng suất hiệu quả tác dụng (do hạt đất truyền lên), ký hiệu là σ' , do vậy ứng suất tổng sẽ bằng:

$$\sigma = u + \sigma'$$

Thay σ và u ở công thức (4.1) và (4.2) vào công thức trên ta có:

$$\gamma_{bh}z + \gamma_n h = \gamma_n z + \gamma_n h + \sigma'$$

từ đó

$$\sigma' = (\gamma_{bh} - \gamma_n)z = \gamma_{dn}z$$

$$\sigma' = \gamma_{dn}z \quad (4.3)$$

Vậy ứng suất hiệu quả tác dụng tại điểm a trong đất nằm dưới mực nước tĩnh bằng trọng lượng cột đất đẩy nổi $\gamma_{dn}z$. Ứng suất hiệu quả chỉ bằng trọng lượng cột đất đẩy nổi bởi vì khi đất ngập nước, các hạt đất bị lực đẩy nổi Archimède làm giảm trọng lượng.

Cần chỉ rõ rằng, tại một điểm áp lực nước lỗ rỗng tác dụng theo mọi phương với giá trị bằng nhau. Áp lực nước lỗ rỗng vừa làm cho hạt đất chịu lực đẩy nổi vừa chịu áp lực nén thủy tĩnh.

Vì áp lực nước lỗ rỗng không có tác dụng làm chặt đất nên gọi là ứng suất trung hoà. Trái lại ứng suất hiệu quả do trọng lượng bản thân đất truyền qua các hạt có tác dụng làm chặt đất.

II. Ứng suất hiệu quả do tác dụng của dòng thấm gây ra

1. Tác dụng của dòng thấm hướng xuống

Trên hình 4.2 biểu thị mẫu đất chịu tác dụng của dòng thấm hướng xuống với cột nước không đổi (mực nước tại a và b giữ nguyên).

Trên mặt phẳng 1-1 giá trị áp lực nước lỗ rỗng $u = \gamma_n h_1$ và trên mặt phẳng 2-2 có $u = \gamma_n(h_1 + L - h)$, trong đó h là cột nước tổn thất để nước thấm từ mặt phẳng 1-1 xuống mặt phẳng 2-2. Trên mặt phẳng 2-2 giá trị ứng suất tổng tại mọi điểm sẽ là:

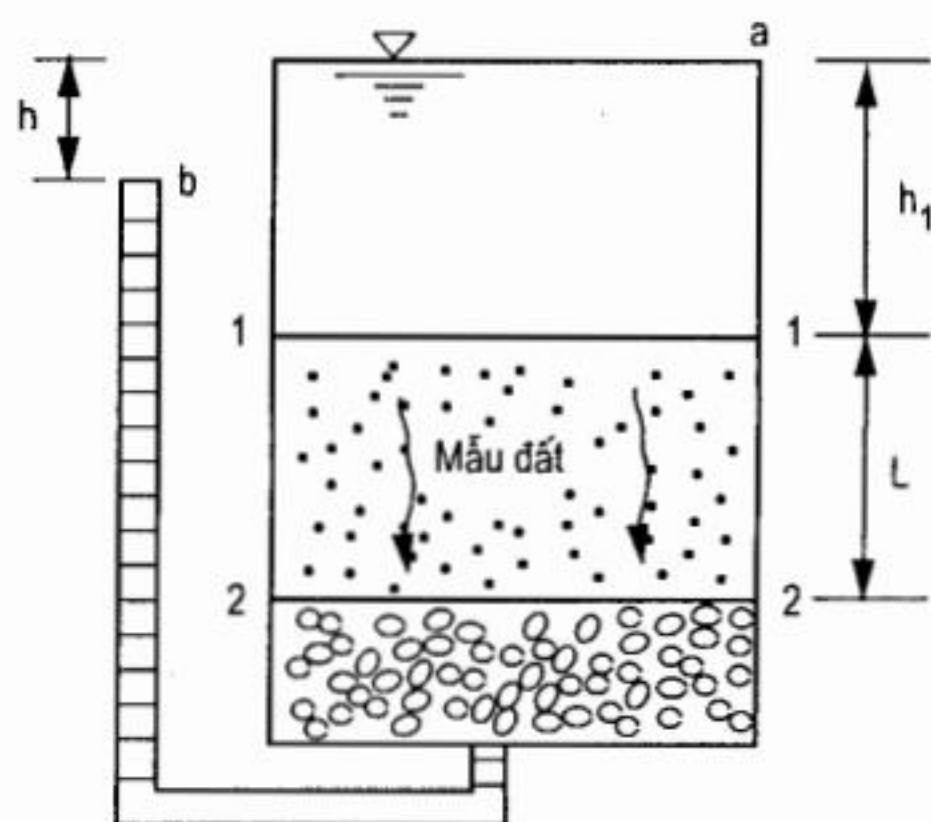
$$\sigma = \gamma_n h_1 + \gamma_{bh} L \quad (4.4)$$

Vậy ứng suất hiệu quả tại mọi điểm trên mặt phẳng 2-2 sẽ là :

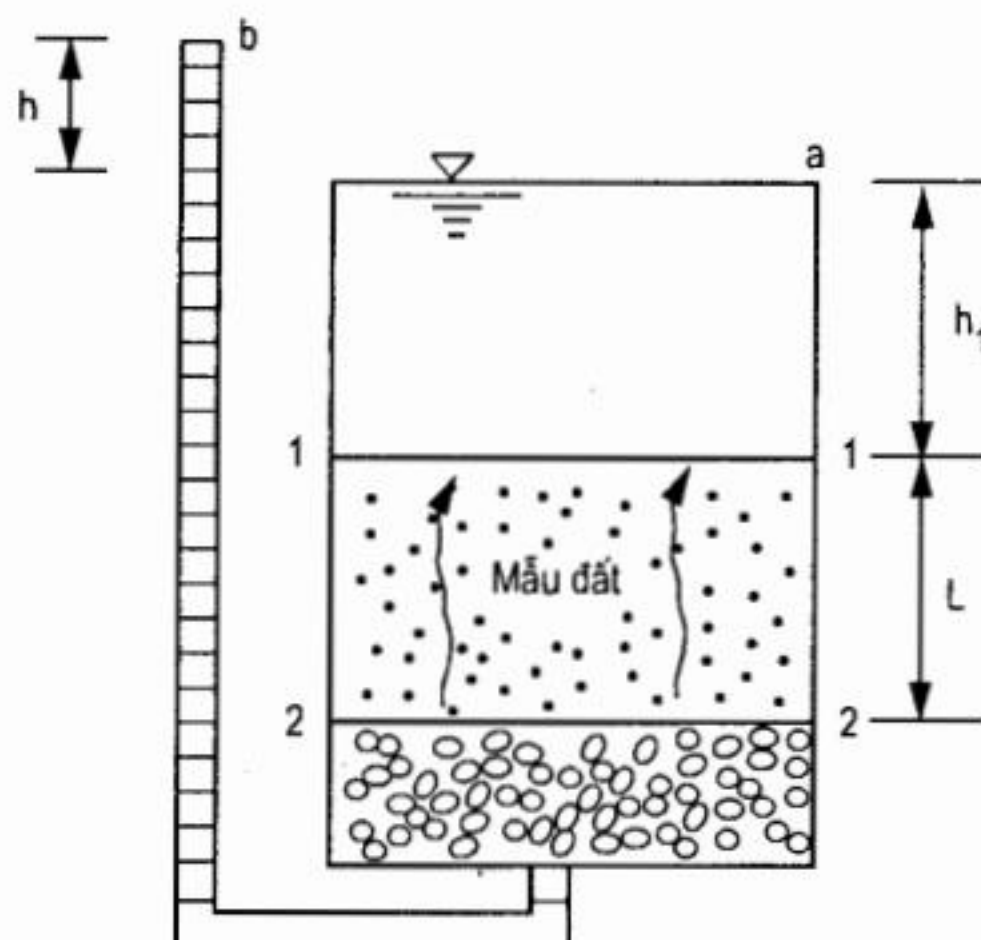
$$\sigma' = \sigma - u = \gamma_n h_1 + \gamma_{bh} L - \gamma_n(h_1 + L - h) = \gamma_{bh} L - \gamma_n L + \gamma_n h.$$

Rút gọn ta có $\sigma' = (\gamma_{bh} - \gamma_n)L + \gamma_n h$

hoặc $\sigma' = \gamma_{dn}L + \gamma_n h \quad (4.5)$



Hình 4.2



Hình 4.3

2. Tác dụng của dòng thấm hướng lên

Trên hình 4.3 biểu thị mẫu đất chịu tác dụng của dòng thấm hướng lên. Trong trường hợp này các ứng suất tại mặt phẳng 2-2 sẽ là:

Ứng suất tổng: $\sigma = \gamma_n h_1 + \gamma_{bh} L$

Áp lực nước lỗ rỗng: $u = \gamma_n (h_1 + L + h)$

Ứng suất hiệu quả :

$$\begin{aligned}\sigma' &= \sigma - u \\ &= \gamma_n h_1 + \gamma_{bh} L - \gamma_n (h_1 + L + h) \\ &= \gamma_n h_1 + \gamma_{bh} L - \gamma_n h_1 - \gamma_n L - \gamma_n h\end{aligned}$$

Rút gọn ta có: $\sigma' = (\gamma_{bh} - \gamma_n) L - \gamma_n h$

hoặc $\sigma' = \gamma_{dn} L - \gamma_n h \quad (4.6)$

Từ công thức (4.5) và (4.6) nhận thấy rằng ứng suất hiệu quả trong đất do dòng thấm gây ra có quan hệ đến chiều của dòng thấm. Nếu chiều dòng thấm hướng xuống sẽ làm tăng ứng suất hiệu quả. Ngược lại, nếu dòng thấm hướng lên, ứng suất hiệu quả sẽ giảm và do đó gây ảnh hưởng đến ổn định thấm của khối đất.

Bài tập mẫu 4.1

Đất nền có mặt cắt địa chất như hình 4.4. Yêu cầu tính giá trị ứng suất tổng σ , áp lực nước lỗ rỗng u , ứng suất hiệu quả σ' tại điểm a cách mặt đất 10m. Cho biết chỉ tiêu vật lý các lớp đất như sau:

Lớp cát: Tỷ trọng $\Delta = 2,68$
Độ ẩm $\omega = 22\%$
Hệ số rỗng $\varepsilon = 0,82$
Lớp sét: Tỷ trọng $\Delta = 2,70$
Hệ số rỗng $\varepsilon = 0,95$

Bài giải

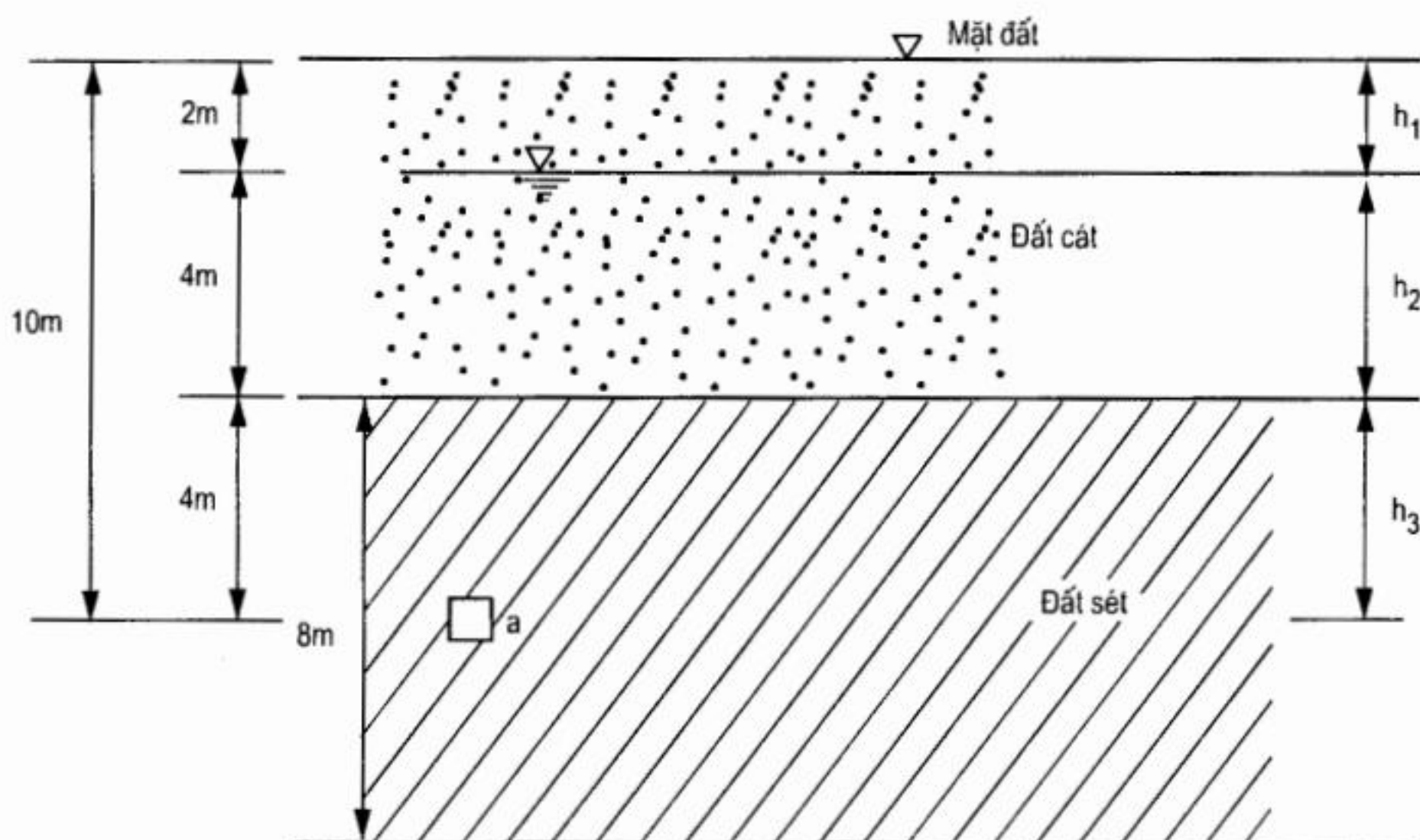
1. Xác định các chỉ tiêu cần thiết

a) Trọng lượng riêng đất cát trên mực nước ngầm

$$\gamma_{\omega} = (1 + \omega)\gamma_k$$

$$\gamma_k = \frac{\Delta \gamma_n}{1 + \varepsilon} = \frac{2,68 \times 9,81}{1 + 0,82} = 14,45 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\omega} = (1 + 0,22) \cdot 14,45 = 17,63 \text{ kN/m}^3$$



Hình 4.4

b) Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất cát dưới mực nước ngầm

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - 1}{1 + \varepsilon} \gamma_n = \frac{2,68 - 1}{1 + 0,82} \cdot 9,81 = 9,06 \text{ kN/m}^3$$

c) Trọng lượng riêng bão hoà của đất cát

$$\gamma_{bh} = \gamma_{dn} + \gamma_n = 9,06 + 9,81 = 18,87 \text{ kN/m}^3$$

d) Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất sét

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - 1}{1 + \varepsilon} \gamma_n = \frac{2,7 - 1}{1 + 0,95} \cdot 9,81 = 8,55 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{bh} = \gamma_{dn} + \gamma_n = 8,55 + 9,81 = 18,36 \text{ kN/m}^3$$

2. Tính ứng suất tổng tại a

$$\sigma = \gamma_{\omega}^{\text{cat}} \cdot h_1 + \gamma_{\text{bh}}^{\text{cat}} \cdot h_2 + \gamma_{\text{bh}}^{\text{sét}} \cdot h_3$$

$$= 17,63 \cdot 2 + 18,87 \cdot 4 + 18,36 \cdot 4 = 184,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 184,18 \text{ kN/m}^2$$

3. Tính áp lực nước lỗ rỗng tại a

$$u = \gamma_n(h_2 + h_3) = 9,81 \times (4 + 4) = 78,48 \text{ kN/m}^2$$

$$u = 78,48 \text{ kN/m}^2$$

4. Tính ứng suất hiệu quả tại a

$$\begin{aligned}\sigma' &= \gamma_{\omega}^{\text{cát}} \cdot h_1 + \gamma_{\text{dn}}^{\text{cát}} \cdot h_2 + \gamma_{\text{dn}}^{\text{sét}} \cdot h_3 \\ &= 17,63 \cdot 2 + 9,06 \cdot 4 + 8,55 \cdot 4 = 105,70 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma' &= 105,70 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Nếu tính ứng suất tổng tại a theo công thức:

$$\sigma = \sigma' + u$$

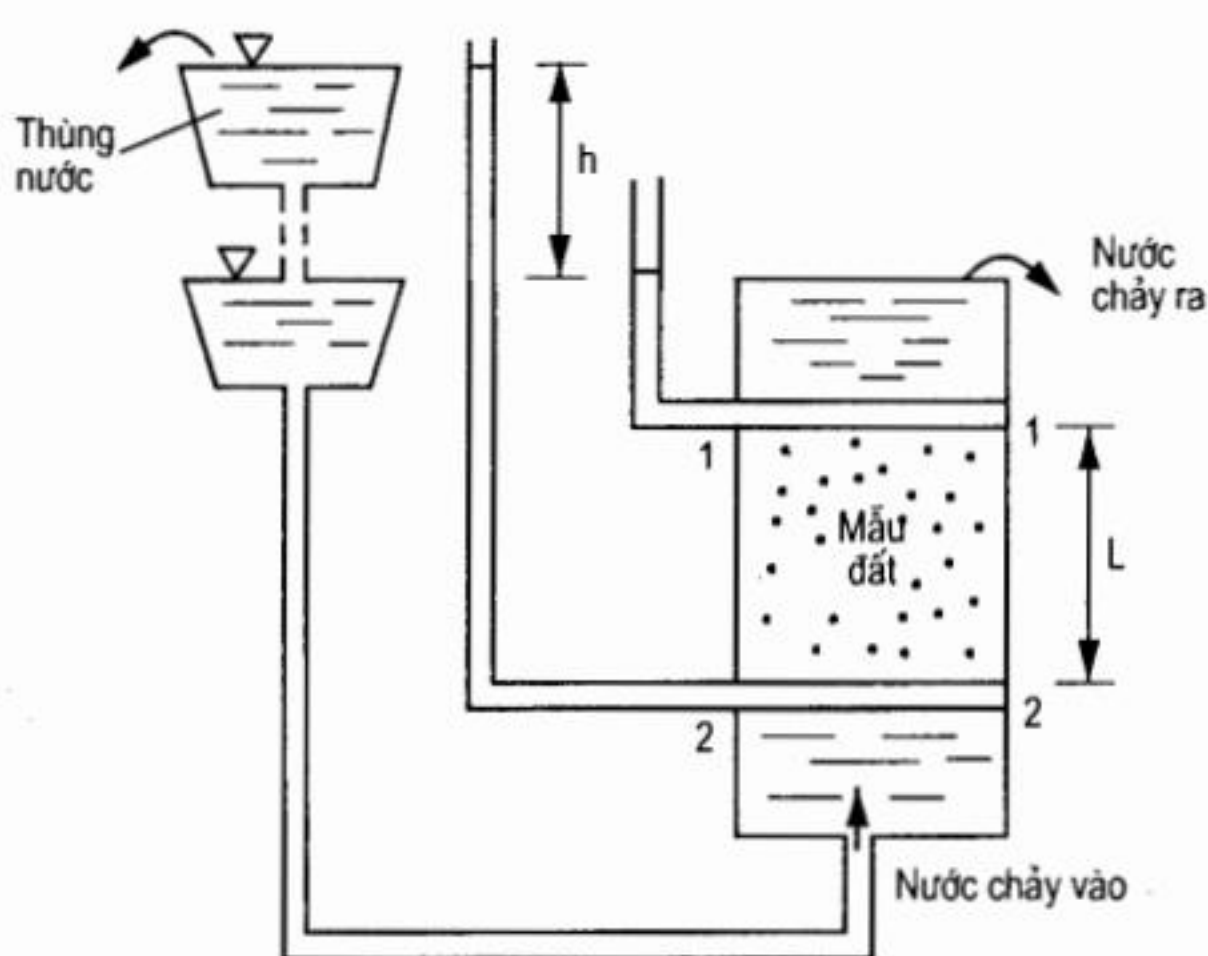
ta cũng nhận được:

$$\sigma = 105,70 + 78,48 = 184,18 \text{ kN/m}^2 \text{ (giống như trên).}$$

§4.3. LỰC THẨM VÀ BIẾN HÌNH THẨM

I. Lực thẩm

Hình 4.5 là sơ đồ thí nghiệm thấm của mẫu đất có tiết diện F và chiều cao L . Cho nước thấm vào mẫu đất ở mặt 2-2 và đi ra khỏi mẫu đất ở mặt 1-1 sẽ đọc được độ chênh cột nước ở hai ống đo áp gắn tại mặt 2-2 và mặt 1-1 là h . Điều đó chứng tỏ nước muốn thấm qua được mẫu đất có độ dài L từ mặt 2-2 đến mặt 1-1 phải có cột nước áp lực h để dòng thấm khắc phục được lực cản của các hạt đất trong mẫu thí nghiệm. Lực cản đó là:



Hình 4.5. Sơ đồ thí nghiệm biến hình thấm

$$P = \gamma_n h F$$

Vì tốc độ dòng thấm rất bé nên có thể bỏ qua lực quán tính của khối nước chuyển động.

Căn cứ điều kiện cân bằng lực thì tổng lực thấm J tác dụng vào các hạt đất của mẫu thí nghiệm và lực cản P của các hạt đất đối với dòng thấm sẽ bằng nhau về giá trị nhưng ngược chiều, tức là:

$$J = P = \gamma_n h F$$

Từ đó, lực thấm đơn vị sẽ là :

$$j = \frac{J}{V} = \frac{\gamma_n h F}{L F} = \gamma_n i$$

Vậy

$$j = \gamma_n i \quad (4.7)$$

j là lực tác dụng của dòng thấm lên một đơn vị thể tích đất. Phương của lực thấm j cùng phương với dòng thấm. Đơn vị của j là kN/m^3 . Từ cách lập công thức (4.7) cho thấy bản chất của lực thấm j là nội lực, là lực thể tích phân bố đều trong khối đất. Đây là kết quả chuyển hoá của độ chênh áp lực nước lỗ rỗng (ngoại lực) tại mặt cắt 1-1 và 2-2 ở 2 đầu mẫu đất do dòng thấm gây ra.

II. Biến hình thấm

Từ sơ đồ thí nghiệm ở hình 4.5 ta có :

Trọng lượng đẩy nổi của mẫu đất hướng xuống:

$$W_{dn} = \gamma_{dn} F L$$

Lực thấm tác dụng lên mẫu đất hướng lên:

$$J = i \gamma_n F L$$

Nếu nâng thùng nước lên đến một độ cao nào đó thì lực thấm J sẽ tăng lên và cân bằng với trọng lượng đẩy nổi của mẫu đất, lúc đó ta có:

$$J = W_{dn}$$

hoặc

$$i \gamma_n F L = \gamma_{dn} F L$$

từ đó

$$i \gamma_n = \gamma_{dn} \quad (4.8)$$

Thay $\gamma_{dn} = i \gamma_n$ vào công thức (4.6) sẽ nhận được :

$$\sigma' = L \gamma_{dn} - h \gamma_n = L i \gamma_n - h \gamma_n = L \frac{h}{L} \gamma_n - h \gamma_n = 0$$

Vậy

$$\sigma' = 0 \quad (4.9)$$

Ứng suất hiệu quả trong đất $\sigma' = 0$ có nghĩa là giữa các hạt không còn tồn tại ứng suất tiếp xúc nữa và nếu chịu tác dụng của lực thấm thì các hạt đất sẽ ở trạng thái nổi lơ lửng.

Nếu nâng thùng nước lên cao hơn nữa thì lực thấm J (hướng lên) sẽ lớn hơn trọng lượng đẩy nổi của mẫu đất (hướng xuống). Lúc đó các hạt đất sẽ bị dòng thấm đẩy nổi lên ra khỏi mặt đất gây hiện tượng sủi đất. Hiện tượng đó là biến hình thấm.

Nếu ở vùng gần chân đập phía hạ lưu có hiện tượng biến hình thấm nói trên thì các hạt đất sẽ không ngừng bị dòng thấm mang đi.

III. Những dạng biến hình thấm cơ bản

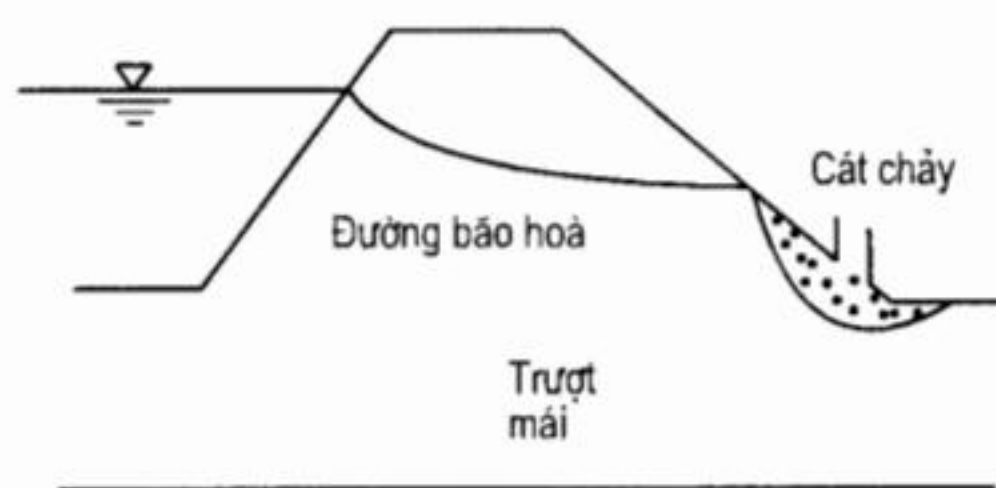
Kết quả nghiên cứu và thực tiễn xây dựng cho thấy biến hình thấm có hai dạng cơ bản: chảy đất và xói ngầm.

1. Chảy đất

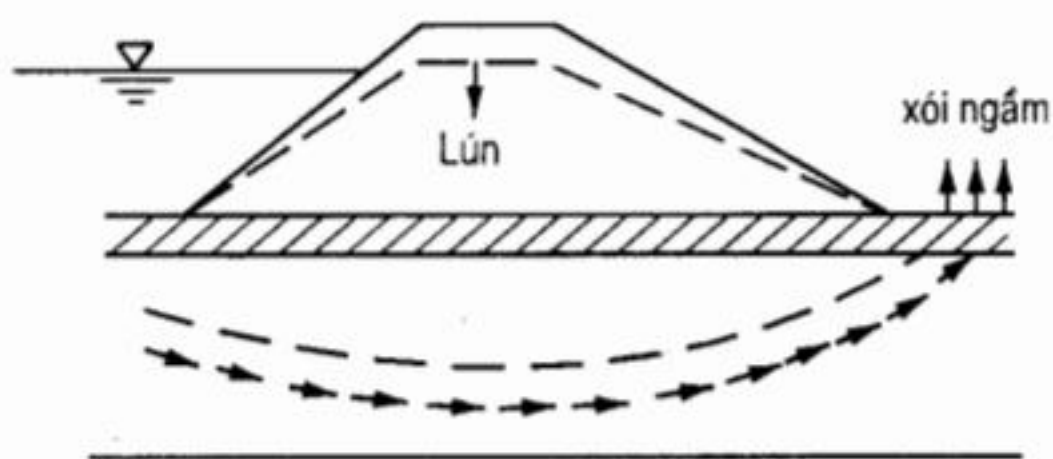
Chảy đất là những hạt đất hoặc đám hạt trong một phạm vi nào đó của khối đất rời hoặc đất dính bị dịch chuyển dưới tác dụng của dòng thấm.

Hiện tượng chảy đất phát sinh ở dòng thấm đi ra chứ không phải phát sinh trong lòng khối đất (hình 4.6).

Khi đào kênh hoặc đào hố móng thường gặp hiện tượng cát chảy, đó là hiện tượng chảy đất, một dạng biến hình thấm.



Hình 4.6



Hình 4.7

2. Xói ngầm

Xói ngầm là hiện tượng các hạt đất rất nhỏ trong khối đất rời bị dịch chuyển hoặc bị mang đi do dòng thấm đi qua các lỗ rỗng lớn giữa các hạt thô. Hiện tượng xói ngầm không những phát sinh ở chỗ dòng thấm ra mà còn có thể phát sinh trong lòng khối đất (hình 4.7).

Có một số loại đất với độ dốc thuỷ lực tương đối bé cũng phát sinh xói ngầm, một số loại đất khác thì hiện tượng xói ngầm chỉ phát sinh khi độ dốc thuỷ lực tương đối lớn.

Cần chỉ rõ rằng, một số loại đất tuy khó phát sinh hiện tượng xói ngầm nhưng với độ dốc thuỷ lực lớn lại có thể gây ra hiện tượng chảy đất. Với đất dính, do giữa các hạt có lực dính và lực liên kết do đó không phát sinh hiện tượng xói ngầm mà thường xảy ra hiện tượng chảy đất. Nói chung với một độ dốc thuỷ lực nhất định, đất cát có hệ số không đều $C_u < 10$ dễ phát sinh hiện tượng chảy đất cục bộ.

Kết quả thí nghiệm cho biết, trong lỗ rỗng của đất cát cuội sỏi nếu có ít hạt nhỏ thì lực cản dòng thấm sẽ bé và do đó chỉ cần một độ dốc thủy lực tương đối nhỏ cũng đủ làm cho các hạt nhỏ đó dịch chuyển và phát sinh hiện tượng xói ngầm. Nếu số lượng hạt nhỏ tương đối lớn (30÷35%) đủ lấp chặt các lỗ rỗng thì lực cản dòng thấm sẽ lớn nhất và sẽ không phát sinh hiện tượng xói ngầm và chảy đất.

IV. Độ dốc thủy lực giới hạn

Độ dốc thủy lực làm cho biến hình thấm bắt đầu phát sinh gọi là độ dốc thủy lực giới hạn. Độ dốc thủy lực giới hạn có thể xác định bằng thí nghiệm (hình 4.5) hoặc tính toán. Đối với các công trình quan trọng thường dùng phương pháp thí nghiệm hoặc thực đo để xác định độ dốc thủy lực giới hạn.

Theo phương pháp tính toán, từ công thức (4.8) có thể rút ra độ dốc thủy lực giới hạn:

$$i_{gh} = \frac{\gamma_{dn}}{\gamma_n} \quad (4.10)$$

$$\text{Trong đó: } \gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1)\gamma_n}{1 + \varepsilon} = \gamma_{bh} - \gamma_n$$

$$\text{Do đó} \quad i_{gh} = \frac{\Delta - 1}{1 + \varepsilon} = \frac{\gamma_{bh} - \gamma_n}{\gamma_n} \quad (4.11)$$

Trong đó:

Δ - tỷ trọng hạt đất.

ε - hệ số rỗng của đất.

γ_{bh} , γ_n - lần lượt là trọng lượng riêng bão hoà của đất và trọng lượng riêng của nước.

Công thức (4.11) do Terzaghi đề nghị năm 1948.

Căn cứ chỉ tiêu của đất cát thường gặp $\Delta = 2,66$; $\varepsilon = 0,5 \div 0,85$ thì $i_{gh} = 0,8 \div 1,2$.

Nói chung kết quả tính toán theo công thức trên cần phải chia cho hệ số an toàn khoảng 2,0 ÷ 2,5 thành giá trị độ dốc thủy lực cho phép ký hiệu là $[i]$. Một số tài liệu cho biết:

Với cát hạt đều $[i] = 0,27 \div 0,44$

Cát sỏi có chứa hàm lượng hạt mịn lớn hơn 30÷35%, $[i] = 0,3 \div 0,4$

Đất sét $[i] = 4 \div 6$.

§4.4. LƯỚI THẨM VÀ ỨNG DỤNG ĐỂ TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH THẨM

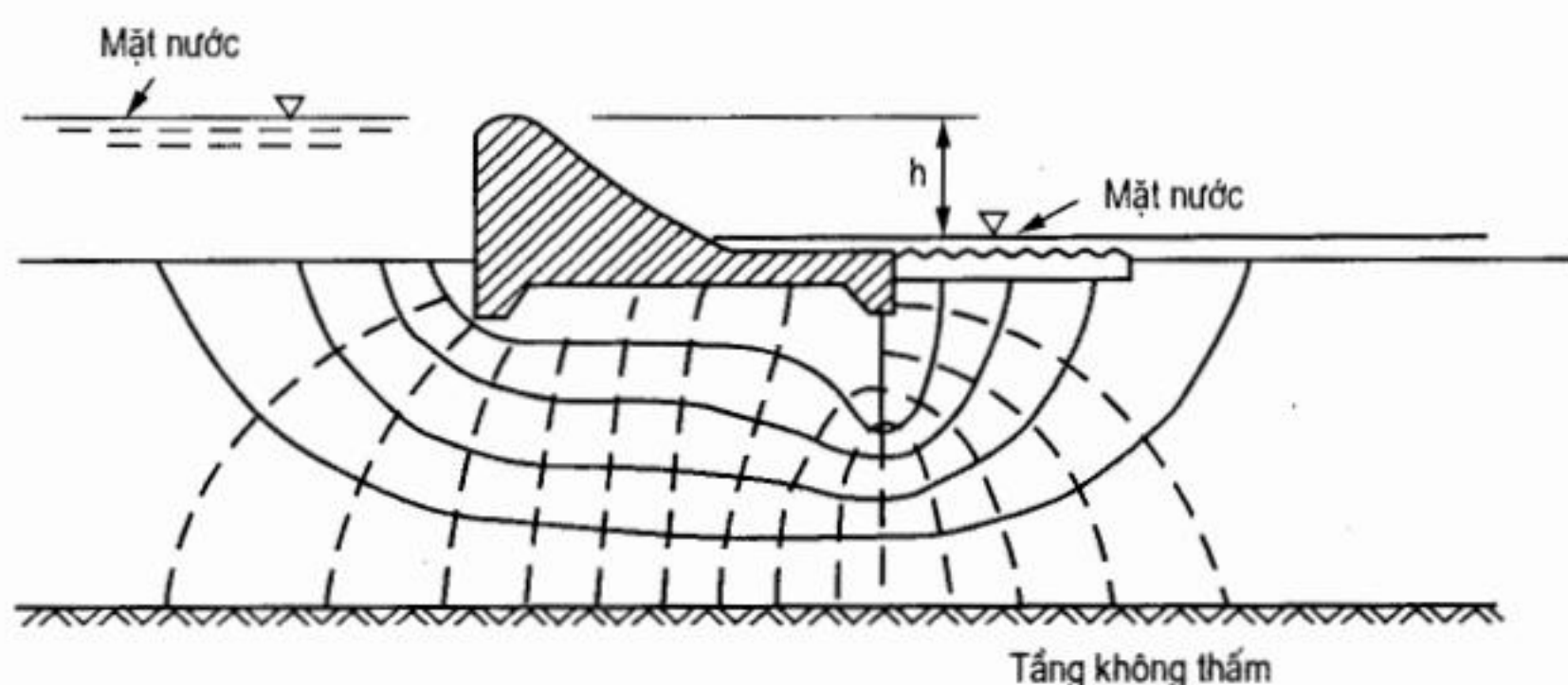
Lưới thấm mô tả hình ảnh chuyển động của dòng thấm trong đất. Phương pháp giải bài toán thấm bằng cách vẽ lưới thấm là một phương pháp đơn giản, hữu ích và khả thi. Phương pháp này cho phép đánh giá một cách đúng đắn trên căn bản những bài toán thấm phức tạp. Khi đã vẽ được lưới thấm thì coi như bài toán thấm đã được giải. Nghĩa là dựa

vào nguyên lý thủy lực có thể tính được các thông số cần thiết trong miền thấm như độ dốc thủy lực, vận tốc, lưu lượng nước thấm, lực thấm và áp lực trung hoà.

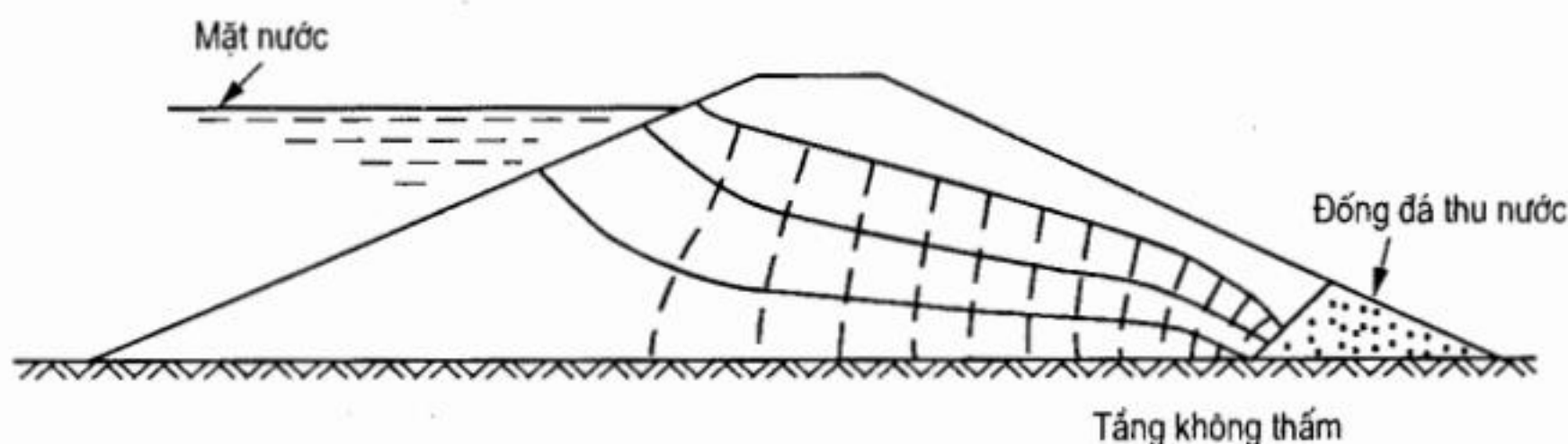
Ở đây chỉ hạn chế nghiên cứu bài toán thấm phẳng đứng, tức là lưới thấm nằm trong mặt phẳng đứng, mọi mặt phẳng chứa lưới thấm đều song song với nhau. Thành phần vận tốc theo phương vuông góc với mặt phẳng đứng đó bằng không.

Hình 4.8 và 4.9 là lưới thấm trong nền công trình và trong thân đập đất do họ đường dòng (đường liền nét) và họ đường đẳng thế (đường đứt nét) giao nhau và vuông góc với nhau tạo thành.

Trong trường hợp thấm ổn định, đường dòng biểu thị lộ trình chuyển động thấm của chất điểm nước, đường đẳng thế là quỹ tích của các điểm, tại đó có cùng giá trị thế năng hoặc cùng giá trị độ cao cột nước. Nếu gắn các ống đo áp tại những điểm đó thì cao trình mực nước trong các ống sẽ ngang nhau. Chênh lệch giá trị đo áp giữa hai đường đẳng thế biểu thị xu thế chuyển động thấm của chất điểm nước từ vị thế cao đến vị thế thấp.



Hình 4.8

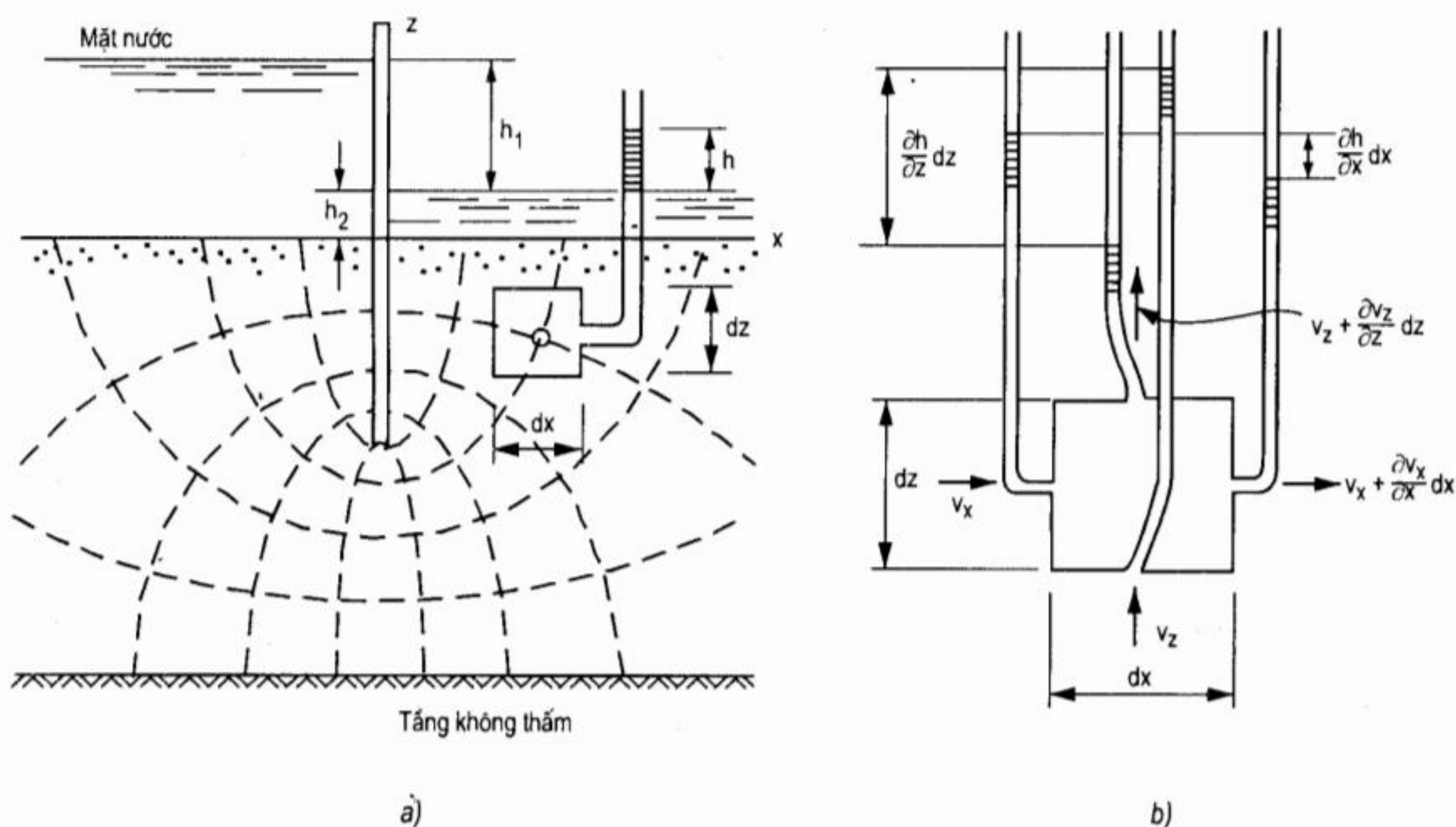


Hình 4.9

I. Phương trình Laplace biểu diễn dòng thấm ổn định

Trên mặt phẳng lưới thấm $x-z$, tách một phân tố đất (hình 4.10a) để nghiên cứu phương trình thấm ổn định. Kích thước phân tố là dx, dz . Kích thước theo phương vuông góc với mặt phẳng $x-z$ là $dy = 1$. Mặt nước trên các ống đo áp đặt tại bốn mặt của phân tố

cho thấy thế năng cao thấp và hướng chuyển động thấm của chất điểm nước (hình 4.10b). Khi nghiên cứu, giả thiết thể tích nước và hạt đất không bị ép co.



Hình 4.10. Lưới thấm trong nền đất có đóng ván cừ

Gọi v_x và v_z là thành phần lưu tốc thấm theo phương x và phương z , ta có:

$$i_x = \frac{\partial h}{\partial x}, \quad i_z = \frac{\partial h}{\partial z}$$

Lưu lượng nước đi vào phần tử đất sẽ là :

$$v_x dz dy + v_z dx dy$$

Lưu lượng nước đi ra khỏi phần tử sẽ là :

$$v_x dz dy + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx dz dy + v_z dx dy + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz dx dy$$

Vì coi nước và hạt đất không bị ép co nên lưu lượng nước vào và ra khỏi phần tử sẽ bằng nhau, do đó nhận được:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz dx dy = 0$$

$$\text{Từ đó} \quad \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (4.12)$$

Phương trình (4.12) là điều kiện liên tục của nước thấm trong mặt phẳng $x-z$.

Thay định luật Darcy:

$$v_x = ki_x = k \frac{\partial h}{\partial x} \text{ và } v_z = ki_z = k \frac{\partial h}{\partial z}$$

vào phương trình (4.12) sẽ nhận được :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (4.13)$$

Đây là phương trình Laplace, phương trình cơ bản biểu diễn sự chuyển động thấm ổn định của nước dưới đất. Từ phương trình trên có thể thấy lưu tốc thấm v_x và v_z là các giá trị đạo hàm của hàm lưu tốc thế dưới đây :

$$\Phi = kh \quad (4.14)$$

$$\text{Thực vậy} \quad \frac{\partial \Phi}{\partial x} = k \frac{\partial h}{\partial x} = v_x \quad (a)$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = k \frac{\partial h}{\partial z} = v_z \quad (b)$$

Thay (a) và (b) vào (4.12) ta có :

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (4.15)$$

Đây là phương trình Laplace, trong đó Φ là hàm thế (hàm cột nước đo áp). Giá trị đạo hàm bậc một của hàm Φ chính là lưu tốc của dòng thấm theo phương x và z . Do vậy Φ còn gọi là hàm thế lưu tốc. Phương trình (4.15) có dạng phương trình truyền nhiệt.

Với điều kiện biên đơn giản có thể tích phân phương trình (4.15) để giải bài toán. Nghiệm của (4.15) là một họ đường đẳng thế, giá trị thế năng Φ trên mỗi đường đó là một hằng số. Họ đường đẳng thế vuông góc với họ đường dòng. Điều kiện để hai họ đường vuông góc với nhau là hàm thế Φ và hàm dòng Ψ phải thỏa mãn các điều kiện dưới đây của bài toán Cauchy-Riemann:

$$v_x = \frac{\partial \Phi}{\partial x} = \frac{\partial \Psi}{\partial z} \quad (a)$$

$$v_z = \frac{\partial \Phi}{\partial z} = - \frac{\partial \Psi}{\partial x} \quad (b)$$

$$\text{và} \quad \frac{\partial v_z}{\partial x} = - \frac{\partial v_x}{\partial z} \quad (c)$$

Từ (a) và (b) nhận được :

$$\frac{\partial v_z}{\partial x} = \frac{\partial(-\frac{\partial \Psi}{\partial x})}{\partial x} = - \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} \quad (d)$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial z} = \frac{\partial(\frac{\partial \Psi}{\partial z})}{\partial z} = \frac{\partial^2 \Psi}{\partial z^2} \quad (e)$$

Thay (d) và (e) vào (c) ta có :

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial z^2} = 0 \quad (4.16)$$

Đây là phương trình Laplace của hàm dòng Ψ .

Nghiệm của hệ hai phương trình (4.15) và (4.16) biểu diễn họ đường dòng và họ đường đẳng thế giao nhau và vuông góc với nhau (hình 4.10a).

Lời giải trên đây phải tuân thủ các điều kiện và giả thiết sau:

1. Thẩm phẳng đứng.
2. Thẩm ổn định.
3. Thẩm chảy tầng Darcy.
4. Nước không bị ép co.
5. Đất đồng chất.

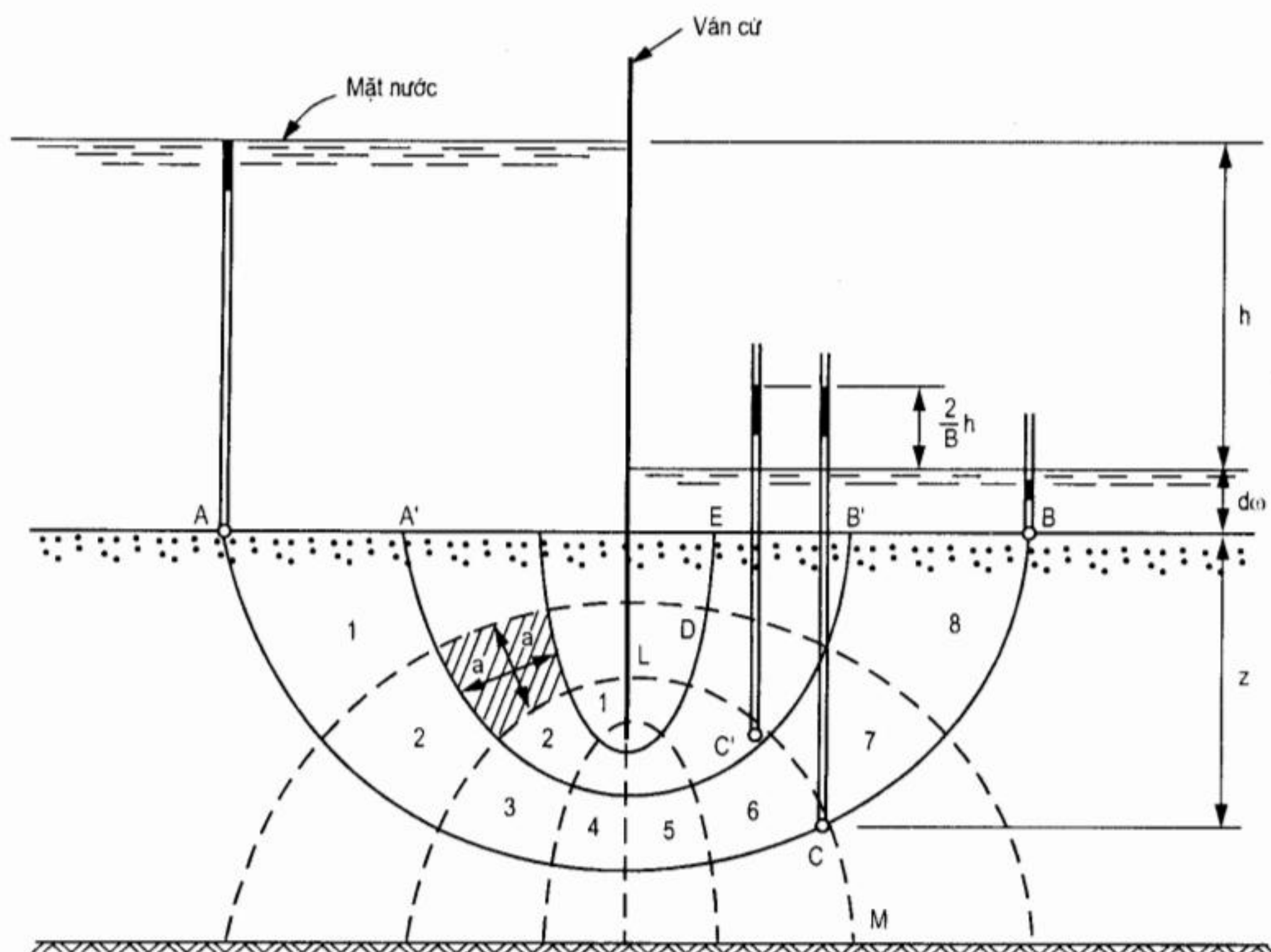
Trong thực tế công trình đa phần các bài toán thẩm đều có điều kiện biên phức tạp do đó khi giải bài toán bằng phương pháp giải tích thường gặp khó khăn về mặt toán học. Các bài toán đó có thể giải quyết một cách đúng đắn trên căn bản nhờ phương pháp đồ giải (vẽ lưới thẩm).

II. Vẽ lưới thẩm

Hiện tượng thẩm xảy ra trong đất rất phức tạp vì những lý do sau đây:

- Đường rỗng trong đất không thẳng, trái lại rất quanh co, đường rỗng có kích thước to nhỏ rất khác nhau.
- Vách của đường rỗng có cấu tạo rất phức tạp, vách là bề mặt các hạt đất, hay các chất keo gắn kết các hạt đất hoặc lớp nước kết hợp mặt ngoài hạt đất.
- Sự thẩm xảy ra trong đất không chỉ do tác dụng của trọng lực mà còn chịu ảnh hưởng của các lực liên kết trong đất.

Do đó sơ đồ dòng thẩm của nước trong đất và áp lực nước lỗ rỗng (ứng suất trung hoà) tương ứng rất phức tạp do tính thẩm thay đổi từ điểm này sang điểm kia và theo các phương khác nhau. Vì vậy sự phân tích các bài toán thẩm thường gặp như dòng thẩm dưới nền công trình, dòng thẩm đi vào hố móng, dòng thẩm qua thân đập đất v.v... khó thực hiện bằng phương pháp giải tích chính xác. Nếu dùng phương pháp vẽ lưới thẩm thì có thể đánh giá một cách đúng đắn trên căn bản những bài toán thẩm đó. Dưới đây sẽ nêu một ví dụ vẽ lưới thẩm.



Hình 4.11. Lưới thấm trong nền đất có đóng ván cừ

Ví dụ xét bài toán thấm khi hạ thấp mực nước nhờ tường vây cừ (hình 4.11). Trong trường hợp này khi giải bài toán thấm thường giả thiết:

- Tính thấm của đất tại mọi điểm như nhau, hệ số thấm bằng nhau theo mọi phương, quy luật thấm tuân theo định luật Darcy.
- Tường cừ và đá gốc nằm dưới hoàn toàn không thấm.
- Nước và hạt đất coi như không bị nén.

Dễ dàng nhận thấy rằng nước từ mặt đất phía thượng lưu (bên trái tường cừ) sẽ thấm vào đất và chảy về phía hạ lưu (bên phải tường cừ) theo các đường cong tròn như đường AB trên hình 4.11, được gọi là đường dòng.

Sự thấm xảy ra là do độ chênh cột nước h đẩy nước chảy từ A đến B. Khi chuyển động từ A đến B nước sẽ chịu một sức cản ma sát của các hạt đất. Lực cản có chiều ngược với chiều của dòng thấm. Tuy vậy nhờ độ chênh cột nước gây áp lực đẩy do đó khắc phục được sức cản ma sát nói trên làm cho nước chuyển động và thấm được trong môi trường đất. Áp lực đó gọi là áp lực thấm. Áp lực thấm tại điểm bất kỳ có chiều tác dụng theo chiều của đường dòng tại điểm đó, có giá trị bằng sức cản ma sát nhưng ngược chiều với sức cản đó.

Do sức cản ma sát, cột nước có áp giảm dần đều đặn từ thượng lưu tới điểm cuối ở hạ lưu của mỗi đường dòng. Do đó mực nước đo áp tại một điểm nào đó, chẳng hạn điểm C, sẽ có giá trị trung gian nằm trong phạm vi của hai giá trị đo áp tại hai điểm đầu và cuối A, B. Giữa hai điểm mút của một đường dòng khác, chẳng hạn đường dòng A', B', độ chênh cột nước cũng là h và có một điểm C', tại đó cũng có mực nước đo áp như điểm C. Một đường chẳng hạn như LM nối các điểm C, C' v.v... có cùng mực nước đo áp được gọi là đường đẳng thế.

Nếu tính thấm không đổi theo mọi phương thì như ở mục I, lý thuyết đã chứng minh rằng các đường đẳng thế vuông góc với các đường dòng. Kết luận này cho phép giải các bài toán thấm trong đất bằng phương pháp đồ giải, theo đó vẽ phác và sửa dần vị trí các đường dòng và đường đẳng thế cho tới khi các quan hệ hình học cần thiết được thoả mãn. Sơ đồ đạt được ở hình 4.11 gọi là lưới thấm.

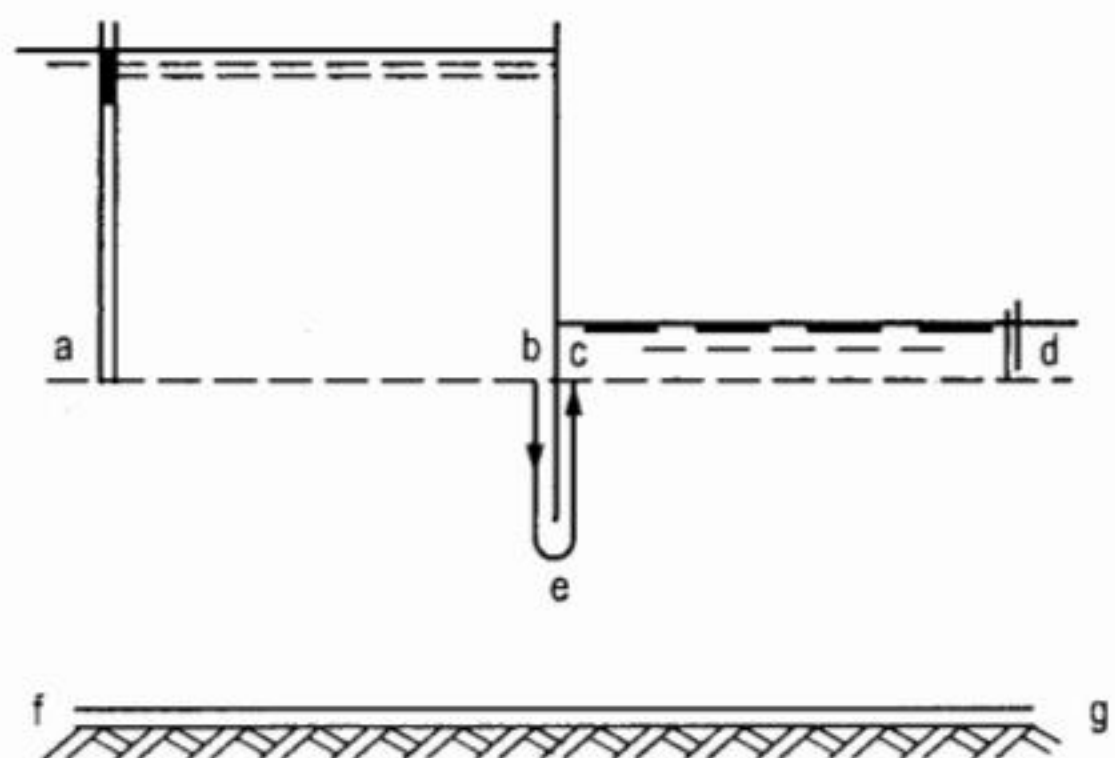
Xây dựng lưới thấm bằng phương pháp đồ giải cần tiến hành theo các bước sau đây:

- Bước đầu tiên cần xác định các điều kiện biên bắt buộc phải thoả mãn, có nghĩa là cần xác định mọi đường dòng hay đường thế có thể biết trước. Ví dụ trên hình 4.11 chính tường cừ đã tạo ra một đường dòng. Nước thấm vào đất ngay ở mép trái tường cừ chuyển động thẳng đứng xuống dưới tới mũi cừ, rồi qua mép phải mũi cừ để đi lên thẳng đứng dọc mép phải tường cừ cho tới mặt đất hạ lưu. Đỉnh lớp không thấm cũng tạo ra một đường dòng. Nước từ rất xa ở bên trái đi vào địa tầng thấm dọc theo mặt đỉnh này cho tới khi đi qua rất xa về phía phải. Rõ ràng hai đường dòng này là biên của miền thấm. Tất cả các đường dòng khác phải nằm giữa hai đường dòng này.

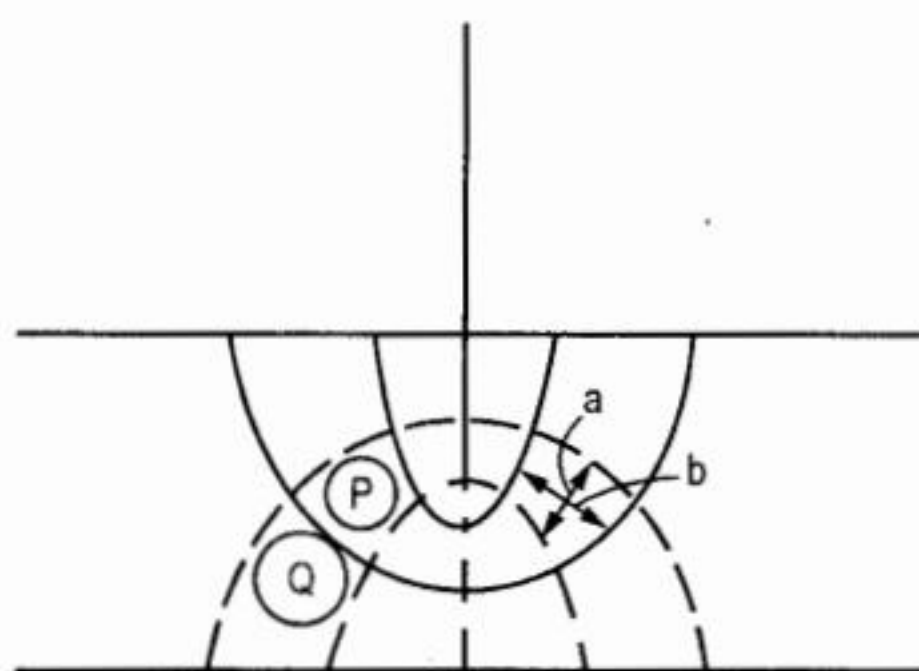
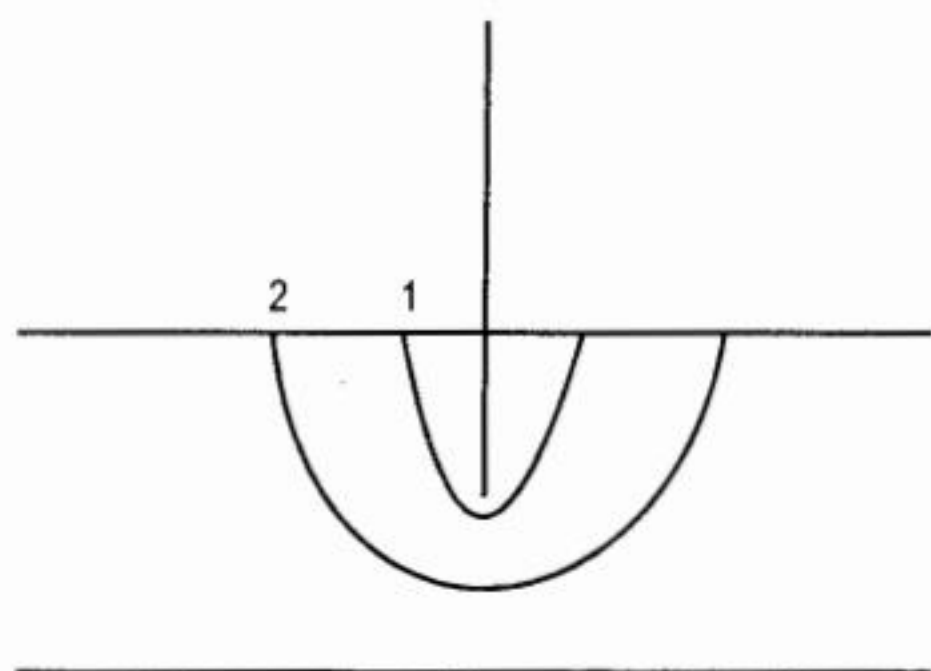
Ngoài ra có thể thấy rằng mặt đất thượng lưu là một đường đẳng thế vì mực nước đo áp trong ống tại mọi điểm trên mặt này đều bằng nhau (ngang với mặt nước ở thượng lưu). Tương tự mặt đất phía hạ lưu cũng là một đường đẳng thế, mực nước đo áp trùng với mặt nước ở hạ lưu. Mọi đường đẳng thế khác đều nằm giữa hai đường này.

Các điều kiện biên của bài toán đã cho được tóm tắt trên hình 4.11a. Chúng được biểu thị bằng các đường đẳng thế ab , cd và các đường dòng bec , fg .

Bước tiếp theo lập phần còn lại của lưới thấm bằng cách vẽ phác thảo một số ít đường dòng, có thể chỉ là hai, mỗi đường dòng bắt đầu trên ab và kết thúc trên cd . Vì ab và cd là các đường đẳng thế, cho nên các đường dòng phải cắt vuông góc với các đường này. Các đường dòng phác thảo phải là đường cong trơn có dạng chuyển tiếp dần dần từ đường dòng giới hạn bec đến đường dòng giới hạn fg (hình 4.11a). Lần thử đầu tiên có thể giống hình 4.11b.



Hình 4.11a. Điều kiện biên giải bài toán thấm bằng phương pháp đồ giải.



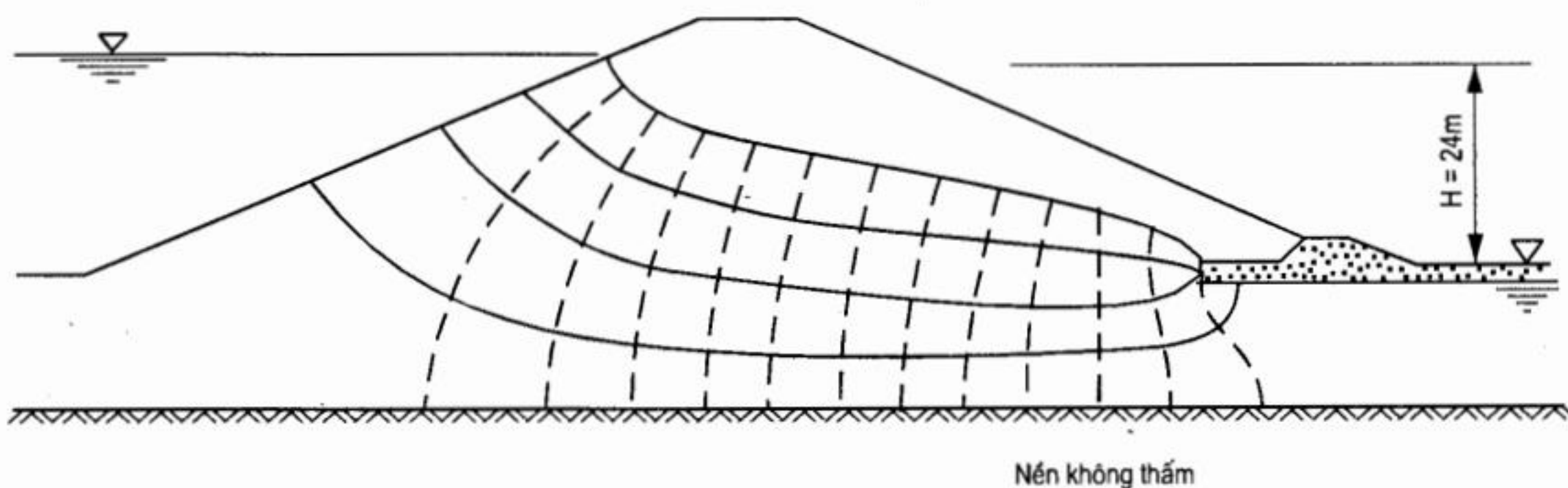
Hình 4.11b. Kết quả phác thảo đường dòng

Hình 4.11c. Kết quả phác thảo đường đẳng thế

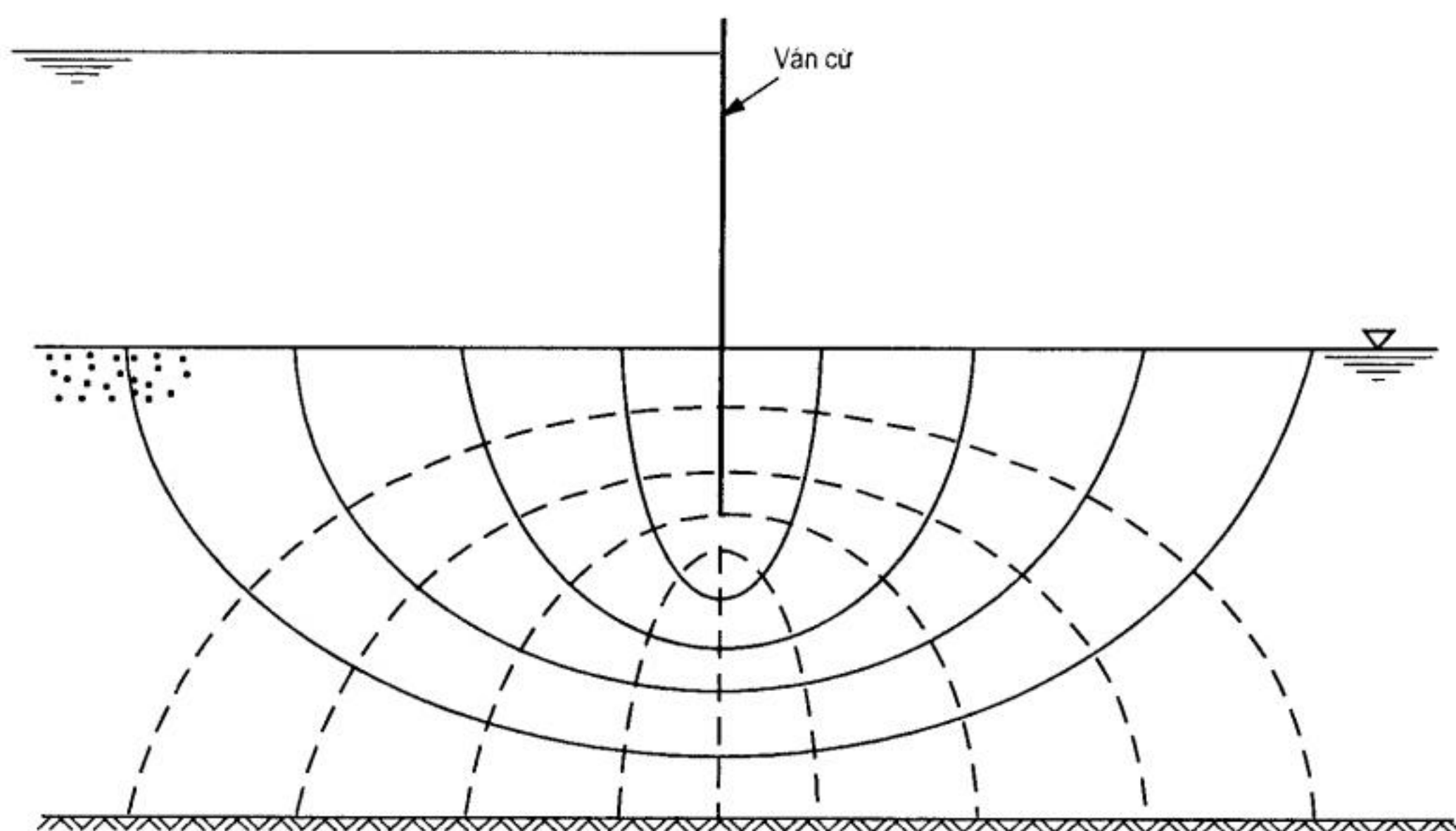
- Bước sau đó vẽ phác và thử dần các đường đẳng thế cho đúng với các yêu cầu của bài toán. Các đường này cũng là đường cong tròn và phải vuông góc với các đường dòng. Ngoài ra để đơn giản hoá việc đo vẽ lưới thấm, khoảng cách giữa các cặp đường đẳng thế liên kế phải có cùng độ giảm mực nước đo áp. Để thuận tiện, khoảng cách giữa các đường dòng liên kế nên vẽ sao cho lưu lượng dòng thấm qua mỗi lòng dẫn đều bằng nhau. Để thoả mãn cả hai yêu cầu vừa nêu có thể tạo các ô lưới (giới hạn bởi hai đường dòng và hai đường đẳng thế liên kế) có kích thước hai chiều xấp xỉ nhau, nghĩa là các khoảng cách a và b (hình 4.11c) bằng nhau. Để đánh giá các ô lưới được cấu tạo bởi các cạnh cong có thoả mãn yêu cầu không, cần vẽ một vòng tròn nội tiếp của ô lưới. Rõ ràng ô lưới P thoả mãn yêu cầu vì kích thước hai chiều xấp xỉ, còn ô lưới Q thì không thoả mãn.

Nhóm đường đẳng thế phác thảo đầu tiên cố gắng bảo đảm vuông góc với các đường dòng, còn việc chia các khoảng trống thành các ô thì có thể khác nhau về kích thước nhưng mỗi ô phải có các cạnh bằng nhau. Lần thử đầu tiên thường chưa thoả mãn nhưng nhờ sự nghiên cứu phác thảo này dẫn đến những gợi ý sửa lại hợp lý hơn các đường dòng và đường đẳng thế. Vì hình dạng và vị trí mỗi nhóm đường này phụ thuộc hình dạng và vị trí của nhóm đường kia nên thường phải hiệu chỉnh một số lần. Để kỹ năng vẽ lưới thấm thành thạo cần qua thực hành và nghiên cứu các lưới thấm được vẽ đúng với các điều kiện biên khác nhau.

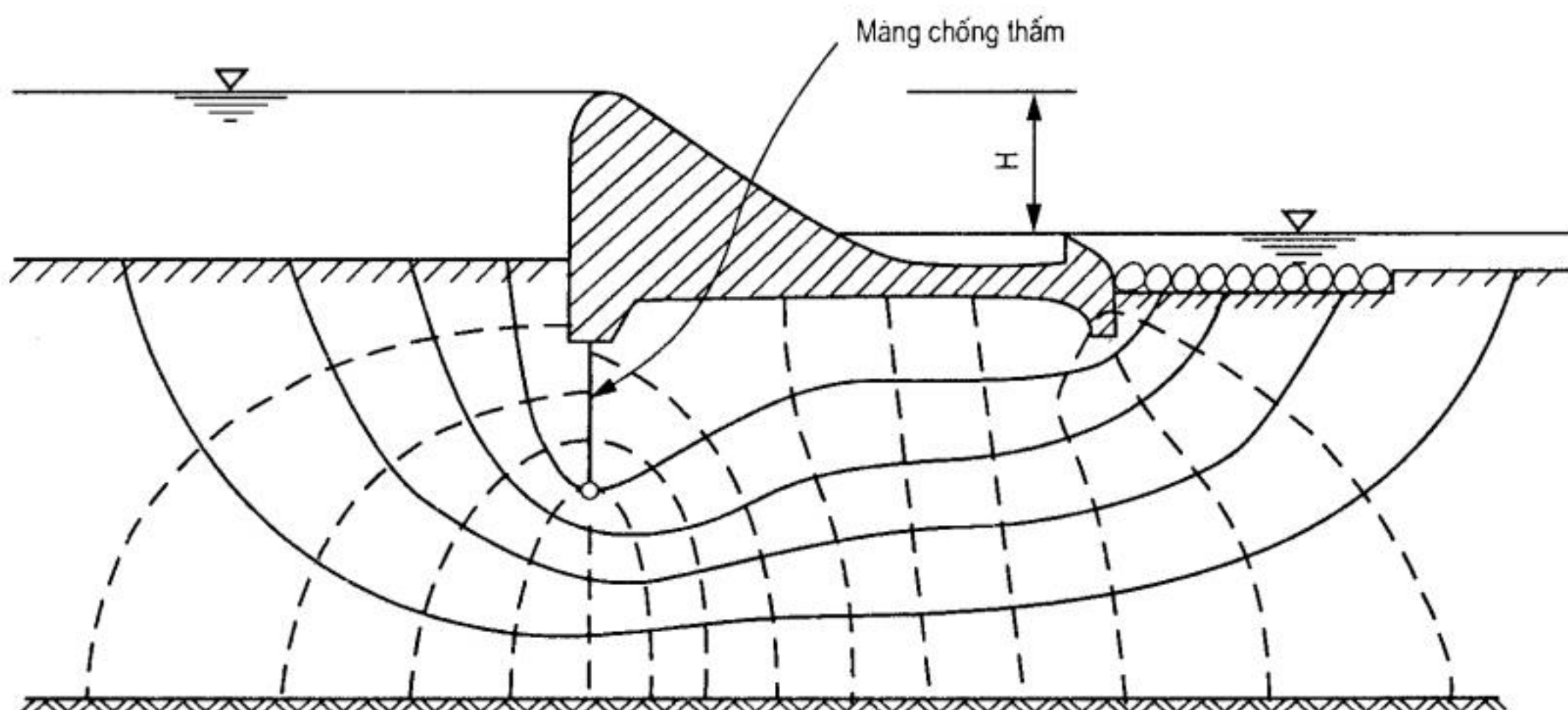
Một số lưới thấm đạt được của các bài toán nêu ở hình 4.11÷4.14.



Hình 4.12. Lưới thấm trong thân đập đất



Hình 4.13. Lưới thấm trong nền đất có đóng ván cừ



Hình 4.14. Lưới thấm trong nền đất dưới đập có màng chống thấm

Khi lưới thấm đã được hoàn thiện thoả mãn các điều kiện biên và tiêu chuẩn hình học thì lưới thấm đó sẽ cho những thông tin chính xác chẳng khác lời giải giải tích chặt chẽ. Thậm chí với những bài toán phức tạp khó giải bằng phương pháp giải tích thì bằng phương pháp vẽ lưới thấm lại khá dễ dàng.

III. Sử dụng lưới thấm để tính toán ổn định thấm của khối đất

Lưới thấm trong nền công trình, trong thân đập đất hoặc đáy hố móng công trình v.v... sau khi vẽ được đều có thể dựa vào nguyên lý thuỷ lực để tính độ dốc thuỷ lực, vận tốc thấm, lưu lượng thấm, lực thấm và áp lực nước lỗ rỗng tại mọi điểm trong đất.

Dưới đây là những ví dụ sử dụng lưới thấm để tính toán các đại lượng nói trên và tính toán ổn định thấm nói chung.

Bài tập mẫu 4.2

Cho lưới thấm ở hình 4.11, yêu cầu xác định:

1. Ứng suất trung hoà (áp lực nước lỗ rỗng) tại điểm C.
2. Lưu lượng nước chảy qua ô lưới gạch chéo cho 1m bề rộng của tường cừ và tổng lưu lượng nước chảy về hạ lưu.

Bài giải

1. Xác định ứng suất trung hoà tại điểm C

Theo đường dòng AB nước sẽ thấm từ biên thượng lưu về hạ lưu qua 8 ô được phân cách bởi 7 đường đẳng thế. Mỗi ô được biểu thị một độ giảm cột nước Δh . Nếu gọi N là số ô lưới thì $N = 8$, và do đó độ giảm cột nước Δh sau khi vượt qua một ô lưới sẽ là :

$$\Delta h = \frac{h}{N} = \frac{h}{8}$$

Khi nước thấm đến điểm C thì tổn thất cột nước sẽ là $6 \times \Delta h$ hoặc $6 \times h/8$. Vậy cột nước đo áp tại C chỉ còn $z + d\omega + \frac{2}{8}h$. Do đó ứng suất trung hoà tại C sẽ là :

$$u_c = \gamma_n(z + d\omega + \frac{2}{8}h)$$

2. Xác định lưu lượng nước chảy qua ô lưới gạch chéo

Theo định luật Darcy, lưu lượng nước thấm có thể tính theo công thức sau:

$$q = kiF$$

Trong đó:

F - diện tích nước thấm qua, $F = a \times 1$.

$i = \frac{\Delta h}{a}$, a - độ dài đường thấm qua một ô lưới.

$$\text{hoặc } i = \frac{h}{8} \cdot \frac{1}{a} = \frac{h}{8a}$$

$$\text{Vậy: } q = kiF = \frac{kh}{8}; \quad q = \frac{1}{8}kh$$

Với bài toán đã cho (hình 4.11) số lòng dẫn sẽ là 4. Nếu gọi M là số lòng dẫn ta có $M = 4$, và do đó tổng lưu lượng nước chảy về hạ lưu sẽ là :

$$Q = 4q = \frac{4}{8}kh$$

Một cách tổng quát :

$$q = \frac{1}{N} kh \quad \text{và} \quad Q = \frac{M}{N} kh$$

Trong đó: M - số lòng dẫn dọc theo đường đẳng thế.

N - số ô lưới dọc theo đường dòng.

Khảo sát lưới thấm ở hình 4.11 thấy rằng dòng thấm lộ ra tại các điểm như E hay B' theo hướng thẳng đứng đi lên. Ví dụ tại E độ dốc thủy lực sẽ là:

$$i = \frac{\Delta h}{DE}$$

Nếu giá trị này vượt quá độ dốc thủy lực giới hạn cho ở công thức (4.10) hay (4.11) thì đất ở phía hạ lưu (bên phải tường cừ) sẽ bị phá hoại, hiện tượng chảy đất sẽ xảy ra.

Bài tập mẫu 4.3

Hình 4.15 là lưới thấm trong thân đập đất.

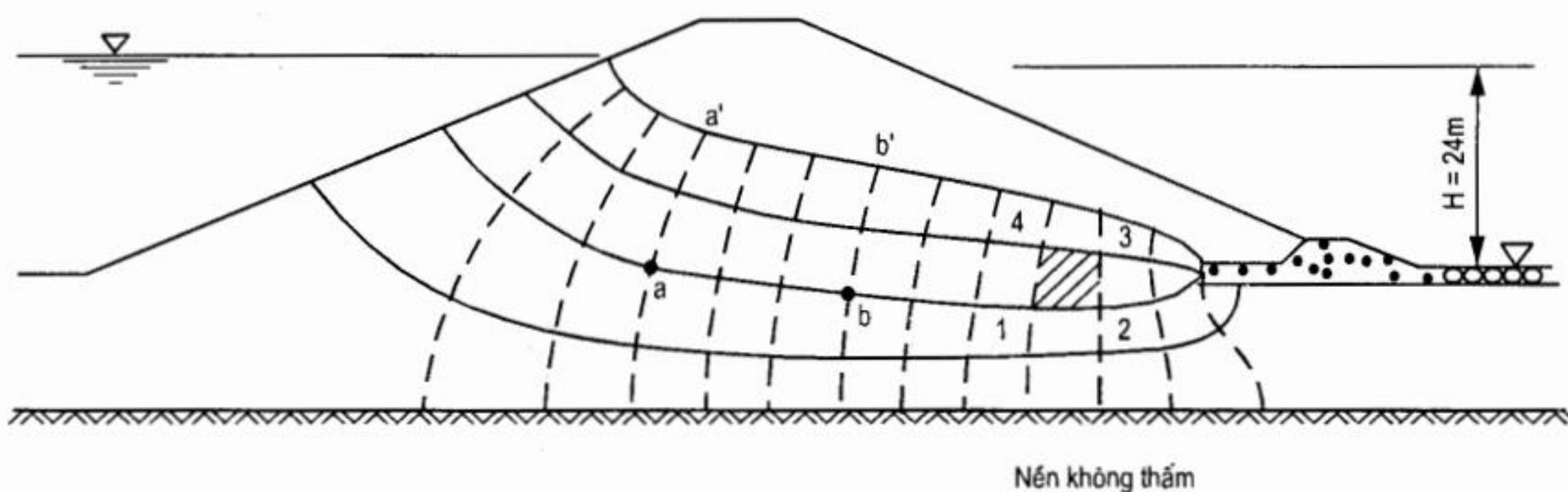
Yêu cầu tính toán:

1. Giá trị áp lực nước lỗ rỗng tại điểm a và b.
2. Lực thấm trung bình tại ô lưới 1, 2, 3, 4.

Cho biết :

Cột nước áp lực thực đo tại a và b là $h_a = 13,33\text{m}$ (là khoảng cách thẳng đứng giữa hai điểm a và a') $h_b = 10,76\text{m}$ (là khoảng cách thẳng đứng giữa hai điểm b và b').

Độ dài đường thấm trung bình thực đo của ô lưới 1, 2, 3, 4 là $\Delta L = 9,33\text{m}$.



Hình 4.15. Lưới thấm trong thân đập đất

Bài giải

1. Tính giá trị áp lực nước lỗ rỗng tại a và b

Tại a: $u_a = \gamma_n h_a = 9,81 \cdot 13,33 = 130,7 \text{ kN/m}^2$
 $u_a = 130,7 \text{ kN/m}^2.$

Tại b $u_b = \gamma_n h_b = 9,81 \cdot 10,76 = 105,6 \text{ kN/m}^2$

$$u_b = 105,6 \text{ kN/m}^2$$

2. Tính lực thấm trung bình tại các ô lưới 1, 2, 3, 4

$$j = i \gamma_n = \frac{\Delta h}{\Delta L} \gamma_n \quad (a)$$

Trong đó Δh - chênh lệch cột nước của hai ô lưới lân cận.

Từ hình 4.15 thấy rằng số ô lưới theo đường dòng $N = 12$. Độ chênh mực nước thượng hạ lưu là $H = 24\text{m}$.

Vậy chênh lệch cột nước áp lực của 2 ô lưới lân cận sẽ là:

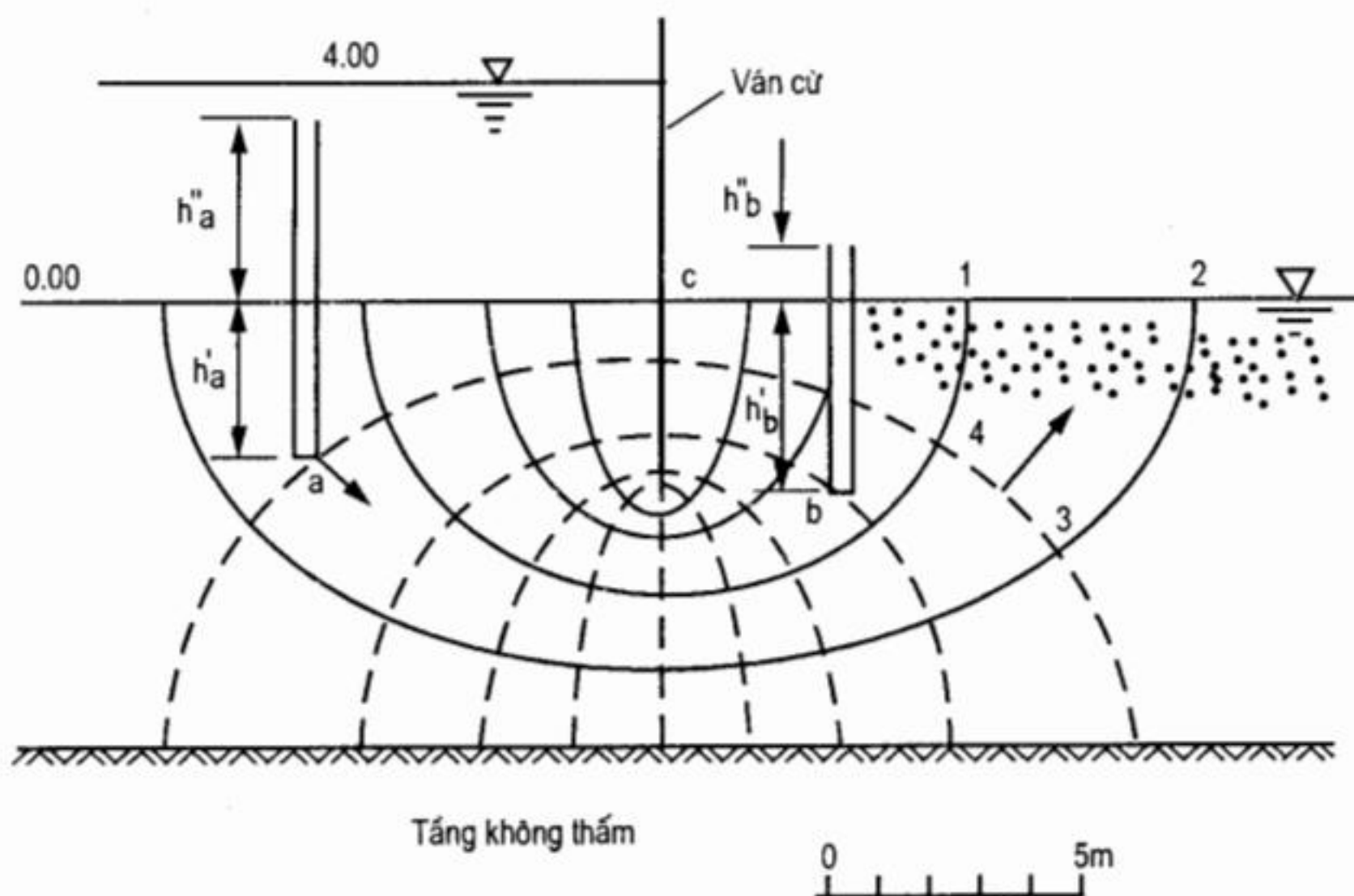
$$\Delta h = \frac{H}{N} = \frac{24}{12} = 2\text{m}.$$

Thay các đại lượng vào công thức (a) sẽ nhận được:

$$j = \frac{2}{9,33} \cdot 9,81 = 2,10 \text{ kN/m}^3, \quad j = 2,10 \text{ kN/m}^3$$

Bài tập mẫu 4.4

Hình 4.16 là lưới thấm trong nền công trình có đóng ván cừ.



Hình 4.16

Yêu cầu xác định:

1. Cột nước trong ống đo áp tại điểm a.
2. Lực thấm trung bình tại ô lưới 1, 2, 3, 4.
3. Hệ số an toàn chảy đất tại điểm 1 và 2.

Cho biết:

1. Trọng lượng riêng bão hoà của đất nền $\gamma_{bh} = 20 \text{ kN/m}^3$.
2. Giá trị thực đo $h'_a = 3,00\text{m}$.
3. Độ dài đường thấm trung bình thực đo của ô lưới 1, 2, 3, 4: $\Delta L = 4\text{m}$.

Bài giải

1. Xác định cột nước đo áp tại điểm a

$$h_a = h'_a + h''_a \quad (a)$$

Trong đó:

$$h'_a = 3,00\text{m}.$$

$$h''_a = H - \Delta h \text{ với } H = 4,0\text{m}$$

$$\Delta h = \frac{H}{N} = \frac{4}{10} = 0,4\text{m}.$$

Thay các giá trị vào công thức (a) sẽ nhận được:

$$h_a = 3,0 + (4 - 0,4) = 6,6\text{m} ; h_a = 6,6\text{m}.$$

2. Tính lực thấm trung bình của ô lưới 1,2,3,4

$$j = i\gamma_n = \frac{\Delta h}{\Delta L} \gamma_n = \frac{0,4}{4} 9,81 = 0,981 \text{ kN/m}^3. \quad j = 0,981 \text{ kN/m}^3.$$

3. Xác định hệ số an toàn chảy đất tại điểm 1 và 2:

$$i_{gh} = \frac{\gamma_{bh} - \gamma_n}{\gamma_n} = \frac{20 - 9,81}{9,81} = 1,04$$

Trong lúc đó giá trị độ dốc thuỷ lực thực tế $i = \frac{\Delta h}{\Delta L} = \frac{0,4}{4} = 0,1$

Vậy hệ số an toàn chảy đất F sẽ là :

$$F = \frac{i_{gh}}{i} = \frac{1,04}{0,1} = 10,4 ; F = 10,4$$

Chương 5

XÁC ĐỊNH ĐỘ LÚN CỦA NỀN CÔNG TRÌNH

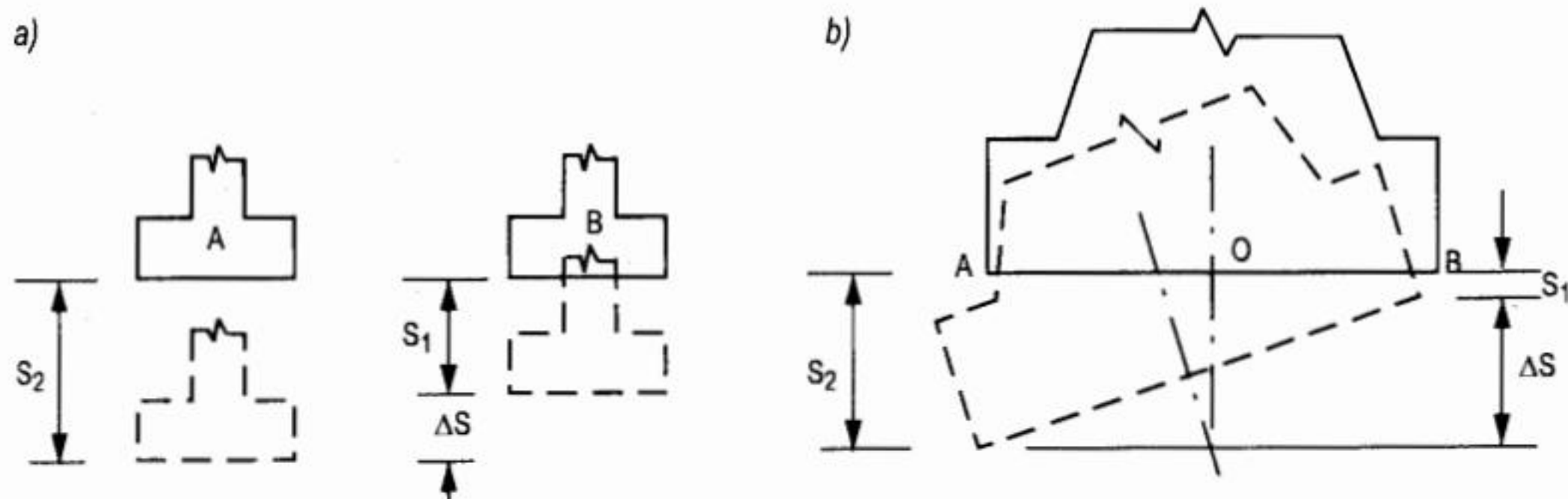
§5.1. MỞ ĐẦU

Như đã biết đất là môi trường rời rạc phân tán và có tính rỗng cao, do đó khi chịu ứng suất nén lún (do tải trọng công trình và trọng lượng bản thân đất gây ra) đất nền sẽ bị ép co và biến dạng làm cho mặt nền bị hạ thấp kéo theo sự hạ thấp đáy móng công trình so với vị trí ban đầu. Hiện tượng đó quen gọi là hiện tượng lún của nền công trình. Về định lượng, độ lún của nền chính là độ ép co và biến dạng thẳng đứng của khối đất nền do ứng suất nén lún gây ra.

Trong thực tế hiện tượng lún của nền không xảy ra tức thời, trái lại xảy ra trong một thời gian sau đó mới kết thúc. Độ lún của nền lúc quá trình lún kết thúc gọi là *độ lún ổn định* hay độ lún hoàn toàn, còn độ lún ở một thời điểm nào đó trong quá trình nền đất đang lún gọi là độ lún chưa ổn định hay *độ lún theo thời gian*.

Nguyên nhân nền đất lún kéo dài khi chịu nén là do các hiện tượng vật lí gây nên lún xảy ra chậm rãi và kéo dài. Ví dụ hiện tượng phá vỡ liên kết của đất, quá trình dịch chuyển các hạt và thu hẹp lỗ rỗng, quá trình cố kết thấm và cố kết từ biến của đất v.v..., tất cả đều diễn ra trong một thời gian chứ không phải xảy ra tức thời.

Hiện tượng lún xảy ra nhanh hay chậm, quá trình lún kết thúc sớm hay muộn tùy thuộc tính chất đất nền và tải trọng công trình. Với nền đất dính, hiện tượng lún xảy ra chậm và kéo dài. Nói chung khi thi công xong công trình, độ lún của nền đất dính chỉ đạt 50÷60% độ lún ổn định, sau đó lún còn kéo dài. Với nền đất rời hiện tượng lún xảy ra nhanh hơn và kết thúc sớm, thường kết thúc khi công trình vừa thi công xong. Do vậy xác định độ lún theo thời gian đối với nền đất rời không có ý nghĩa thực tiễn đáng kể.



Hình 5.1.

Tải trọng công trình phân bố không đều, cấu tạo đất nền không đồng chất sẽ gây hiện tượng lún không đều. Chênh lệch lún của nền được xác định bằng hiệu số của hai độ lún tại hai điểm khác nhau ở mặt nền và đáy móng. Hình 5.1 là độ lún và chênh lệch lún của nền công trình. Hình 5.1a là chênh lệch lún giữa hai móng đơn của một công trình, còn hình 5.1b là chênh lệch lún giữa hai điểm mép móng công trình. Chênh lệch lún càng lớn càng bất lợi đối với sự làm việc bình thường của công trình. Nếu chênh lệch lún quá lớn, vượt quá phạm vi cho phép, công trình sẽ bị nghiêng lệch dẫn đến hư hỏng công trình. Chính vì vậy trong nhiều trường hợp tuy tải trọng ngoài không lớn lắm, chưa đạt đến giá trị tải trọng giới hạn (p_{gh}) gây trượt nền nhưng công trình đã bị nghiêng đổ hư hỏng do lún và chênh lệch lún của nền quá lớn.

Xác định độ lún ổn định, độ lún theo thời gian và chênh lệch lún lớn nhất của nền công trình là nội dung chủ yếu của chương này.

Xác định độ lún của nền là một hạng mục quan trọng trong đồ án thiết kế công trình. Mục đích xác định độ lún ổn định của nền là để xác định cao trình đặt móng hợp lý nhằm đảm bảo sau khi nền lún ổn định các cao trình chủ yếu của công trình vẫn ở cao trình thiết kế, ví dụ cao trình ngưỡng cống tưới tiêu, cao trình đỉnh đê chống lũ, cao trình đỉnh trụ cầu, cao trình đỉnh đập dâng v.v... Ngoài việc xác định độ lún ổn định còn phải xác định độ lún theo thời gian để tìm hiểu quá trình lún của nền, đặc biệt đối với nền đất dính, để từ đó dự đoán trước quá trình diễn biến sự làm việc của công trình, và khi cần, dự kiến trước biện pháp xử lý lún thích đáng.

Dưới đây sẽ lần lượt trình bày các phương pháp tính độ lún ổn định và độ lún theo thời gian.

§5.2. XÁC ĐỊNH ĐỘ LÚN ỔN ĐỊNH CỦA NỀN

Hiện nay thường dùng hai phương pháp sau đây để xác định độ lún ổn định của nền: Phương pháp tổng cộng độ lún từng lớp và phương pháp lý thuyết đàn hồi. Cả hai phương pháp đều dựa trên giả thiết đất nền là vật thể bán không gian biến dạng tuyến tính. Điều này được xem là thoả mãn và cho phép áp dụng định luật ép co, định luật Hooke và lý thuyết đàn hồi để tính toán độ lún ổn định của nền nếu không chế tải trọng công trình nhỏ hơn hoặc bằng tải trọng giới hạn tuyến tính p_0 ($p \leq p_0$).

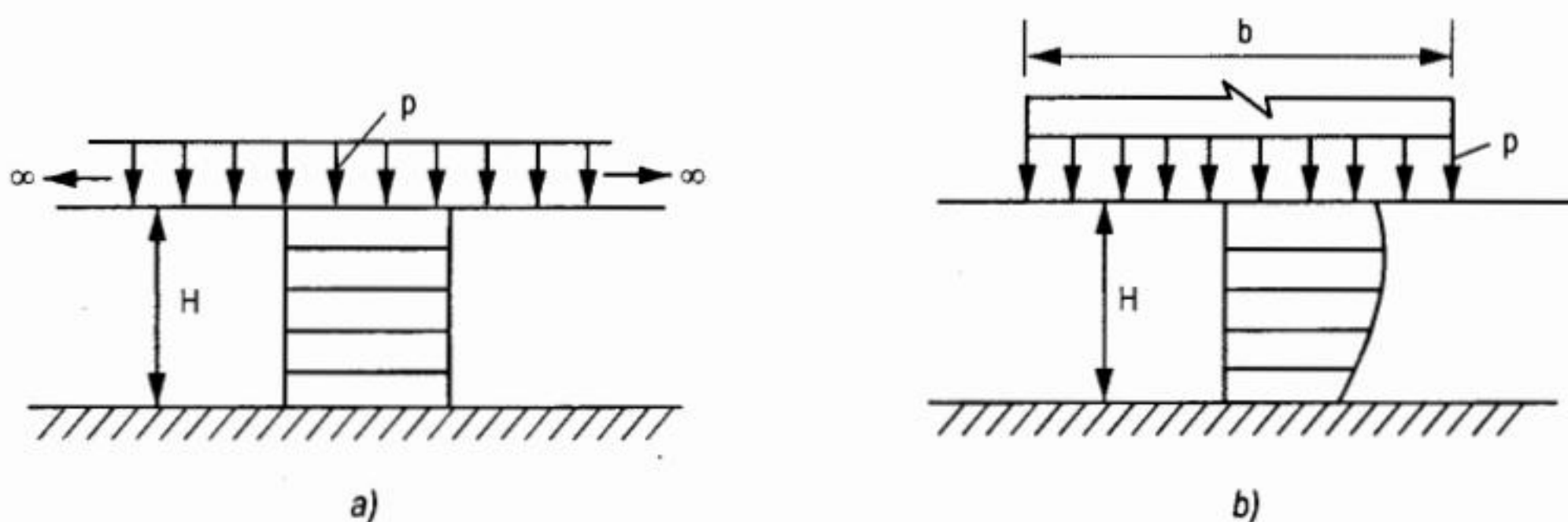
I. Xác định độ lún ổn định theo phương pháp tổng cộng lún từng lớp

1. Phương pháp tổng cộng lún từng lớp với giả thiết đất nền chịu nén không nở hông

Các nền đất chịu nén không nở hông có thể gặp khi mặt nền chịu tải trọng phân bố đều rải ra vô hạn (hình 5.2a). Trong trường hợp này ứng suất tăng thêm σ_z sẽ phân bố đều dọc theo chiều sâu, đất nền chỉ chuyển vị thẳng đứng chứ không chuyển vị ngang, tức đất nền chịu nén không nở hông. Trong thực tế nếu bề rộng b của đáy móng công trình có kích

thước lớn và đất nền đồng chất có chiều dày H tương đối mỏng ($\frac{H}{b} < 0,5$) thì ứng suất cũng gần như phân bố đều theo chiều sâu và do đó đất nền cũng sẽ chịu nén không nở hông như trên (hình 5.2b). Như vậy trong cả hai trường hợp đều có thể trực tiếp dùng công thức (2.10) để tính độ lún ổn định của nền trong điều kiện nén không nở hông:

$$S = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} H \quad (5.1)$$



Hình 5.2

Nếu chú ý đến định luật ép co không nở hông (công thức 2.12) thì công thức (5.1) trở thành:

$$S = \frac{a}{1 + \varepsilon_1} \sigma_z H \quad (5.2)$$

Hoặc

$$S = a_0 \sigma_z H \quad (5.3)$$

Trong đó:

$$\sigma_z = \Delta p = p_2 - p_1$$

$$a_0 = \frac{a}{1 + \varepsilon_1} - \text{hệ số ép co thể tích.}$$

Nếu chú ý quan hệ giữa mô đun biến dạng E_0 và hệ số ép co a (công thức (2.20)) thì công thức (5.2) cũng có thể viết dưới dạng:

$$S = \beta \frac{\sigma_z H}{E_0} \quad (5.4)$$

Cần lưu ý rằng giá trị các chỉ tiêu cơ lý ε , a , E_0 , β , σ_z trong các công thức trên đều là giá trị trung bình của lớp đất nền có chiều dày H .

Bài tập mẫu 5.1

Một móng băng bề rộng $b = 1\text{m}$ đặt trên nền á cát với áp suất gây lún $p_{tl} = 223 \text{ kN/m}^2$. Đất á cát có các chỉ tiêu: $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$, $\varepsilon_0 = 0,54$, $a = 3 \cdot 10^{-4} \text{ kN/m}^2$. Dưới lớp á cát là tầng cứng không lún (hình 5.3). Yêu cầu xác định độ lún tại điểm giữa móng O.

Bài giải

Trong trường hợp này lún chỉ xảy ra đối với lớp á cát. Kết quả tính toán nhận được biểu đồ phân bố ứng suất tăng thêm trên đường thẳng đứng đi qua điểm giữa móng O như hình 5.3. Từ biểu đồ có thể lấy gần đúng giá trị ứng suất tăng thêm trung bình:

$$\sigma_z = \frac{223 + 69}{2} = 146 \text{ kN/m}^2$$

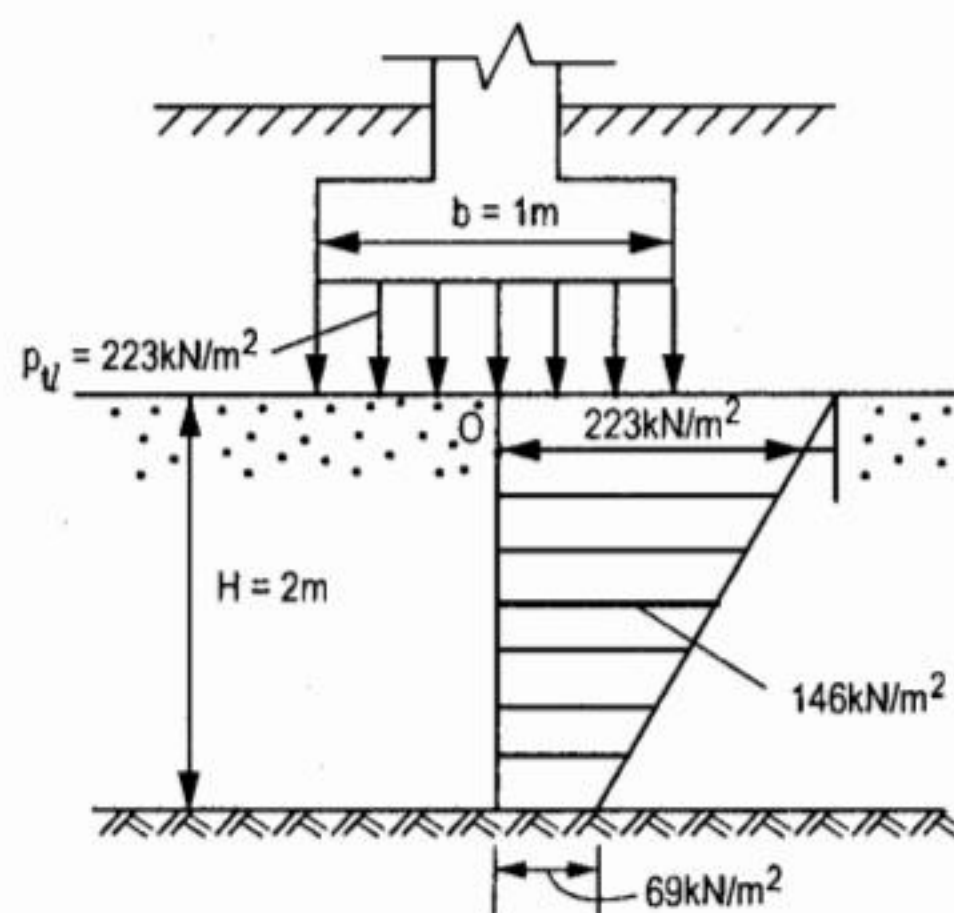
Độ lún tại O tính theo công thức:

$$S_0 = \frac{a}{1 + \varepsilon_0} \sigma_z H = \frac{3 \cdot 10^{-4}}{1 + 0,54} \cdot 146 \cdot 2 = 5,7 \text{ cm}$$

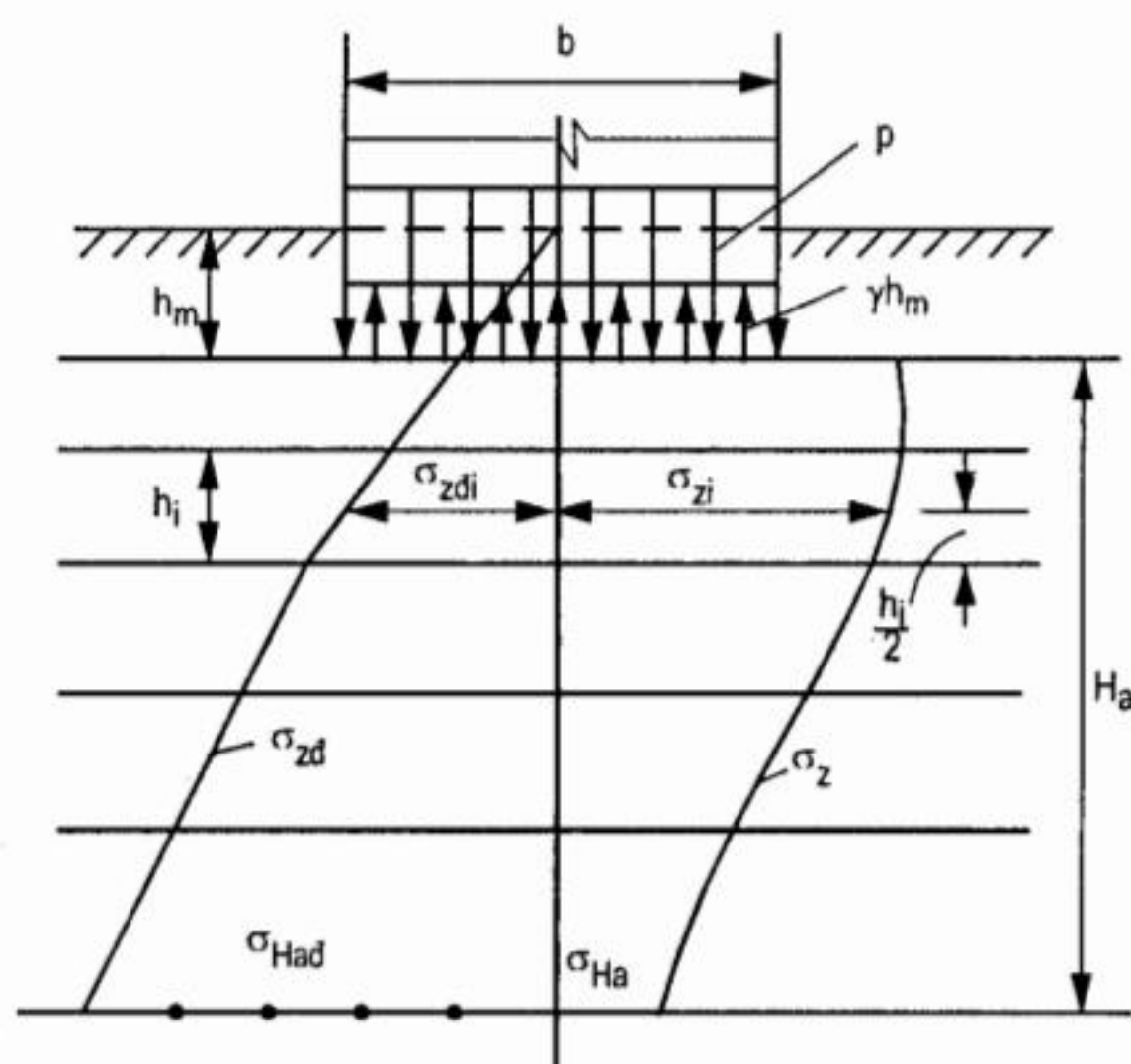
Nếu chiều dày H tương đối lớn, do số mẫu đất lấy không nhiều, tính đại biểu của mẫu đất không đảm bảo thì giá trị trung bình của các chỉ tiêu tìm được sẽ có sai số rất lớn. Ngoài ra khi chiều dày H quá lớn thì dạng phân bố ứng suất tăng thêm σ_z biến đổi nhiều và có dạng đường cong, do đó không thể lấy giá trị σ_z trung bình cho cả chiều dày H được, mà nếu tích phân diện tích biểu đồ phân bố để tìm giá trị σ_z thì quá phức tạp. Do đó để thuận tiện và đảm bảo chính xác cần chia nền thành nhiều lớp mỏng để tính toán độ lún của từng lớp rồi cộng lại (hình 5.4). Phương pháp như vậy gọi là *phương pháp tổng cộng lún từng lớp*. Vì trong phạm vi chiều dày mỗi lớp chia khá mỏng đất nền là đồng chất và dạng phân bố ứng suất tăng thêm σ_z gần như đường thẳng, do đó được phép lấy giá trị trung bình của ε , μ_0 , a , E_0 , σ_z cho mỗi lớp để tính toán. Độ lún của từng lớp được tính theo công thức:

$$S_i = \frac{\varepsilon_{li} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{li}} h_i = \beta_i \frac{\sigma_{zi}}{E_{0i}} h_i \quad (5.5)$$

Độ lún tổng cộng của cả nền sẽ là:



Hình 5.3



Hình 5.4

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}} h_i = \sum_{i=1}^n \beta_i \frac{\sigma_{zi}}{E_{0i}} h_i \quad (5.6)$$

Trong đó:

S_i - độ lún ổn định của lớp đất thứ i , $i = 1, 2, 3, \dots, n$

h_i - độ dày của lớp đất thứ i .

E_{0i} - mô đun biến dạng của lớp đất thứ i .

β_i - hệ số (phụ thuộc hệ số nở hông μ_0) của lớp đất thứ i .

$\varepsilon_{1i}, \varepsilon_{2i}$ - hệ số rỗng trung bình của lớp đất thứ i trước và sau khi nén lún.

Phương pháp tổng cộng lún từng lớp rất thích hợp với điều kiện địa chất đất nền và các dạng tải trọng bất kỳ đồng thời dễ dàng xét tới sự thay đổi tính chất cơ lý của các tầng đất nền.

Các bước tính độ lún ổn định của nền theo phương pháp tổng cộng lún từng lớp tiến hành như sau:

1. Xác định tải trọng công trình, tính và vẽ biểu đồ phân bố áp suất đáy móng.
2. Tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất bản thân thẳng đứng σ_{zd} dọc theo đường thẳng đứng đi qua điểm tính lún (vẽ từ mặt đất thiên nhiên).
3. Xác định áp suất gây lún p_{ul} .

Do phải đào hố móng để xây dựng công trình nên một lớp đất có chiều dày h_m đã bị đào bỏ đi (hình 5.4) khiến trạng thái ứng suất bản thân ban đầu của nền thay đổi. Sau khi xây dựng công trình dĩ nhiên một phần áp suất đáy móng sẽ bù lại trọng lượng phần đất đã đào bỏ đi (γh_m) để phục hồi trạng thái ứng suất bản thân ban đầu. Như vậy chỉ có phần áp suất đáy móng còn lại mới gây lún. Áp suất gây lún xác định gần đúng theo biểu thức sau:

$$p_{ul} = p - \gamma h_m \quad (5.7)$$

Trong đó:

p_{ul} - áp suất gây lún.

p - áp suất đáy móng.

h_m - độ sâu chôn móng.

γ - trọng lượng riêng của đất nền.

4. Tính và vẽ biểu đồ ứng suất tăng thêm thẳng đứng σ_z dọc theo đường thẳng đứng đi qua điểm tính lún (vẽ từ mặt đáy móng).

5. Xác định chiều dày chịu nén của nền H_a .

Cần dựa vào biểu đồ ứng suất tăng thêm σ_z và ứng suất bản thân σ_{zd} để xác định H_a . Từ biểu đồ σ_z thấy rằng ứng suất tăng thêm giảm dần theo chiều sâu. Ở một độ sâu đủ lớn

nào đó ứng suất tăng thêm sẽ rất bé và tác dụng gây lún của nó không đáng kể. Vậy có thể coi độ sâu đó là chiều dày chịu nén của nền. Trong thực tế xây dựng thường xác định gần đúng chiều dày đó theo nguyên tắc dưới đây:

$$\sigma_{Ha} = 0,2\sigma_{Had} \quad (5.8)$$

Trong đó:

σ_{Ha} , σ_{Had} - lần lượt là ứng suất tăng thêm và ứng suất bản thân tại độ sâu H_a .

H_a - chiều dày chịu nén của đất nền.

6. Chia lớp tính toán.

Cần chia chiều dày chịu nén H_a thành nhiều lớp mỏng, mỗi lớp có chiều dày h_i . Khi phân chia cần tuân thủ các nguyên tắc sau:

- Mặt phân lớp h_i phải trùng với các mặt ranh giới sau đây: mặt phân tầng của các lớp đất tự nhiên, mặt nước ngầm, mặt nước mao dẫn, mặt đáy móng và mặt giới hạn dưới của chiều dày chịu nén H_a .

- Các lớp gần đáy móng có chiều dày h_i bé hơn các lớp xa đáy móng để đảm bảo trong phạm vi mỗi lớp ứng suất σ_z đều phân bố đường thẳng.

- Chiều dày của mỗi lớp $h_i \leq 0,4b$, b là bề rộng đáy móng.

7. Tính độ lún S_i :

$$S_i = \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}} h_i$$

Trong đó:

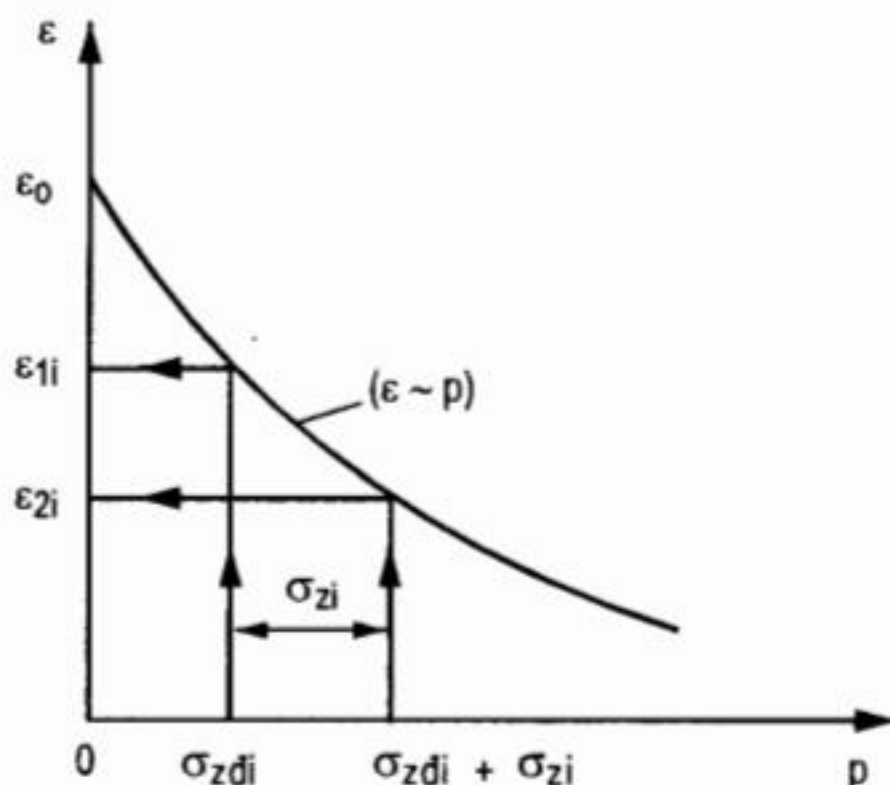
h_i - độ dày của lớp thứ i , được xác định khi chia lớp tính toán.

ε_{1i} , ε_{2i} - hệ số rỗng trung bình của lớp đất thứ i trước và sau khi nén lún được xác định như sau:

Trước hết dựa vào biểu đồ phân bố ứng suất bản thân σ_{zd} và ứng suất tăng thêm σ_z (hình 5.4) để xác định giá trị trung bình σ_{zdi} và σ_{zi} (lấy giá trị ở giữa lớp làm giá trị trung bình). Giá trị ε_{1i} và ε_{2i} được xác định trên đường cong ép co không nở hông (do thí nghiệm cung cấp) nhờ giá trị σ_{zdi} và $\sigma_{zdi} + \sigma_{zi}$ (hình 5.5).

8. Tính độ lún tổng cộng:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}} h_i$$



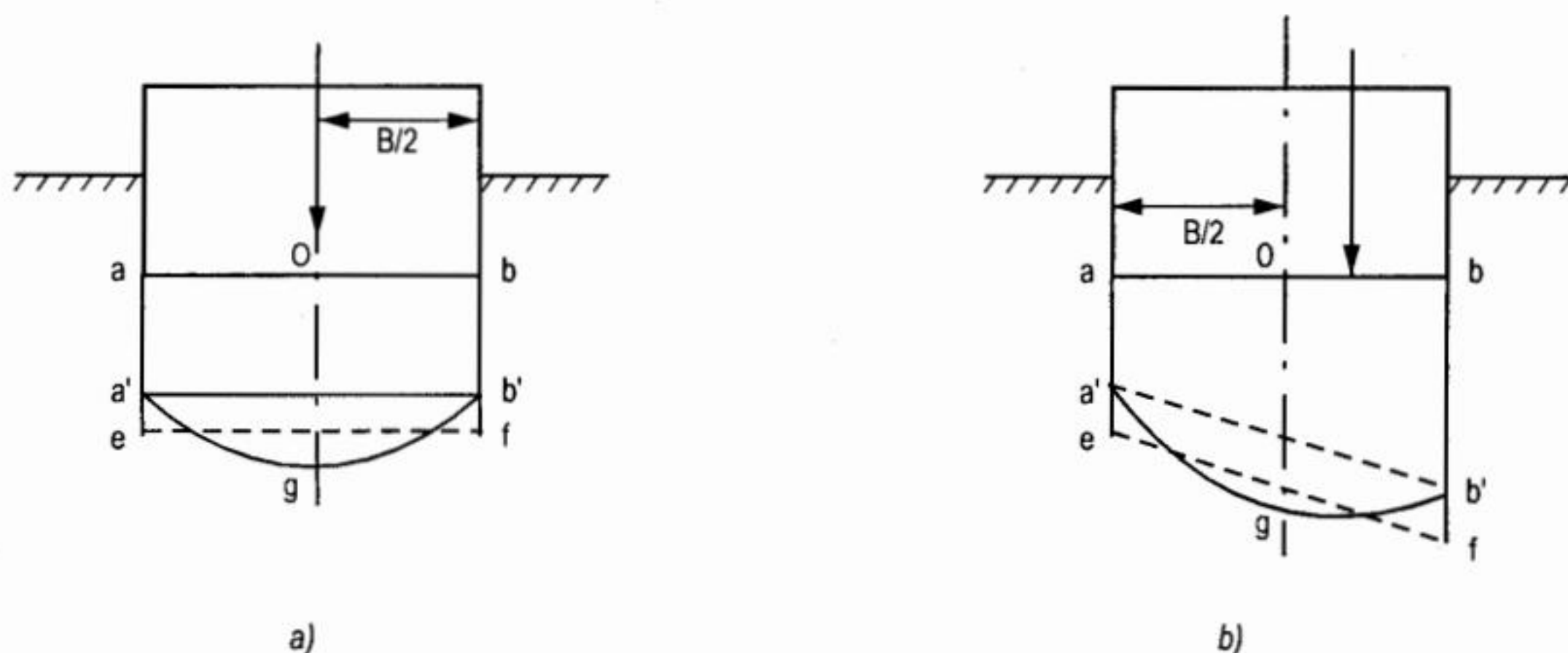
Hình 5.5

Bằng cách tương tự có thể tính độ lún ổn định cho một số điểm tại mặt đáy móng. Tính cho điểm nào thì cần vẽ biểu đồ ứng suất σ_{zd} và σ_z dọc theo đường thẳng đứng đi qua điểm đó.

Kết quả tính lún cho thấy vị trí và hình dạng đáy móng ab sau khi lún sẽ là $a'gb'$ (hình 5.6). Sở dĩ như vậy là do phương pháp tổng cộng lún từng lớp không xét đến độ cứng của móng, coi móng là tuyệt đối mềm. Hình 5.6a là trường hợp lún đều (do tải trọng trung tâm), hình 5.6b là trường hợp lún không đều (do tải trọng lệch tâm).

Trong thực tế móng công trình thường có độ cứng nhất định do đó sau khi lún đáy móng vẫn là mặt phẳng hoặc gần như phẳng và được xác định gần đúng như sau:

Kẻ đường thẳng $ef \parallel a'b'$ sao cho diện tích $a'b'fe$ bằng diện tích $a'gb'$. Mặt phẳng ef là vị trí thực tế của đáy móng sau khi lún.



Hình 5.6

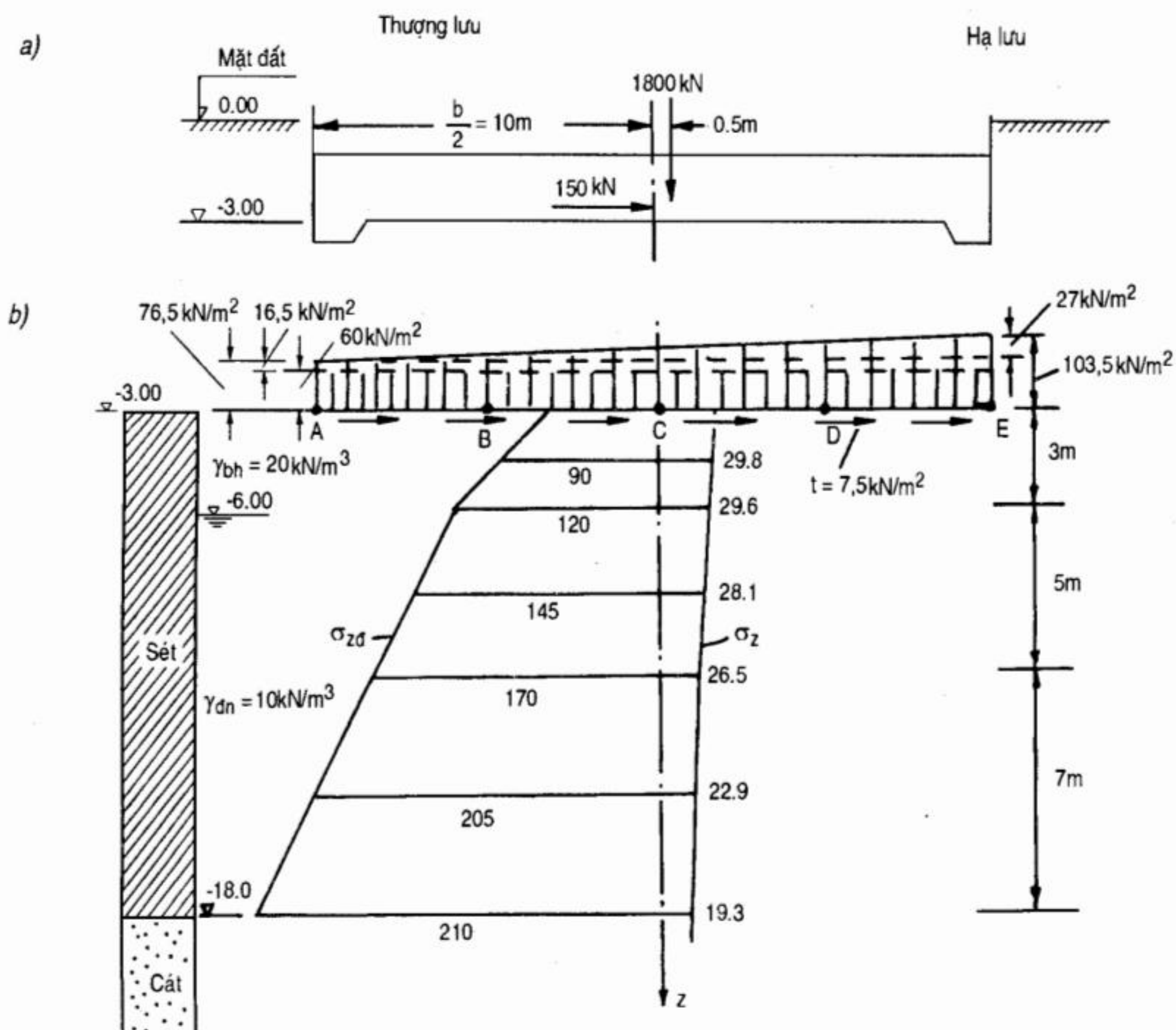
Bài tập mẫu 5.2

Một móng băng bề rộng $b = 20 \text{ m}$ đặt ở độ sâu cách mặt đất $h_m = 3 \text{ m}$ chịu tải trọng thẳng đứng tập trung $P = 1800 \text{ kN}$ với độ lệch tâm $e = 0,5 \text{ m}$, tải trọng ngang tập trung $T = 150 \text{ kN}$ (hình 5.7a).

Mặt cắt địa chất nền (hình 5.7b) gồm hai lớp đất: lớp trên là sét bão hoà dày 15 m , có trọng lượng riêng $\gamma_{bh} = 20 \text{ kN/m}^3$, lớp dưới là cát dày vô hạn. Mức nước ngầm cách đáy móng 3 m . Tại các độ sâu khác nhau của tầng sét lấy 3 mẫu đất làm thí nghiệm ép co không nở hông nhận được kết quả như hình 5.8.

Yêu cầu:

1. Xác định hình dạng mặt đáy móng sau khi lún.
2. Xác định vị trí đáy móng thực tế sau khi lún.



Hình 5.7

Bài giải

Cần tính lún cho các điểm ABCDE tại mặt đáy móng. Dưới đây trình bày các bước tính toán độ lún tại điểm C, điểm giữa móng.

1. Xác định áp suất đáy móng

- Áp suất đáy móng thẳng đứng

$$p_{\max} = \frac{p}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{1800}{20} \left(1 + \frac{6 \times 0,5}{20} \right) = 103,5 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\min} = \frac{p}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) = \frac{1800}{20} \left(1 - \frac{6 \times 0,5}{20} \right) = 76,5 \text{ kN/m}^2$$

- Áp suất đáy móng nằm ngang

$$t = \frac{T}{b} = \frac{150}{20} = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

2. Xác định áp suất gây lún

$$p_{tl} = p_{\max} - \gamma h_{m\min}$$

Kết quả tính toán nhận được biểu đồ áp suất gây lún như hình 5.7b, gồm có:

- Biểu đồ áp suất thẳng đứng phân bố đều $p = 16,5 \text{ kN/m}^2$.
- Biểu đồ áp suất thẳng đứng phân bố tam giác $p_T = 27 \text{ kN/m}^2$.
- Biểu đồ áp suất đáy móng nằm ngang phân bố đều $t = 7,5 \text{ kN/m}^2$.

3. Tính và vẽ biểu đồ ứng suất bản thân $\sigma_{zđ}$ dọc theo đường thẳng đứng đi qua C.

Tính $\sigma_{zđ}$ từ mặt đất thiên nhiên. Trên mực nước ngầm đất có trọng lượng riêng $\gamma_{bh} = 20 \text{ kN/m}^3$, dưới mực nước ngầm có trọng lượng riêng $\gamma_{đn} = 10 \text{ kN/m}^3$. Kết quả tính toán nhận được biểu đồ $\sigma_{zđ}$ gây khúc như ở hình 5.7b.

4. Tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất tăng thêm σ_z dọc theo đường thẳng đứng đi qua C.

Tính σ_z từ mặt đáy móng. Vì tính cho điểm giữa C nên biểu đồ áp suất gây lún trở nên đơn giản, chỉ là biểu đồ áp suất thẳng đứng phân bố đều với $p_{tb} = 30 \text{ kN/m}^2$.

Kết quả tính toán σ_z ghi ở bảng dưới đây:

z (m)	$\frac{z}{b/2} = \frac{z}{10}$	k_1	$\sigma_z = 2k_1p_{tb} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
0	0,0	0,5000	30,0
2	0,2	0,4984	29,9
4	0,4	0,4886	29,3
8	0,8	0,4405	26,4
12	1,2	0,3777	22,7
16	1,6	0,3209	19,3

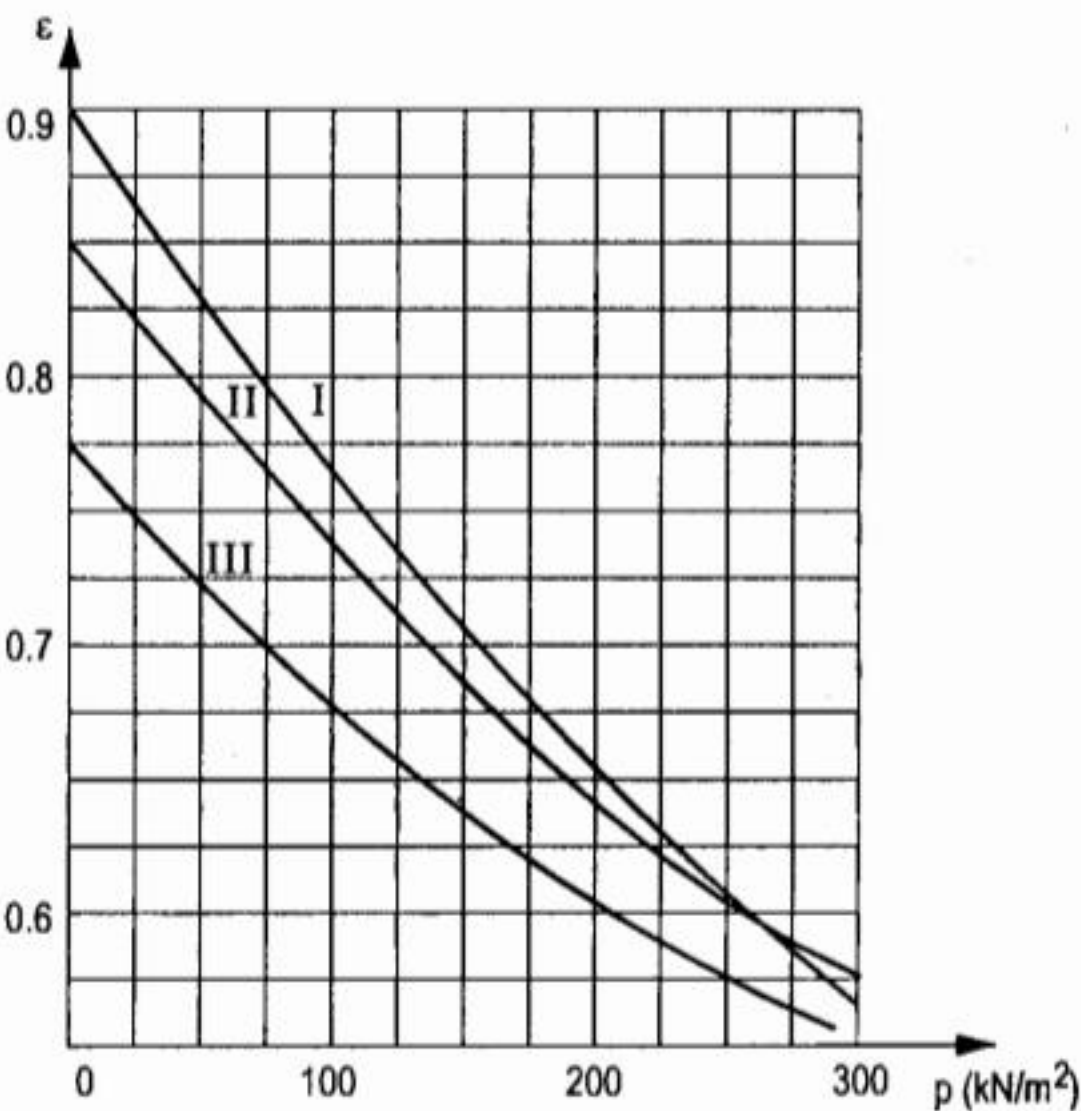
Chú ý: k_1 tra bảng 3.8

5. Xác định chiều dày chịu nén H_a

Theo công thức (5.8) thì chiều dày chịu nén $H_a \approx 5,5\text{m}$. Tuy nhiên do tầng sét trầm tích dày 15m có tính ép co khá cao cho nên cần xem cả chiều dày đó là chiều dày chịu nén, tức $H_a = 15\text{m}$. Còn tầng cát thì độ lún nhỏ không đáng kể, có thể bỏ qua.

6.Chia lớp tính toán

Căn cứ biểu đồ ứng suất σ_z và $\sigma_{zđ}$ (hình 5.7b) và kết quả thí nghiệm ép co của đất sét ở các độ sâu khác nhau (hình 5.8) có thể chia chiều dày chịu nén H_a thành 3 lớp tính toán như sau:



Hình 5.8

$$h_1 = 3\text{m} \text{ , } h_2 = 5\text{m} \text{ và } h_3 = 7\text{m}.$$

7. Tính toán độ lún S_i và tổng độ lún S

1- Trước hết cần xác định giá trị ứng suất bản thân trung bình $\sigma_{zđi}$ và ứng suất tăng thêm trung bình σ_{zi} của mỗi lớp. Lấy giá trị ở giữa lớp làm giá trị trung bình (hình 5.7b) và ghi vào bảng dưới.

2- Sau đó coi ứng suất bản thân trung bình $\sigma_{zđi}$ là ứng suất ban đầu (khi đất chưa bị nén lún) và ứng suất $\sigma_{zđi} + \sigma_{zi}$ là ứng suất gây lún để xác định hệ số rỗng tương ứng ε_{1i} và ε_{2i} của đất trước và sau khi nén lún. Hệ số rỗng ε_{1i} và ε_{2i} được xác định trên đường cong ép co $\varepsilon \sim p$ (hình 5.8) và ghi vào bảng dưới đây:

Thứ tự lớp	Chiều dày $h_i(\text{cm})$	Ứng suất bản thân trung bình $\sigma_{zđi} (\text{kN/m}^2)$	USTT trung bình $\sigma_{zi} (\text{kN/m}^2)$	Ứng suất gây lún trung bình $\sigma_{zđi} + \sigma_{zi} (\text{kN/m}^2)$	ε_{1i}	ε_{2i}	$\frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}}$	$S_i = \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}} h_i$ (cm)
1	300	90	30	120	0,783	0,745	0,0213	6,4
2	500	145	28	173	0,695	0,665	0,0177	8,9
3	700	205	23	228	0,605	0,590	0,0093	6,5

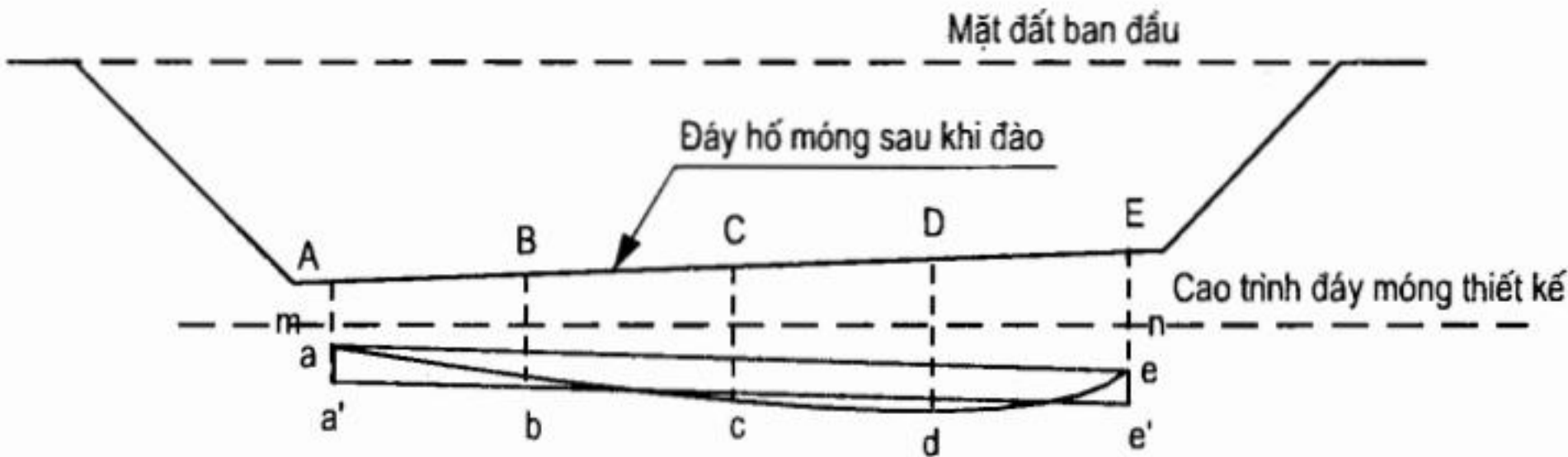
3- Cuối cùng tổng cộng độ lún của các lớp ta có:

$$S = \sum_{i=1}^3 S_i = 6,4 + 8,9 + 6,5 = 21,8\text{cm}$$

8. Cũng theo các bước tính toán nêu trên sẽ xác định được độ lún tại các điểm A,B,D,E như sau:

Điểm tính lún	A	B	C	D	E
Độ lún ổn định S (cm)	7,2	11,7	21,8	24,9	14,3

9. Kết quả tính lún cho thấy vị trí và hình dạng mặt đáy móng sau khi lún là mặt cong abcde (hình 5.9). Trên thực tế do móng có độ cứng khá lớn nên sau khi lún đáy móng vẫn là mặt phẳng. Thông qua hiệu chỉnh, vị trí mặt đáy móng thực tế sau khi nền lún xong sẽ là mặt phẳng a'e'.



10. Trong thực tế xây dựng, cần cố gắng tối đa để sau khi nền kết thúc lún mặt đáy móng vẫn là mặt phẳng nằm ngang và sẽ trùng với cao trình đáy móng thiết kế mn. Muốn vậy, khi đào hố móng cần tạo mặt đáy hố có độ nghiêng AE và cao hơn cao trình đáy móng thiết kế mn với $mA = ma'$ và $nE = ne'$. Đào như vậy thì sau khi nền lún xong cao trình đáy móng sẽ trùng với cao trình đáy móng thiết kế mn và nằm trên mặt phẳng ngang.

2. Phương pháp tổng cộng lún từng lớp có xét biến dạng nở hông của đất nền

Trên thực tế rất ít gặp đất nền chịu nén không nở hông. Chỉ trong trường hợp tải trọng công trình tương đối bé, kích thước móng tương đối lớn và chiều dày chịu nén của nền tương đối mỏng thì mới có thể coi gần đúng nền bị nén không nở hông. Ngoài những trường hợp ấy ra, nói chung biến dạng của đất nền (đặc biệt là đất nền mềm yếu) đều có nở hông khi chịu tải. Thực vậy, khi mặt nền chịu tải trọng công trình, một điểm bất kỳ trong nền sẽ chịu ba thành phần ứng suất tăng thêm pháp tuyến $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ có tác dụng gây biến dạng ba hướng: biến dạng thẳng đứng và biến dạng nở hông (hình 5.10).

Một số nhà khoa học dựa vào định luật Hooke đã lập được công thức tính toán độ lún của nền có xét đến biến dạng nở hông.

Theo định luật Hooke, biến dạng tương đối theo các phương của phân tố đất có kích thước dx, dy, dz do 3 thành phần ứng suất tăng thêm pháp tuyến $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ gây ra là:

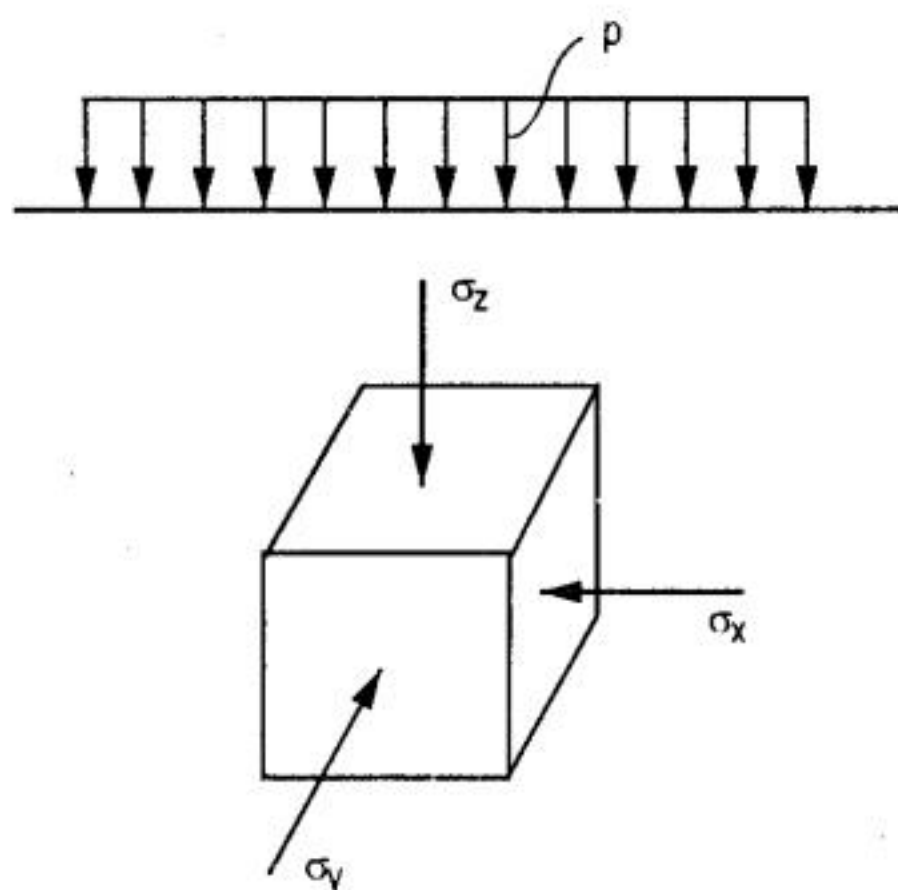
$$\left. \begin{aligned} e_x &= \frac{1}{E_0} [\sigma_x - \mu_0(\sigma_y + \sigma_z)] \\ e_y &= \frac{1}{E_0} [\sigma_y - \mu_0(\sigma_z + \sigma_x)] \\ e_z &= \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu_0(\sigma_x + \sigma_y)] \end{aligned} \right\} \quad (2.15)$$

Xét biến dạng thể tích tương đối của phân tố đất, ta có:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{dx(1+e_x)dy(1+e_y)dz(1+e_z) - dxdydz}{dxdydz}$$

Triển khai biểu thức trên và bỏ qua các đại lượng vô cùng bé bậc cao sẽ nhận được:

$$\frac{\Delta V}{V} = e_x + e_y + e_z$$



Hình 5.10

Thay e_x, e_y, e_z từ công thức (2.15) vào biểu thức trên ta có:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1-2\mu_0}{E_0} \theta \quad (5.9)$$

Trong đó $\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$, gọi là tổng ứng suất tăng thêm. Mặt khác trong chương 2 khi xét mẫu đất bị ép co do thu hẹp lỗ rỗng là chủ yếu thì:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} \quad (2.9)$$

Cân bằng 2 biểu thức (5.9) và (2.9) sẽ nhận được:

$$\frac{1-2\mu_0}{E_0} \theta = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1}$$

Từ đó rút ra:

$$E_0 = (1 - 2\mu_0) \frac{1 + \varepsilon_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} \theta \quad (5.10)$$

Trong đó, ε_2 được xác định trong điều kiện đất nền chịu nén có nở hông. Thay E_0 ở công thức (5.10) vào công thức (2.15) sẽ nhận được:

$$e_z = \frac{1}{1-2\mu_0} \left[(1+\mu_0) \frac{\sigma_z}{\theta} - \mu_0 \right] \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1}$$

Với lớp đất có chiều dày H , độ lún sẽ là:

$$S = e_z H$$

$$\text{Hoặc} \quad S = \frac{1}{1-2\mu_0} \left[(1+\mu_0) \frac{\sigma_z}{\theta} - \mu_0 \right] \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} H \quad (5.11)$$

Đây là độ lún ổn định của một lớp đất nền có chiều dày H trong điều kiện biến dạng 3 hướng (bài toán không gian).

Trong trường hợp biến dạng hai hướng (bài toán biến dạng phẳng) $e_x \neq 0, e_z \neq 0$ và $e_y = 0$, độ lún ổn định S của đất nền được thành lập như sau:

Từ (2.15) ta có:

$$e_y = \frac{1}{E_0} [\sigma_y - \mu_0(\sigma_z + \sigma_x)] = 0$$

$$\text{Từ đó:} \quad \sigma_y = \mu_0(\sigma_x + \sigma_z)$$

$$\text{và} \quad \theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_x + \mu_0(\sigma_x + \sigma_z) + \sigma_z = (1 + \mu_0)(\sigma_x + \sigma_z)$$

$$\text{hoặc} \quad \theta = (1 + \mu_0)\theta' \quad (5.12)$$

$$\text{Trong đó: } \theta' = \sigma_x + \sigma_z$$

Thay (5.12) vào (5.11) sẽ nhận được biểu thức tính độ lún ổn định của một lớp đất có chiều dày H trong điều kiện bài toán biến dạng phẳng:

$$S = \frac{1}{1-2\mu_0} \left[\frac{\sigma_z}{\theta'} - \mu_0 \right] \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1} H \quad (5.13)$$

Để tính lún theo công thức (5.11) và (5.13) thì như đã nói, cần có giá trị ε_2 xác định từ thí nghiệm nén có nở hông. Tuy nhiên thí nghiệm này khá phức tạp, nên thường vẫn dùng kết quả thí nghiệm nén không nở hông để xác định ε_2 . Muốn làm được như vậy cần để ý đến điều kiện nén không nở hông sau đây:

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi_0 \sigma_z = \frac{\mu_0}{1-\mu_0} \sigma_z$$

Từ đó
$$\theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_z + 2 \frac{\mu_0}{1-\mu_0} \sigma_z$$

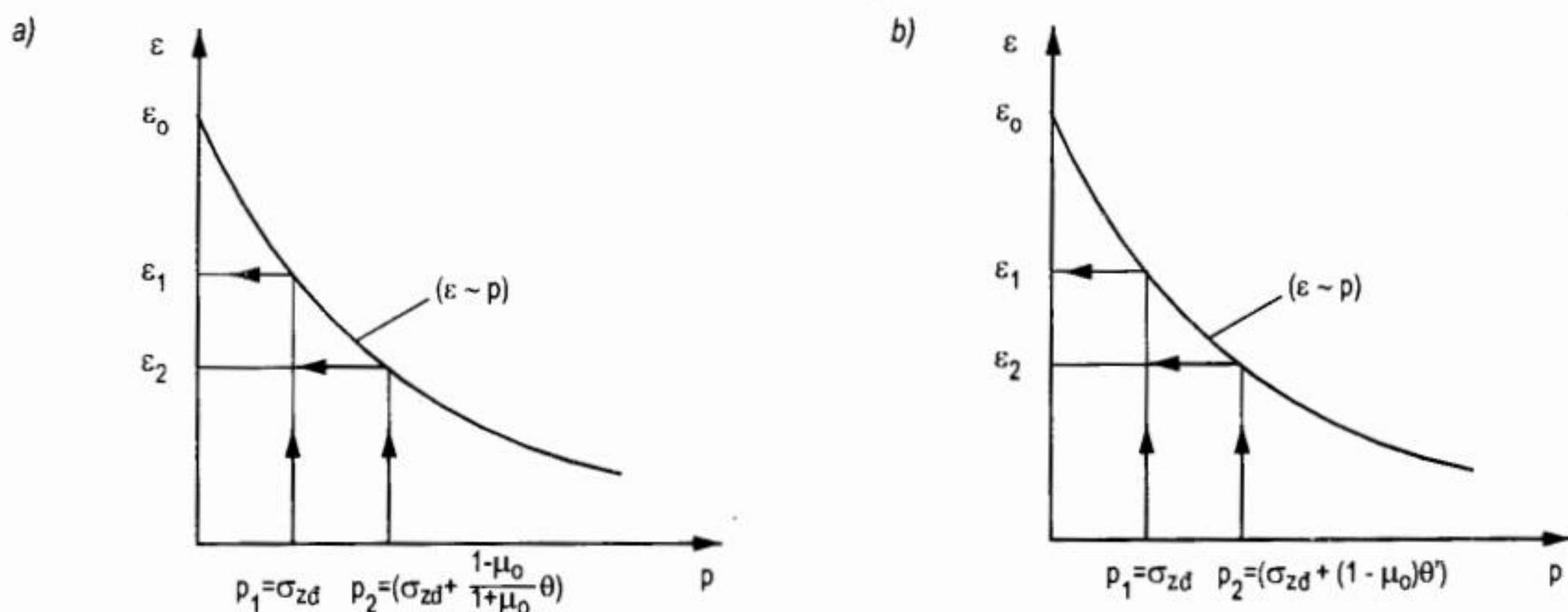
Sau khi biến đổi ta có:
$$\theta = \frac{1+\mu_0}{1-\mu_0} \sigma_z \quad (5.14)$$

hoặc
$$\sigma_z = \frac{1-\mu_0}{1+\mu_0} \theta \quad (5.15)$$

Cũng có thể nhận được quan hệ giữa σ_z và θ' cho bài toán biến dạng phẳng nhờ so sánh biểu thức (5.12) và (5.14).

$$\theta' = \frac{1}{1-\mu_0} \sigma_z \quad (5.16)$$

hoặc
$$\sigma_z = (1-\mu_0)\theta' \quad (5.17)$$



Hình 5.11

Như vậy muốn xác định ε_1 và ε_2 trong công thức tính lún (5.11) và (5.13) có xét đến nở hông bằng đường cong nén lún không nở hông $\varepsilon \sim p$ thì cần dùng giá trị p_1 và p_2 sau đây:

- Với công thức (5.11) (xem hình 5.11a)

$$p_1 = \sigma_{zd}$$

$$p_2 = \sigma_{zd} + \frac{1 - \mu_0}{1 + \mu_0} \theta$$

- Với công thức (5.13) (xem hình 5.11b)

$$p_1 = \sigma_{zd}$$

$$p_2 = \sigma_{zd} + (1 - \mu_0) \theta'$$

Giá trị ε_2 tìm được như trên sẽ tương đương với giá trị ε_2 gây ra bởi tổng ứng suất θ và θ' trong điều kiện nén có nở hông.

Trong trường hợp đất nền có chiều dày lớn, đất nền thành lớp thì cần áp dụng phương pháp tổng cộng lún từng lớp để tính toán độ lún ổn định của nền. Độ lún của mỗi lớp xác định theo công thức sau:

Trường hợp biến dạng 3 hướng:

$$S_i = \sum_{i=1}^n \frac{1}{1 - 2\mu_{0i}} \left[\frac{(1 + \mu_{0i})\sigma_{zi}}{\theta_i} - \mu_{0i} \right] \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}} h_i \quad (5.18)$$

Trường hợp biến dạng phẳng:

$$S_i = \sum_{i=1}^n \frac{1}{1 - 2\mu_{0i}} \left[\frac{\sigma_{zi}}{\theta'_i} - \mu_{0i} \right] \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}} h_i \quad (5.19)$$

Trình tự tính toán cũng gồm 8 bước như trên, nhưng cần lưu ý một số điểm sau đây:

- Ở bước 4 cần tính và vẽ thêm biểu đồ tổng ứng suất tăng thêm θ (hoặc θ') dọc theo đường thẳng đứng đi qua điểm tính lún.

- Ở bước 5, xác định chiều dày chịu nén H_a theo nguyên tắc $\sigma_{Ha} = 0,5\sigma_{Had}$ thay vì nguyên tắc $\sigma_{Ha} = 0,2\sigma_{Had}$.

- Ở bước 6, yêu cầu chiều dày của mỗi lớp phải thoả mãn điều kiện $h_i \leq \frac{H_a}{10}$ thay vì điều kiện $h_i \leq 0,4b$.

- Ở bước 7 cần xác định thêm các giá trị θ_i (hoặc θ'_i) và μ_{0i} trung bình để sử dụng cho công thức (5.18) hoặc (5.19) thay vì công thức (5.6).

II. Xác định độ lún ổn định theo biểu thức chuyển vị của lý thuyết đàn hồi

1. Cơ sở lý luận

Như đã biết ở chương 3, dưới tác dụng của một lực thẳng đứng tập trung trên mặt bán không gian vô hạn (hình 3.10a) thì chuyển vị thẳng đứng tại điểm $M(x,y,z)$ bất kì trong bán không gian sẽ là:

$$Z_M = \frac{P(1+\mu_0)}{2\pi E_0} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\mu_0) \frac{1}{R} \right] \quad (5.20)$$

Và chuyển vị thẳng đứng tại điểm $M_0(x,y,0)$ trên mặt bán không gian (nằm trên đường thẳng đứng đi qua M) sẽ là:

$$Z_{M0} = \frac{(1-\mu_0^2)}{\pi E_0} \frac{P}{R} \quad (5.21)$$

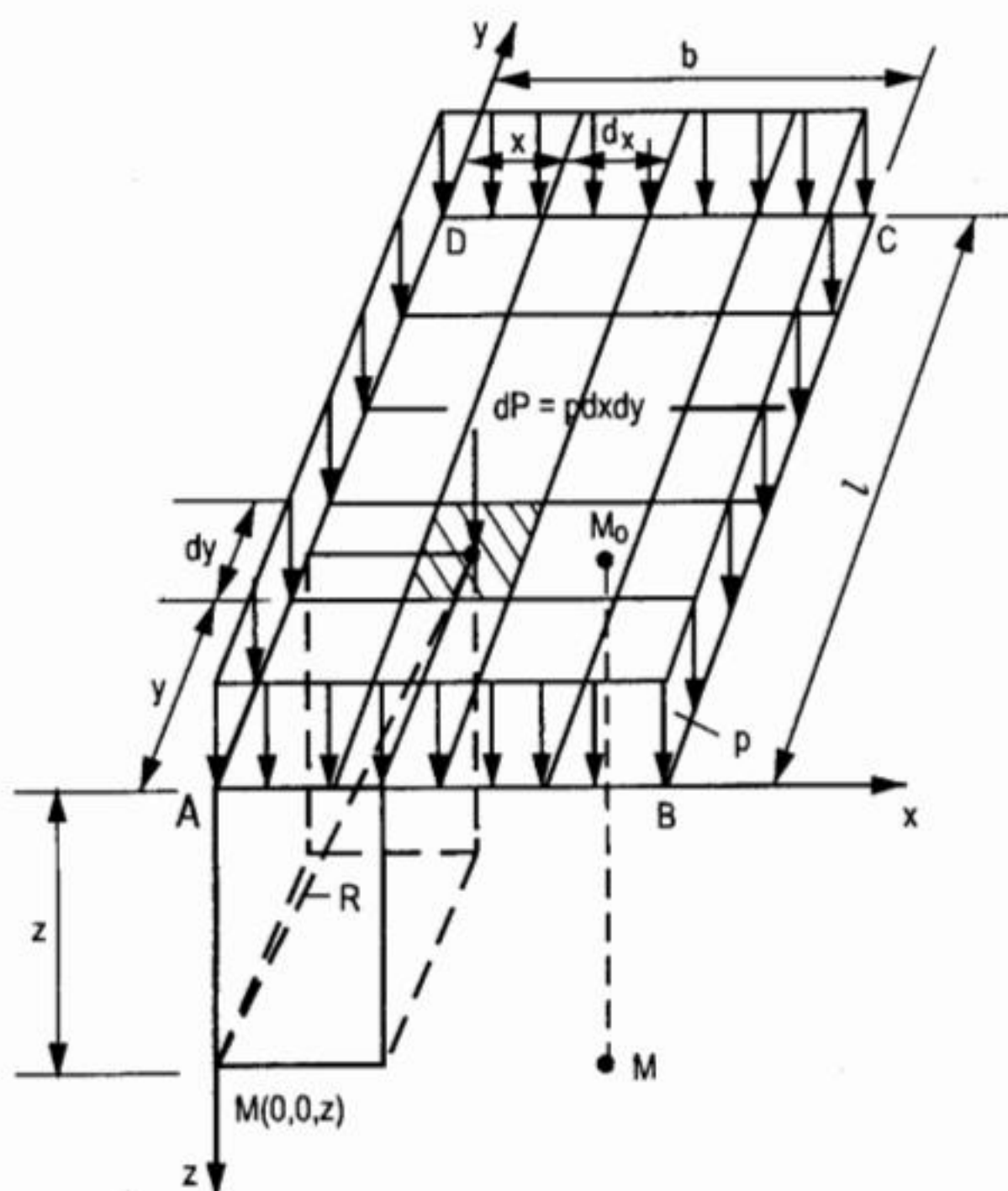
Hai công thức (5.20) và (5.21) là cơ sở để lập công thức tính độ lún ổn định của nền cho các dạng tải trọng bất kỳ theo phương pháp này.

Dưới đây chỉ xét trường hợp tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên diện tích chữ nhật.

2. Tính độ lún ổn định của nền đồng chất dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên diện tích chữ nhật

a) Lập công thức tính toán độ lún ổn định

Hình 5.12 là sơ đồ tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên diện tích chữ nhật.



Hình 5.12

Để thuận tiện tính toán trong thiết kế công trình, trước hết cần tìm chuyển vị của điểm A ở góc móng và điểm M nằm trên đường thẳng đứng qua A, cách A một độ sâu z. Muốn vậy cần chia diện tích chịu tải ABCD thành nhiều diện tích phân tố có cạnh dx, dy và coi

tải trọng tác dụng trên mỗi diện tích đó như một lực tập trung $dP = p dx dy$. Tải trọng dP gây chuyển vị ΔZ tại điểm A và M như sau:

$$\Delta Z_A = \frac{p(1-\mu_0^2)}{\pi E_0} \frac{1}{R} dx dy \quad (a)$$

$$\Delta Z_M = \frac{p(1+\mu_0)}{2\pi E_0} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\mu_0) \frac{1}{R} \right] dx dy \quad (b)$$

Chuyển vị do toàn mặt tải trọng gây ra sẽ là:

$$Z_A = \int_F \Delta Z_A = \frac{p(1-\mu_0^2)}{\pi E_0} \int_0^b \int_0^l \frac{1}{\sqrt{x^2 + y^2}} dx dy \quad (c)$$

$$Z_M = \int_F \Delta Z_M = \frac{p(1-\mu_0^2)}{\pi E_0} \int_0^b \int_0^l \left[\frac{1}{\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}} + \frac{z^2}{2(1-\mu_0) \left(\sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \right)^3} \right] dx dy \quad (d)$$

Sau khi tích phân ta có:

$$Z_A = \frac{bp}{E_0} \frac{(1-\mu_0^2)}{2\pi} \left[\ln \frac{\sqrt{m^2 + 1} + m}{\sqrt{m^2 + 1} - m} + m \ln \frac{\sqrt{m^2 + 1} + 1}{\sqrt{m^2 + 1} - 1} \right] \quad (e)$$

$$Z_M = \frac{bp}{E_0} \frac{(1-\mu_0^2)}{\pi} \left[\ln \frac{\sqrt{m^2 + n^2 + 1} + m}{\sqrt{n^2 + 1}} + m \ln \frac{\sqrt{m^2 + n^2 + 1} + 1}{\sqrt{m^2 + n^2}} - \frac{n(1-2\mu_0)}{2(1-\mu_0)} \operatorname{arctg} \frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right] \quad (f)$$

Trong đó: $m = \frac{l}{b}$, $n = \frac{z}{b}$

Dễ dàng nhận thấy rằng độ lún ổn định tại điểm góc móng A của nền có chiều dày z chính là hiệu số chuyển vị của hai điểm A và M:

$$S = Z_A - Z_M \quad (5.22)$$

Thay (e) và (f) vào biểu thức (5.22) sẽ nhận được:

$$S = \frac{bp}{E_0} \frac{(1-\mu_0^2)}{\pi} \left[\frac{1}{2} \ln \frac{\sqrt{m^2 + 1} + m}{\sqrt{m^2 + 1} - m} + \frac{m}{2} \ln \frac{\sqrt{m^2 + 1} + 1}{\sqrt{m^2 + 1} - 1} + \ln \frac{\sqrt{m^2 + n^2 + 1} + m}{\sqrt{n^2 + 1}} - m \ln \frac{\sqrt{m^2 + n^2 + 1} + 1}{\sqrt{m^2 + n^2}} + \frac{n(1-2\mu_0)}{2(1-\mu_0)} \operatorname{arctg} \frac{m}{n\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right] \quad (5.23)$$

Viết gọn ta có:

$$S = \frac{bp_{tl}}{E_0} k_z \quad (5.24)$$

Trong đó:

b - chiều rộng đáy móng.

p_{tl} - áp suất tính lún thẳng đứng phân bố đều.

E_0 - môđun biến dạng của nền.

$$k_z = \frac{(1-\mu_0^2)}{\pi} \left[\frac{1}{2} \ln \frac{\sqrt{m^2+1}+m}{\sqrt{m^2+1}-m} + \frac{m}{2} \ln \frac{\sqrt{m^2+1}+1}{\sqrt{m^2+1}-1} - \ln \frac{\sqrt{m^2+n^2+1}+m}{\sqrt{n^2+1}} \right. \\ \left. - m \ln \frac{\sqrt{m^2+1}+1}{\sqrt{m^2+n^2}} + \frac{n(1-2\mu_0)}{2(1-\mu_0)} \operatorname{arctg} \frac{m}{n\sqrt{m^2+n^2+1}} \right] \quad (5.25)$$

$$m = \frac{l}{b}, n = \frac{z}{b}$$

l, b - chiều dài và chiều rộng đáy móng.

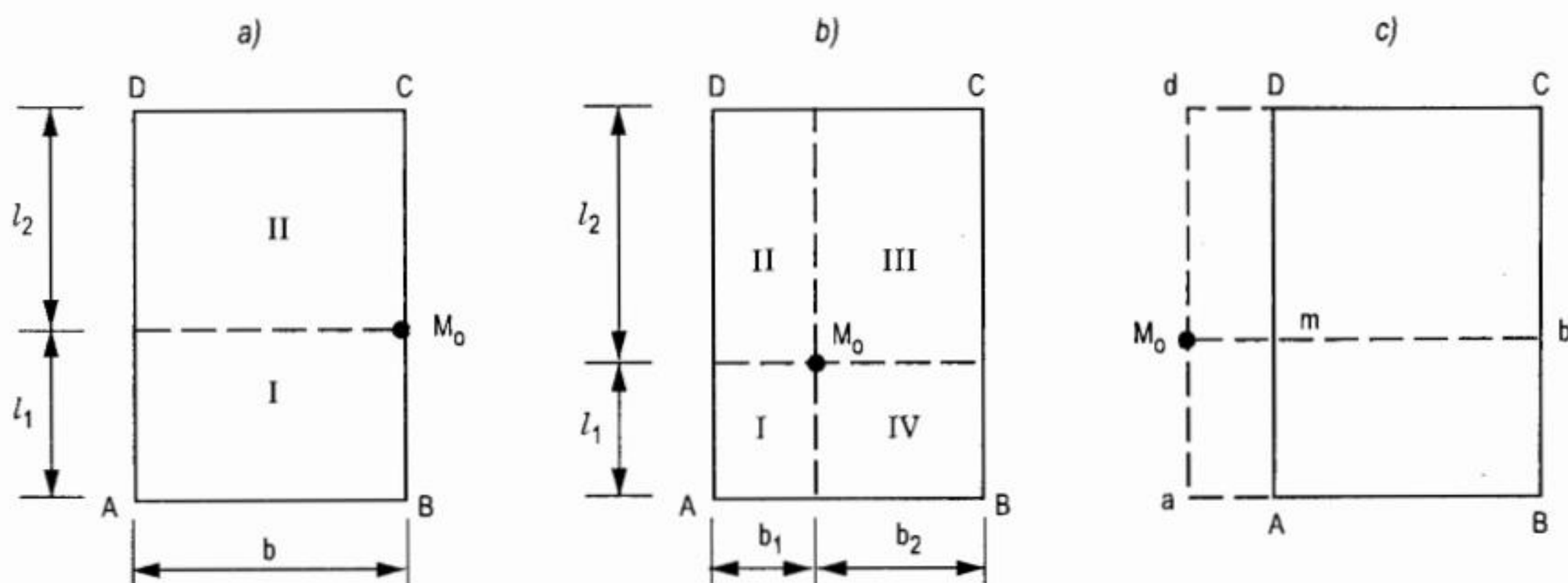
z - chiều dày lớp đất nền.

k_z - hệ số, tra bảng 5.1 theo m, n và μ_0 .

b) Vận dụng nguyên lý điểm góc - cộng tác dụng để xác định độ lún ổn định tại điểm bất kỳ

Muốn xác định độ lún tại điểm M_0 bất kỳ (hình 5.12 và 5.13) cần vận dụng nguyên tắc sau đây:

Trước hết chia mặt tải trọng ABCD thành các hình chữ nhật cùng có điểm góc chung là M_0 , sau đó dùng công thức (5.24) để tính độ lún tại M_0 do tải trọng trên mỗi diện tích chữ nhật gây ra rồi tổng hợp lại.



Hình 5.13

Với hình 5.13a:

$$S = S_I + S_{II} = \frac{P_{II}}{E_0} [l_1k_{ZI} + l_2k_{ZII}]$$

Với hình 5.13b:

$$S = S_I + S_{II} + S_{III} + S_{IV} .$$

$$S = \frac{P_{II}}{E_0} [b_1k_{ZI} + b_1k_{ZII} + b_2k_{ZIII} + l_1k_{ZIV}]$$

Với hình 5.13c:

$$\begin{aligned} S &= S_{M0aBb} + S_{M0dCb} - S_{M0mAa} - S_{M0mDd} \\ &= \frac{P_{II}}{E_0} [\overline{bB}k_{ZM0aBb} + \overline{bC}k_{ZM0dCb} - \overline{aA}k_{ZM0mAa} - \overline{aA}k_{ZM0mDd}] \end{aligned}$$

Bảng 5.1. Giá trị hệ số k_z trong công thức (5.24)

$m = \frac{l}{b}$ $n = \frac{z}{b}$	1,0	1,25	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0
$\mu_0 = 0,1$							
0	0	0	0	0	0	0	0
0,40	0,090	0,091	0,091	0,091	0,091	0,089	0,095
0,80	0,176	0,177	0,179	0,179	0,178	0,178	0,181
1,20	0,246	0,252	0,255	0,257	0,258	0,257	0,258
1,60	0,299	0,311	0,317	0,323	0,326	0,324	0,324
2,00	0,338	0,355	0,366	0,376	0,383	0,385	0,383
2,40	0,368	0,391	0,404	0,420	0,431	0,433	0,436
2,80	0,391	0,417	0,435	0,456	0,473	0,477	0,478
3,20	0,410	0,440	0,460	0,486	0,507	0,515	0,517
3,60	0,424	0,458	0,481	0,510	0,536	0,550	0,552
4,00	0,436	0,473	0,498	0,532	0,563	0,581	0,583
5,00	0,459	0,500	0,529	0,575	0,616	0,642	0,653
6,00	0,474	0,519	0,552	0,601	0,655	0,691	0,709
8,00	0,494	0,543	0,581	0,634	0,707	0,763	0,794
10,00	0,503	0,557	0,598	0,657	0,739	0,815	0,856
∞	0,555	0,619	0,672	0,758	0,882	1,040	1,259

$m = \frac{l}{b}$ $n = \frac{z}{b}$	1,0	1,25	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0
$\mu_0 = 0,2$							
0	0	0	0	0	0	0	0
0,40	0,079	0,079	0,081	0,079	0,076	0,077	0,007
0,80	0,159	0,159	0,161	0,160	0,158	0,156	0,160
1,20	0,227	0,231	0,234	0,234	0,233	0,231	0,232
1,60	0,280	0,289	0,295	0,298	0,298	0,296	0,295
2,00	0,319	0,334	0,343	0,351	0,354	0,355	0,352
2,40	0,349	0,369	0,381	0,394	0,401	0,401	0,401
2,80	0,372	0,396	0,413	0,430	0,442	0,445	0,444
3,20	0,390	0,418	0,437	0,460	0,477	0,482	0,482
3,60	0,405	0,436	0,458	0,484	0,505	0,515	0,515
4,00	0,417	0,451	0,475	0,506	0,532	0,546	0,545
5,00	0,440	0,479	0,507	0,549	0,585	0,607	0,613
6,00	0,456	0,498	0,530	0,575	0,624	0,655	0,668
8,00	0,475	0,552	0,559	0,613	0,676	0,728	0,752
10,00	0,485	0,536	0,576	0,635	0,708	0,780	0,814
∞	0,537	0,599	0,651	0,734	0,854	1,007	1,219
$\mu_0 = 0,3$							
0	0	0	0	0	0	0	0
0,40	0,646	0,064	0,064	0,063	0,062	0,061	0,061
0,80	0,138	0,137	0,138	0,135	0,133	0,131	0,133
1,20	0,203	0,206	0,206	0,205	0,201	0,201	0,199
1,60	0,255	0,258	0,265	0,266	0,264	0,260	0,258
2,00	0,293	0,305	0,312	0,317	0,317	0,316	0,311
2,40	0,322	0,340	0,350	0,359	0,362	0,360	0,357
2,80	0,345	0,367	0,381	0,394	0,402	0,401	0,398
3,20	0,364	0,389	0,405	0,424	0,436	0,439	0,434
3,60	0,379	0,407	0,426	0,448	0,464	0,472	0,466
4,00	0,391	0,421	0,443	0,470	0,491	0,500	0,495
5,00	0,414	0,450	0,475	0,512	0,543	0,559	0,560
6,00	0,429	0,469	0,498	0,539	0,582	0,608	0,614
8,00	0,449	0,493	0,527	0,577	0,634	0,680	0,695
10,00	0,459	0,506	0,514	0,599	0,666	0,731	0,756
∞	0,511	0,570	0,619	0,698	0,812	0,958	1,159

$m = \frac{l}{b}$ $n = \frac{z}{b}$	1,0	1,25	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0
$\mu_0 = 0,4$							
0	0	0	0	0	0	0	0
0,40	0,046	0,045	0,044	0,043	0,041	0,040	0,041
0,80	0,111	0,108	0,106	0,104	0,101	0,099	0,099
1,20	0,172	0,169	0,170	0,166	0,162	0,158	0,155
1,60	0,220	0,224	0,225	0,223	0,218	0,213	0,209
2,00	0,257	0,266	0,270	0,271	0,268	0,264	0,257
2,40	0,287	0,299	0,306	0,312	0,312	0,305	0,300
2,80	0,310	0,326	0,336	0,346	0,349	0,343	0,340
3,20	0,324	0,350	0,352	0,374	0,380	0,376	0,368
3,60	0,340	0,371	0,380	0,398	0,410	0,408	0,401
4,00	0,353	0,379	0,392	0,419	0,435	0,458	0,429
5,00	0,376	0,406	0,429	0,458	0,484	0,494	0,489
6,00	0,387	0,425	0,451	0,487	0,522	0,539	0,538
8,00	0,410	0,450	0,480	0,524	0,572	0,610	0,616
10,00	0,423	0,464	0,498	0,547	0,613	0,659	0,677
∞	0,471	0,525	0,570	0,643	0,749	0,888	1,069

3. Tính độ lún ổn định của nền đất thành lớp

Nếu nền đất gồm nhiều lớp khác nhau thì thường dùng các phương pháp gần đúng để tính toán độ lún của nền, phổ biến hơn cả là phương pháp Eropob tính đổi nền đất không đồng chất thành nền đất đồng chất.

Ví dụ nền có 3 lớp đất 1, 2, 3 (hình 5.14). Độ lún ổn định của nền sẽ bằng tổng độ lún của các lớp:

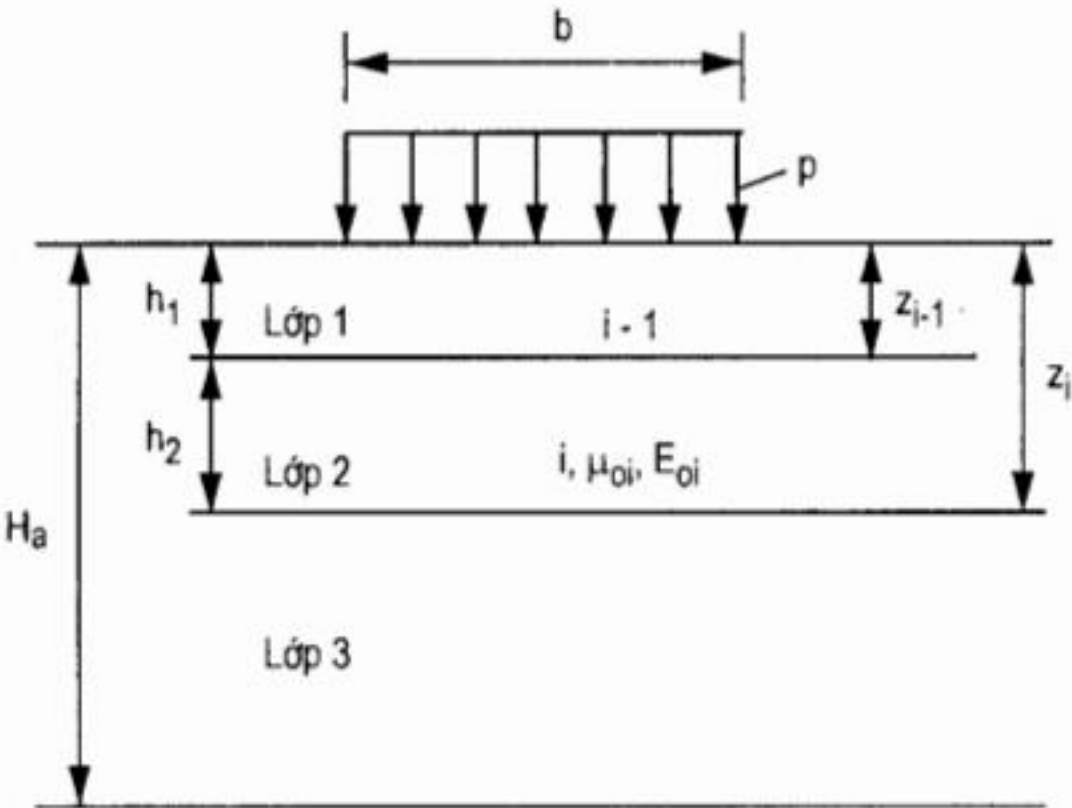
$S = S_1 + S_2 + S_3$

Trong đó:

Độ lún S_1 của lớp 1 tính theo công thức:

$S_1 = Z_{M0} - Z_M = \frac{bp_u}{E_{01}}k_{z1}$, trong đó $k_{z1} = f\left(\frac{l}{b}, \frac{z_1}{b}, \mu_{01}\right)$

Độ lún S_2 của lớp 2 được tính như sau:



Hình 5.14

Để tính S_2 giả thiết lớp đất từ đáy lớp 2 đến đáy móng công trình có chiều dày $z_2 = h_1 + h_2$ như một lớp đất đồng chất có các đặc trưng μ_{02} , E_{02} của lớp 2 rồi lần lượt tính độ lún S_{z2} của lớp z_2 và độ lún S_{z1} của lớp z_1 , cụ thể:

$$S_{z2} = \frac{bp_u}{E_{02}} k_{z2}, \text{ trong đó } k_{z2} = f\left(\frac{l}{b}, \frac{z_2}{b}, \mu_{02}\right)$$

$$S_{z1} = \frac{bp_u}{E_{02}} k_{z1}, \text{ trong đó } k_{z1} = f\left(\frac{l}{b}, \frac{z_1}{b}, \mu_{02}\right)$$

Độ lún S_2 sẽ là hiệu số của 2 độ lún trên:

$$S_2 = S_{z2} - S_{z1} = \frac{bp_u}{E_{02}} (k_{z2} - k_{z1})$$

Độ lún S_3 của lớp 3 cũng tính theo cách tương tự sẽ nhận được:

$$S_3 = S_{z3} - S_{z2} = \frac{bp_u}{E_{03}} (k_{z3} - k_{z2})$$

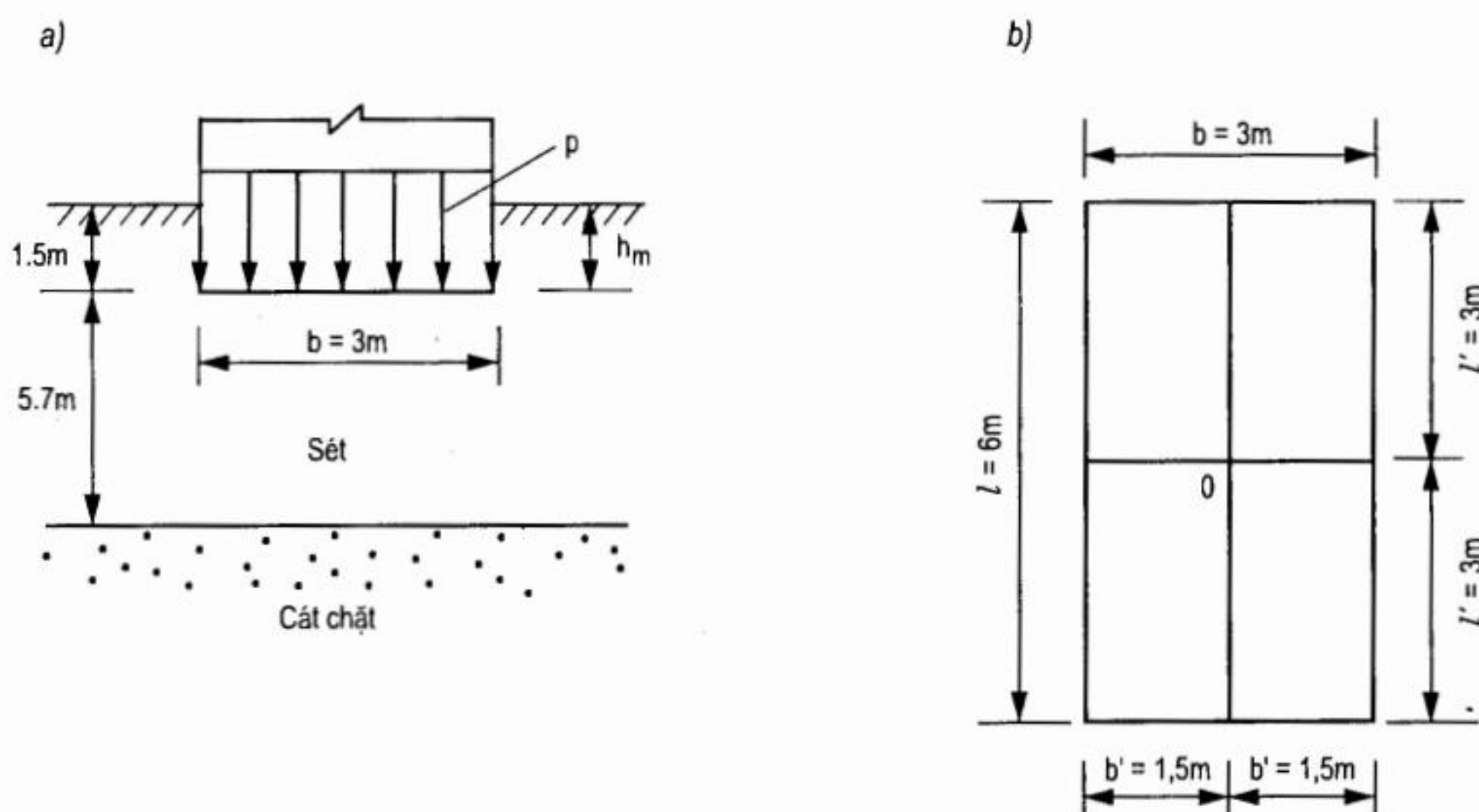
Cuối cùng ta có công thức tổng quát tổng cộng độ lún của các lớp:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + \dots = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{bp_u}{E_{0i}} (k_{zi} - k_{z(i-1)}) \quad (5.26)$$

Trong đó: $i = 1, 2, 3 \dots$

Bài tập mẫu 5.3

Một móng chữ nhật có kích thước $b = 3\text{m}$, $l = 6\text{m}$ đặt trên nền hai lớp: lớp trên là sét dày $5,7\text{m}$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\mu_0 = 0,3$, $E_0 = 2000 \text{ kN/m}^2$, lớp dưới là cát chặt dày vô hạn (hình 5.15a).



Hình 5.15

Móng đặt ở độ sâu 1,5 m trong tầng sét. Áp suất đáy móng phân bố đều $p = 127 \text{ kN/m}^2$.
Yêu cầu xác định độ lún ở tâm móng O theo biểu thức chuyển vị đàn hồi.

Bài giải

Do độ lún của tầng cát rất bé nên bỏ qua không xét.
Áp lực gây lún đối với tầng sét bằng:

$$p_{tl} = p - \gamma h_m = 127 - 18.1,5 = 100 \text{ kN/m}^2$$

Để xác định độ lún tại tâm móng O có thể dùng phương pháp điểm góc - cộng tác dụng. Muốn vậy cần chia diện tích đáy móng thành 4 hình chữ nhật bằng nhau nhận O làm điểm góc chung (hình 5.15b). Độ lún tại O do tải trọng tác dụng trên 4 diện tích ấy gây ra sẽ là:

$$S_0 = 4 \frac{b' p_{tl}}{E_0} k_z$$

Trong đó:

$$k_z \text{ tra bảng 5.1 với } m = \frac{l'}{b'} = \frac{3}{1,5} = 2; n = \frac{z}{b'} = \frac{4,2}{1,5} = 2,8 \text{ sẽ nhận được } k_z = 0,394.$$

Thay các giá trị vào công thức ta có:

$$S_0 = \frac{4.1,5.100.0,394}{2000} = 11,82 \text{ cm}.$$

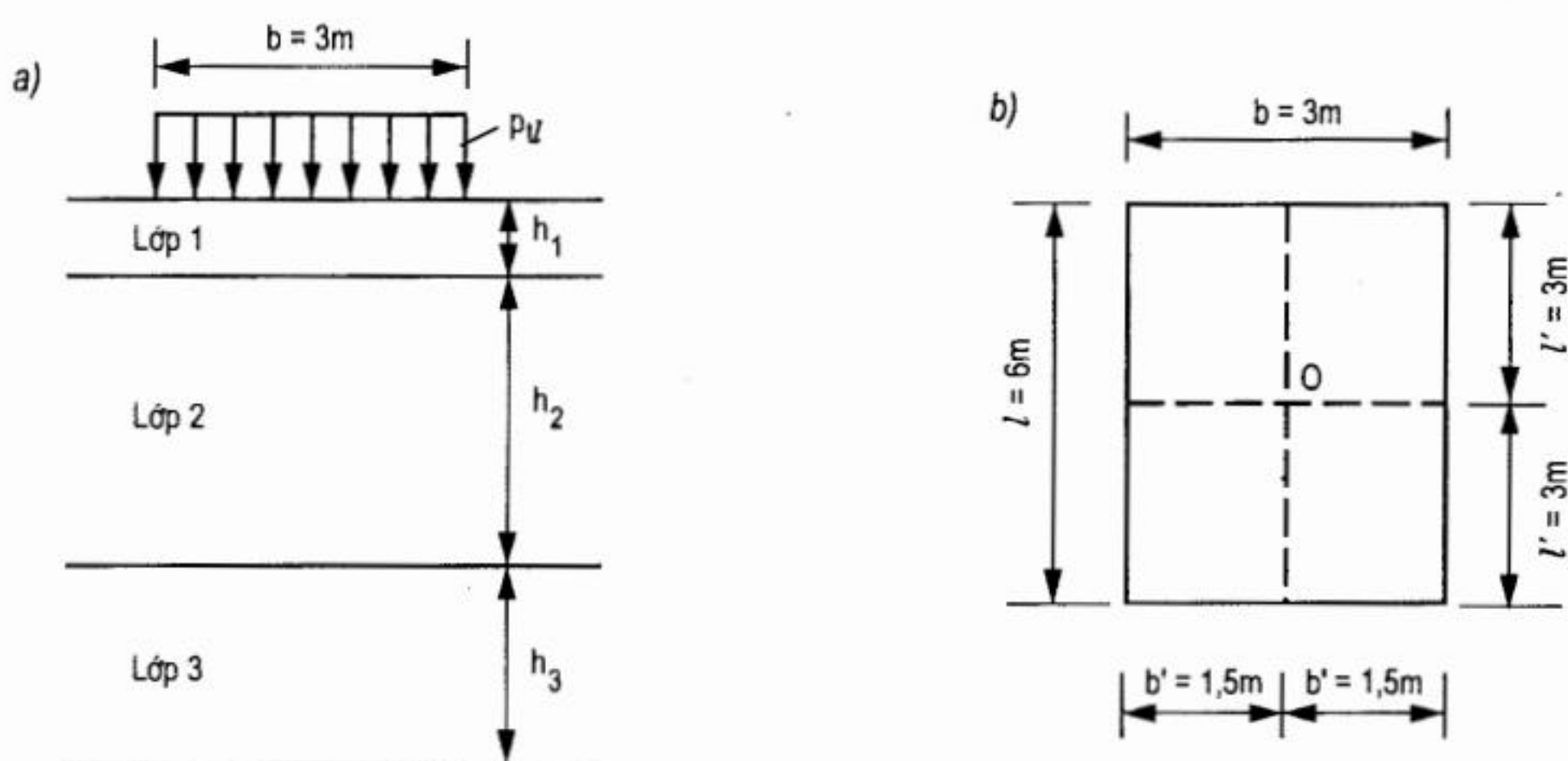
Bài tập mẫu 5.4

Một móng chữ nhật có kích thước $b = 3\text{m}$, $l = 6\text{m}$ đặt trên nền 3 lớp (hình 5.16a) có đặc trưng ghi ở bảng dưới đây. Hãy xác định độ lún tại tâm móng O.

Lớp đất	Chiều dày h_i (m)	Chiều dày từ đáy móng đến đáy mỗi lớp đất z_i (m)	$\frac{z_i}{b'}$	μ_{0i}	E_{0i} (kN/m ²)
1	1,2	1,2	0,8	0,3	2275
2	4,8	6,0	4,0	0,3	1638
3	3,0	9,0	6,0	0,3	2639

Bài giải

Dùng phương pháp điểm góc - cộng tác dụng để tính lún tại O. Trước hết chia diện tích chịu tải ABCD thành 4 hình chữ nhật bằng nhau nhận O làm điểm góc chung (hình 5.16b). Độ lún tại O được tính theo công thức dùng cho nền thành lớp sau đây:



Hình 5.16

$$S_0 = 4 \sum_{i=1}^3 S_i = 4 \sum_{i=1}^3 b' p_{ti} \frac{k_{zi} - k_{zi-1}}{E_{0i}}$$

Trong đó:

k_{zi} và k_{zi-1} tra bảng 5.1 với $m = \frac{l'}{b'} = \frac{3}{1,5} = 2$; $n = \frac{z_i}{b'}$ sẽ nhận được:

$$k_{z3} = 0,539$$

$$k_{z2} = 0,470$$

$$k_{z1} = 0,135$$

Thay các giá trị vào công thức ta có:

$$S_0 = 4 \cdot 1,5 \cdot 100 \left[\frac{0,539 - 0,470}{2639} + \frac{0,470 - 0,135}{1638} + \frac{0,135 - 0}{2275} \right] = 17,4 \text{ cm}$$

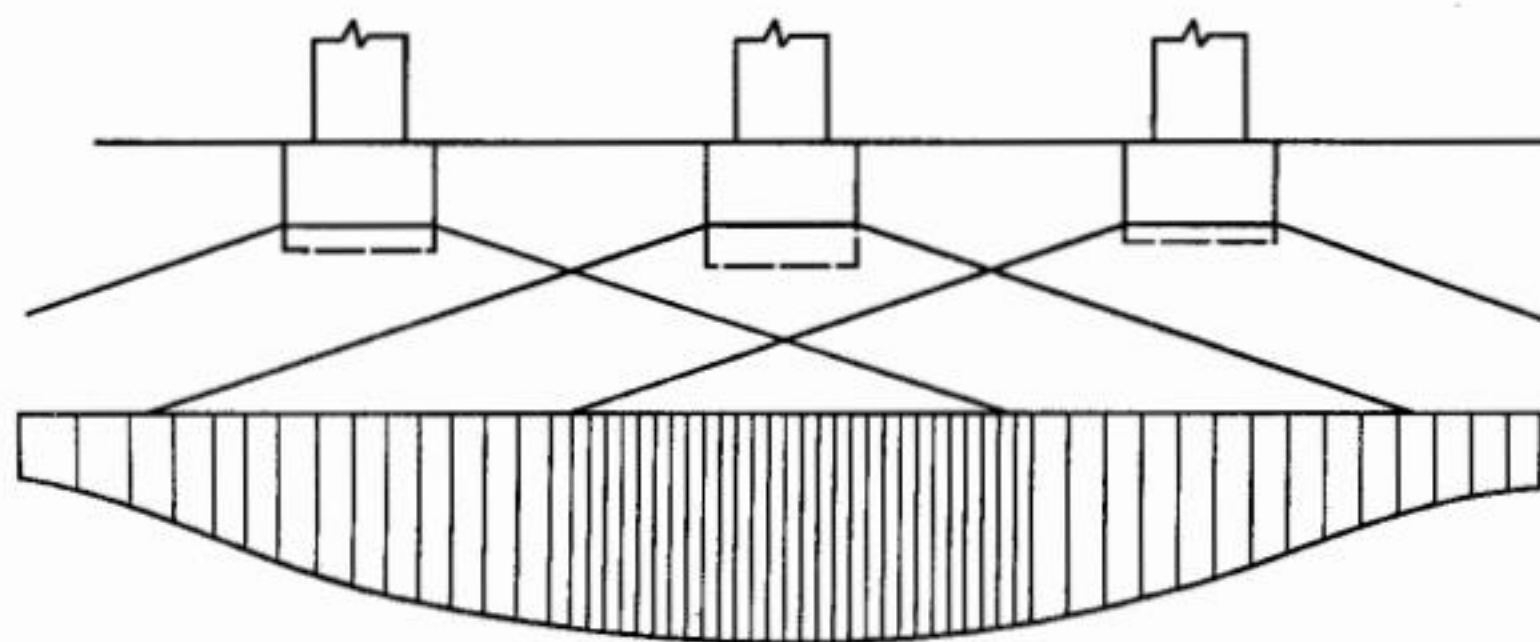
III. Xét ảnh hưởng của công trình lân cận đối với lún

Khi các công trình xây dựng gần nhau, hoặc trong một công trình lớn có nhiều bộ phận tách rời nhau, do có hiện tượng khuếch tán ứng suất tăng thêm, nên thường xảy ra hiện tượng công trình này ảnh hưởng đến công trình kia về mặt lún, do đó để đảm bảo xác định chính xác độ lún của nền cần xét tới ảnh hưởng này. Có hai cách xét sau đây:

1. Phương pháp cộng biểu đồ ứng suất

Cách này được dùng để xét ảnh hưởng lún của móng lân cận khi tính lún bằng phương pháp tổng cộng lún từng lớp. Độ lún của móng cần xét được tính theo tổng biểu đồ ứng suất tăng thêm sinh ra do tải trọng móng cần xét và tải trọng móng công trình lân cận

(hình 5.17). Cách này có ưu điểm lớn là áp dụng được cho các dạng tải trọng bất kỳ do đó được dùng rất phổ biến trong thiết kế. Tuy nhiên có nhược điểm là khối lượng tính toán lớn.



Hình 5.17

2. Phương pháp điểm góc - cộng tác dụng

Cách này được dùng để xét ảnh hưởng lún của móng lân cận khi tính lún theo biểu thức chuyển vị của lý thuyết đàn hồi. Ưu điểm của cách này là khối lượng tính toán ít nhưng nhược điểm là chỉ dùng được cho trường hợp áp suất đáy móng thẳng đứng phân bố đều.

§5.3. LÝ THUYẾT CỐ KẾT THẨM CỦA ĐẤT BẢO HOÀ NƯỚC VÀ TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN THEO THỜI GIAN

Khi lớp đất bão hoà nước chịu nén dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều, nằm giữa hai tầng thoát nước hoặc nằm giữa một tầng thoát nước và một tầng không thoát nước thì nước trong đất sẽ bị ép thoát ra ngoài chủ yếu theo hướng thẳng đứng tương tự tính chất đất chịu nén không nở hông. Lớp đất bị ép co trong điều kiện thoát nước như vậy gọi là cố kết thẩm một hướng.

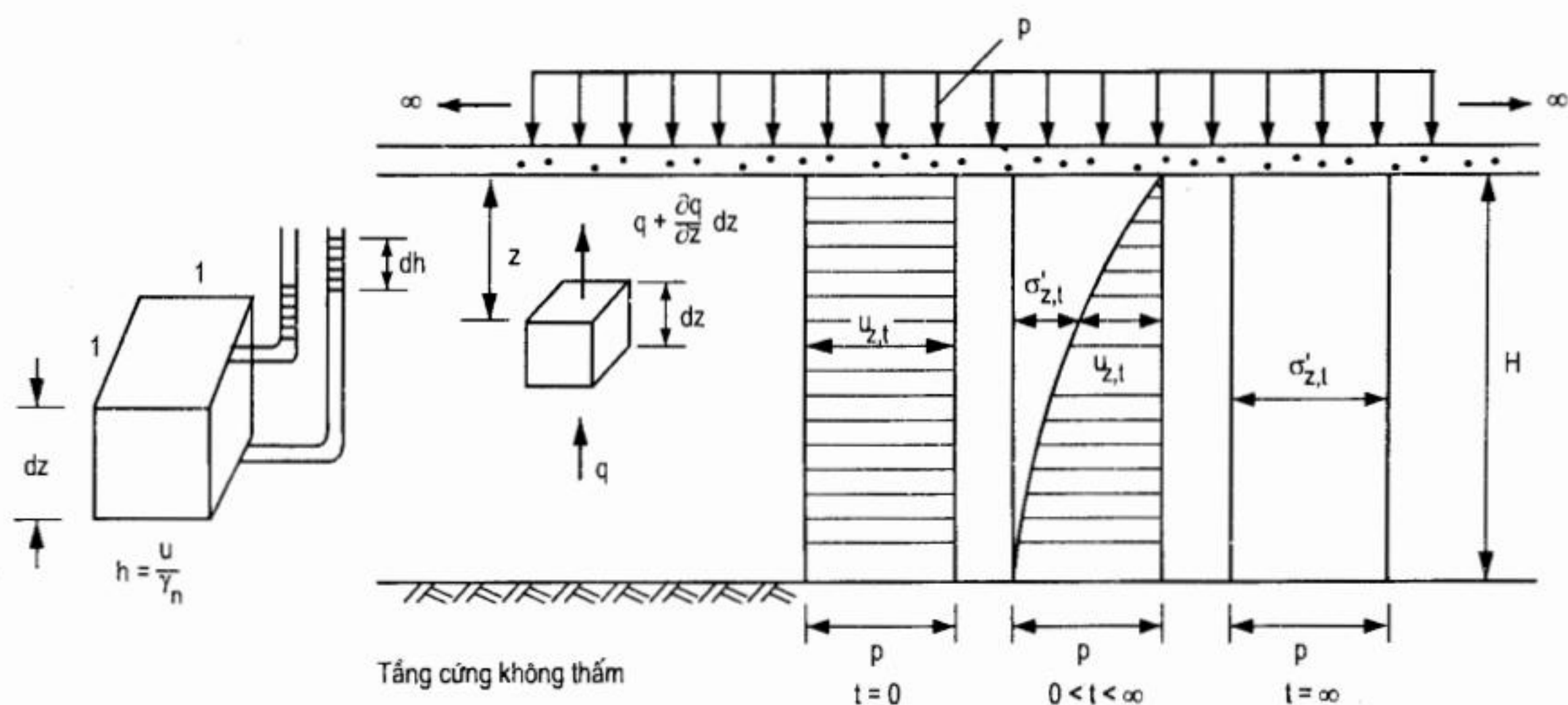
I. Những giả thiết cơ bản của lý thuyết cố kết thẩm một hướng

1. Tải trọng tác dụng một lần tức thời.
2. Đất nền đồng chất và bão hoà nước.
3. Trong quá trình cố kết, bản thân nước và hạt đất coi như không ép co được.
4. Lớp đất chỉ bị ép co và thoát nước theo phương thẳng đứng.
5. Tốc độ nén lún của đất chỉ phụ thuộc tốc độ thoát nước trong đất. Tính thẩm nước của đất tuân theo định luật Darcy.
6. Hệ số thẩm k và hệ số ép co a của đất chịu nén là hằng số trong quá trình cố kết thẩm.

II. Phương trình vi phân cổ kết thấm một hướng và nghiệm của phương trình

Trước hết xét trường hợp đơn giản như hình 5.18.

- Lớp đất nền đã cố kết ổn định dưới tác dụng của trọng lượng bản thân.
- Trên mặt đất chịu tác dụng một lần tức thời của tải trọng thẳng đứng p phân bố đều liên tục rải ra vô hạn.
- Tải trọng ngoài p gây ra ứng suất tăng thêm trong nền $\sigma_z = p$ phân bố đều theo chiều sâu.
- Phía dưới lớp đất nền là tầng cứng không thấm nước. Trong quá trình cố kết, nước chỉ thoát ra ở mặt trên theo phương thẳng đứng từ dưới lên.



Hình 5.18

Xét một phân tố đất tại độ sâu z có thể tích $1 \times 1 \times dz$ (hình 5.18). Trong khoảng thời gian dt thể tích nước đi vào mặt dưới của phân tố và ra khỏi mặt trên của phân tố chênh nhau một lượng là:

$$(q + \frac{\partial q}{\partial z} dz)dt - qdt = \frac{\partial q}{\partial z} dzdt \quad (a)$$

Trong đó: q - lưu lượng nước thấm qua phân tố đất.

Vì tính thấm tuân theo định luật Darcy (giả thiết 5), ta có:

$$v = \frac{q}{F} = ki, \text{ vì } F = 1 \times 1$$

nên

$$v = q = ki = k \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{k}{\gamma_n} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (\text{vì } h = \frac{u}{\gamma_n})$$

Từ đó

$$\frac{\partial q}{\partial z} dzdt = \frac{k}{\gamma_n} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dzdt \quad (b)$$

Mặt khác vì nước và hạt đất không bị ép co (theo giả thiết 3), nên thể tích nước $\frac{\partial q}{\partial z} dzdt$ thoát ra khỏi phân tố đất trong thời gian dt bằng thể tích lỗ rỗng bị thu hẹp $\frac{\partial V_r}{\partial t} dt$ trong khoảng thời gian đó.

Diễn giải ta có:

$$\begin{aligned} \frac{\partial V_r}{\partial t} dt &= \frac{\partial}{\partial t} (V_h \cdot \varepsilon) dt = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{1}{1 + \varepsilon_0} dz \cdot 1 \cdot 1 \cdot \varepsilon \right) dt = \frac{1}{1 + \varepsilon_0} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} dzdt \\ &= \frac{1}{1 + \varepsilon_0} a \frac{\partial u}{\partial t} dzdt \quad (\text{vì } d\varepsilon_t = a du_t - \text{công thức (2.24)}) \end{aligned}$$

Cuối cùng

$$\frac{\partial V_r}{\partial t} dt = \frac{a}{1 + \varepsilon_0} \frac{\partial u}{\partial t} dzdt \quad (c)$$

So sánh (b) và (c) nhận được:

$$\frac{k}{\gamma_n} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dzdt = \frac{a}{1 + \varepsilon_0} \frac{\partial u}{\partial t} dzdt \quad (d)$$

Rút gọn ta có:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (5.27)$$

Trong đó:

$$C_v = \frac{k(1 + \varepsilon_0)}{a\gamma_n} \quad (5.28)$$

C_v - hệ số cố kết ($\text{cm}^2/\text{năm}$).

k - hệ số thấm ($\text{cm}/\text{năm}$).

a - hệ số ép co (cm^2/N).

ε_0 - hệ số rỗng tự nhiên.

γ_n - trọng lượng riêng của nước ($0,01 \text{ N}/\text{cm}^3$).

Từ công thức (5.27) thấy rằng, hệ số cố kết C_v tỷ lệ thuận với hệ số thấm k và tỷ lệ nghịch với hệ số ép co a . Như vậy C_v là hệ số đặc trưng cho mức độ cố kết của đất. Đất càng khó thấm, hệ số cố kết càng bé. Kết quả nghiên cứu cho thấy phạm vi biến thiên của C_v như sau :

Đất sét có tính dẻo thấp: $C_v = 1.10^5 \div 6.10^4 \text{ cm}^2/\text{năm}$.

Đất sét có tính dẻo vừa: $C_v = 6.10^4 \div 3.10^4 \text{ cm}^2/\text{năm}$.

Đất sét có tính dẻo cao: $C_v = 3.10^4 \div 6.10^3 \text{ cm}^2/\text{năm}$.

Biểu thức (5.27) là phương trình vi phân cổ kết thấm một hướng của đất bão hoà nước. Phương trình này có dạng tương tự phương trình truyền nhiệt, có thể dùng phương pháp phân ly biến số để giải. Kết hợp điều kiện ban đầu và điều kiện biên của bài toán sẽ tìm được nghiệm riêng áp lực nước lỗ rỗng u ở thời điểm t bất kỳ tại độ sâu z bất kỳ.

Ví dụ tìm nghiệm của phương trình (5.27) với điều kiện ban đầu và điều kiện biên cho ở hình 5.18.

Điều kiện ban đầu:

Khi $t = 0$, tại mọi z có $u = p$.

Khi $t = \infty$, tại mọi z có $u = 0$.

Điều kiện biên:

Tại $z = H$ với mọi t có $q = 0$, $\frac{\partial u}{\partial z} = 0$ (vì $q = v = ki = k \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{k}{\gamma_n} \frac{\partial u}{\partial z}$)

Tại $z = 0$ với mọi t có $u = 0$.

Với điều kiện ban đầu và điều kiện biên nêu trên sẽ tìm được nghiệm của phương trình (5.27) như sau :

$$u_{z,t} = \frac{\pi}{4} p \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m} \sin\left(\frac{m\pi z}{2H}\right) e^{-m^2 N} \quad (5.29)$$

Trong đó:

m - số nguyên dương lẻ 1,3,5 ...

e - cơ số logarit tự nhiên.

z - độ sâu của điểm đang xét.

N - nhân tố thời gian.

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4H^2} t \quad (5.30)$$

H - khoảng cách thoát nước lớn nhất.

Nếu trường hợp một mặt thoát nước thì H bằng chiều dày lớp đất.

Nếu trường hợp hai mặt thoát nước thì H bằng 1/2 chiều dày lớp đất.

t - thời gian cổ kết.

C_v - hệ số cổ kết.

Bài tập mẫu 5.5

Một tầng đất sét bão hoà nước dày 5m nằm trên tầng đá không thấm. Trên tầng sét là lớp cát mỏng chịu tải trọng thẳng đứng phân bố đều liên tục $p = 200 \text{ kN/m}^2$. Hãy tính và vẽ biểu đồ phân bố áp lực nước lỗ rỗng u theo chiều sâu của tầng sét ở thời điểm sau khi tác dụng tải trọng p 6 tháng. Cho biết chỉ tiêu cơ lý của tầng sét như sau:

Hệ số thấm $k = 1,4 \text{ cm/năm}$.

Hệ số rỗng ban đầu $\varepsilon_0 = 0,80$.

Hệ số ép co $a = 0,00183 \text{ cm}^2/\text{N}$.

Bài giải

Tính hệ số cố kết C_v :

$$C_v = \frac{k(1 + \varepsilon_0)}{a\gamma_n}$$

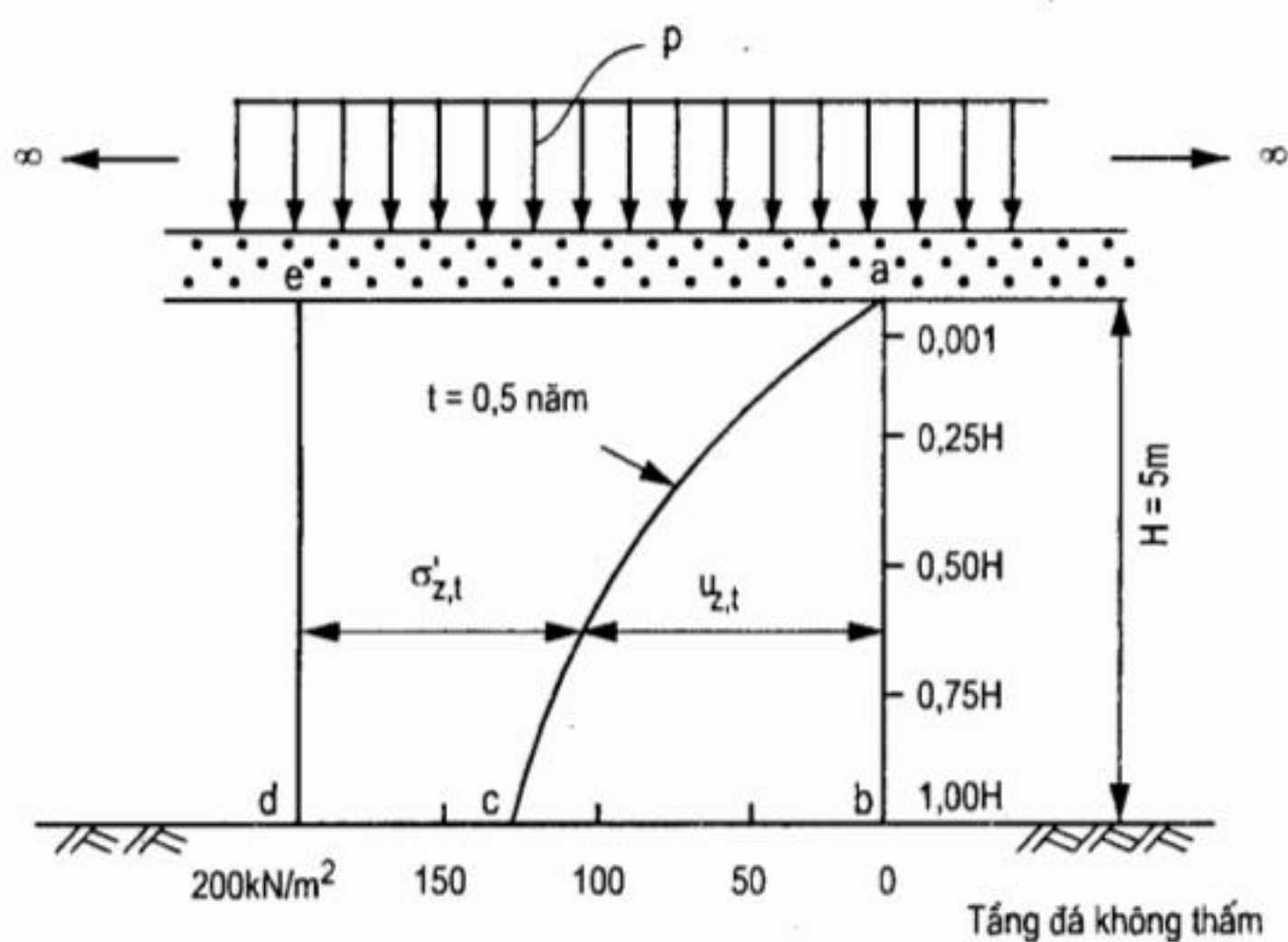
Trong đó: $a = 0,00183 \text{ cm}^2/\text{N} = 1,83 \text{ cm}^2/\text{kN}$.

$$\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3 = 10^{-5} \text{ kN/cm}^3$$

$k = 1,4 \text{ cm/năm}$.

Do đó

$$C_v = \frac{1,4 \cdot (1 + 0,8)}{1,83 \cdot 10^{-5}} = 1,377 \cdot 10^5 \text{ cm}^2/\text{năm}$$



Hình 5.19

Tính nhân tố thời gian N :

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4H^2} t = \frac{(3,1416)^2 \cdot 1,377 \cdot 10^5 \cdot 0,5}{4 \cdot 500^2} = 0,68$$

Tính áp lực nước lỗ rỗng $u_{z,t}$:

$$u_{z,t} = \frac{4}{\pi} \cdot p \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right) e^{-N} \text{ (chỉ lấy một số hạng đầu của chuỗi, tức là lấy } m=1)$$

Trong đó: $p = 200 \text{ kN/m}^2$.
 $H = 5\text{m}$.
 $N = 0,68$.
 $z = 0,00H \text{ ; } 0,25H \text{ ; } 0,50H \text{ ; } 0,75H \text{ ; } H$.

Kết quả tính toán như sau:

z	0,00	0,25H	0,50H	0,75H	H
$u_{z,t}(\text{kN/m}^2)$	0,00	49,39	91,18	119,17	129,00

Trên hình 5.19 diện tích abc là biểu đồ phân bố áp lực nước lỗ rỗng $u_{z,t}$ và diện tích aedc là biểu đồ phân bố áp lực nén $\sigma'_{z,t}$ (áp lực hiệu quả).

III. Tính độ lún theo thời gian

1. Độ cố kết của đất nền

Độ cố kết là tỷ số giữa độ lún ở thời điểm t nào đó trong quá trình đang lún (S_t) và độ lún ở thời điểm quá trình lún đã kết thúc (S), ký hiệu là Q_t .

$$Q_t = \frac{S_t}{S} \tag{5.31}$$

Từ đó (5.32)

$$S_t = Q_t S$$

Trong đó:

$$S = \frac{a}{1 + \epsilon_o} \int_0^H \sigma_z dz \tag{a}$$

$$S_t = \frac{a}{1 + \epsilon_o} \int_0^H \sigma'_{z,t} dz \tag{b}$$

Thay (a) và (b) vào (5.31) nhận được :

$$Q_t = \frac{\int_0^H \sigma'_{z,t} dz}{\int_0^H \sigma_z dz} = \frac{\int_0^H \sigma_z dz - \int_0^H u_{z,t} dz}{\int_0^H \sigma_z dz}$$

Từ đó (5.33)

$$Q_t = 1 - \frac{\int_0^H u_{z,t} dz}{\int_0^H \sigma_z dz}$$

Đây là công thức cơ bản thường dùng để xác định độ cố kết của nền đất, trong đó:

$$\int_0^H u_{z,t} dz, \int_0^H \sigma'_{z,t} dz - \text{diện tích lần lượt của biểu đồ áp lực nước lỗ rỗng abc và biểu đồ}$$

ứng suất hiệu quả aedc trên hình 5.19 ở thời điểm t.

$$\int_0^H \sigma_z dz - \text{diện tích biểu đồ ứng suất hiệu quả aedb trên hình 5.19 ở thời điểm } t = \infty \text{ (là}$$

thời điểm quá trình cố kết đã chấm dứt).

Từ công thức (5.33) thấy rằng độ cố kết Q_t phụ thuộc tỷ số $\int_0^H u_{z,t} dz / \int_0^H \sigma_z dz$ tức phụ

thuộc tỷ số của diện tích biểu đồ áp lực nước lỗ rỗng abc và biểu đồ ứng suất hiệu quả aedb trên hình 5.19. Rõ ràng Q_t tăng trưởng theo thời gian cố kết, từ $Q_t = 0$ ở thời điểm $t = 0$ tăng lên $Q_t = 1$ ở thời điểm $t = \infty$ (tức là thời điểm quá trình cố kết đã chấm dứt).

Vậy độ cố kết Q_t biểu thị mức độ hoàn thành quá trình chuyển hoá áp lực nước lỗ rỗng (ứng suất trung hoà) thành ứng suất hiệu quả trong quá trình cố kết.

Nếu biểu đồ áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất hiệu quả đã được xác định, điều kiện thoát nước và tính chất của đất nền biết trước thì dễ dàng tính được độ cố kết Q_t và nhờ đó sẽ tính được S_t theo công thức (5.32).

2. Độ cố kết của đất nền trong các trường hợp cơ bản

Trong thực tế xây dựng, trên cơ sở phân tích tính chất và điều kiện thoát nước một hướng của đất nền, đặc điểm của tải trọng công trình và tình hình phân bố ứng suất trong đất có thể phân ra 5 trường hợp cố kết cơ bản sau đây của bài toán cố kết một hướng.

a) Trường hợp 0 (TH-0)

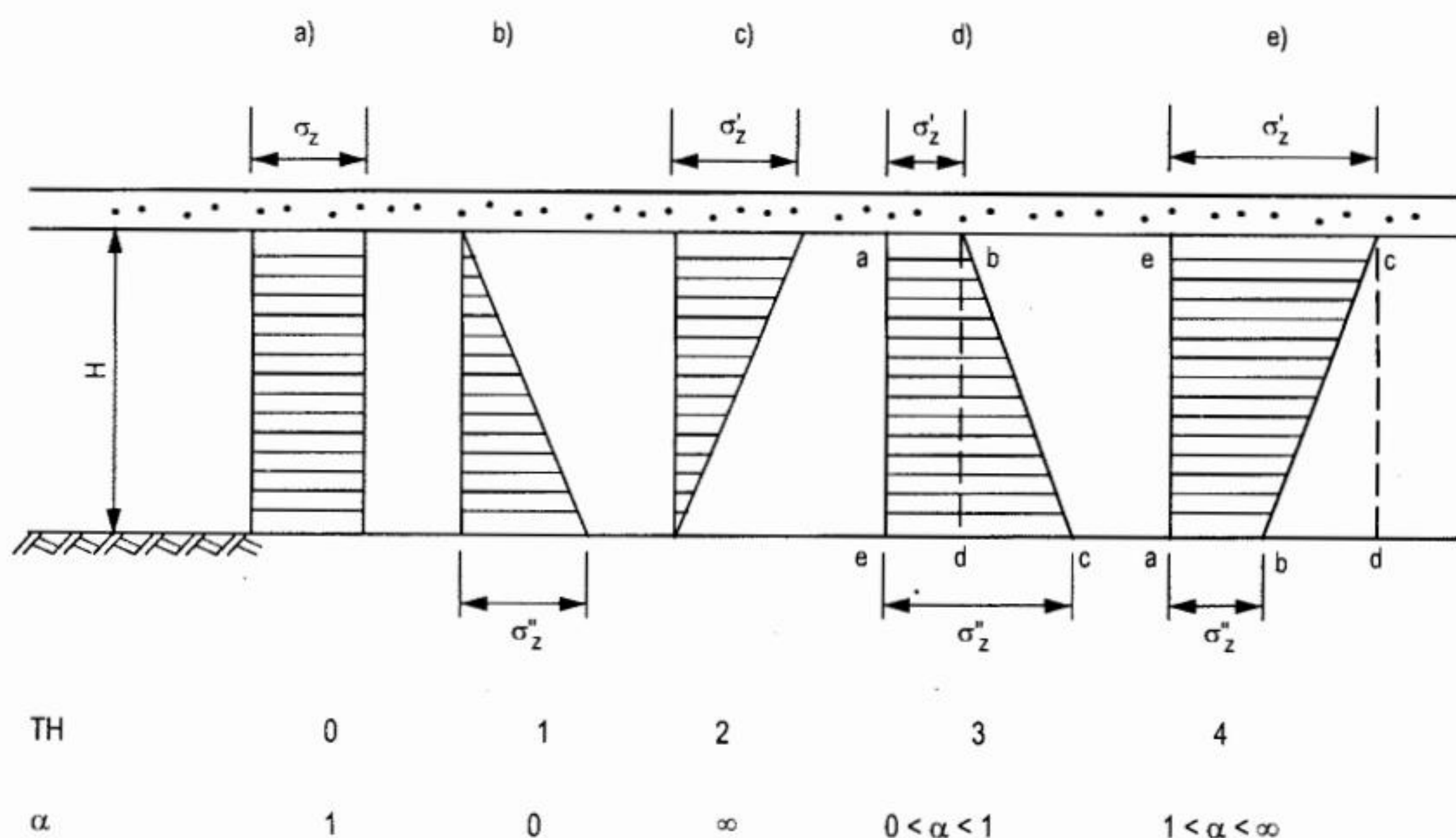
Đất nền đồng chất đã cố kết ổn định dưới tác dụng của trọng lượng bản thân, chiều dày lớp đất nền tương đối mỏng, kích thước đáy móng công trình tương đối lớn. Ứng suất ép co do tải trọng ngoài gây ra trong đất phân bố đều theo chiều sâu (hình 5.20a).

Trong trường hợp này thay biểu thức (5.29) vào công thức (5.33) rồi tích phân sẽ nhận được:

$$Q_{t0} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^2} e^{-m^2 N} \quad (5.34)$$

Vì chuỗi (5.34) hội tụ nhanh (do giá trị N lớn) nên chỉ cần lấy một số hạng đầu cũng đủ chính xác, tức là:

$$Q_{t0} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} \quad (5.35)$$



Hình 5.20

$$Q_{10} \text{ là hàm số của } N: Q_{10} = f(N) ; N = \frac{\pi^2 C_v}{4H^2} t \quad (5.30)$$

Từ công thức (5.30) có thể suy ra được thời gian cần thiết để hai lớp đất nền có chiều dày khác nhau nhưng cùng đạt được độ cố kết bằng nhau khi tính chất cơ lý (hệ số cố kết C_v), điều kiện thoát nước và tình hình phân bố ứng suất ép co của chúng như nhau (hình 5.21a,b). Trong trường hợp này, điều kiện để hai lớp đất nền đạt độ cố kết như nhau là nhân tố thời gian N phải bằng nhau, tức là:

$$N_1 = N_2$$

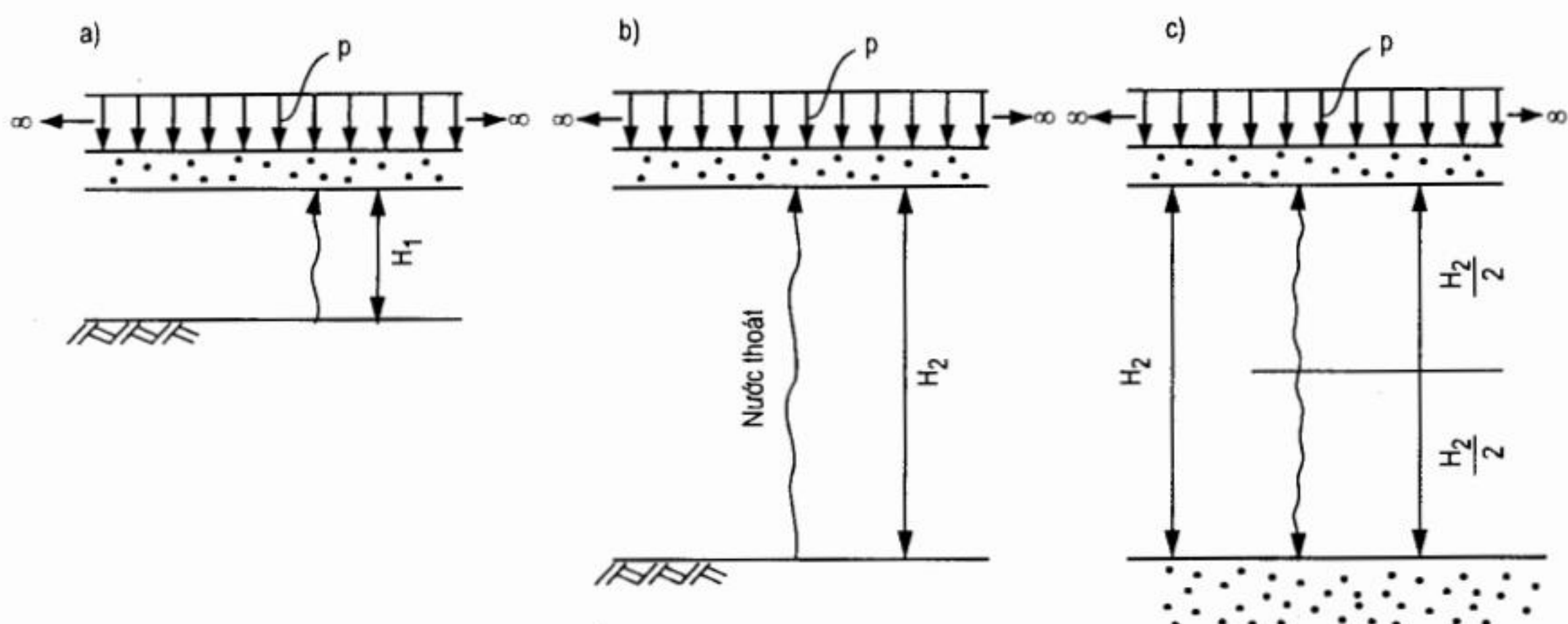
hoặc

$$\frac{\pi^2 C_v}{4H_1^2} t_1 = \frac{\pi^2 C_v}{4H_2^2} t_2$$

từ đó

$$\frac{t_1}{t_2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^2 \quad (5.36)$$

Biểu thức (5.36) cho thấy tỷ số thời gian cố kết bằng bình phương tỷ số khoảng cách thoát nước lớn nhất. Trong trường hợp đang xét (hình 5.21a,b) với điều kiện thoát nước một mặt nên khoảng cách thoát nước lớn nhất H_1, H_2 cũng chính là chiều dày của lớp đất nền.



Hình 5.21

Từ biểu thức (5.36) còn có thể suy ra được thời gian cố kết của hai lớp đất nền có tính chất, chiều dày và phân bố ứng suất ép co giống nhau nhưng điều kiện thoát nước của chúng khác nhau (hình 5.21b,c). Trên hình 5.21c, đất nền thoát nước hai mặt nên khoảng cách thoát nước lớn nhất chỉ bằng $H_2/2$, do đó (5.36) trở thành:

$$\frac{t_1}{t_2} = \left(\frac{H_2}{\frac{H_2}{2}} \right)^2 = 4 \left(\frac{H_2}{H_2} \right)^2 = 4 \quad (5.37)$$

Rõ ràng thời gian cố kết t_2 của lớp đất nền thoát nước hai mặt ngắn hơn nhiều, chỉ bằng 1/4 thời gian cố kết t_1 của đất nền có cùng chiều dày nhưng chỉ thoát nước một mặt.

b) Trường hợp 1 (TH-1)

Đất nền là loại trầm tích mới chưa ổn định, tức dưới tác dụng của trọng lượng bản thân, quá trình cố kết của đất chưa hoàn thành. Biểu đồ phân bố ứng suất ép co trong nền do trọng lượng bản thân đất gây ra theo chiều sâu có dạng tam giác, với cạnh đáy ở mặt không thấm (hình 5.20b). Về nguyên tắc có thể giải phương trình (5.27) để tìm nghiệm $u_{z,t}$ cho trường hợp này nhờ kết hợp điều kiện ban đầu và điều kiện biên sau đây:

Điều kiện ban đầu:

Khi $t = 0$, $0 \leq z \leq H$, $u_t = \frac{\sigma_z'' z}{H}$, trong đó $\sigma_z'' = \gamma H$.

Điều kiện biên:

Tại $z = 0$, với mọi t , $u_t = 0$.

Tại $0 \leq z \leq H$, với mọi t , $\sigma_z = \frac{\sigma_z'' z}{H}$

Thay nghiệm $u_{z,t}$ và $\sigma_z = \frac{\sigma'_z z}{H}$ vào biểu thức (5.33) rồi tích phân sẽ nhận được:

$$Q_{t1} = 1 - \frac{32}{\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{(2n-1)^3} e^{-(2n-1)^2 N} \quad (5.38)$$

Trong đó: n - số nguyên dương (1, 2, 3, 4 ...)

Chuỗi trên hội tụ nhanh nên chỉ cần lấy một số hạng đầu cũng đủ chính xác, tức là:

$$Q_{t1} = 1 - \frac{32}{\pi^3} e^{-N} \quad (5.39)$$

c) Trường hợp 2 (TH-2)

Đất nền đã hoàn thành quá trình cố kết dưới tác dụng của trọng lượng bản thân. Chiều dày lớp đất nền tương đối lớn, kích thước đáy móng tương đối bé. Biểu đồ phân bố ứng suất ép co trong nền do tải trọng ngoài p gây ra có dạng tam giác giảm dần theo chiều sâu. Tại tầng không thấm ứng suất ép co bằng không, tại mặt thoát nước ứng suất ép co bằng $\sigma'_z = p$ (hình 5.20c).

Tại độ sâu z , ứng suất ép co xác định theo công thức sau:

$$\sigma_z = \sigma'_z - \frac{\sigma'_z z}{H} \quad \text{trong đó: } \sigma'_z = p$$

Tìm nghiệm $u_{z,t}$ của trường hợp 2 bằng cách giải phương trình (5.27) kết hợp với điều kiện ban đầu và điều kiện biên sau đây.

Điều kiện ban đầu:

$$\text{Khi } t = 0, 0 \leq z \leq H, u_t = \sigma'_z - \frac{\sigma'_z z}{H}.$$

Điều kiện biên:

Tại $z = 0$, với mọi t , $u = 0$.

$$\text{Tại } 0 \leq z \leq H, \text{ với } t = \infty, \sigma_z = \sigma'_z - \frac{\sigma'_z z}{H}.$$

Thay nghiệm $u_{z,t}$ và $\sigma_z = \sigma'_z - \frac{\sigma'_z z}{H}$ vào biểu thức (5.33) rồi tích phân sẽ nhận được:

$$Q_{t2} = 1 - \frac{16}{\pi^2} \left(1 - \frac{2}{\pi}\right) e^{-N} \quad (5.40)$$

Kết quả nghiên cứu cho thấy biến dạng của đất nền đồng chất ở một thời điểm t nào đó do ứng suất ép co có dạng biểu đồ phân bố nào đó gây ra sẽ tương đương với tổng các biến dạng gây ra do các biểu đồ ứng suất ép co riêng rẽ hợp thành. Điều đó cho phép dùng nguyên lý cộng tác dụng các biểu đồ phân bố ứng suất ép co để xác định độ lún của nền trong quá trình cố kết.

Áp dụng nguyên lý đó, có thể xem độ lún S_{t2} ở thời điểm t của TH-2 (hình 5.20c) tương đương với hiệu số độ lún của TH-0 và TH-1 ở thời điểm đó, tức là:

$$S_{t2} = S_{t0} - S_{t1} \quad \text{hoặc} \quad Q_{t2} S_2 = Q_{t0} S_0 - Q_{t1} S_1$$

Ứng dụng công thức (5.2) biểu thức trên trở thành:

$$Q_{12} \frac{a\sigma_z H}{2(1+\varepsilon_o)} = Q_{10} \frac{a\sigma_z H}{1+\varepsilon_o} - Q_{11} \frac{a\sigma_z H}{2(1+\varepsilon_o)}$$

Rút gọn ta có:

$$Q_{12} = 2Q_{10} - Q_{11} \quad (5.41)$$

d) Trường hợp 3 (TH-3)

Đất nền cốt kết chưa hoàn thành dưới tác dụng của trọng lượng bản thân. Biểu đồ ứng suất ép co do tải trọng ngoài gây ra trong nền phân bố đều hoặc phân bố hình thang với đáy lớn ở mặt không thoát nước và đáy bé ở mặt thoát nước (hình 5.20d). Theo nguyên lý cộng tác dụng, độ lún của nền trong trường hợp này xác định theo công thức:

$$S_{13} = S_{10} + S_{11}$$

hoặc

$$Q_{13} \cdot S_3 = Q_{10} \cdot S_o + Q_{11} \cdot S_1$$

$$Q_{13} \frac{a}{1+\varepsilon_o} \left(\frac{\sigma_z'' + \sigma_z'}{2} \right) H = Q_{10} \frac{a}{1+\varepsilon_o} \sigma_z' H + Q_{11} \frac{a}{1+\varepsilon_o} \left(\frac{\sigma_z'' - \sigma_z'}{2} \right) H$$

Trong công thức trên, các số hạng $\frac{\sigma_z'' + \sigma_z'}{2} H$; $\sigma_z' H$; $\frac{\sigma_z'' - \sigma_z'}{2} H$ là diện tích lần lượt của biểu đồ ứng suất abce, abde và bcd trên hình 5.20d. Công thức rút gọn ta có:

$$Q_{13}(\sigma_z'' + \sigma_z') = 2Q_{10}\sigma_z' + Q_{11}(\sigma_z'' - \sigma_z')$$

Chia hai vế cho σ_z'' sẽ nhận được:

$$Q_{13}(1 + \alpha) = 2Q_{10}\alpha + Q_{11}(1 - \alpha)$$

Từ đó

$$Q_{13} = \frac{2\alpha Q_{10} + Q_{11}(1 - \alpha)}{(1 + \alpha)} \quad (5.42)$$

Trong đó:

$$\alpha = \frac{\sigma_z'}{\sigma_z''} \quad (5.43)$$

σ_z' - ứng suất ép co ở mặt thoát nước.

σ_z'' - ứng suất ép co ở mặt không thoát nước.

e) Trường hợp 4 (TH-4)

Đất nền đã cốt kết ổn định dưới tác dụng của trọng lượng bản thân. Chiều dày lớp đất nền không lớn. Biểu đồ phân bố ứng suất ép co do tải trọng ngoài gây ra trong nền có dạng hình thang với đáy lớn ở mặt thoát nước và đáy bé ở mặt không thoát nước (hình 5.20e).

Theo nguyên lý cộng tác dụng độ lún của nền trong trường hợp này xác định theo công thức:

$$S_{14} = S_{10} - S_{11}$$

hoặc

$$Q_{14} \cdot S_4 = Q_{10} \cdot S_o - Q_{11} \cdot S_1$$

$$Q_{14} \frac{a}{1+\varepsilon_o} \left(\frac{\sigma_z'' + \sigma_z'}{2} \right) H = Q_{10} \frac{a}{1+\varepsilon_o} \sigma_z' H - Q_{11} \frac{a}{1+\varepsilon_o} \left(\frac{\sigma_z' - \sigma_z''}{2} \right) H$$

Trong công thức trên, các số hạng $\frac{\sigma_z'' + \sigma_z'}{2} H$; $\sigma_z' H$; $\frac{\sigma_z' - \sigma_z''}{2} H$ là diện tích lần lượt của biểu đồ ứng suất aecb, aecd và cbd trên hình 5.20e. Rút gọn ta có:

$$Q_{t4}(\sigma_z' + \sigma_z'') = 2Q_{t0}\sigma_z' - Q_{t1}(\sigma_z' - \sigma_z'')$$

Chia hai vế cho σ_z'' sẽ nhận được:

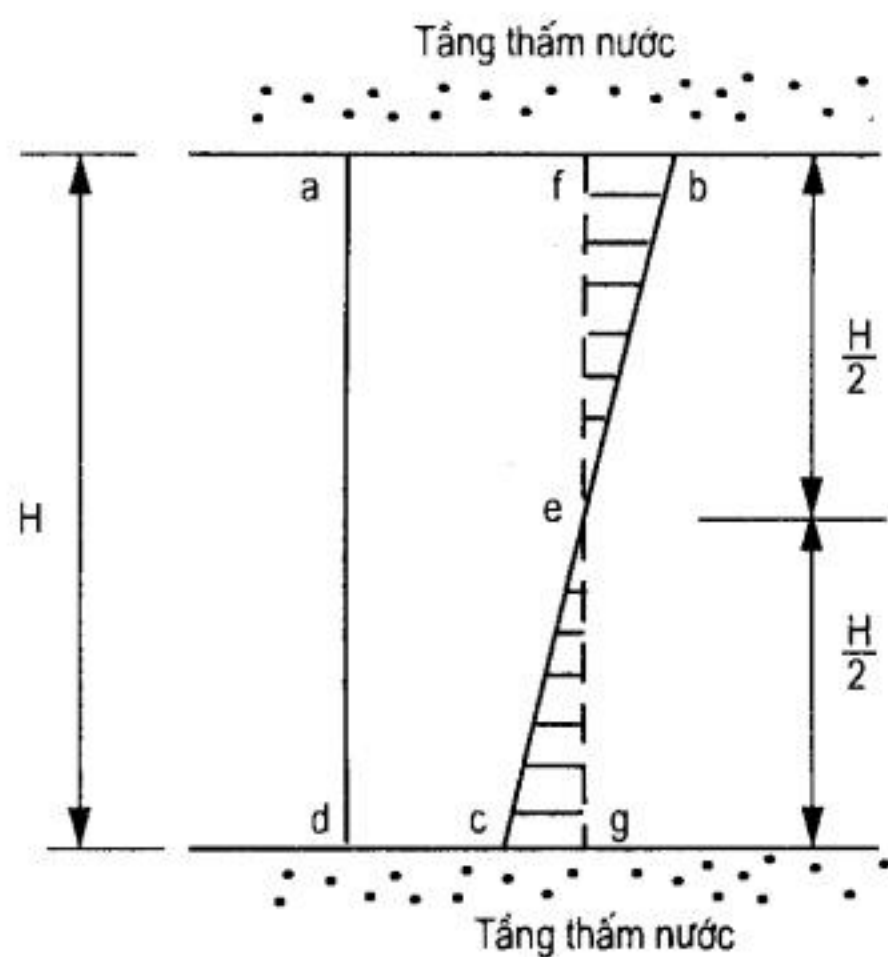
$$Q_{t4}(1 + \alpha) = 2\alpha Q_{t0} - Q_{t1}(\alpha - 1)$$

Hoặc:
$$Q_{t4} = \frac{2\alpha Q_{t0} + Q_{t1}(1 - \alpha)}{(1 + \alpha)} \quad (5.44)$$

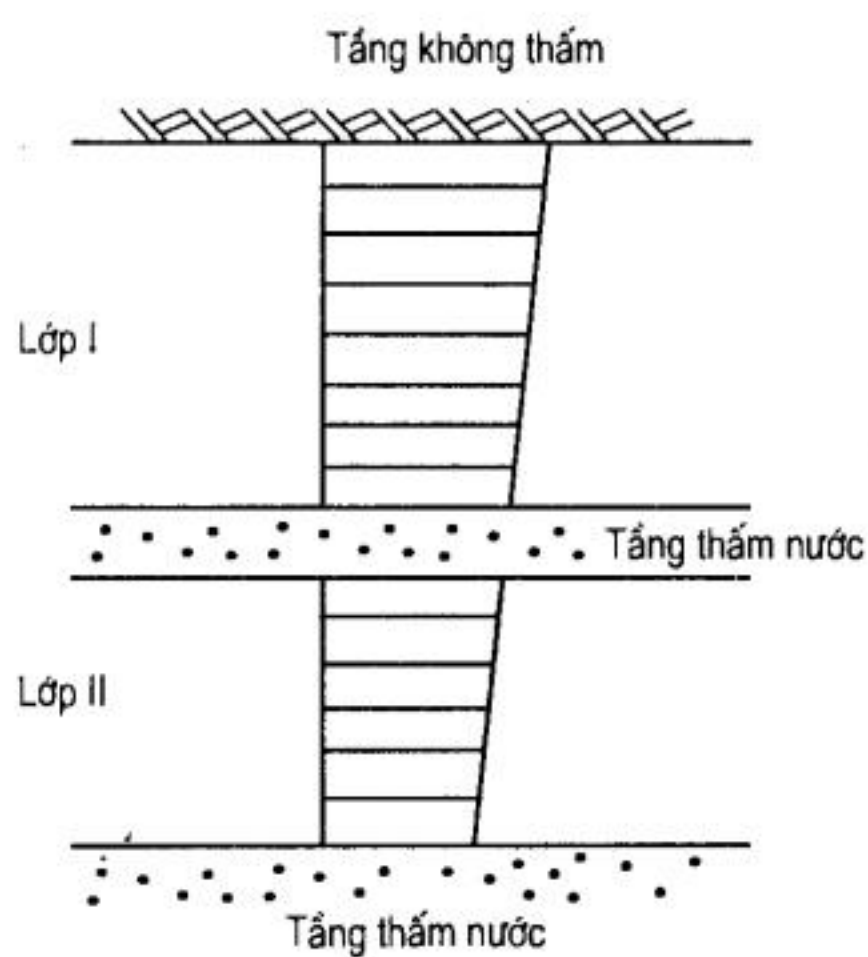
Trong đó: α - giống như trên.

Kết quả nghiên cứu cho thấy độ cố kết Q_t là một hàm số của nhân tố thời gian N và α . Để tiện tính toán thường lập bảng trị số N và Q_t cho năm trường hợp cố kết cơ bản (với các α khác nhau) để tra cứu. Kết quả tính toán cho ở bảng 5.2.

Trên đây là những trường hợp cố kết cơ bản trong điều kiện thoát nước một mặt. Nếu gặp trường hợp thoát nước hai mặt thì dù biểu đồ phân bố ứng suất ép co có dạng như thế nào (miễn là phân bố đường thẳng) đều có thể đưa về trường hợp 0 (TH-0) để tính toán. Trên hình 5.22 là trường hợp đất nền cố kết trong điều kiện thoát nước hai mặt. Rất dễ dàng nhận thấy biến dạng của nền do cố kết và nước bị ép thoát ra ở mặt trên do tác dụng của phần ứng suất ép co có diện tích biểu đồ tam giác feb sẽ tương đương với biến dạng của nền do cố kết và nước bị ép thoát ra ở mặt đáy dưới tác dụng của phần ứng suất ép co có diện tích biểu đồ tam giác ngược egc. Vậy khi tính toán cho phép thay thế biểu đồ phân bố đều afgd. Nhưng lúc đó khoảng cách thoát nước lớn nhất chỉ lấy bằng nửa chiều dày lớp đất, tức là $H/2$.



Hình 5.22



Hình 5.23

Trong trường hợp đất nền có hai lớp I và II như hình 5.23 thì tiến hành tính toán độ cố kết Q_t và độ lún S_t cho các lớp riêng rẽ sau đó cộng kết quả với nhau. Khi tính toán cần lưu ý lớp I là trường hợp thoát nước một mặt và thoát ở mặt đáy lớp do đó cần tính toán theo TH-3. Còn lớp II là trường hợp thoát nước hai mặt cần tính toán theo TH-0.

Bảng 5.2. Giá trị $N \sim Q_t$

TH Q _t N		TH-3, TH-4																		
		α																		
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	2,0	3,0	5,0	7,0	10,0	>10					
TH-0	TH-1	TH-2	0,02	0,21	-	0,42	0,04	0,07	0,10	0,12	0,14	0,16	0,19	0,21	0,28	0,32	0,35	0,37	0,38	Tính theo TH-2
0,04	0,22	0,01	0,43	0,05	0,08	0,11	0,13	0,15	0,17	0,20	0,21	0,22	0,29	0,33	0,36	0,38	0,38	0,38		
0,06	0,24	0,03	0,45	0,07	0,10	0,13	0,15	0,17	0,19	0,23	0,25	0,27	0,31	0,35	0,38	0,40	0,40	0,41		
0,08	0,25	0,05	0,45	0,09	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,23	0,26	0,28	0,30	0,36	0,40	0,41	0,44		
0,10	0,27	0,07	0,47	0,11	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,23	0,26	0,29	0,31	0,37	0,41	0,44	0,45	0,47		
0,12	0,28	0,09	0,47	0,12	0,15	0,18	0,20	0,22	0,24	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,38	0,42	0,44	0,46		
0,14	0,30	0,11	0,49	0,14	0,17	0,20	0,22	0,23	0,25	0,26	0,29	0,31	0,34	0,40	0,43	0,46	0,48	0,49		
0,16	0,31	0,12	0,50	0,16	0,18	0,21	0,23	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,42	0,45	0,47	0,50		
0,18	0,32	0,14	0,50	0,17	0,21	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38	0,44	0,48	0,52	0,53		
0,20	0,34	0,16	0,52	0,19	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38	0,40	0,46	0,50	0,54	0,57		
0,24	0,36	0,19	0,53	0,22	0,25	0,27	0,29	0,30	0,32	0,34	0,37	0,40	0,42	0,44	0,49	0,53	0,56	0,58		
0,28	0,39	0,22	0,56	0,25	0,28	0,30	0,32	0,33	0,35	0,37	0,39	0,42	0,44	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61		
0,32	0,41	0,25	0,57	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,37	0,38	0,40	0,42	0,44	0,46	0,50	0,54	0,57	0,62		
0,36	0,44	0,28	0,60	0,31	0,33	0,35	0,37	0,38	0,40	0,41	0,42	0,44	0,46	0,48	0,52	0,56	0,59	0,63		
0,40	0,46	0,31	0,61	0,34	0,36	0,38	0,40	0,41	0,42	0,44	0,45	0,48	0,51	0,53	0,57	0,61	0,65	0,66		
0,45	0,48	0,34	0,62	0,37	0,39	0,41	0,42	0,43	0,44	0,46	0,48	0,50	0,52	0,53	0,57	0,61	0,65	0,66		
0,50	0,51	0,38	0,64	0,40	0,42	0,44	0,45	0,47	0,48	0,50	0,51	0,52	0,53	0,55	0,59	0,63	0,66	0,66		
0,55	0,53	0,41	0,65	0,43	0,45	0,47	0,48	0,49	0,50	0,52	0,53	0,55	0,57	0,59	0,63	0,66	0,66	0,66		
0,60	0,56	0,44	0,68	0,46	0,48	0,50	0,51	0,52	0,53	0,55	0,56	0,58	0,60	0,62	0,66	0,66	0,66	0,66		

Bảng 5.2. Giá trị $N \sim Q_t$ (tiếp theo)

TH-3, TH-4																		
TH Q _t N		TH-0	TH-1	TH-2	α													
					0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	2,0	3,0	5,0	7,0	10,0	>10
0,65		0,58	0,46	0,70	0,48	0,50	0,52	0,53	0,54	0,55	0,57	0,58	0,62	0,64	0,66	0,67	0,68	Tính theo TH-2
0,70		0,60	0,49	0,71	0,51	0,53	0,54	0,55	0,56	0,57	0,59	0,60	0,64	0,66	0,67	0,68	0,69	
0,75		0,62	0,52	0,72	0,54	0,55	0,57	0,58	0,59	0,61	0,61	0,62	0,65	0,67	0,69	0,70	0,70	
0,80		0,64	0,54	0,74	0,56	0,57	0,59	0,60	0,60	0,62	0,63	0,64	0,67	0,70	0,71	0,72	0,72	
0,85		0,65	0,56	0,74	0,58	0,59	0,60	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65	0,68	0,70	0,71	0,72	0,72	
0,90		0,67	0,58	0,76	0,60	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,70	0,72	0,73	0,74	0,74	
0,95		0,69	0,60	0,78	0,62	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,68	0,69	0,72	0,74	0,75	0,76	0,76	
1,00		0,70	0,62	0,78	0,64	0,65	0,66	0,67	0,67	0,68	0,69	0,70	0,73	0,74	0,75	0,76	0,77	
1,10		0,73	0,66	0,80	0,67	0,68	0,69	0,70	0,70	0,71	0,72	0,73	0,75	0,77	0,78	0,78	0,79	
1,20		0,76	0,69	0,83	0,70	0,71	0,72	0,73	0,74	0,74	0,75	0,76	0,78	0,80	0,81	0,81	0,82	
1,30		0,78	0,72	0,84	0,73	0,74	0,75	0,75	0,76	0,77	0,77	0,78	0,80	0,81	0,82	0,83	0,83	
1,40		0,80	0,75	0,85	0,76	0,77	0,77	0,78	0,78	0,79	0,79	0,80	0,82	0,83	0,83	0,84	0,84	
1,50		0,82	0,77	0,87	0,78	0,79	0,79	0,80	0,80	0,81	0,81	0,82	0,84	0,85	0,85	0,86	0,86	
1,60		0,84	0,79	0,89	0,80	0,81	0,81	0,82	0,82	0,83	0,83	0,84	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	
1,80		0,87	0,83	0,91	0,84	0,84	0,85	0,85	0,86	0,86	0,86	0,87	0,88	0,89	0,89	0,90	0,90	
2,00		0,89	0,86	0,92	0,87	0,87	0,87	0,88	0,88	0,88	0,89	0,90	0,90	0,91	0,91	0,91	0,92	
3,00		0,96	0,95	0,97	0,95	0,95	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,97	0,97	0,97	0,97	
5,00		0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	
∞		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	

3. Tính toán độ lún theo thời gian

Trong thực tế thiết kế thường gặp hai dạng bài toán sau đây khi tính toán độ lún của nền theo thời gian.

Bài toán thứ nhất: Cho biết thời gian t , yêu cầu tính độ cố kết Q_t và độ lún S_t .

Các bước tính toán như sau:

- Tính hệ số cố kết C_v theo công thức (5.28).
- Tính nhân tố thời gian N theo công thức (5.30).
- Xác định trường hợp cố kết cơ bản hoặc trị số α theo công thức (5.43).
- Tính toán Q_t theo công thức (5.35), (5.39), (5.40), (5.42), (5.44) hoặc tra bảng 5.2 nhờ giá trị N và α .
- Tính độ lún S_t theo công thức (5.32).

Bài toán thứ hai: Cho biết độ cố kết Q_t hoặc độ lún S_t , yêu cầu xác định thời gian t cần thiết để đất nền đạt được độ cố kết hoặc độ lún nói trên.

Các bước tính toán như sau:

- Tính hệ số cố kết C_v theo công thức (5.28).
- Xác định trường hợp cố kết cơ bản hoặc trị số α theo công thức (5.43).
- Tra bảng 5.2 xác định nhân tố thời gian N nhờ giá trị Q_t và α .
- Tính thời gian t theo công thức (5.30).

Trong trường hợp 0 (TH-0), nếu lấy $N = 6,0945$ thì xác định được $Q_{t_0} \approx 1$, tức là đất nền gần như được cố kết hoàn toàn. Do vậy có thể xác định thời gian cần thiết để đất nền hoàn thành quá trình cố kết như sau:

Từ công thức (5.30) rút ra:

$$t = \frac{4H^2}{\pi^2 C_v} N$$

Thay $N = 6,0945$ vào công thức ta có:

$$t = 2,47 \frac{H^2}{C_v} \quad (5.45)$$

Bài tập mẫu 5.6

Nền đất sét bão hoà nước dày 10m nằm trên tầng đá không thấm nước. Mặt nền chịu tải trọng phân bố cục bộ $p = 235,4 \text{ kN/m}^2$, ứng suất ép co do tải trọng p gây ra trong nền có dạng phân bố như hình 5.24.

Cho biết các đặc trưng cơ lý đất nền như sau:

Hệ số rỗng ban đầu $\varepsilon_1 = 0,8$.

Hệ số ép co $a = 0,0025 \text{ cm}^2/\text{N}$

Hệ số thấm $k = 2,0 \text{ cm/năm}$.

Hãy xác định:

1. Độ lún S_t ở thời điểm $t = 1$ năm sau khi tác dụng tải trọng p .

2. Thời gian t cần thiết để độ cố kết đất nền đạt 0,75.

Bài giải

1. Xác định độ lún S_t

a) Xác định độ lún ổn định S :

$$S = \frac{a}{1 + \varepsilon_1} \sigma_z H$$

Trong đó:

$$\sigma_z = \frac{235,4 + 157,0}{2} = 196,2 \text{ kN/m}^2 = 19,62 \text{ N/cm}^2.$$

Thay số liệu đã cho và σ_z vào công thức trên ta có:

$$S = \frac{0,0025}{1 + 0,8} \cdot 19,62 \cdot 1000 = 27,3 \text{ cm}.$$

b) Tính S_t

Đây là TH-4

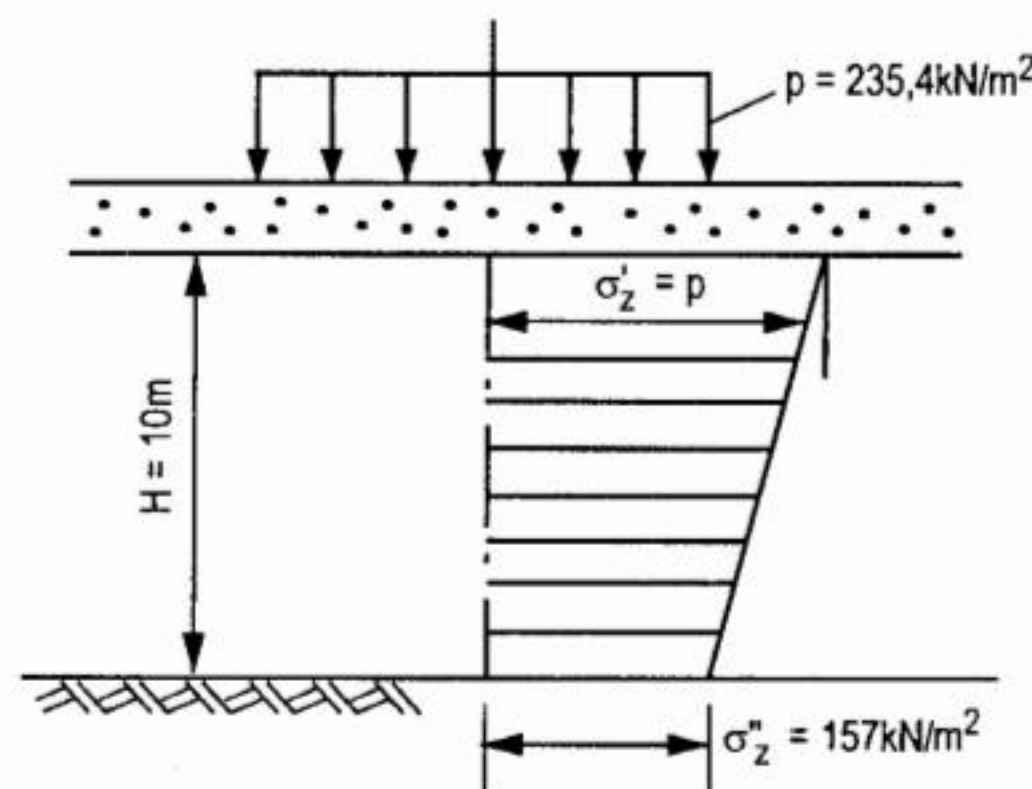
$$C_v = \frac{k(1 + \varepsilon_1)}{a\gamma_n} = \frac{2,0(1 + 0,8)}{0,0025 \times 0,01} = 1,44 \cdot 10^5 \text{ cm}^2/\text{năm}.$$

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4H^2} t = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{1,44 \cdot 10^5}{1000^2} \cdot 1 = 0,36$$

$$\alpha = \frac{235,4}{157,0} = 1,5$$

Q_t xác định được nhờ tra bảng 5.2 với $N = 0,36$ và $\alpha = 1,5$ nhận được $Q_t = 0,465$ do đó:

$$S_t = Q_t \cdot S = 0,465 \times 27,3 = 12,7 \text{ cm}.$$



Hình 5.24

3. Xác định đoạn đường cong $S \sim t$ (đoạn OGC') trong thời gian thi công như sau:

Trên trục hoành chọn thời điểm t bất kỳ trong phạm vi thời gian thi công ($t < t_1$).

Tại thời điểm $t/2$ trên trục hoành kẻ đường thẳng đứng cắt đường cong lý thuyết (đường OCF) tại D.

Từ D kẻ đường thẳng song song trục hoành cắt đường thẳng đứng đi qua điểm t_1 tại E.

Từ E kẻ đường thẳng OE cắt đường thẳng đứng đi qua điểm t tại G.

Tung độ điểm G chính là độ lún đã hiệu chỉnh của nền ở thời điểm t trong thời gian thi công.

Bằng cách tương tự, chọn các thời điểm t khác nhau trong phạm vi thời gian t_1 sẽ tìm được các điểm G tương ứng. Nối những điểm G đó với nhau sẽ nhận được đường OGC'. Đó là đường cong $S \sim t$ đã được hiệu chỉnh trong thời gian thi công t_1 .

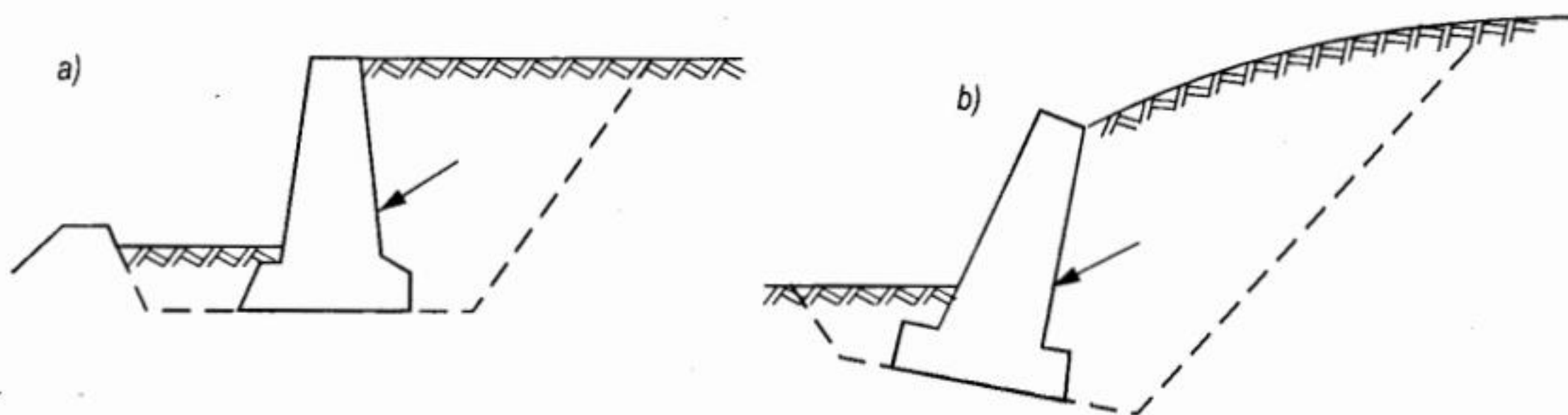
Tóm lại đường OGC'F' là đường cong quan hệ $S \sim t$ đã được hiệu chỉnh với giả thiết tải trọng công trình gia tăng dần với tốc độ đều trong thời gian thi công t_1 .

Chương 6

XÁC ĐỊNH ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

§6.1. MỞ ĐẦU

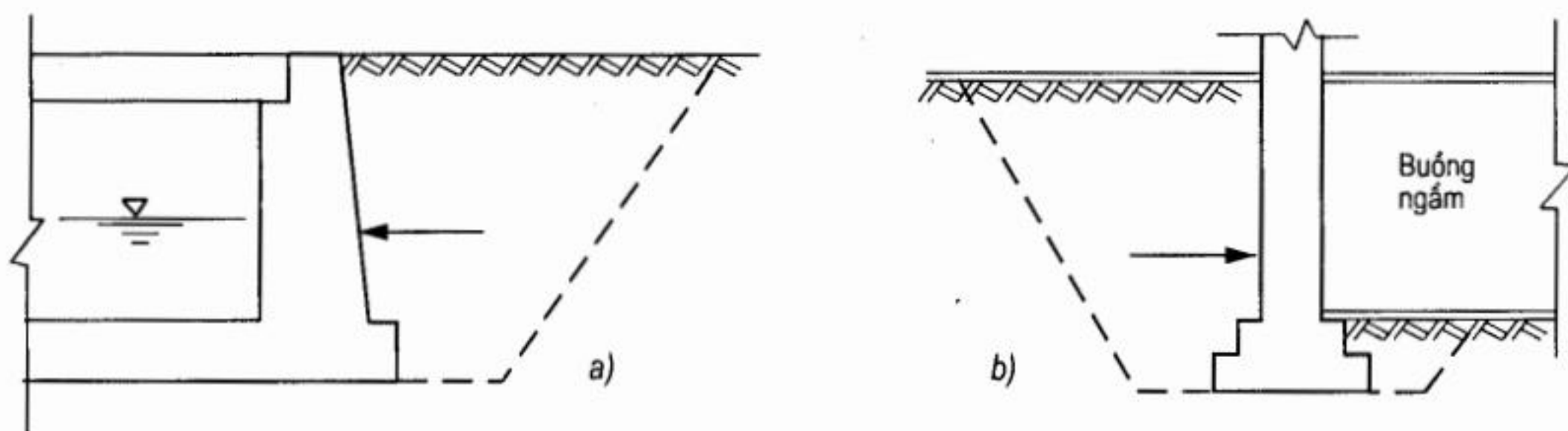
Trong thực tế xây dựng thường gặp các loại tường chắn dùng để chắn đất, ví dụ tường chắn bờ dốc hoặc sườn đồi hai bên đường (hình 6.1). Các mố cầu ở hai bờ vừa để đỡ dầm cầu vừa dùng để chắn đất (hình 6.2). Tường bên của các cống nước vừa là một bộ phận thân cống vừa dùng để chắn đất; tường chắn để ngăn buồng ngầm dưới mặt đất của nhà và công trình (hình 6.3).



Hình 6.1



Hình 6.2



Hình 6.3

Trước khi xây dựng tường chắn thường phải đào đất để tạo mặt bằng thi công. Sau khi xây xong, đất sau tường chắn đã bị đào bỏ sẽ được đắp trở lại. Do vậy đất sau tường chắn thường là đất đắp đầm chặt chứ không phải đất tự nhiên. Các đường đứt nét trên hình 6.1, 6.2, 6.3 là ranh giới đào đất tạo mặt bằng thi công. Khối đất nằm phía trên ranh giới đó đều là đất đắp.

Mặt tiếp giáp giữa đất đắp và tường chắn gọi là lưng tường. Do tác dụng của khối đất, lưng tường chắn thường xuyên chịu một áp lực gọi là áp lực đất. Áp lực đất là một trong những tải trọng chủ yếu tác dụng lên tường. Do vậy để thiết kế và xây dựng các tường chắn trước hết cần xác định đúng trị số, điểm đặt và phương chiều tác dụng của áp lực đất, đó là tài liệu thiết kế quan trọng. Vì thế vấn đề tính toán áp lực đất có ý nghĩa rất lớn trong xây dựng.

Nói chung tường chắn có chiều dài lớn so với chiều rộng do đó khi tính toán áp lực đất lên tường chắn chỉ cần lấy chiều dài bằng đơn vị để xét và xem là bài toán phẳng.

§6.2. CÁC LOẠI ÁP LỰC ĐẤT VÀ ĐIỀU KIỆN SẢN SINH RA CHÚNG

Có thể thấy rằng điều kiện làm việc của các tường chắn ở hình 6.1, 6.2, 6.3 rất khác nhau.

Tường chắn ở hình 6.1 luôn ở tư thế bị khối đất xô về phía trước (phía không có đất đắp), khối đất sau tường luôn có xu thế muốn trượt xuống.

Tường chắn ở hình 6.2 thường xuyên bị tải trọng ngoài xô về phía sau (phía đất đắp), khối đất đắp luôn ở xu thế bị ép trôi lên trên.

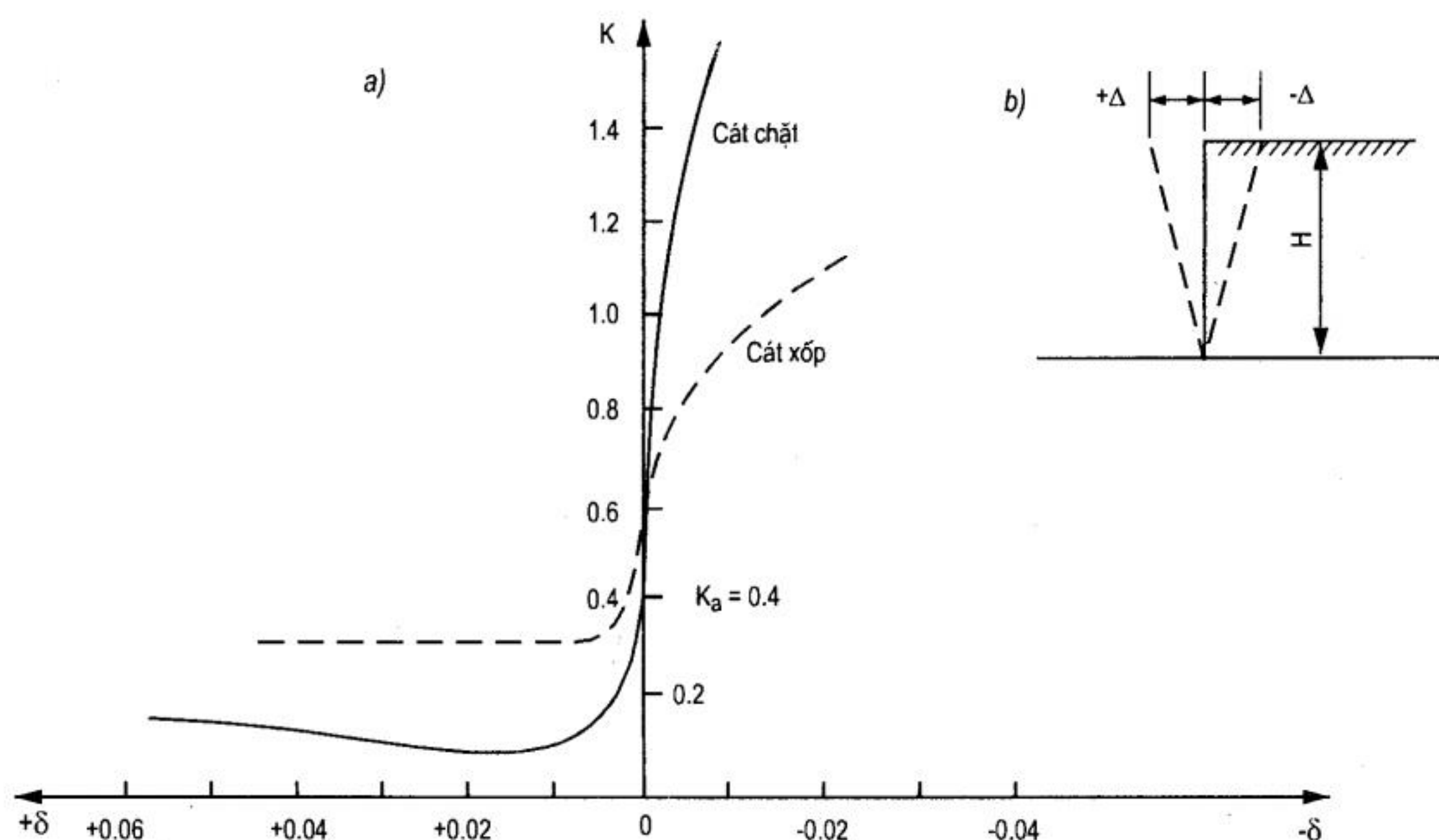
Tường chắn ở hình 6.3 luôn ở thế đứng yên, khối đất đắp luôn ở trạng thái tĩnh-trạng thái cân bằng.

Đó là điều kiện làm việc của ba loại tường chắn đặc trưng, theo đó tồn tại ba trạng thái khác nhau của khối đất đắp sau tường. Với các tường chắn ở hình 6.1, khối đất đắp ở trạng thái chủ động gây nên áp lực đẩy tường. Với các tường chắn ở hình 6.2, khối đất đắp ở trạng thái bị động gây nên áp lực chống tường. Với các tường chắn ở hình 6.3, khối đất đắp ở trạng thái tĩnh (trạng thái ngưng) gây nên áp lực tĩnh tác dụng lên tường.

Để phân tích định tính và định lượng áp lực đất tác dụng lên ba loại tường nói trên, Terzaghi đã làm thí nghiệm mô hình tìm hiểu quan hệ giữa áp lực đất và độ chuyển dịch của tường. Kết quả thí nghiệm nêu ở hình 6.4a với biểu đồ quan hệ giữa hệ số áp lực K (là tỷ số giữa thành phần áp lực ngang và áp lực thẳng đứng) và độ chuyển dịch tương đối của tường δ (là tỷ số giữa độ chuyển dịch của đỉnh tường Δ với chiều cao H của tường).

Trong đó quy ước $\Delta > 0$ khi tường bị khối đất đẩy dịch về phía không có đất, $\Delta < 0$ khi tường bị ngoại lực xô dịch về phía đất và $\Delta = 0$ khi tường đứng yên (hình 6.4b).

Từ biểu đồ $K \sim \delta$ thấy rằng trị số áp lực đất thay đổi theo độ chuyển dịch và hướng chuyển dịch của tường.

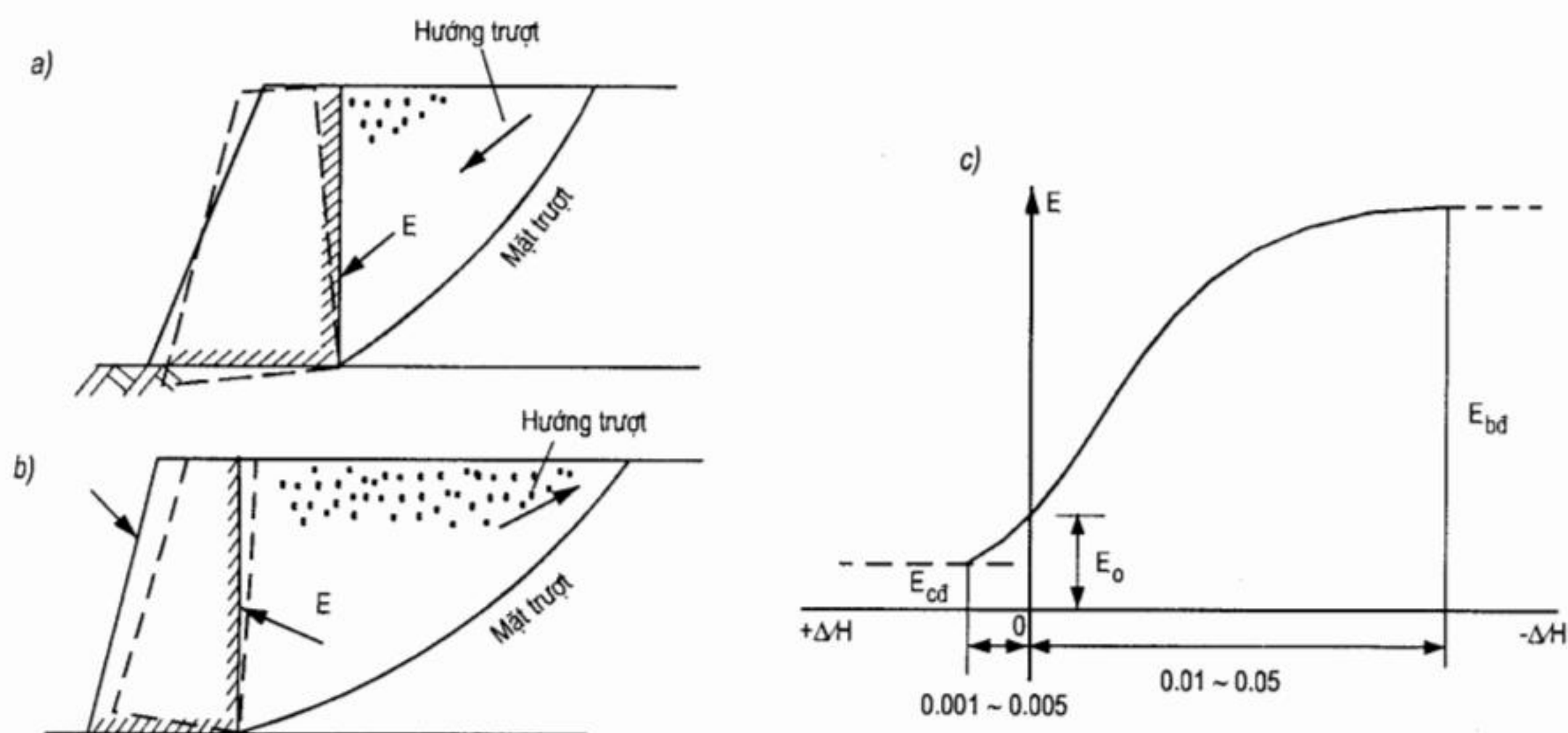


Hình 6.4

Nếu tường đứng yên, khối đất sau tường ở trạng thái tĩnh (cân bằng) gây ra áp lực hông tác dụng lên tường, gọi là áp lực đất ngưng, ký hiệu là E_0 (hình 6.5c).

Nếu tường bị khối đất đẩy về phía trước (tức khối đất ở trạng thái chủ động) thì áp lực đất giảm dần khi độ chuyển dịch của tường tăng. Điều này có thể lý giải là khi tường chuyển dịch và tách rời khỏi đất thì cường độ chống cắt của đất sẽ được phát huy, do đó làm giảm áp lực đất lên tường (tức hệ số K giảm). Khi chuyển dịch của tường đủ lớn, cường độ chống cắt của đất được phát huy tối đa, khối đất đạt trạng thái cân bằng giới hạn chủ động, hiện tượng phá hoại cắt trong đất xảy ra, mặt trượt trong khối đất xuất hiện (hình 6.5a). Áp lực đất tác dụng lên tường do khối trượt gây ra lúc đó gọi là áp lực đất chủ động - áp lực này tương ứng với trạng thái cân bằng giới hạn chủ động ký hiệu E_{cd} . Áp lực này có giá trị cực tiểu (hình 6.5c).

Trong trường hợp ngược lại, nếu tường bị ngoại lực xô về phía đất thì khối đất sẽ chống lại tường (khối đất ở trạng thái bị động), lực chống này sẽ tăng lên khi độ chuyển dịch của tường tăng. Sở dĩ như vậy vì tường càng chuyển dịch, khối đất sau tường càng bị nén ép khiến cường độ chống cắt của đất phát huy càng cao và do đó phản lực chống tường tăng lên (tức hệ số K tăng). Khi tường chuyển dịch đủ lớn, cường độ chống cắt của đất được huy động đến mức tối đa, khối đất sẽ đạt trạng thái cân bằng giới hạn bị động, mặt trượt sẽ xuất hiện trong khối đất (hình 6.5b). Áp lực chống tác dụng lên tường do khối đất gây ra lúc đó gọi là áp lực đất bị động - áp lực này tương ứng với trạng thái cân bằng giới hạn bị động ký hiệu E_{bd} . Áp lực này đạt giá trị cực đại (hình 6.5c).



Hình 6.5

Tóm lại từ kết quả thí nghiệm và phân tích cho thấy độ lớn chuyển dịch của tường và hướng chuyển dịch có ảnh hưởng trực tiếp đến tính chất và giá trị áp lực đất tác dụng lên tường:

Trường hợp tường đứng yên ($\Delta = 0$), khối đất gây ra áp lực đất tác dụng lên tường gọi là áp lực đất ngưng.

Khi tường bị khối đất xô về phía không có đất thì khối đất gây ra áp lực đẩy lên tường và sẽ đạt tới giá trị áp lực đất chủ động khi độ chuyển dịch của tường đủ lớn, vào khoảng $\Delta = 0,001H \div 0,005H$ (hình 6.5c).

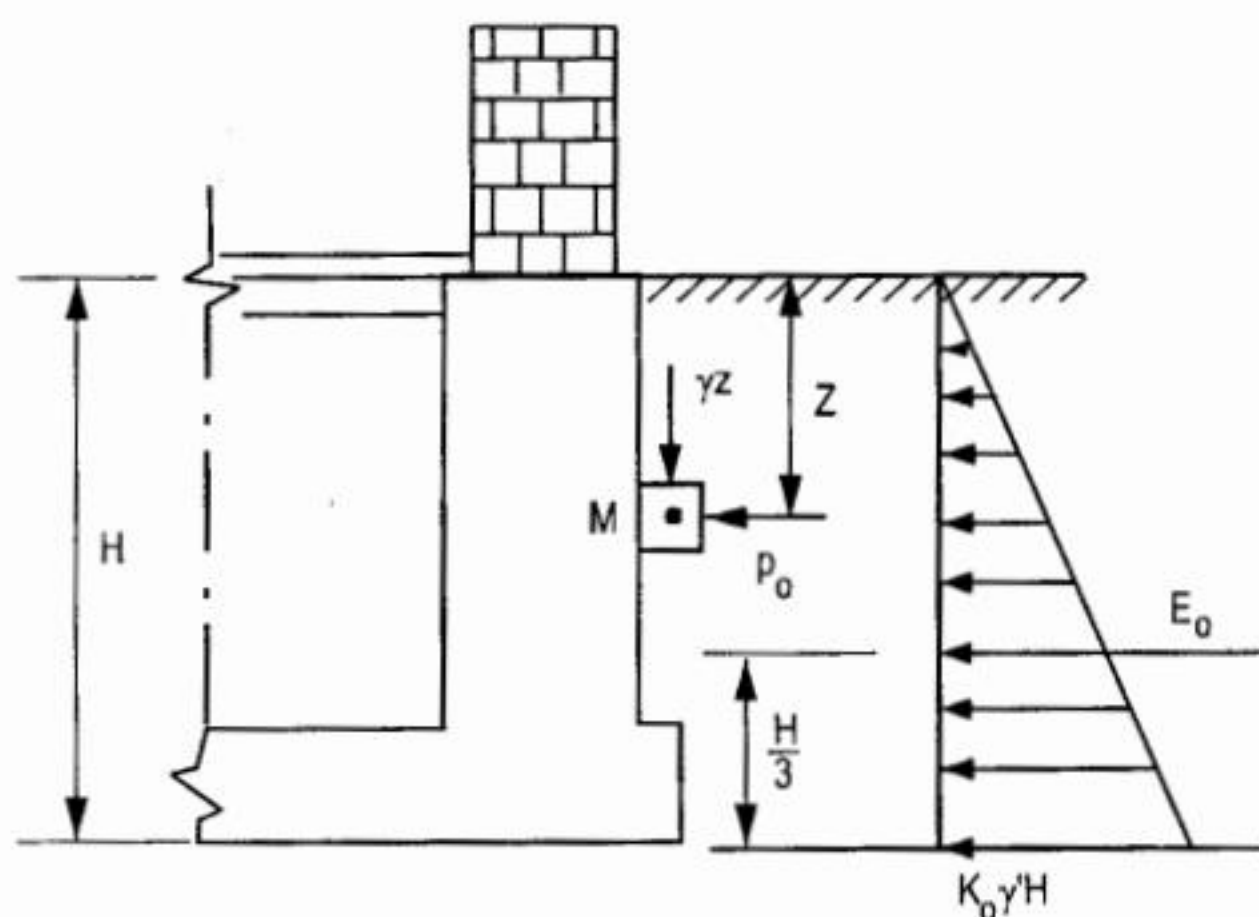
Trường hợp tường bị ngoại lực xô về phía đất thì khối đất gây áp lực chống đối với tường và sẽ đạt tới giá trị áp lực bị động khi độ chuyển dịch của tường đủ lớn, vào khoảng $\Delta = 0,01H \div 0,05H$ (hình 6.5c).

Dưới đây sẽ lần lượt trình bày cơ sở lý thuyết và phương pháp xác định các loại áp lực đất ngưng, áp lực đẩy và áp lực chủ động, áp lực chống và áp lực bị động của đất.

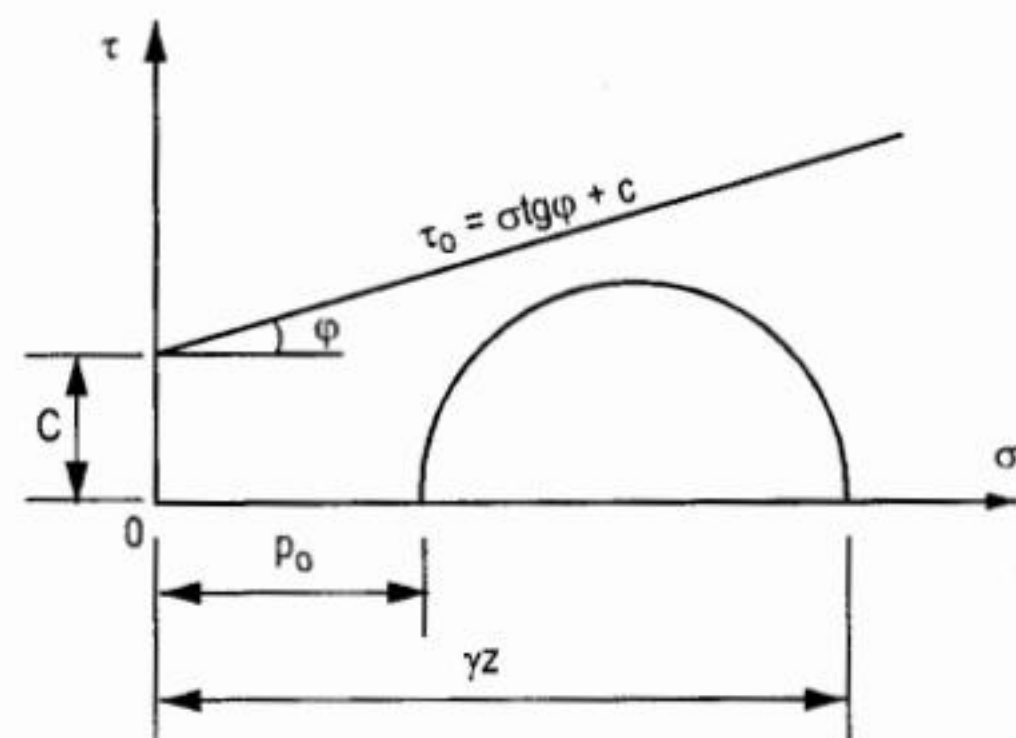
§6.3. XÁC ĐỊNH ÁP LỰC NGƯNG CỦA ĐẤT

I. Trường hợp lưng tường thẳng đứng, mặt đất nằm ngang

Trong trường hợp tường đứng yên (hình 6.6), khối đất đắp sau tường coi như bị nén không nở hông và gây ra áp lực hông tác dụng lên tường. Do khối đất ở trạng thái ngưng (trạng thái cân bằng) nên áp lực đó được gọi là áp lực đất ngưng.



Hình 6.6



Hình 6.7

Cường độ áp lực đất ngưng được xác định theo công thức:

$$p_o = K_o \gamma z$$

(6.1)

Trong đó:

γ - trọng lượng riêng của đất đắp.

z - độ sâu điểm M kể từ mặt đất.

K_o - hệ số áp lực hông phụ thuộc tính chất đất, thường <1 , có thể xác định bằng thí nghiệm cho ở bảng 6.1

Bảng 6.1. Kết quả thí nghiệm thực đo hệ số áp lực hông K_o

Loại đất	Hệ số áp lực hông K_o	Tác giả
Đất cát xốp	0,40	K.Terzaghi
	0,43 ÷ 0,45	J.Najder
	0,40	W.A.Bishop
chặt	0,50	K.Terzaghi
chặt do tưới nước	0,37	W.A.Bishop
rất chặt do đầm	0,80	K.Terzaghi
Đất dính	0,70 ÷ 0,75	K.Terzaghi
	0,48 ÷ 0,66	W.A.Bishop
	0,40 ÷ 0,65	De Beer

Hệ số áp lực hông K_o cũng có thể lấy theo bảng 6.2 hoặc tính theo các công thức sau:

$$K_o = \frac{\mu_o}{1 - \mu_o}$$

$$K_o = 1 - \sin\varphi$$

$$K_o = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi}$$

(6.2)

Vì đất ở trạng thái cân bằng đàn hồi nên vòng Mohr biểu diễn ứng suất tại M nằm dưới đường Coulomb (hình 6.7).

Bảng 6.2. Hệ số áp lực hông K_o

Loại đất	Hệ số áp lực hông K_o
Đất cát	0,43 ÷ 0,54
Đất á sét nhẹ	0,54 ÷ 0,67
Đất á sét	0,67 ÷ 0,82
Đất sét	0,82 ÷ 1,00

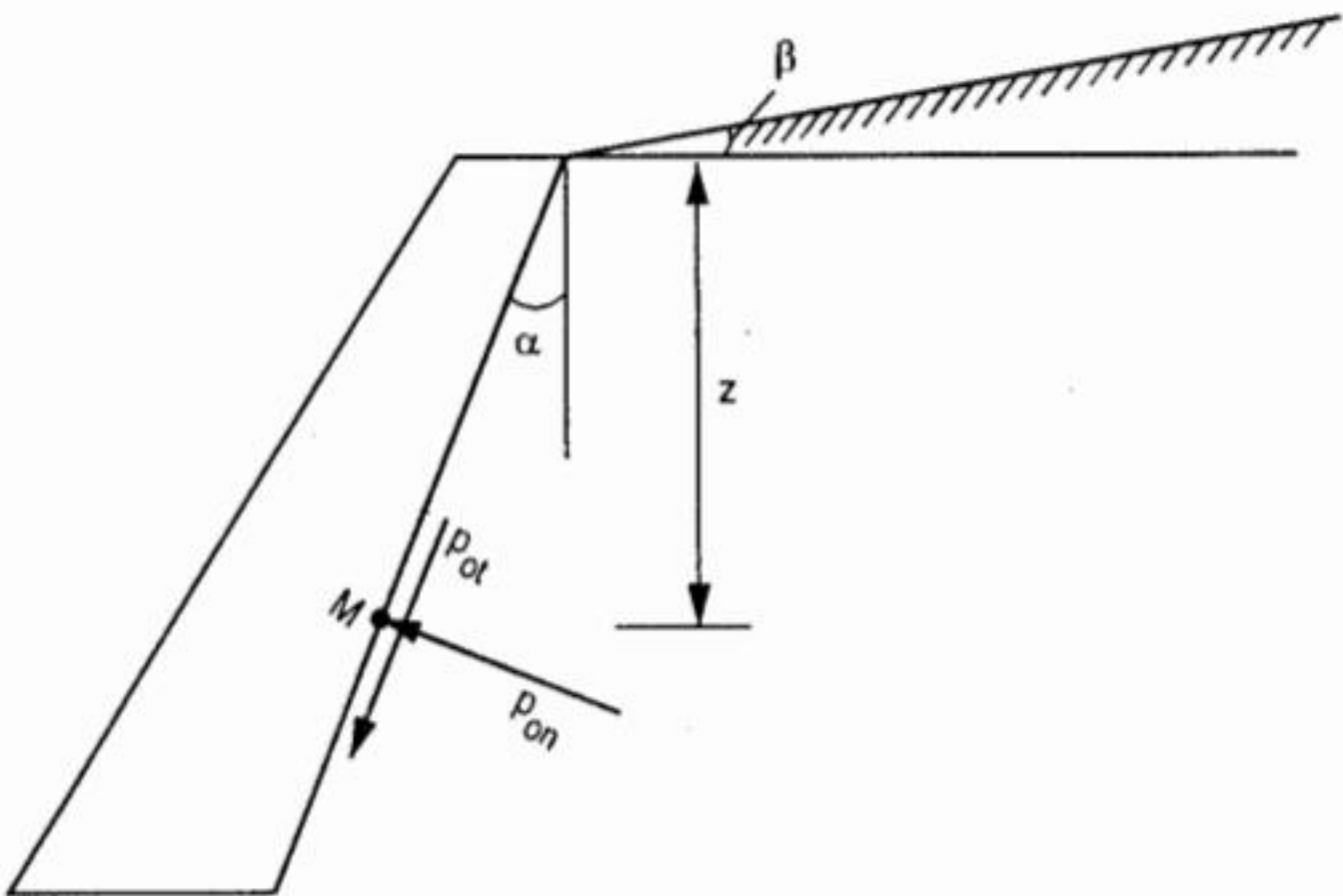
Biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất ngưng p_o có dạng tam giác và do đó tổng áp lực đất ngưng tính bằng:

$$E_o = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_o \tag{6.3}$$

và điểm đặt cách đáy tường $H/3$.

II. Trường hợp lưng tường chắn và mặt đất đắp nghiêng

E.Franke đề nghị dùng công thức dưới đây để xác định cường độ áp lực đất ngưng nêu ở hình 6.8.



Hình 6.8

$$p_{on} = K_o \gamma z [1 - 2 \operatorname{tg} \beta \operatorname{tg} \alpha + (\frac{1}{K_o} - \operatorname{tg}^2 \beta) \operatorname{tg}^2 \alpha] \cos^2 \alpha$$

$$p_{ot} = p_{on} (m \operatorname{tg} \alpha - 1) (\operatorname{tg} \alpha - m)$$

(6.4)

Trong đó :

$$m = (1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta) \left[\frac{\operatorname{tg} \beta}{\cos \alpha} + \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{1}{K_o} - \operatorname{tg}^2 \beta \right) \right]$$

$$K_o = 1 - \sin \varphi + (\cos \varphi + \sin \varphi - 1) \frac{\beta}{\varphi} \quad (6.5)$$

§6.4. TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT THEO LÝ LUẬN C.A.COULOMB

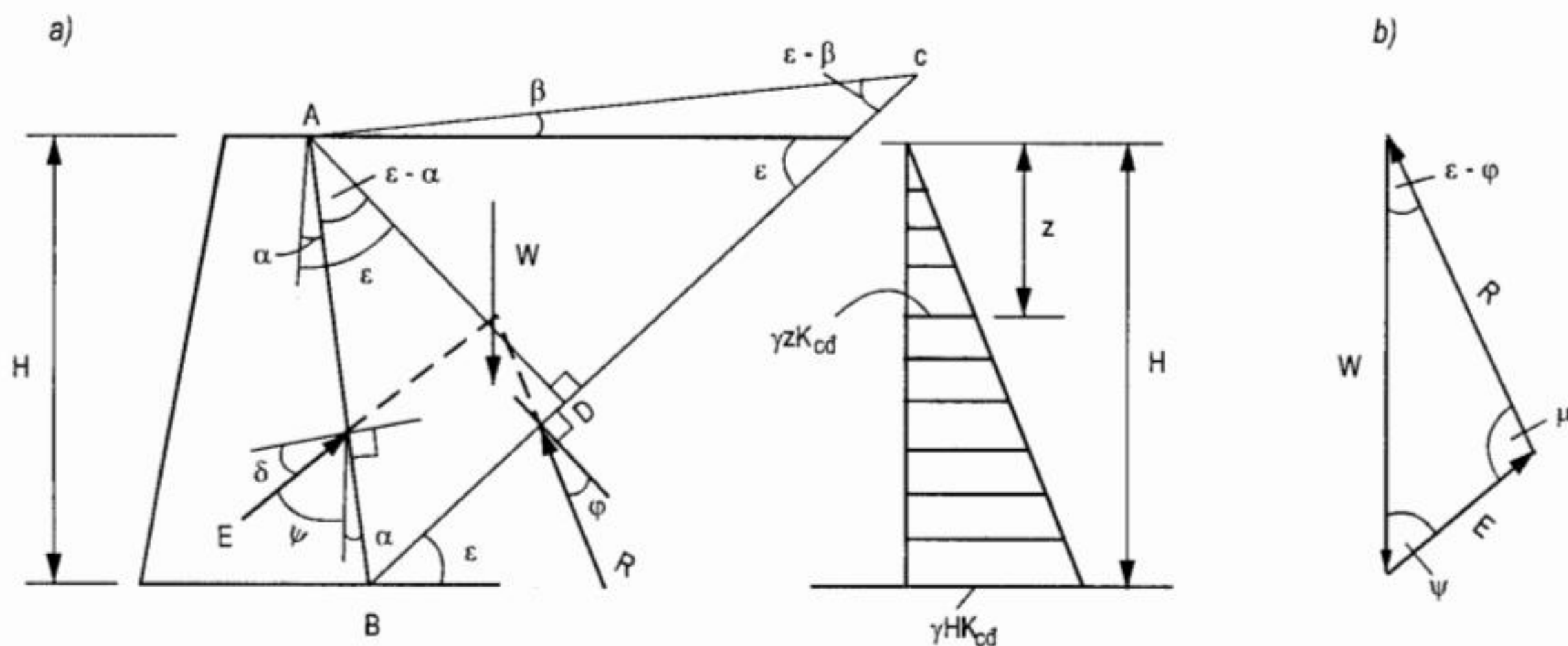
Lý luận áp lực đất Coulomb được xây dựng trên cơ sở các giả thiết sau:

1. Tường chắn tuyệt đối cứng, không biến dạng.
2. Khi khối đất sau tường đạt trạng thái cân bằng giới hạn (chủ động hoặc bị động) thì khối trượt là vật rắn tuyệt đối, trượt trên hai mặt AB và BC.
3. Mặt trượt trong đất là mặt phẳng BC đi qua chân tường.
4. Đất đắp là đất rời.

Nguyên lý tính toán của lý luận Coulomb: xét sự cân bằng của khối trượt dưới tác dụng của các lực, từ đó tìm ra tổng giá trị, phương chiều, vị trí điểm đặt của áp lực đất.

I. Xác định áp lực đất chủ động

1. Phương pháp giải tích



Hình 6.9

Hình 6.9a là sơ đồ tính toán áp lực đẩy và áp lực chủ động của đất theo lý luận Coulomb. Trong đó ABC là khối trượt, BC là mặt trượt giả định. Các lực tác dụng lên khối trượt gồm có:

W - trọng lượng khối trượt ABC.

$$W = dtABC \times 1m \times \gamma$$

R - phản lực trên mặt trượt BC làm với pháp tuyến của mặt này một góc φ .

E - lực đẩy của đất làm với pháp tuyến của lưng tường góc δ .

φ - góc ma sát trong của đất đắp sau tường.

δ - góc ma sát giữa lưng tường và đất đắp.

Hai phản lực R và E đều nằm dưới pháp tuyến.

Điều kiện để khối trượt ABC cân bằng là đa giác lực phải khép kín (hình 6.9b). Từ đa giác lực nhận được:

$$\frac{E}{\sin(\varepsilon - \varphi)} = \frac{W}{\sin \mu}$$

hoặc:

$$\frac{E}{\sin(\varepsilon - \varphi)} = \frac{W}{\sin[\pi - (\psi + \varepsilon - \varphi)]}$$

$$\frac{E}{\sin(\varepsilon - \varphi)} = \frac{W}{\sin(\psi + \varepsilon - \varphi)}$$

Từ đó rút ra

$$E = W \frac{\sin(\varepsilon - \varphi)}{\sin(\psi + \varepsilon - \varphi)} \quad (6.6)$$

Trong đó:

$$\psi = 90^\circ - \alpha - \delta$$

E - lực đẩy của đất.

$$W = dtABC \times \gamma \times 1m = \gamma \frac{1}{2} \overline{BC} \cdot \overline{AD} \quad (a)$$

Từ tam giác ABC ta có:

$$\overline{BC} = \overline{AB} \frac{\sin(90^\circ - \alpha + \beta)}{\sin(\varepsilon - \beta)}$$

Vì

$$\overline{AB} = \frac{H}{\cos \alpha}$$

do đó

$$\overline{BC} = H \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos \alpha \sin(\varepsilon - \beta)} \quad (b)$$

Từ tam giác ADB ta có:

$$\overline{AD} = \overline{AB} \cos(\varepsilon - \alpha) = H \frac{\cos(\varepsilon - \alpha)}{\cos \alpha} \quad (c)$$

Thay $\overline{BC}$ và $\overline{AD}$ ở biểu thức (b) và (c) vào biểu thức (a) sẽ nhận được:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos(\varepsilon - \alpha)}{\cos^2 \alpha \sin(\varepsilon - \beta)} \quad (d)$$

Thay biểu thức (d) vào công thức 6.6 ta có:

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos(\varepsilon - \alpha) \sin(\varepsilon - \varphi)}{\cos^2 \alpha \sin(\varepsilon - \beta) \sin(\varepsilon - \varphi + \psi)} \quad (6.7)$$

Trong đó $\gamma, H, \alpha, \beta, \varphi, \delta$ đã biết còn ε là góc nghiêng của mặt trượt giả định để xét cân bằng khối trượt. Rõ ràng với các mặt trượt giả định khác nhau sẽ nhận được các giá trị áp lực đẩy E khác nhau, như vậy E là hàm số của ε ($E = f(\varepsilon)$). Giá trị cực đại $E_{\max}$ của hàm E chính là áp lực chủ động tác dụng lên tường chắn cần tìm. Mặt trượt BC tương ứng với áp lực cực đại $E_{\max}$ là mặt trượt nguy hiểm nhất.

Muốn xác định $E_{\max}$ cần dùng phương pháp tìm cực trị hàm $E = f(\varepsilon)$ với điều kiện:

$$\frac{dE}{d\varepsilon} = 0$$

Điều kiện này cho phép xác định góc ε_{gh} của mặt trượt ứng với giá trị cực đại $E_{\max}$. Thay ε_{gh} đó vào công thức (6.7) sẽ nhận được $E_{\max}$, tức giá trị áp lực đất chủ động:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (6.8)$$

$$\text{đặt} \quad K_{cd} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (6.9)$$

Công thức (6.8) trở thành:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_{cd} \quad (6.10)$$

Trong đó:

K_{cd} - hệ số áp lực đất chủ động theo lý luận Coulomb.

H - chiều cao tường.

γ - trọng lượng riêng của đất đắp.

φ - góc ma sát trong của đất đắp.

δ - góc ma sát giữa đất đắp và lưng tường, xác định theo bảng 6.3.

Các đại lượng khác xem hình 6.9.

Bảng 6.3. Góc ma sát giữa đất đắp và lưng tường

Tình hình tường chắn	Góc ma sát δ
Lưng tường trơn nhẵn, thoát nước không tốt	$0 \div \varphi/3$
Lưng tường nhám, thoát nước tốt	$\varphi/3 \div \varphi/2$
Lưng tường rất nhám, thoát nước tốt	$\varphi/2 \div 2\varphi/3$

Trong trường hợp lưng tường thẳng đứng ($\alpha = 0$) mặt tường trơn nhẵn ($\delta = 0$) mặt đất nằm ngang ($\beta = 0$) thì biểu thức (6.9) trở thành:

$$K_{cd} = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$$

(6.11)

và do đó công thức (6.10) có dạng:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 . \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$$

(6.12)

Từ công thức (6.10) thấy rằng, áp lực chủ động E_{cd} tỷ lệ thuận với bình phương của chiều cao tường, do đó để tìm cường độ áp lực đất chủ động tại độ cao z bất kỳ của tường có thể lấy đạo hàm của biểu thức E_{cd} đối với z , như vậy ta có:

$$p_{cd} = \frac{dE_{cd}}{dz} = \frac{d}{dz} \left(\frac{1}{2} \gamma z^2 K_{cd} \right) = \gamma z K_{cd}$$

(6.13)

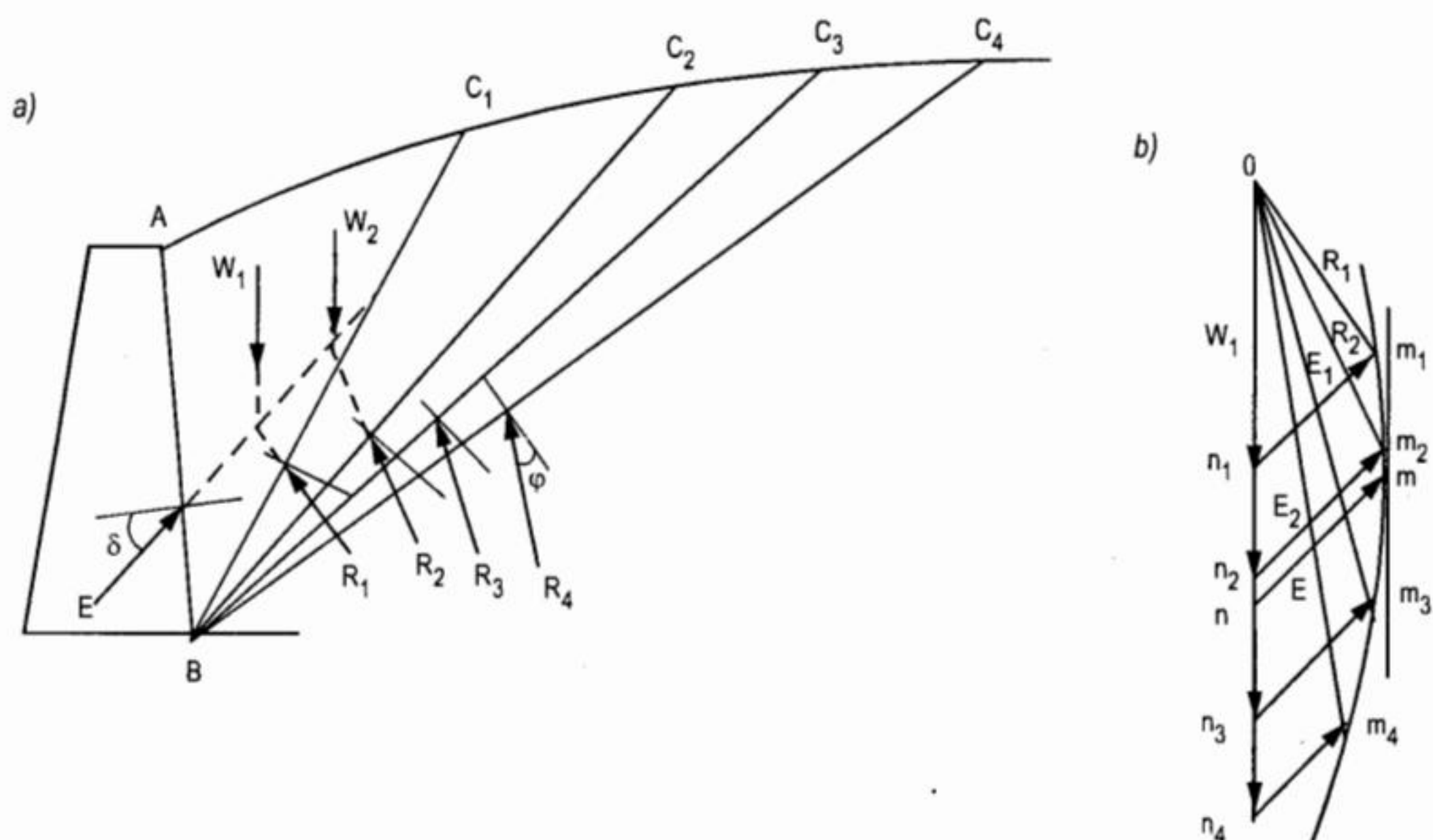
Từ đó thấy rằng biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất chủ động (p_{cd}) theo chiều cao tường có dạng tam giác (hình 6.9a). Áp lực đất chủ động E_{cd} tác dụng lên tường tại điểm cách chân tường bằng $H/3$, phương tác dụng nghiêng một góc δ so với pháp tuyến của lưng tường.

Cần chú ý biểu đồ phân bố áp lực đất chủ động p_{cd} ở hình 6.9a chỉ biểu thị giá trị cường độ chứ không phải phương tác dụng.

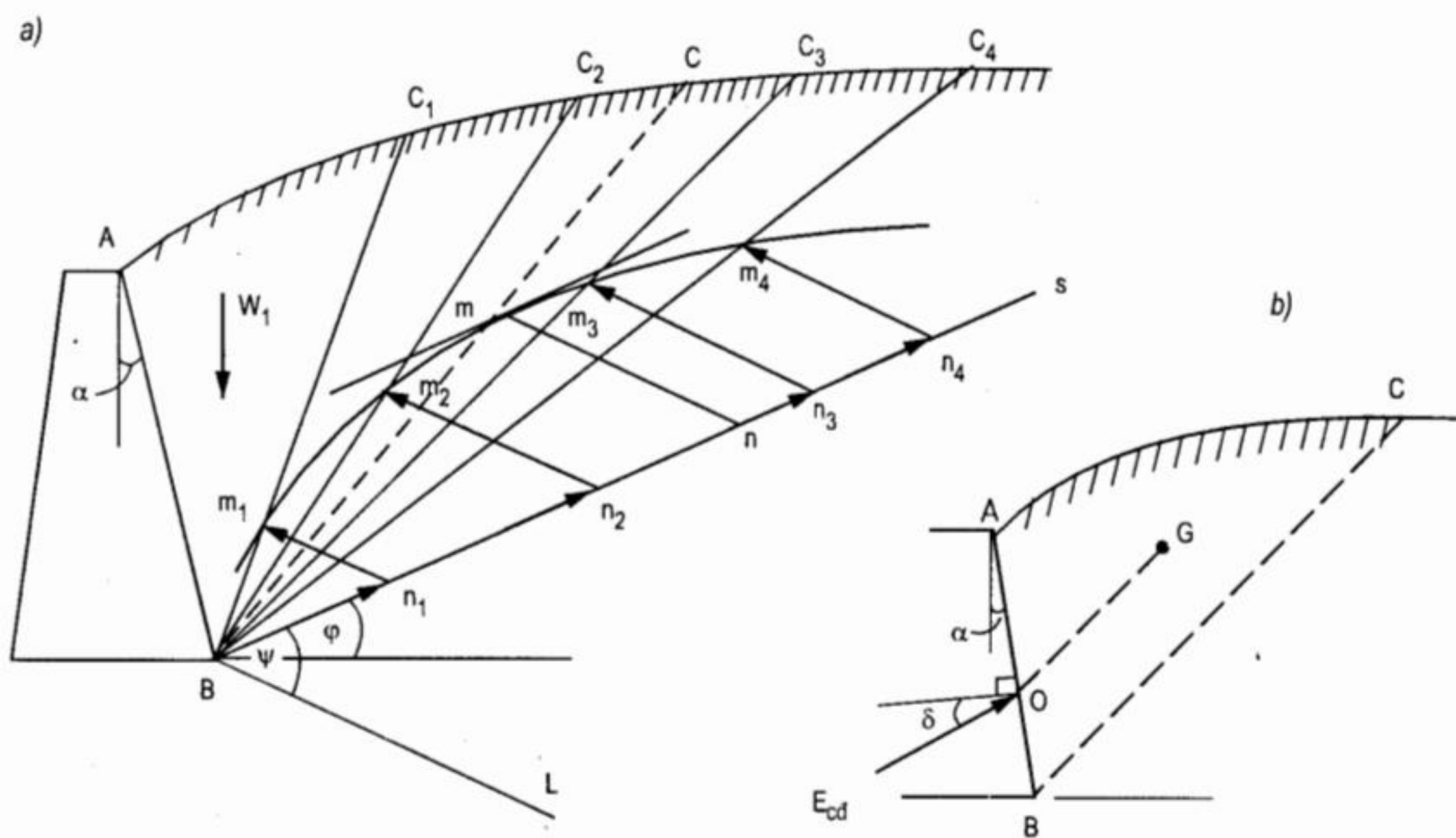
2. Phương pháp đồ giải K.Culmann

Nếu giả định nhiều mặt trượt khác nhau (hình 6.10a) sẽ vẽ được các tam giác lực tương ứng và xác định được những lực đẩy $E_1, E_2, \dots$ tương ứng (hình 6.10b). Nối các điểm nút $m_1, m_2, \dots$ sẽ được đường cong biểu thị sự biến đổi của các lực đẩy E ứng với các mặt trượt giả định. Kẻ đường thẳng song song với vectơ W và tiếp xúc với đường cong tại m . Từ m kẻ đường song song với các vectơ E cắt vectơ W tại n . Độ dài $\overline{mn}$ là giá trị cực đại E_{max} , đó là giá trị áp lực chủ động E_{cd} .

Dựa vào nguyên lý trên, K.Culmann (Cun-man) đã đề xuất phương pháp đồ giải xác định vị trí mặt trượt và tổng áp lực đất chủ động E_{cd} trong trường hợp mặt đất bất kỳ. Các bước đồ giải như sau (hình 6.11):



Hình 6.10



Hình 6.11

1. Từ B kẻ đường BS làm với phương ngang một góc φ , gọi là đường dốc đất, vì đường này biểu thị góc dốc tự nhiên của khối đất rời.
2. Từ B kẻ đường BL làm với BS một góc $\psi = 90^\circ - \delta - \alpha$, gọi là đường áp lực đẩy.
3. Giả thiết mặt trượt BC_1 , tính trọng lượng W_1 của khối trượt ABC_1 , sau đó lấy một đoạn Bn_1 trên BS (theo tỷ lệ nhất định) đại biểu cho W_1 .

4. Từ n_1 kẻ đường song song với BL cắt BC_1 tại m_1 . Vì tam giác Bn_1m_1 tương tự tam giác lực On_1m_1 trên hình 6.10b nên độ dài $\overline{n_1m_1}$ chính là giá trị áp lực đẩy E_1 tác dụng lên tường.

5. Giả định các mặt trượt $BC_2, BC_3 \dots$ và tiến hành các bước 3, 4 sẽ nhận được các điểm $n_2, n_3 \dots$ và các đoạn $\overline{n_2m_2}, \overline{n_3m_3} \dots$ song song với BL.

6. Nối các điểm $m_1 m_2 m_3 \dots$ thành đường cong Culmann.

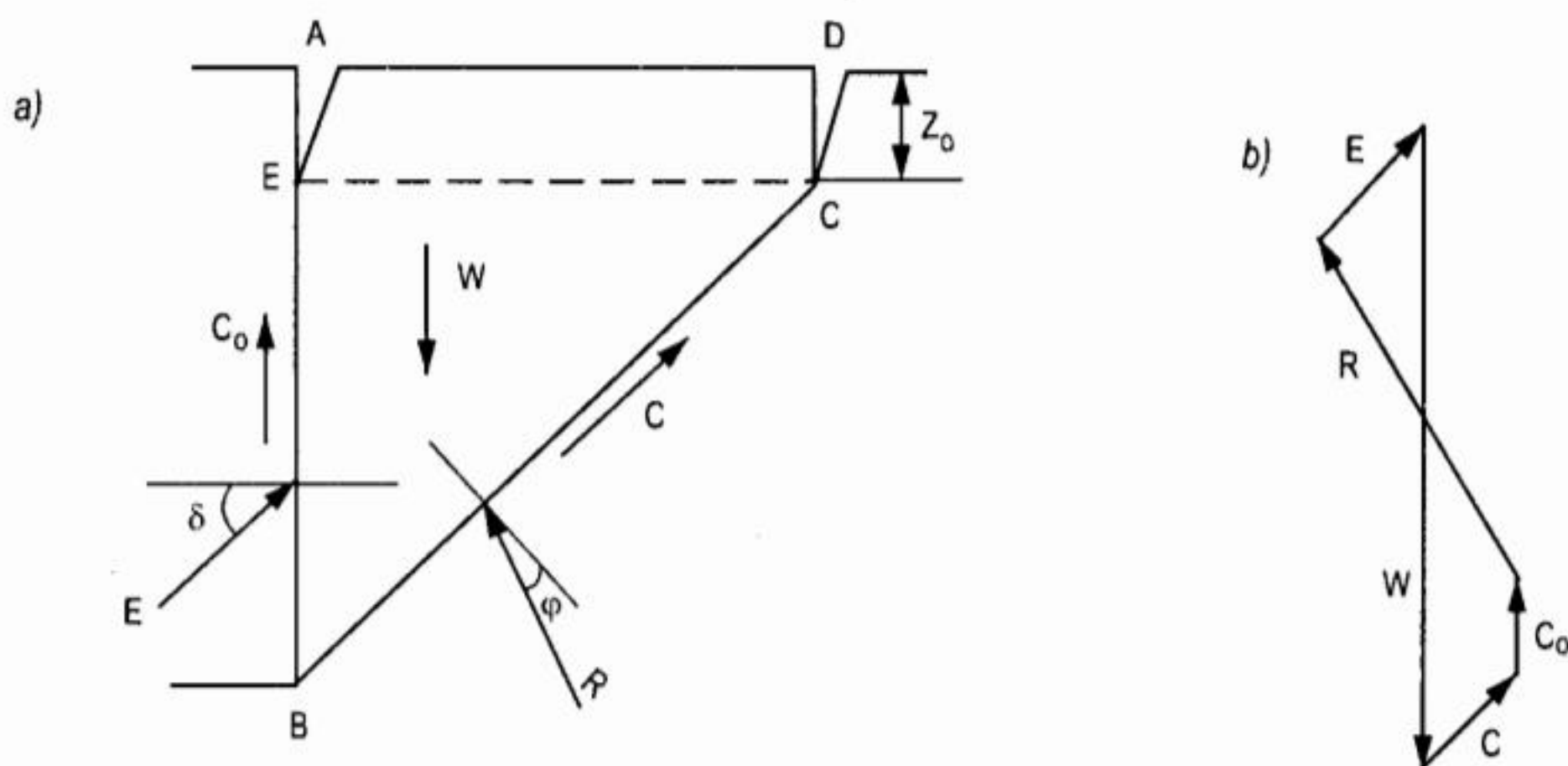
7. Kẻ đường thẳng song song với BS và tiếp xúc với đường cong Culmann tại m . Từ m kẻ đoạn thẳng song song với BL cắt BS tại n . Đoạn $\overline{nm}$ là giá trị cực đại của áp lực đẩy E . Đó là áp lực chủ động E_{cd} cần tìm. Mặt phẳng BC đi qua m là mặt trượt nguy hiểm nhất.

Phương pháp đồ giải Culmann chỉ xác định được tổng áp lực đất chủ động E_{cd} và vị trí mặt trượt thực trên hình vẽ. Về điểm đặt của E_{cd} có thể xác định gần đúng bằng cách từ trọng tâm G của khối trượt ABC (hình 6.11b) kẻ đường thẳng song song với mặt trượt BC, đường này gặp lưng tường tại O, đó là điểm đặt của E_{cd} . Phương của E_{cd} làm với pháp tuyến của lưng tường bằng góc δ .

Kết quả dùng phương pháp đồ giải Culmann xấp xỉ kết quả của phương pháp giải tích dùng công thức (6.10).

3. Xác định áp lực đất dính bằng phương pháp đồ giải

Lý luận áp lực đất Coulomb có thể mở rộng đối với đất đắp là đất dính khi xác định áp lực đất lên tường chắn. Trong trường hợp này tổng lực dính trên mặt trượt AB và BD được coi là ngoại lực và có mặt trong đa giác lực khi xét sự cân bằng khối trượt.



Hình 6.12

Hình 6.12a biểu thị khối trượt ở trạng thái cân bằng giới hạn chủ động. Các lực tác dụng lên khối trượt gồm có:

1. Trọng lượng W của khối trượt AEBCD, $W = dtAEBCD \times \gamma \times l$
2. Tổng lực dính C_0 trên mặt trượt giữa lưng tường và đất đắp AB:

$$C_0 = c_0 \cdot \overline{EB}$$

Trong đó:

$$\overline{EB} = \overline{AB} - z_0, z_0 - \text{độ sâu kẽ nứt của đất đắp.}$$

c_0 - lực dính đơn vị giữa đất đắp và lưng tường.

3. Tổng lực dính C trên mặt trượt BD:

$$C = c \cdot \overline{BC}$$

Trong đó: $\overline{BC} = \overline{BD} - z_0$

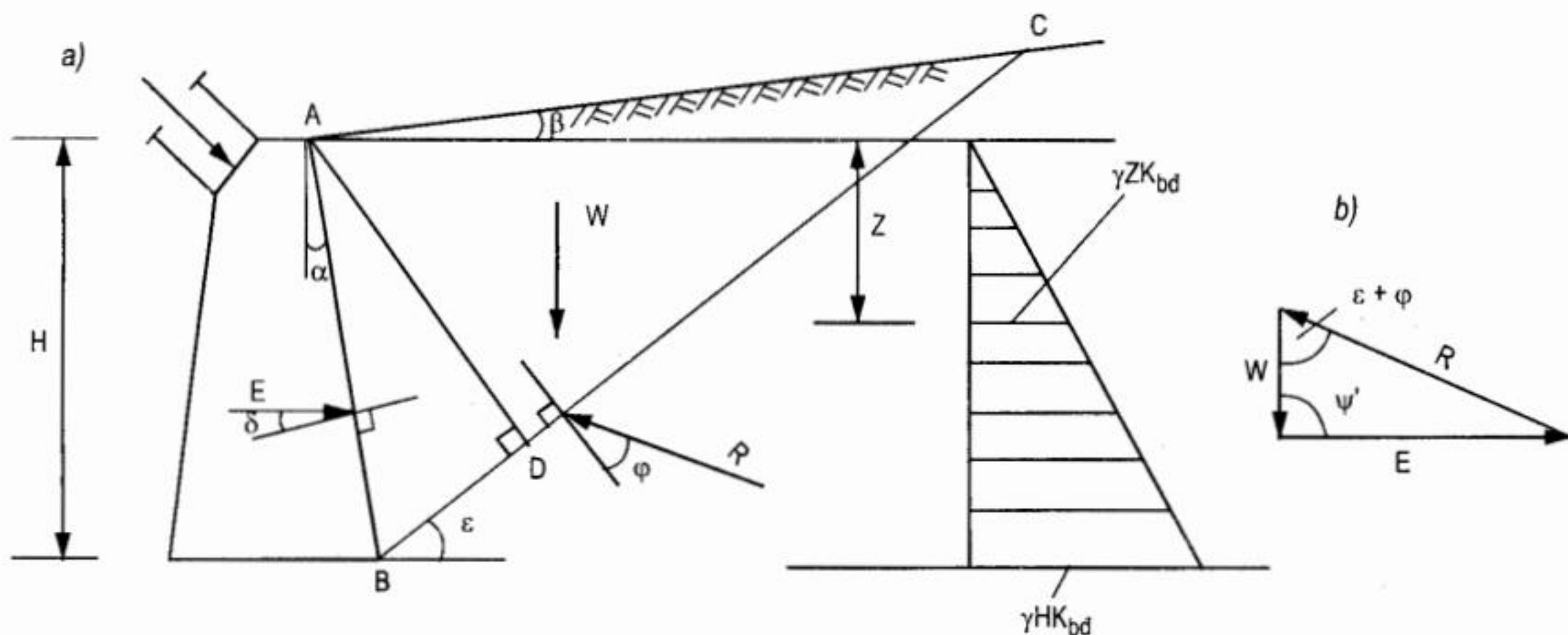
c - lực dính đơn vị của đất.

4. Phản lực R của khối đất nằm yên ở dưới mặt trượt đối với khối trượt AEBCD ở trên mặt trượt. Phản lực này nghiêng một góc φ đối với pháp tuyến của mặt trượt BC.

Phương tác dụng của bốn lực trên đều đã biết. Ngoài ra còn biết giá trị trọng lượng khối trượt W , tổng lực dính C và C_0 . Nhờ đó có thể xác định dễ dàng giá trị áp lực đẩy của đất dính bằng cách vẽ đa giác lực khép kín (hình 6.12b). Muốn tìm áp lực chủ động E_{cd} của đất dính cần giả định ít nhất năm mặt trượt khác nhau để vẽ năm đa giác lực tương ứng. Mỗi đa giác lực cho một giá trị áp lực đẩy. Giá trị áp lực đẩy cực đại E_{max} trong số các giá trị áp lực đẩy sẽ là giá trị áp lực đất chủ động cần tìm.

II. Xác định áp lực đất bị động

Hình 6.13a là sơ đồ tính toán áp lực chống và áp lực đất bị động của đất tác dụng lên tường. Trong đó phản lực R và áp lực chống E đều ở trên pháp tuyến.



Hình 6.13

Xét điều kiện cân bằng khối trượt ABC và dùng phương pháp tìm cực trị để tính toán áp lực chống và áp lực bị động của đất.

Từ đa giác lực (hình 6.13b) ta có:

$$E = W \frac{\sin(\varepsilon + \varphi)}{\sin(\psi' + \varepsilon + \varphi)} = f(\varepsilon) \quad (6.14)$$

Dùng phương pháp tìm cực trị đối với hàm (6.14) sẽ nhận được:

$$E_{bd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{bd} \quad (6.15)$$

Trong đó:

γ - trọng lượng riêng của đất đắp.

H - chiều cao tường chắn.

$$K_{bd} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (6.16)$$

K_{bd} - hệ số áp lực đất bị động theo lý luận Coulomb.

Nếu lưng tường thẳng đứng ($\alpha = 0$), mặt tường trơn nhẵn ($\delta = 0$) và mặt đất nằm ngang ($\beta = 0$) thì (6.16) trở thành:

$$K_{bd} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (6.17)$$

và do đó (6.15) trở thành:

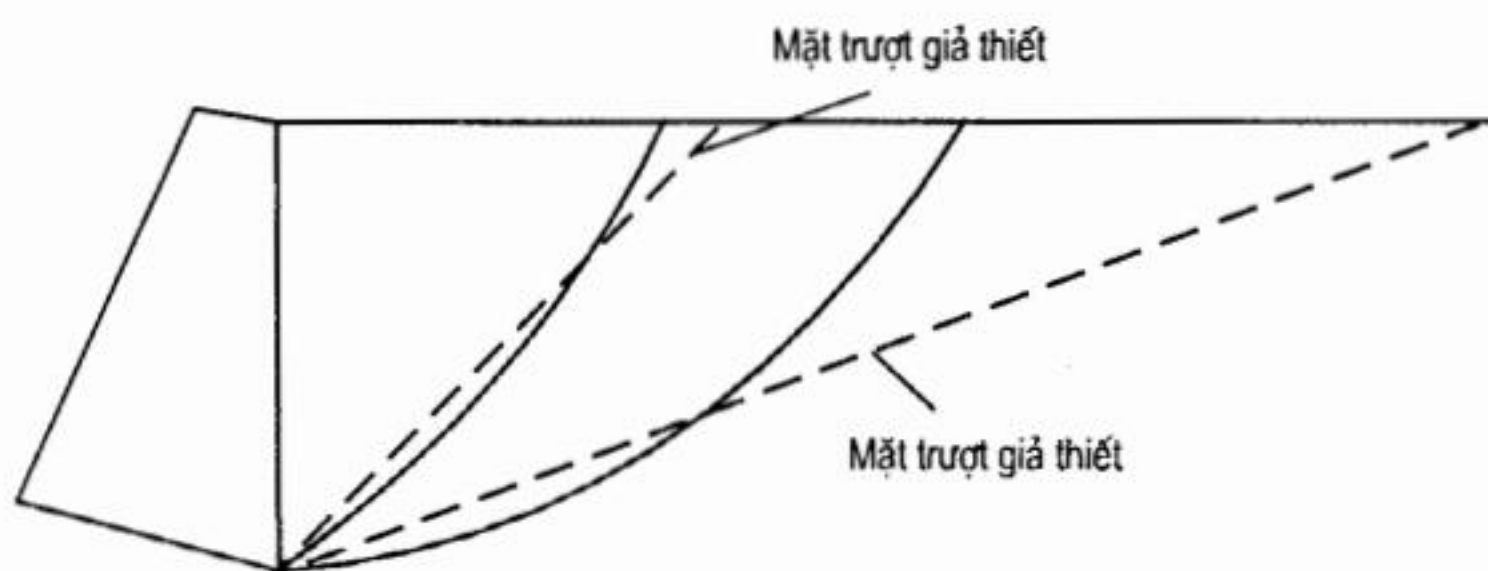
$$E_{bd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (6.18)$$

Cường độ áp lực đất bị động tại điểm bất kỳ theo chiều cao của tường có thể xác định theo biểu thức:

$$p_{bd} = \frac{dE_{bd}}{dz} = \frac{d}{dz} \left(\frac{1}{2} \gamma z^2 K_{bd} \right) = \gamma z K_{bd} \quad (6.19)$$

Áp lực đất bị động E_{bd} tác dụng tại điểm cách chân tường một khoảng $H/3$, phương tác dụng nghiêng với pháp tuyến lưng tường một góc δ .

Kết quả nghiên cứu cho thấy dùng lý luận Coulomb để tính toán áp lực đất bị động với giả thiết mặt trượt phẳng dẫn đến sai số rất lớn, bởi vì mặt trượt thực tế rất cong (hình 6.14), khác xa mặt trượt giả thiết. Do đó kết quả tính toán lớn hơn nhiều so với thực tế. Với đất đắp $\varphi = 16^\circ$, sai số 17%, $\varphi = 30^\circ$, sai số 2 lần, $\varphi = 40^\circ$ sai số 7 lần. Mặt khác δ càng lớn, sai số càng lớn. Vì vậy khi xác định áp lực bị động cần xét mặt trượt cong.

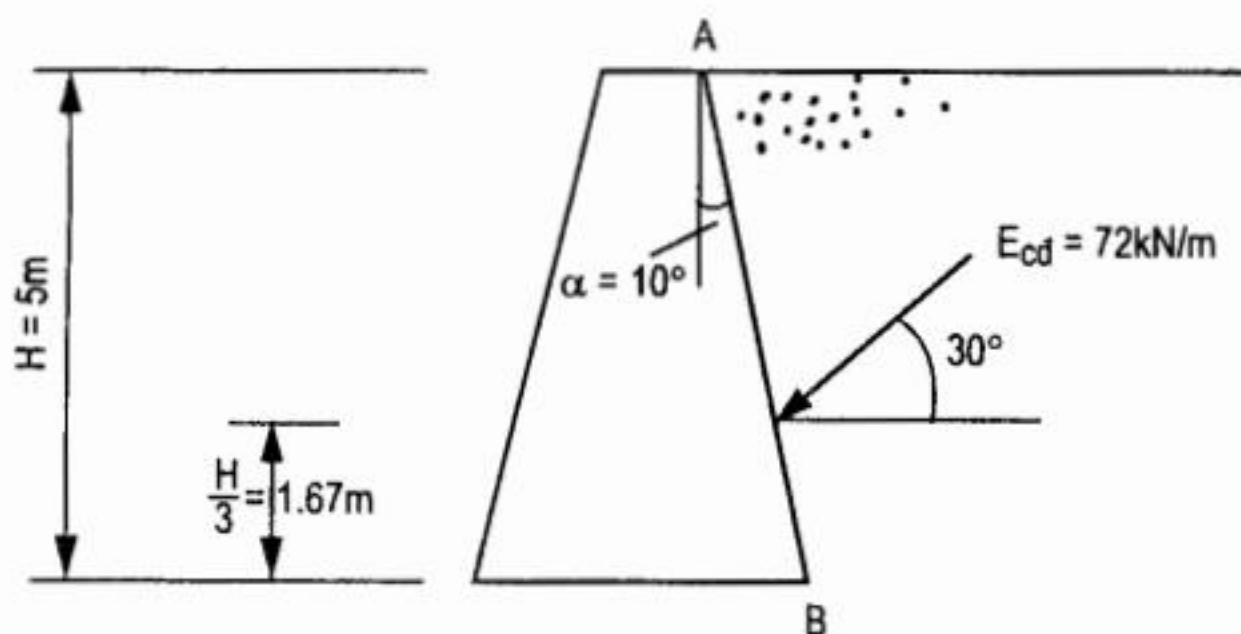


Hình 6.14

Bài tập mẫu 6.1

Cho một tường chắn trọng lực như hình 6.15. Tường cao 5m, lưng tường nghiêng $\alpha = 10^\circ$. Đất đắp là đất cát $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 35^\circ$, $\delta = 20^\circ$, mặt đất nằm ngang.

Yêu cầu xác định áp lực đất chủ động theo lý luận Coulomb.



Hình 6.15

Bài giải

Tính hệ số áp lực đất chủ động:

$$\begin{aligned}
 K_{cd} &= \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(25^\circ)}{\cos^2(10^\circ) \cos(30^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(55^\circ) \sin(35^\circ)}{\cos(30^\circ) \cos(10^\circ)}} \right]^2} \\
 &= \frac{0,8214}{0,9698 \times 0,866 \times \left[1 + \sqrt{\frac{0,8192 \times 0,5736}{0,866 \times 0,9848}} \right]^2} = 0,32.
 \end{aligned}$$

Tính áp lực đất chủ động:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 5^2 \cdot 0,32 = 72 \text{ kN/m.}$$

Điểm đặt của E_{cd} cách chân tường B một khoảng $\frac{H}{3} = \frac{5}{3} = 1,67 \text{ m.}$

Phương tác dụng của E_{cd} nghiêng một góc $\delta = 20^\circ$ so với pháp tuyến của lưng tường, tức nghiêng một góc 30° so với mặt phẳng nằm ngang (hình 6.15).

Bài tập mẫu 6.2

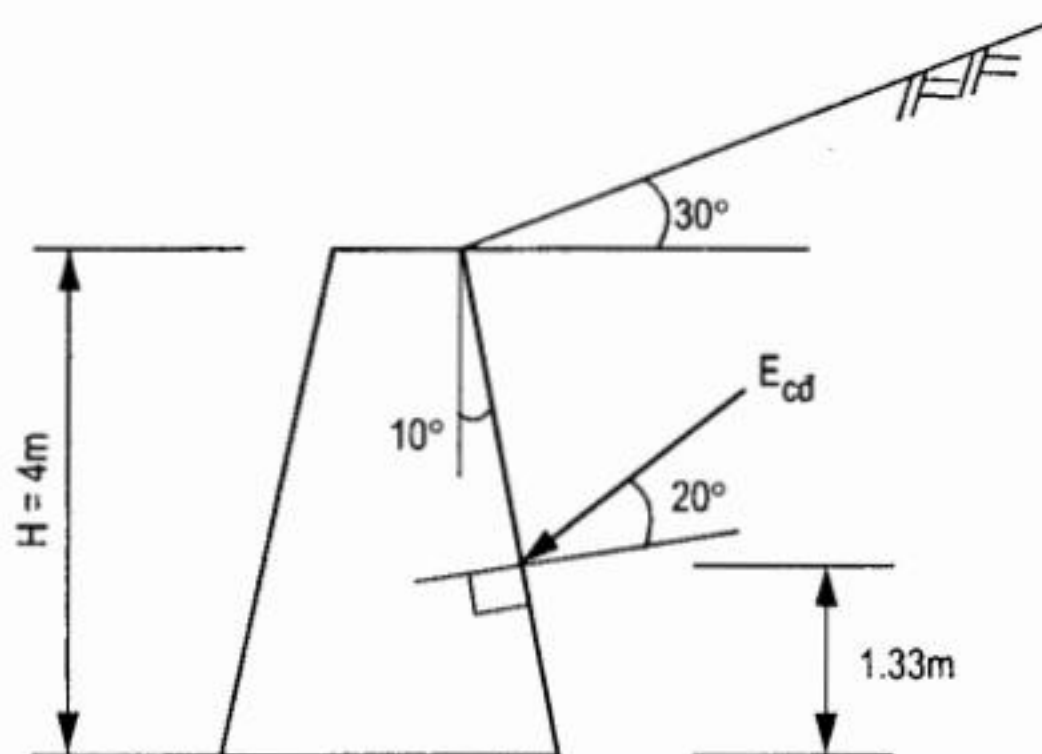
Cho tường cao 4m (hình 6.16), lưng tường nghiêng $\alpha = 10^\circ$, mặt đất đắp nghiêng $\beta = 30^\circ$. Đất đắp có các chỉ tiêu $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$, $c = 0$. Góc ma sát giữa đất đắp và lưng tường $\delta = 2\varphi/3$.

Yêu cầu xác định áp lực đất chủ động E_{cd} tác dụng lên tường chắn.

Bài giải

Dùng lý luận Coulomb để xác định áp lực đất chủ động.

Tính hệ số áp lực đất chủ động



Hình 6.16

$$K_{cd} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

Số liệu đã cho

$$\varphi = 30^\circ, \delta = 2\varphi/3 = 20^\circ, \alpha = 10^\circ, \beta = 30^\circ$$

$$\begin{aligned} K_{cd} &= \frac{\cos^2(20^\circ)}{\cos^2(10^\circ) \cos(30^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(50^\circ) \sin(0^\circ)}{\cos(30^\circ) \cos(-20^\circ)}} \right]^2} \\ &= \frac{(0,9397)^2}{(0,9848)^2 \cdot 0,866 \cdot 1} = \frac{0,883}{0,8399} = 1,051. \end{aligned}$$

Tính áp lực đất chủ động

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 4^2 \cdot 1,051 = 151,3 \text{ kN/m.}$$

- Điểm đặt của E_{cd} cách chân tường $\frac{H}{3} = \frac{4}{3} = 1,33 \text{ m.}$

- Phương tác dụng của E_{cd} nghiêng góc $\delta = 20^\circ$ so với pháp tuyến của lưng tường (hình 6.16).

222

Trên hình 6.17a góc tạo thành bởi đường OD với trục Oσ biểu thị góc lệch δ của hợp lực $p = \sqrt{\sigma_\alpha^2 + \tau_\alpha^2}$. Nếu trường hợp có lực dính, cần thêm vào các ứng suất chính σ_1, σ_3 một đại lượng bằng áp lực dính $n = \frac{c}{\tan \varphi}$, điều này có ý nghĩa như chuyển gốc toạ độ từ O sang O', cũng có nghĩa là chuyển đất dính thành đất rời để xét.

Còn ứng suất pháp $\sigma_{\alpha_{tr}}$ và ứng suất tiếp $\tau_{\alpha_{tr}}$ tác dụng trên mặt trượt làm với phương ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 một góc $\alpha_2 = 45^\circ + \varphi/2$ (hình 6.17b) được biểu thị bằng toạ độ của điểm I nằm trên vòng tròn Mohr giới hạn, đó là điểm tiếp xúc của vòng Mohr giới hạn với đường cường độ chống cắt Coulomb. Đường thẳng này vẽ từ gốc toạ độ O (nếu là đất rời) hoặc từ O' (nếu là đất dính) đến điểm I làm với trục Oσ một góc φ .

Từ vòng Mohr giới hạn dễ dàng nhận được biểu thức tính $\sigma_{\alpha_{tr}}$ và $\tau_{\alpha_{tr}}$ trên mặt trượt trong trường hợp đất dính:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\alpha_{tr}} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3 + 2n) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha_{tr} \\ \tau_{\alpha_{tr}} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha_{tr} \end{aligned} \right\} \quad (6.21)$$

Trên hình 6.17a góc $\alpha_{tr} = 45^\circ - \varphi/2$ xác định phương của mặt trượt so với phương ứng suất chính lớn nhất σ_1 và góc $\alpha_{tr} = 45^\circ + \varphi/2$ xác định phương của mặt trượt ấy so với phương của ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 .

Cần lưu ý rằng khi một điểm (hay phân tố) đạt trạng thái cân bằng giới hạn thì xuất hiện hai mặt trượt đối xứng đi qua điểm (hay phân tố) đó. Trên hình 6.17b, đường đứt nét biểu thị mặt trượt thứ hai đối xứng với mặt trượt thứ nhất (đường liền nét).

Ứng suất trên các mặt phẳng khác (trừ hai mặt trượt vừa nêu) được biểu thị bằng toạ độ của những điểm khác, chẳng hạn điểm D, không phải là ứng suất giới hạn.

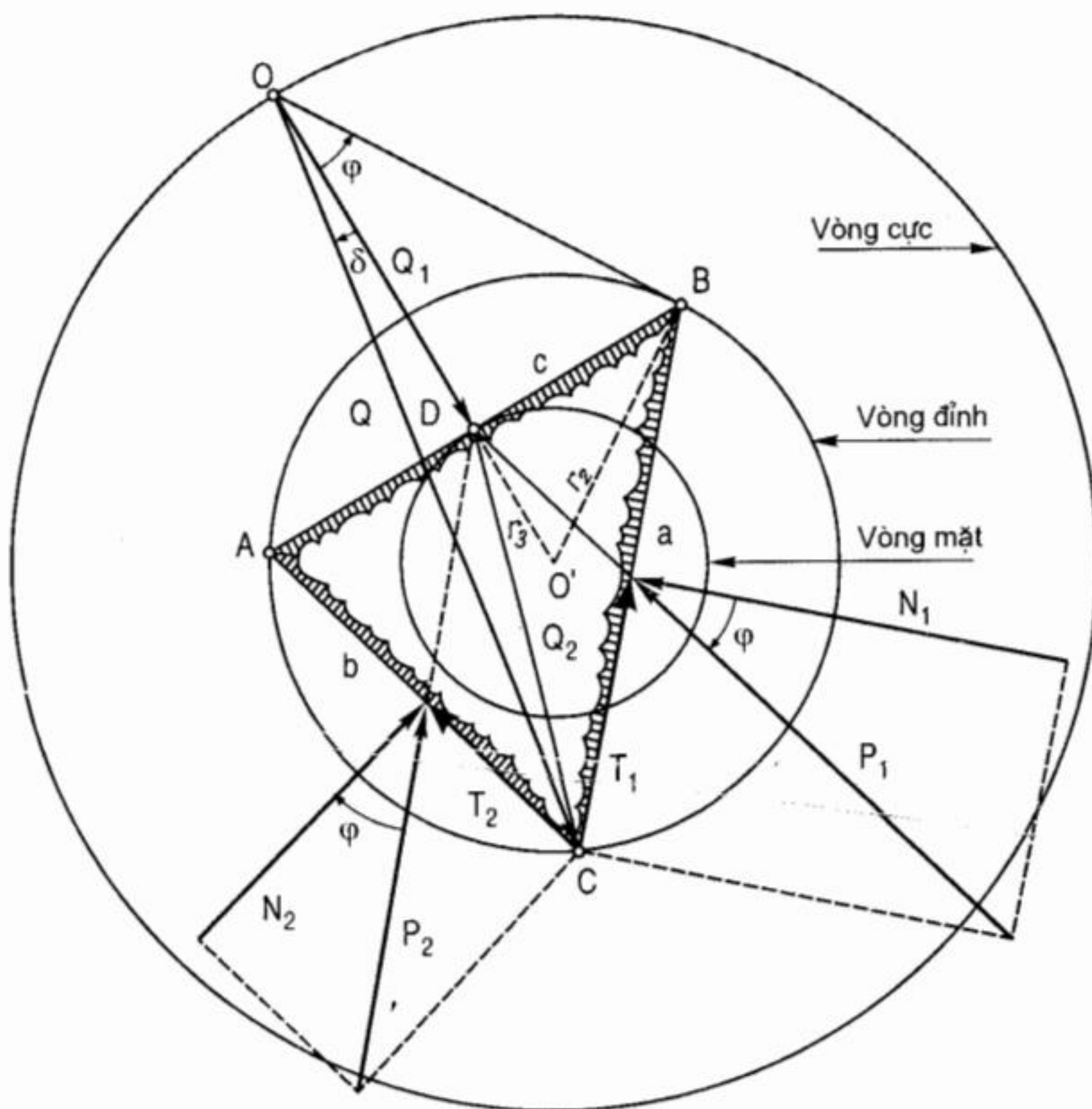
Nghiên cứu trạng thái ứng suất giới hạn tại một điểm (hay phân tố) nêu trên cho phép rút ra những kết luận quan trọng sau đây:

- Hai mặt trượt cắt nhau dưới một góc $90^\circ - \varphi$ và $90^\circ + \varphi$.
- Hợp lực $p = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$ tác dụng trên hai mặt trượt có giá trị bằng nhau.
- Phương tác dụng của hợp lực p trên mặt trượt này song song với mặt trượt kia.
- Mặt ứng suất chính nhỏ nhất là mặt phân chia góc kẹp giữa hai mặt trượt thành hai góc bằng nhau.

Những kết luận này sẽ được áp dụng khi nói đến khái niệm hệ vòng tròn đặc trưng và phương pháp đồ giải Góluskievic.

II. Khái niệm về hệ vòng tròn đặc trưng và ứng dụng

Xét một phân tố đất ABC ở trạng thái cân bằng giới hạn (hình 6.18), trong đó AB là mặt phẳng bất kỳ, AC và BC là hai mặt trượt đi qua hai mép A, B và cắt nhau tại C. Độ dài các cạnh $AB = c$, $AC = b$ và $BC = a$.



Hình 6.18. Hệ vòng tròn đặc trưng

Như đã kết luận ở trên, hợp lực P_1 và P_2 tác dụng trên mặt trượt BC và AC lần lượt song song với mặt trượt AC và BC.

Để thuận tiện, chọn thành phần lực tiếp tuyến T_1 và T_2 của hợp lực P_1 và P_2 có độ dài bằng $a/2$ và $b/2$, như vậy thành phần pháp tuyến N_1 và N_2 sẽ có độ dài $\frac{a}{2\operatorname{tg}\varphi}$ và $\frac{b}{2\operatorname{tg}\varphi}$.

Hai lực N_1 và N_2 gây ra sự nén đều hai phía của phân tố đang xét, các lực này được cân bằng bởi lực Q_1 , với tỷ lệ đã chọn $Q_1 = c/2\operatorname{tg}\varphi$. Hai lực T_1 và T_2 được cân bằng bởi Q_2 . Phương tác dụng của Q_2 đi qua C (giao điểm của hai mặt trượt) và D (điểm giữa AB), với tỷ lệ đã chọn Q_2 có độ dài bằng trung tuyến CD của tam giác ABC. CD chính là đường chéo của hình bình hành được dựng nên bởi hai lực T_1 và T_2 .

Q là hợp lực của Q_1 và Q_2 được cân bằng bởi hai lực P_1 và P_2 . Điểm O là gốc của vectơ Q , gọi là cực của phân tố. Cực O nằm trên đường kéo dài của đoạn $O'D$ và vuông góc với AB .

Góc δ là góc kẹp giữa pháp tuyến của mặt AB và phương của tổng hợp lực Q . Nếu góc δ thay đổi thì vectơ Q quay quanh điểm O , đỉnh C của tam giác ABC sẽ vạch một đường cong, đó là quỹ tích của một điểm mà từ đó dây cung AB nhìn một góc không đổi bằng góc kẹp giữa hai mặt trượt AC và BC . Như vậy đường cong này chính là đường tròn ngoại tiếp của tam giác ABC , gọi là vòng tròn đỉnh.

Nếu tam giác ABC không thay đổi hình dáng và quay quanh tâm O' của vòng đỉnh thì cực O sẽ vạch một vòng tròn gọi là vòng tròn cực. Vì khoảng cách CD từ mặt AB đến điểm C không thay đổi nên điểm D vạch một vòng tròn gọi là vòng tròn mặt. Mặt AB luôn luôn tiếp xúc với vòng tròn đó tại D . Ba vòng tròn này đồng tâm, gọi là hệ vòng tròn đặc trưng, bán kính của chúng có quan hệ như sau:

$$\left. \begin{aligned} r_2 &= r_1 \sin \varphi \\ r_3 &= r_2 \sin \varphi = r_1 \sin^2 \varphi \end{aligned} \right\} \quad (6.22)$$

Trong đó:

φ - góc ma sát trong của đất.

$r_1 = \overline{OO'}$ - bán kính vòng tròn cực.

$r_2 = \overline{BO'}$ - bán kính vòng tròn đỉnh.

$r_3 = \overline{DO'}$ - bán kính vòng tròn mặt.

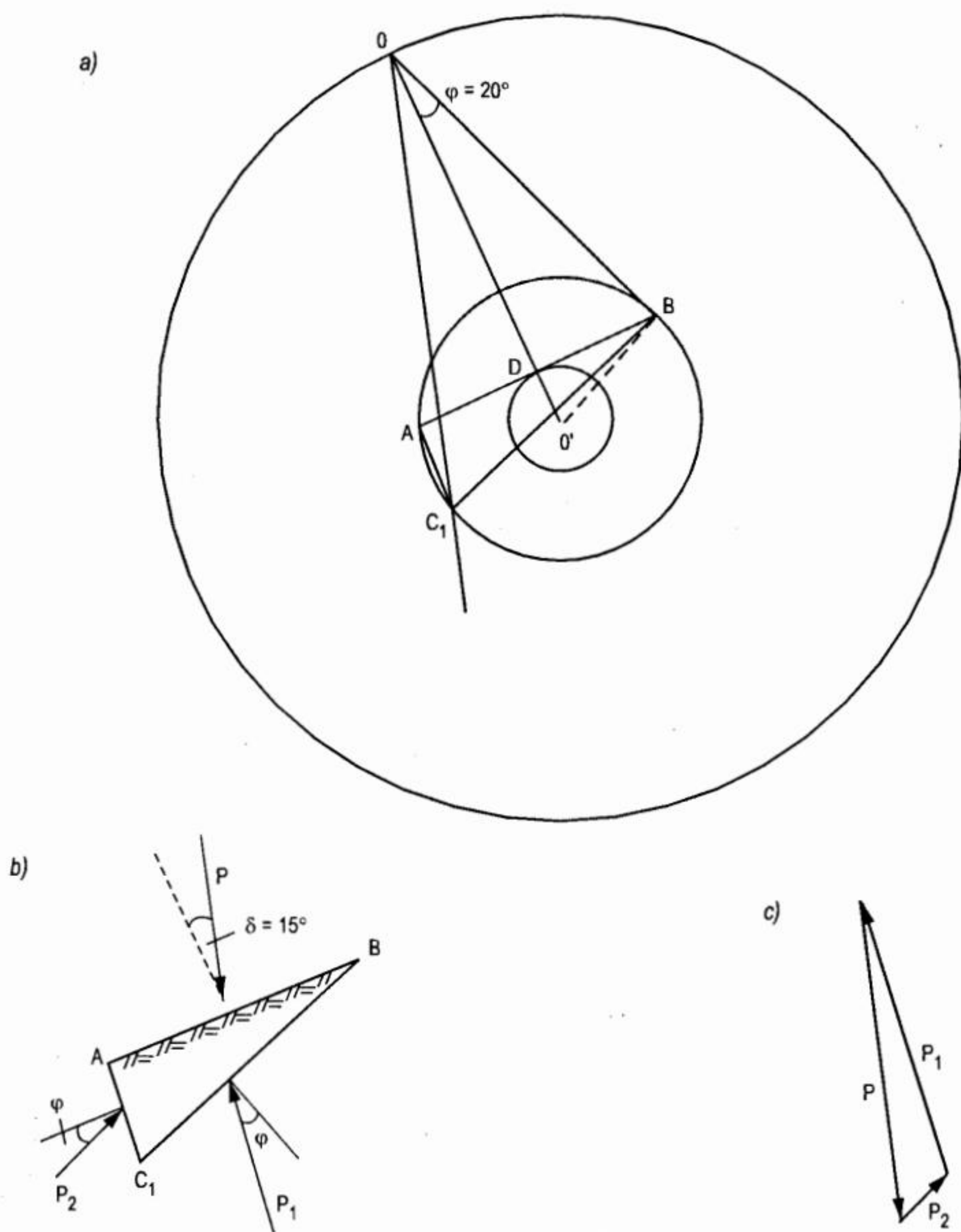
Hệ vòng tròn đặc trưng này là cơ sở để giải những bài toán của lý thuyết cân bằng giới hạn bằng đồ giải.

Dưới đây là ví dụ ứng dụng hệ vòng tròn đặc trưng để xác định mặt trượt.

Cho biết vị trí mặt phẳng AB của phân tố đất ở trạng thái cân bằng giới hạn chịu tác dụng của hợp lực P làm với pháp tuyến của mặt AB một góc $\delta = 15^\circ$ (hình 6.19b). Cho biết góc ma sát trong của đất $\varphi = 20^\circ$, yêu cầu xác định vị trí mặt trượt đi qua hai mút A và B .

Xác định vị trí mặt trượt theo các bước sau:

1. Trước hết vẽ hệ ba vòng tròn đặc trưng thoả mãn các biểu thức (6.22) (hình 6.19a).
2. Trên hình 6.19a, kẻ dây cung AB song song với mặt phẳng AB của phân tố cho trước trên hình 6.19b tiếp xúc với vòng tròn mặt tại D .



Hình 6.19

3. Trên hình 6.19a, từ tâm O' của hệ vòng tròn đặc trưng kẻ đường vuông góc với AB cắt vòng tròn cực tại O . Từ điểm O kẻ đường song song với hợp lực P trên hình 6.19b cắt vòng đỉnh tại điểm C_1 .

4. Nối AC_1 và BC_1 trên hình 6.19a, hai mặt này xác định hướng của một cặp mặt trượt đi qua A và B trên hình 6.19b.

5. Phân lực P thành hai thành phần P_1 và P_2 (hình 6.19c) tác dụng trên hai mặt trượt AC_1 và BC_1 (hình 6.19b).

2. Dựa vào góc ma sát trong của đất đắp φ vẽ hệ vòng tròn đặc trưng thoả mãn các biểu thức (6.22) ở hình 6.20b.

3. Trước hết xác định cặp mặt trượt bao quanh khu cân bằng giới hạn chủ động I trong đất đắp. Muốn vậy trên hình 6.20b vẽ dây cung A_1B_1 của vòng đỉnh tiếp xúc với vòng tròn mặt tại D_1 và song song với lưng tường AB ở hình 6.20a. Từ tâm O của hệ vòng tròn đặc trưng kẻ đường thẳng vuông góc với A_1B_1 gặp vòng cực tại O_1 , từ O_1 kẻ đường thẳng song song với phương của áp lực bị động (E_{bd}) trên hình 6.20a gặp vòng đỉnh tại C_1 . Đường A_1C_1 và B_1C_1 là phương của cặp mặt trượt bao quanh khu cân bằng giới hạn chủ động I. Từ điểm A và B trên hình 6.20a, kẻ đường AC và BC lần lượt song song với A_1C_1 và B_1C_1 trên hình 6.20b. Như vậy tam giác ABC trên hình 6.20a là đường bao quanh khu I.

4. Đường bao quanh khu cân bằng giới hạn bị động III của đất đắp có thể xác định theo các bước như trên. Trên hình 6.20b vẽ dây cung A_2B_2 của vòng đỉnh tiếp xúc với vòng tròn mặt tại D_2 và song song với mặt đất đắp. Từ tâm O của hệ vòng đặc trưng ở hình 6.20b kẻ đường vuông góc với A_2B_2 cắt vòng cực tại O_2 . Từ O_2 kẻ đường song song với phương tác dụng của tải trọng q trên mặt đất đắp ở hình 6.20a gặp vòng đỉnh tại C_2 . Đường A_2C_2 và B_2C_2 là phương của cặp mặt trượt bao quanh khu cân bằng giới hạn bị động III. Từ điểm A trên hình 6.20a, kẻ đường AD song song với A_2C_2 trên hình 6.20b. Như vậy góc DAC được xác định. Do vị trí điểm D chưa được xác định nên chưa vẽ được mặt trượt DE bao quanh khu III.

Lý thuyết cân bằng giới hạn đã chứng minh rằng đường CD của khu quá độ II là đường xoắn ốc logarit có phương trình như sau:

$$r_i = \overline{AC} e^{\theta_i \operatorname{tg} \varphi} \quad (6.23)$$

Trong đó:

r_i - bán kính của đường cong logarit CD .

θ_i - góc kẹp giữa bán kính r_i và AC .

Từ phương trình trên có thể suy ra công thức xác định độ dài $\overline{AD}$:

$$\overline{AD} = \overline{AC} e^{\theta \operatorname{tg} \varphi}$$

Trong đó, góc θ và độ dài $\overline{AC}$ đã được xác định. Như vậy điểm D đã được xác định. Từ D trên hình 6.20a kẻ đường song song với B_2C_2 trên hình 6.20b cắt mặt đất đắp tại E . Như vậy tam giác ADE là đường bao quanh khu cân bằng giới hạn bị động III.

5. Để xác định đường bao quanh khu quá độ II, có thể thay thế gần đúng đường xoắn ốc logarit bằng đường cong lượn đều và tiếp xúc với BC và ED tại C và D .

Hình quạt ACD là đường bao quanh khu quá độ II. AA' là đường tác dụng của phản lực R_2 , trong đó A' là giao điểm của BC và ED kéo dài.

6. Muốn xác định áp lực bị động của đất tác dụng lên lưng tường, trước hết tính diện tích các khu I, II, III rồi nhân với γ (trọng lượng riêng của đất đắp) để tìm trọng lượng P_1 , P_2 , P_3 của các khối đất trong những khu ấy. Tiếp đó xác định tổng tải trọng $Q = q \overline{AE}$.

Cần chú ý khu II có diện tích hình quạt CAD tính theo công thức:

$$\text{Diện tích CAD} = \frac{1}{4\text{tg}\varphi} (\overline{AD}^2 - \overline{AC}^2) \quad (6.24)$$

Trọng lượng P_1 , P_2 , P_3 đặt ở trọng tâm của các khu tương ứng, còn Q đặt ở giữa đoạn AE.

Để xác định áp lực bị động E_{bd} tác dụng lên tường, cần vẽ đa giác lực khép kín (hình 6.20c) như sau:

Đặt lực $Q + P_3$ trên phương thẳng đứng theo tỷ lệ tùy ý chọn. Lực này cân bằng với các lực R_3 và T_2 , là những lực tạo với pháp tuyến của các mặt trượt ED và AD những góc bằng φ , chúng song song với mặt trượt AD và ED, hai mặt này tạo nên một góc $90^\circ + \varphi$. Dem lực T'_2 bằng lực T_2 nhưng ngược chiều (T_2 và T'_2 song song với ED) cộng vectơ với trọng lượng P_2 rồi cân bằng với R_2 và T_1 (T_1 có phương song song với BC). Dem lực T'_1 bằng lực T_1 nhưng ngược chiều cộng với trọng lượng P_1 rồi cân bằng với lực R_1 (có phương song song với AC) và áp lực bị động E_{bd} lệch một góc δ so với pháp tuyến của lưng tường AB. Giá trị E_{bd} sẽ được xác định bằng cách đo độ dài của nó trên đa giác lực vừa vẽ rồi suy ra theo tỷ lệ đã chọn. Giá trị E_{bd} gồm hai phần: $E_{\gamma bd}$ do trọng lượng đất gây ra và E_{qbd} do tải trọng q gây ra.

Khi không có tải trọng q thì R_1 , R_2 , R_3 trong đa giác lực sẽ được biểu thị bằng đường đứt nét.

Cách xác định áp lực đất chủ động cũng tiến hành các bước như trên, chỉ khác ở chỗ, trong bước 3 từ O_1 kẻ O_1C_1 song song với phương của áp lực chủ động E_{cd} .

§6.6. TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT THEO LÝ LUẬN W.J.W.RANKINE

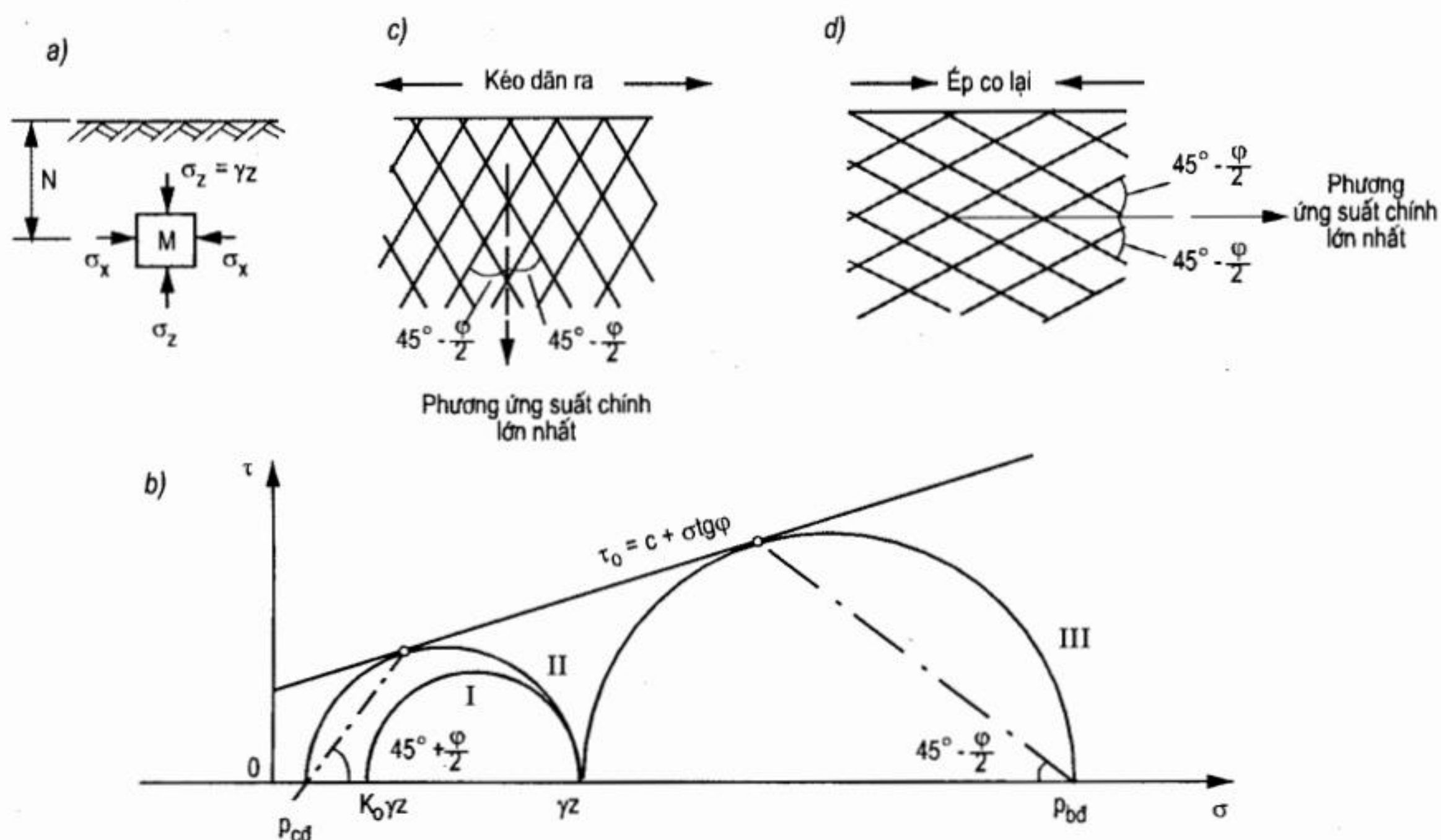
W.J.W.Rankine (Răng kin) căn cứ trạng thái ứng suất trong vật thể bán không gian vô hạn và điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm trong bán không gian đó đã tìm ra phương pháp tính toán áp lực đất.

Hình 6.21a là một bán không gian vô hạn (tức là khối đất có một mặt giới hạn là mặt đất nằm ngang, còn hai phía hông và chiều sâu là vô hạn). Xét trạng thái ứng suất tại M khi khối đất ở trạng thái tĩnh (cân bằng) thì mọi điểm đều ở trạng thái cân bằng đàn hồi, lúc đó thành phần ứng suất pháp tuyến của mặt phẳng ngang σ_z bằng trọng lượng bản thân cột đất có chiều sâu z với tiết diện bằng đơn vị sẽ là:

$$\sigma_z = \gamma z \quad (6.25)$$

và thành phần ứng suất pháp tuyến của mặt phẳng thẳng đứng sẽ là:

$$\sigma_x = K_o \sigma_z = K_o \gamma z \quad (6.26)$$



Hình 6.21

Vì khối đất là một bán không gian cho nên mọi mặt phẳng thẳng đứng đều có thể xem là mặt phẳng đối xứng của bán không gian, do đó trên mặt phẳng đứng và ngang ứng suất cắt đều bằng không. Từ đó suy ra ứng suất pháp của mặt phẳng đứng σ_x và ứng suất pháp của mặt phẳng ngang σ_z đều là ứng suất chính. Hai ứng suất chính này có thể dùng vòng Mohr I để biểu thị (hình 6.21b). Vì điểm M ở trạng thái cân bằng đàn hồi do đó vòng Mohr I không tiếp xúc với đường bao cường độ chống cắt của Coulomb.

Giả sử do một nguyên nhân nào đó khiến khối đất bị kéo dãn ra hoặc bị ép co lại (hình 6.21c và 6.21d) sẽ làm mất trạng thái cân bằng đàn hồi và dẫn đến trạng thái cân bằng giới hạn (còn gọi là trạng thái giới hạn dẻo).

Nếu khối đất bị kéo dãn ra hai phía hông thì ứng suất pháp của mặt phẳng ngang σ_z (ứng suất thẳng đứng) vẫn không đổi nhưng ứng suất pháp của mặt phẳng đứng σ_x (ứng suất ngang) lại giảm dần cho đến khi sự dãn ra thoả mãn điều kiện cân bằng giới hạn thì dừng lại (gọi là trạng thái chủ động Rankine), lúc đó σ_x đạt giá trị cực tiểu, ký hiệu là p_{cd} và do đó p_{cd} là ứng suất chính nhỏ nhất, còn $\sigma_z = \gamma z$ là ứng suất chính lớn nhất. Vòng tròn Mohr II lập từ hai giá trị ứng suất đó sẽ tiếp xúc với đường bao cường độ chống cắt của Coulomb (hình 6.21b). Nếu khối đất tiếp tục bị kéo dãn thì chỉ có thể dẫn đến chảy dẻo chứ không làm thay đổi trạng thái ứng suất đó.

Nếu khối đất bị ép co lại từ hai phía hông thì giá trị σ_x không ngừng tăng lên, σ_z vẫn không đổi cho đến khi sự ép co làm thoả mãn điều kiện cân bằng giới hạn (gọi là trạng thái bị động Rankine) thì σ_x đạt giá trị cực đại, ký hiệu là p_{bd} . Lúc đó p_{bd} là ứng suất chính lớn nhất và σ_z là ứng suất chính nhỏ nhất. Vòng Mohr vẽ từ hai giá trị ứng suất đó là vòng III tiếp xúc với đường bao Coulomb (hình 6.21b).

Vì khi khối đất ở trạng thái giới hạn chủ động mặt ứng suất chính lớn nhất là mặt phẳng ngang cho nên mặt trượt làm với mặt phẳng đứng một góc $45^\circ - \varphi/2$ (hình 6.21c), còn khi khối đất ở trạng thái giới hạn bị động thì mặt ứng suất chính lớn nhất là mặt phẳng đứng cho nên mặt trượt làm với mặt phẳng ngang một góc $45^\circ + \varphi/2$ (hình 6.21d). Do vậy các mặt trượt trong một họ song song với nhau và cắt mặt trượt họ kia.

Rankine ứng dụng nguyên lý trên vào việc tính toán áp lực đất lên tường chắn với ý tưởng rằng thay thế nửa khối đất (nửa không gian vô hạn) bên trái hoặc bên phải bằng một tường chắn (hình 6.22) có lưng tường trơn nhẵn, thay thế như vậy không làm thay đổi điều kiện và trạng thái ứng suất đã phân tích trên, bởi vì ứng suất cắt trên lưng tường bằng không và do đó ứng suất cắt trên mặt phẳng ngang cũng bằng không, như vậy chẳng khác gì trạng thái ứng suất trong bán không gian. Từ ý tưởng này, Rankine tìm được công thức tính toán áp lực đất chủ động và bị động tác dụng lên tường chắn với giả thiết và nguyên lý tính toán như sau:

Giả thiết cơ bản

1. Khi khối đất đắp sau tường đạt trạng thái cân bằng giới hạn chủ động (do khối đất đẩy tường về phía trước - phía không có đất), hoặc trạng thái cân bằng giới hạn bị động (do ngoại lực xô tường về phía sau - về phía đất) thì mọi điểm trong khối đất đều ở trạng thái cân bằng giới hạn và thoả mãn điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb.

2. Lưng tường thẳng đứng, mặt đất nằm ngang, mặt tường trơn nhẵn không có ma sát.

Nguyên lý tính toán

Trên cơ sở phân tích trạng thái ứng suất tại một điểm trên mặt tiếp giáp giữa lưng tường và đất đắp, Rankine tìm ra công thức xác định cường độ áp lực đất, từ đó vẽ biểu đồ cường độ áp lực đất dọc theo lưng tường rồi tính giá trị tổng áp lực đất và xác định điểm đặt của nó.

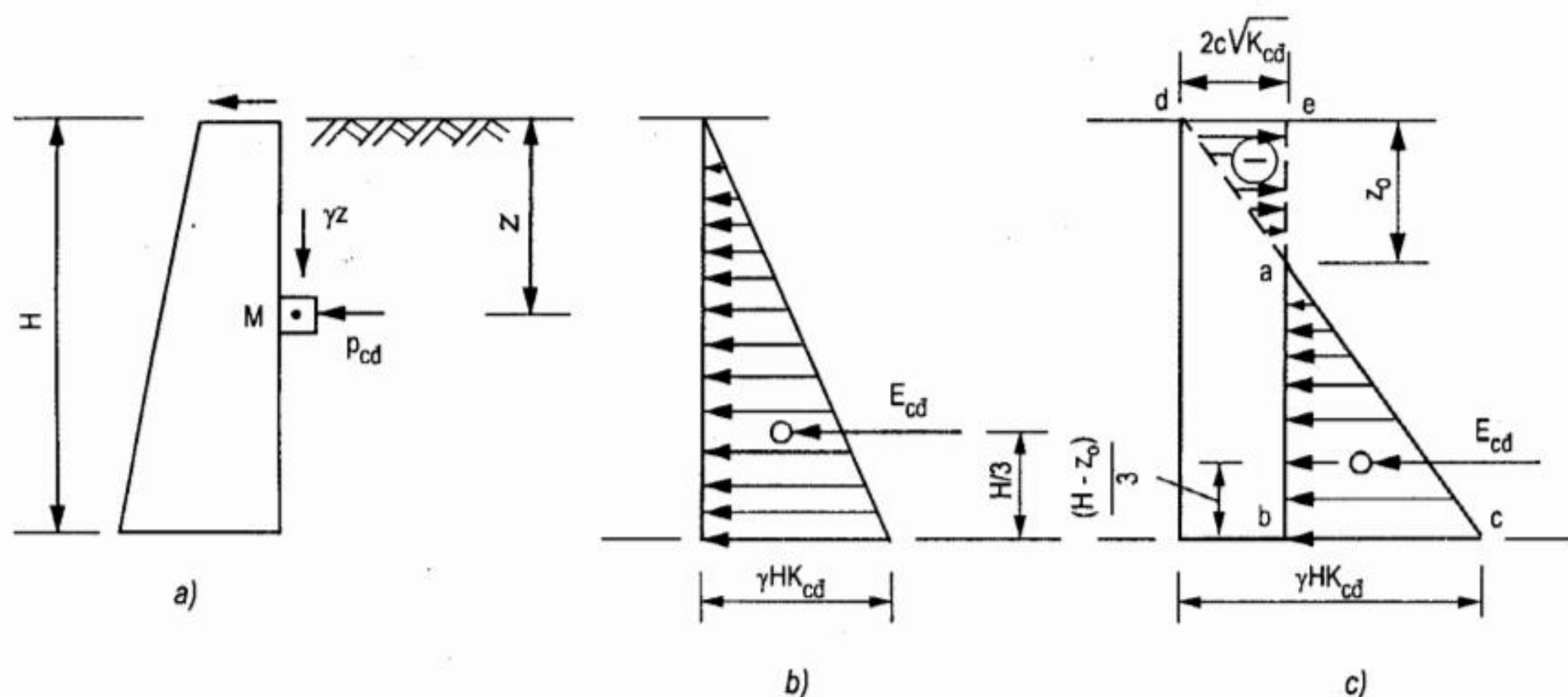
I. Xác định áp lực đất chủ động

Hình 6.22 là tường chắn với lưng tường thẳng đứng, mặt tường trơn nhẵn, mặt đất nằm ngang.

Xét trạng thái ứng suất tại M ta có:

$$\sigma_z = \gamma z = \sigma_1 \quad (a)$$

$$p_{cd} = \sigma_3 \quad (b)$$



Hình 6.22

Vì điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn nên ứng suất tại M thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb nêu ở chương 2:

$$\sigma_1 = \sigma_3.m + 2c\sqrt{m} \quad (2.34)$$

với $m = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$

Thay (a) và (b) vào (2.34) ta có:

$$\gamma z = p_{cd}m + 2c\sqrt{m}$$

rút ra

$$p_{cd} = \gamma z K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}} \quad (6.27)$$

Trong đó:

$$K_{cd} = \frac{1}{m} = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

K_{cd} - hệ số áp lực đất chủ động theo lý luận Rankine.

Từ công thức (6.27) thấy rằng cường độ áp lực đất chủ động gồm hai phần: một phần do trọng lượng đất gây ra ($+\gamma H\sqrt{K_{cd}}$) có tác dụng đẩy tường, một phần do lực dính gây ra áp lực âm ($-2c\sqrt{K_{cd}}$) có tác dụng níu kéo tường, tức làm giảm áp lực đất lên tường. Kết quả cộng biểu đồ cho ở hình 6.22c, trong đó tồn tại phần biểu đồ âm ade có tác dụng kéo tường lại. Tuy nhiên trong thực tế do lớp đất trên mặt thường bị nứt nẻ nên lực dính mất tác dụng, do đó khi tính toán thường bỏ qua phần biểu đồ âm đó và biểu đồ phân bố áp lực đất chỉ còn tam giác abc.

Tại a, $p_{cd} = 0 = \gamma z K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}}$

Từ đó rút ra
$$z_o = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_{cd}}} \quad (6.28)$$

Trong đó: z_o - độ sâu giới hạn (độ sâu nứt nẻ).

Trị số tổng áp lực đất chủ động tính bằng diện tích biểu đồ abc (hình 6.22c):

$$E_{cd} = dt\Delta abc = \frac{(H - z_o)(\gamma z K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}})}{2}$$

Thay z_o ở biểu thức (6.28) vào trên sẽ nhận được:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} - 2cH\sqrt{K_{cd}} + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (6.29)$$

E_{cd} tác dụng tại điểm cách chân tường một khoảng $\frac{H - z_o}{3}$ (hình 6.22c).

Trong trường hợp đất rời ($c = 0$) từ công thức (6.27) suy ra:

$$\text{Cường độ áp lực đất chủ động } p_{cd} = \gamma z K_{cd} \quad (6.30)$$

$$\text{Tổng áp lực đất chủ động } E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} \quad (6.31)$$

Biểu đồ phân bố và điểm đặt cho ở hình 6.22b.

II. Xác định áp lực đất bị động

Hình 6.23a là tường chắn bị ngoại lực xô về phía sau (về phía đất đắp). Khi khối đất đạt trạng thái cân bằng giới hạn bị động thì các thành phần ứng suất tại M sẽ là:

$$\sigma_z = \gamma z = \sigma_3 \quad (a)$$

$$p_{bd} = \sigma_1 \quad (b)$$

Thay (a) và (b) vào điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb (2.34) sẽ nhận được:

$$p_{bd} = \gamma z K_{bd} + 2c\sqrt{K_{bd}} \quad (6.32)$$

Trong đó:

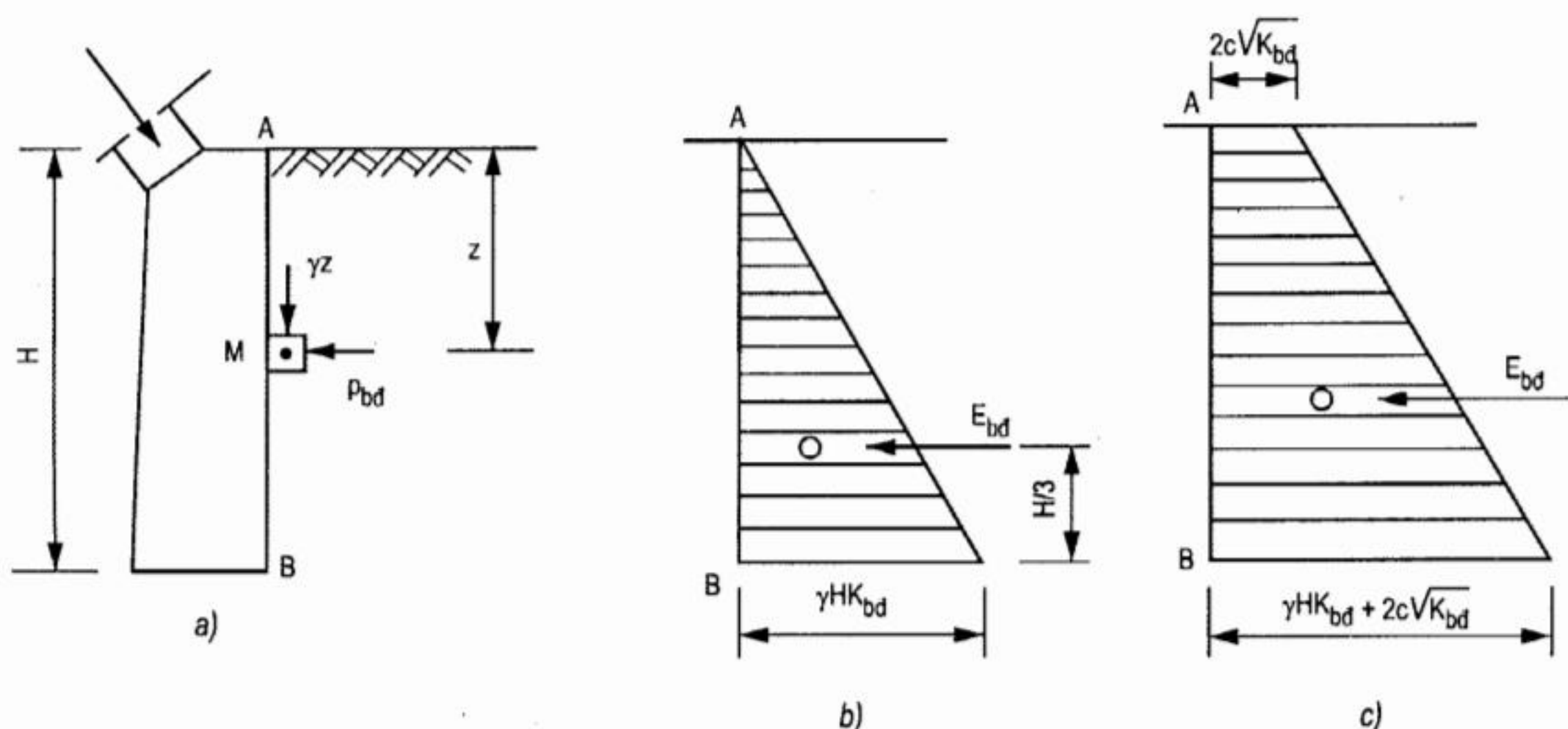
$$K_{bd} = m = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

K_{bd} - hệ số áp lực bị động theo lý luận Rankine.

Từ công thức (6.32) thấy rằng cường độ áp lực đất bị động gồm hai phần:

$\gamma z K_{bd}$ - do trọng lượng khối đất gây ra.

$2c\sqrt{K_{bd}}$ - do lực dính gây ra.



Hình 6.23

Cả hai phần áp lực đều có tác dụng chống lại tường. Lực dính của đất làm tăng áp lực bị động đối với tường.

Biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất bị động nêu ở hình 6.23c, biểu đồ có dạng hình thang. Tổng giá trị áp lực đất bị động tính bằng diện tích biểu đồ hình thang:

$$E_{bd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{bd} + 2cH \sqrt{K_{bd}} \quad (6.33)$$

Điểm đặt ở trọng tâm hình thang.

Trong trường hợp đất rời ($c = 0$), từ công thức (6.32) suy ra cường độ áp lực đất bị động:

$$p_{bd} = \gamma z K_{bd} \quad (6.34)$$

Tổng áp lực đất bị động:

$$E_{bd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{bd} \quad (6.35)$$

Điểm đặt ở trọng tâm biểu đồ tam giác (hình 6.23b).

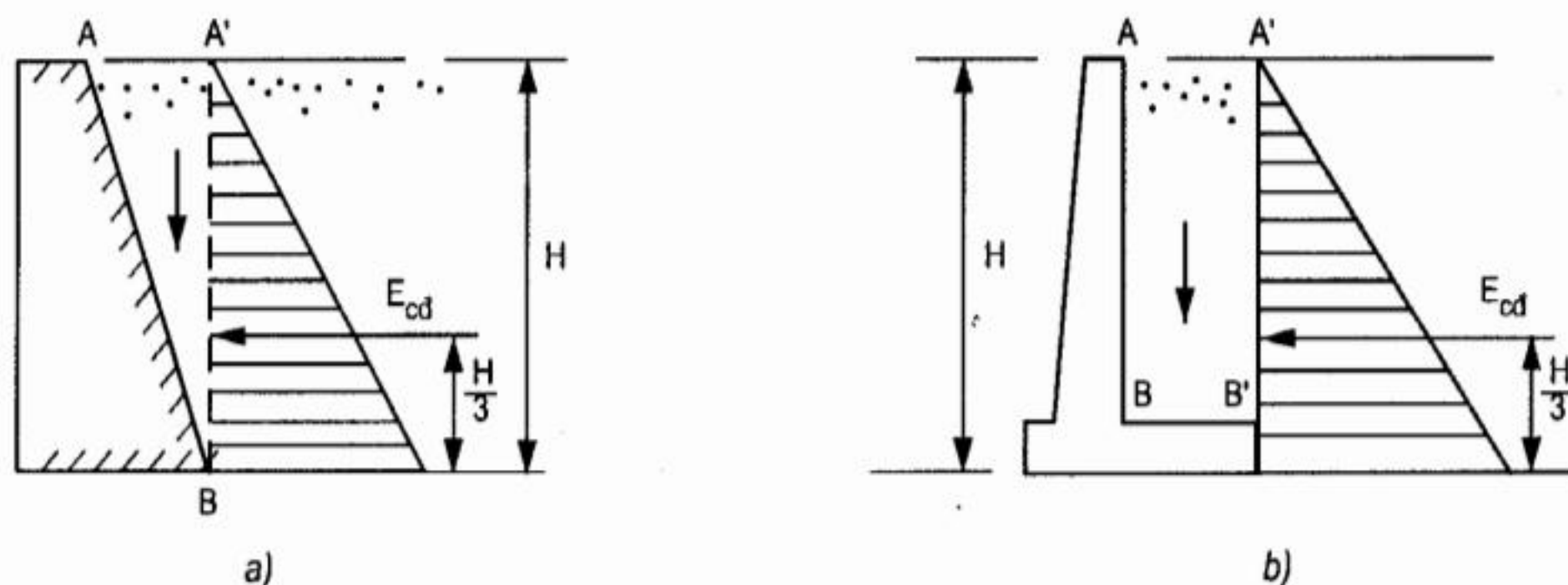
III. Tính toán áp lực đất đối với những trường hợp thường gặp

1. Trường hợp lưng tường nghiêng với mặt đất nằm ngang

Trong trường hợp này xác định áp lực đất chủ động theo phương pháp gần đúng như sau:

Từ B kẻ đường thẳng đứng gặp mặt đất tại A'. Mặt phẳng A'B coi như lưng tường thẳng đứng trơn nhẵn và áp dụng lý luận Rankine để tính áp lực đất chủ động (hình

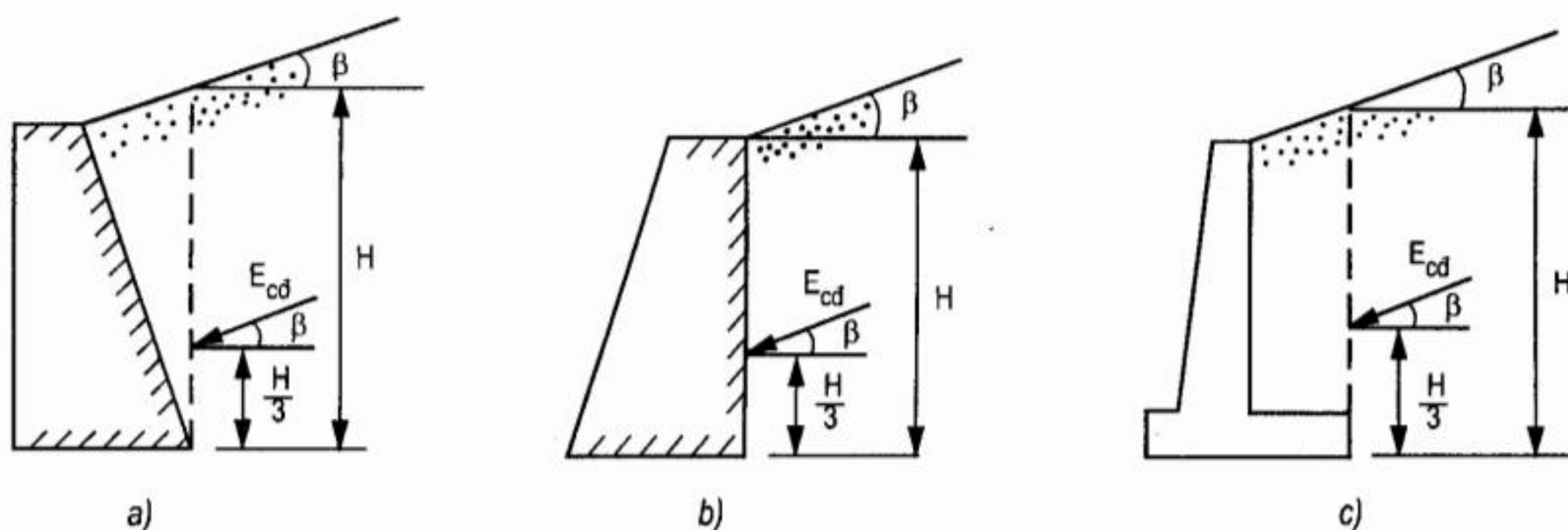
6.24a). Lúc đó khối đất ABA' được xem là một bộ phận của tường chắn khi phân tích sự ổn định của tường.



Hình 6.24

Gặp trường hợp tường chắn bản đáy rộng (hình 6.24b) cũng có thể dùng phương pháp tương tự nêu trên để tính áp lực đất chủ động và phân tích ổn định tường chắn.

2. Trường hợp mặt đất đắp nằm nghiêng



Hình 6.25

Trong những trường hợp nêu ở hình 6.25, có thể giả thiết phương tác dụng của áp lực đất chủ động song song với mặt đất đắp, tức nghiêng một góc β so với mặt phẳng nằm ngang và giá trị áp lực đất chủ động được xác định theo công thức sau:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd}$$

Trong đó:

$$K_{cd} = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (6.36)$$

H - độ cao tính toán của tường.

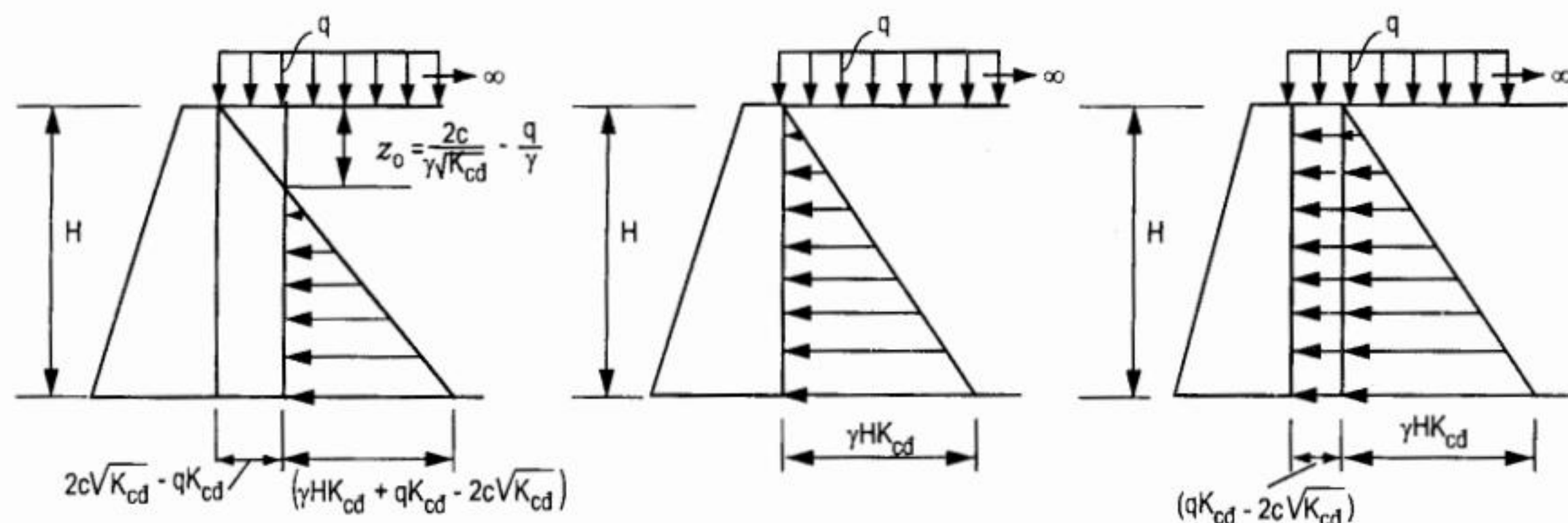
β - góc nghiêng của mặt đất đắp.

φ - góc ma sát trong của đất đắp.

3. Trường hợp mặt đất đắp chịu tải trọng phân bố đều liên tục q

Để dàng nhận thấy rằng áp lực đất tác dụng lên tường chắn trong trường hợp này sẽ tăng lên. Thực vậy do tải trọng q làm gia tăng thành phần ứng suất thẳng đứng một đại lượng bằng q , tức là:

$$\sigma_z = \gamma z + q$$



a) TH: $qK_{cd} < 2c\sqrt{K_{cd}}$

b) TH: $qK_{cd} = 2c\sqrt{K_{cd}}$

c) TH: $qK_{cd} > 2c\sqrt{K_{cd}}$

Hình 6.26

Vì vậy công thức xác định cường độ áp lực đất chủ động và bị động rút ra từ điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb trở thành:

$$p_{cd} = \gamma z K_{cd} + q K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}} \quad (6.37)$$

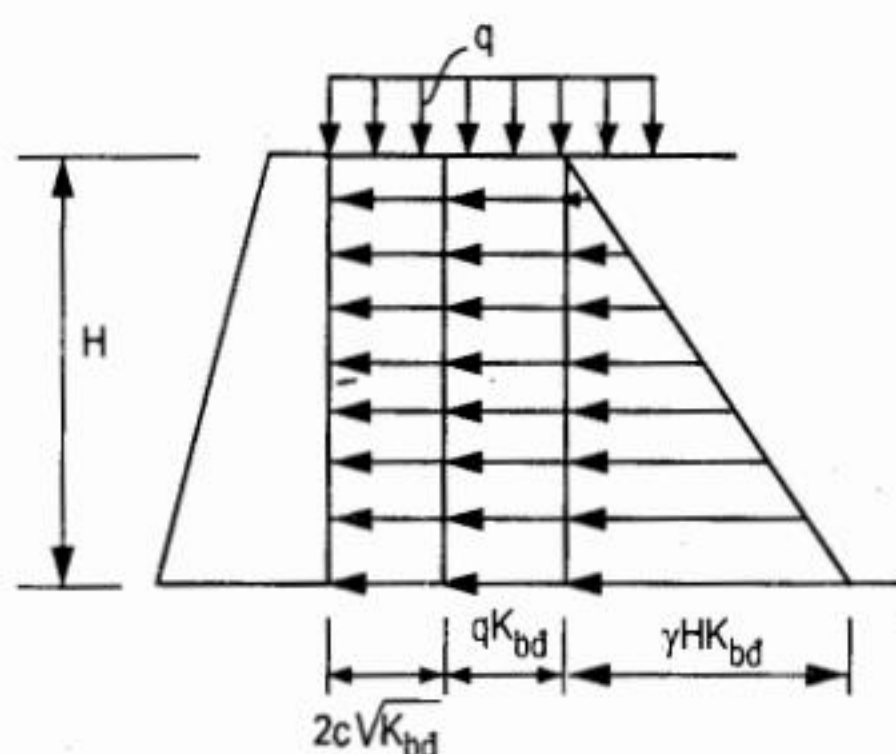
$$p_{bd} = \gamma z K_{bd} + q K_{bd} + 2c\sqrt{K_{bd}} \quad (6.38)$$

Từ đó nhận được biểu đồ phân bố cường độ áp lực chủ động như hình 6.26 và cường độ áp lực bị động như hình 6.27.

4. Trường hợp mặt đất đắp chịu tải trọng phân bố gián đoạn

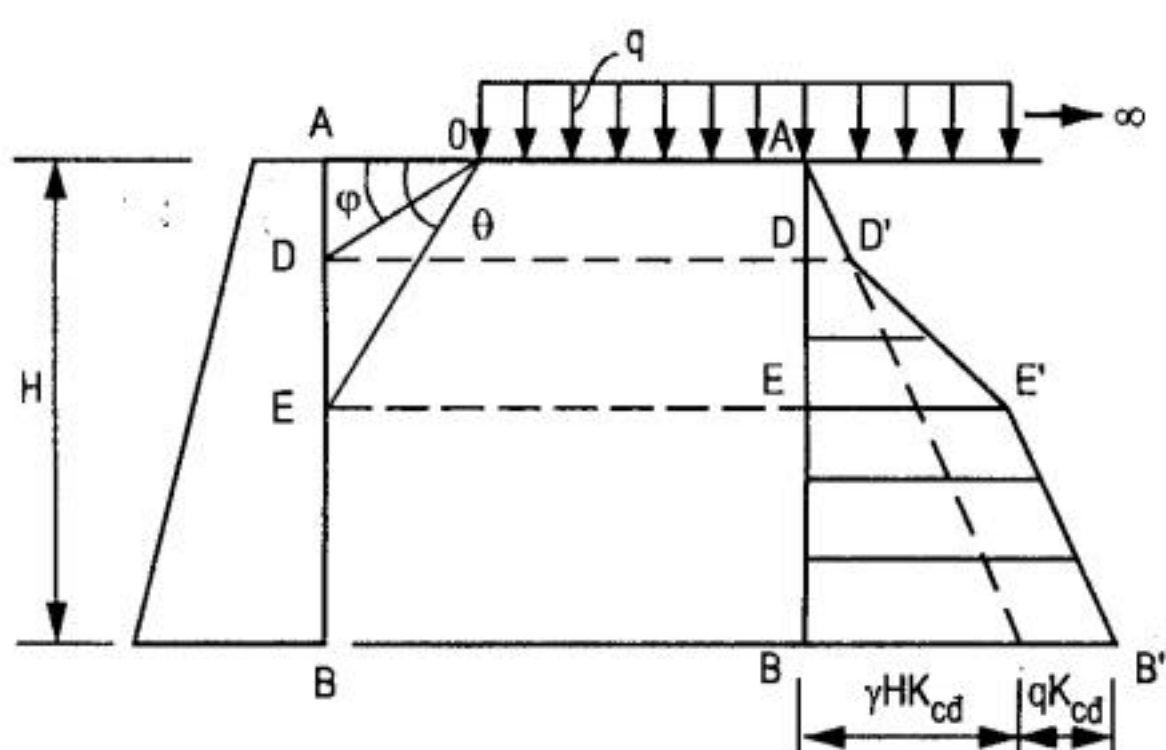
Hình 6.28 là trường hợp mặt đất đắp chịu tải trọng phân bố gián đoạn, trong phạm vi AO không có tải trọng.

Trong trường hợp này áp lực đất chủ động có thể xác định theo phương pháp gần đúng như sau:

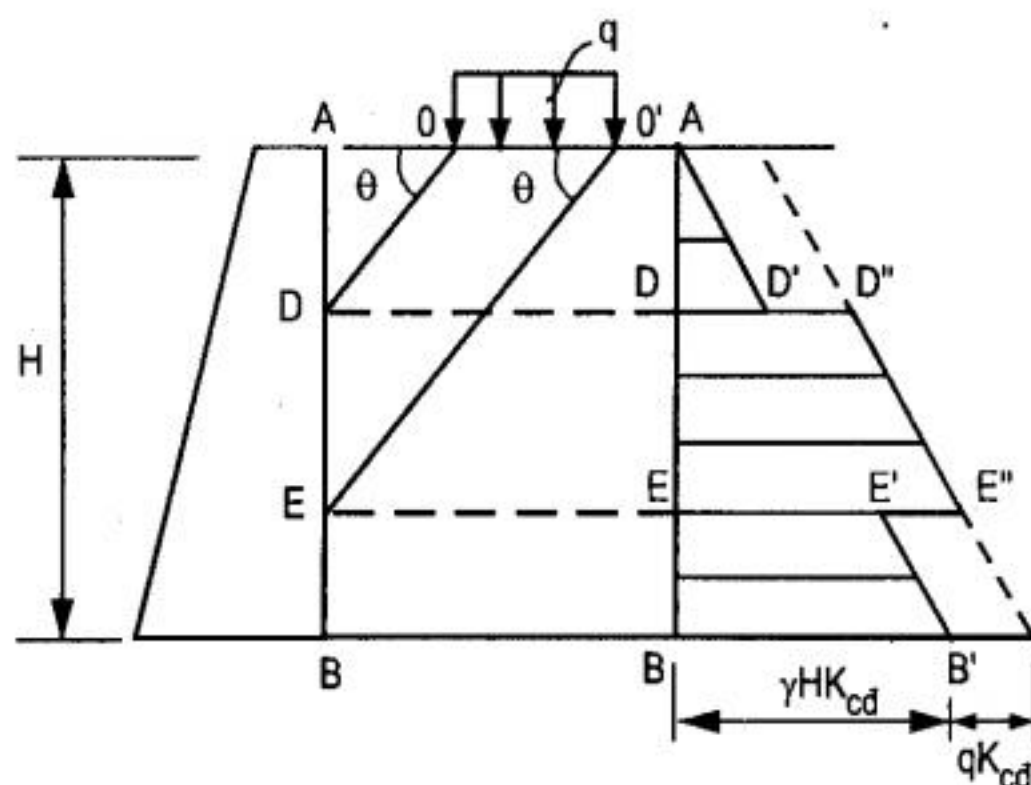


Hình 6.27

Từ điểm O kẻ hai đường thẳng gấp lưng tường tại D và E lần lượt nghiêng góc φ và θ so với phương nằm ngang. Với lưng tường thẳng đứng và trơn nhẵn $\theta = 45^\circ + \varphi/2$. Có thể cho rằng áp lực đất tác dụng lên đoạn tường phía trên AD hoàn toàn không chịu ảnh hưởng của tải trọng q , ngược lại áp lực đất tác dụng lên đoạn tường phía dưới EB hoàn toàn chịu ảnh hưởng của tải trọng q , còn áp lực đất tác dụng lên đoạn tường DE ở giữa thì chịu ảnh hưởng tăng dần lên từ D đến E theo luật biến đổi đường thẳng D'E'. Kết quả nhận được biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất ADEBB'E'D' như hình 6.28.



Hình 6.28



Hình 6.29

Nếu trên mặt đất đắp tải trọng q chỉ phân bố trong phạm vi bề rộng OO' (hình 6.29) thì biểu đồ phân bố áp lực đất chủ động có thể xác định gần đúng như sau:

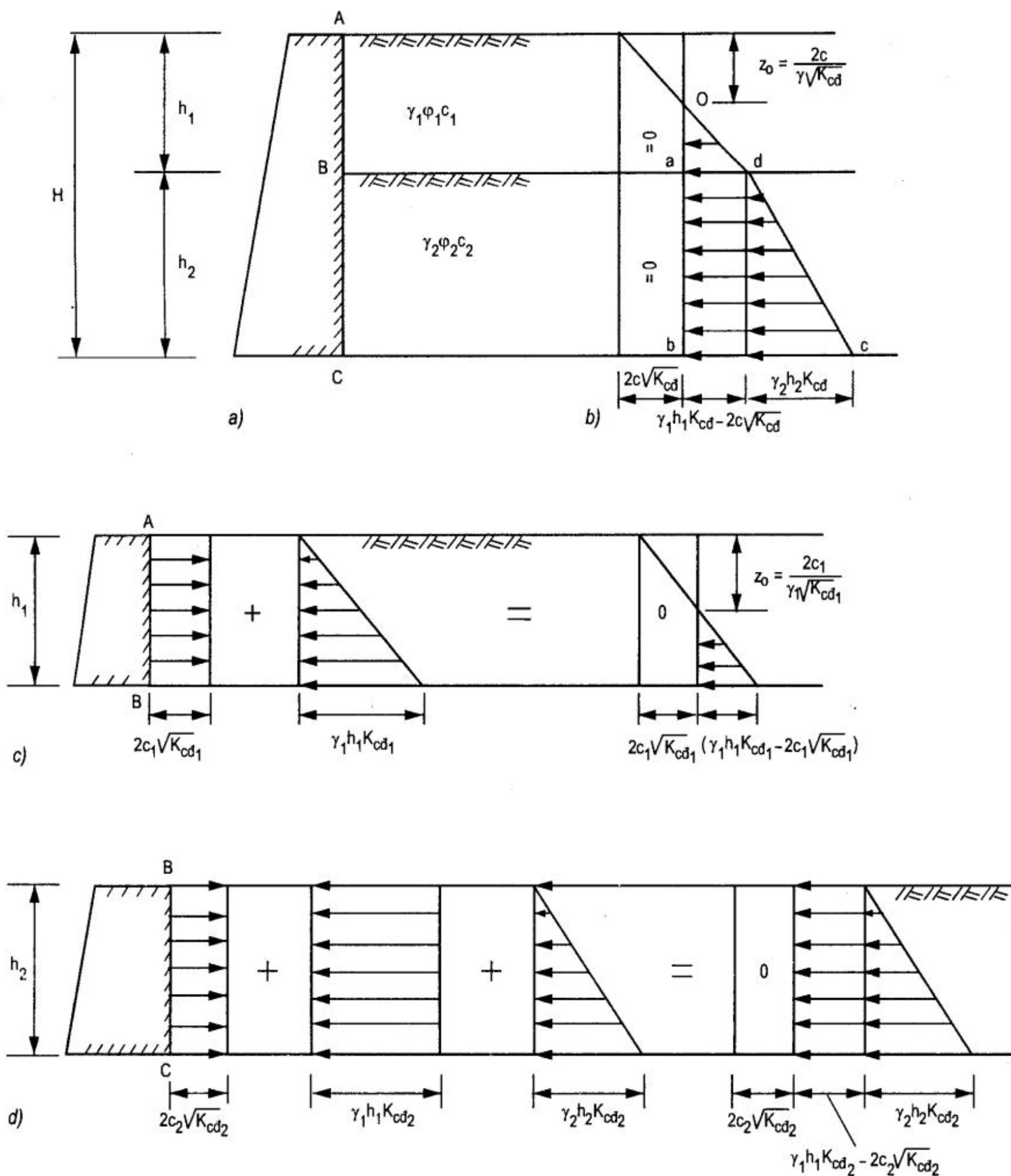
Từ O và O' kẻ hai đường thẳng song song gấp lưng tường tại D và E nghiêng một góc θ so với mặt phẳng nằm ngang.

Có thể cho rằng, áp lực đất tác dụng lên đoạn tường AD phía trên và EB phía dưới hoàn toàn không chịu ảnh hưởng của tải trọng q , chỉ có đoạn tường DE mới chịu ảnh hưởng của tải trọng đó với một giá trị áp lực đất gia tăng bằng qK_{cd} . Kết quả nhận được biểu đồ phân bố áp lực đất ADEBB'E'E''D''D' như hình 6.29.

5. Trường hợp đất đắp thành lớp

Hình 6.30a là trường hợp đất đắp sau tường gồm hai lớp nằm ngang có các chỉ tiêu cơ lý khác nhau. Để xác định áp lực đất chủ động lên tường có thể dùng phương pháp gần đúng như sau:

Trước hết coi đoạn tường AB có chiều cao bằng chiều dày lớp đất h_1 như một tường độc lập với đất đắp đồng chất để xác định áp lực đất. Kết quả nhận được biểu đồ phân bố áp lực đất như hình 6.30c.



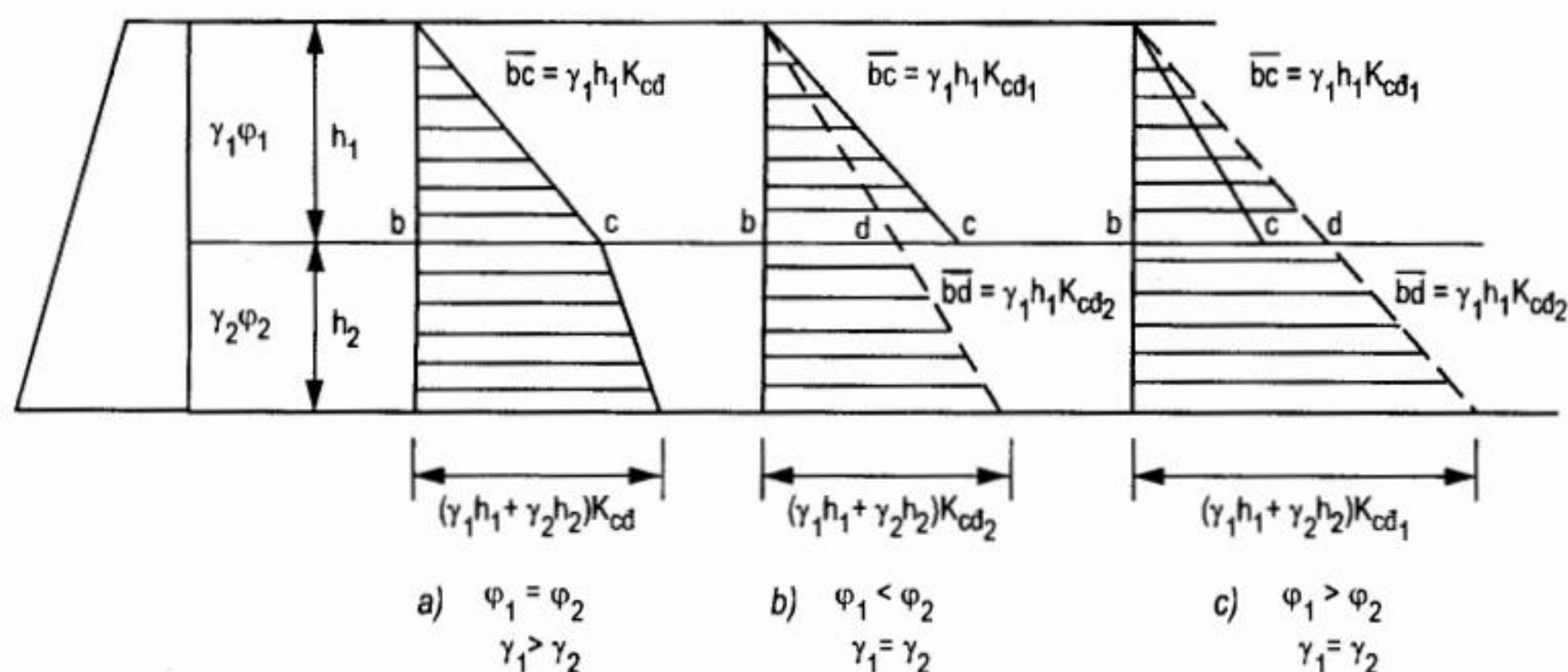
Hình 6.30

Để tính áp lực đất lên đoạn tường BC có chiều cao bằng chiều dày lớp đất h_2 , có thể coi trọng lượng lớp đất bên trên có chiều dày h_1 như một tải trọng phân bố đều liên tục trên mặt lớp đất h_2 . Như vậy sẽ nhận được biểu đồ áp lực đất như hình 6.30d (tương tự trường hợp nêu ở hình 6.26c).

Trong đó: $K_{cd1} = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_1/2)$

$$K_{cd2} = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_2/2)$$

Nếu hai lớp đất có góc ma sát trong và lực dính bằng nhau, tức là $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$ và $c_1 = c_2 = c$ thì biểu đồ phân bố áp lực đất lên toàn bộ chiều cao tường ABC sẽ là diện tích Oabcd trên hình 6.30b.



Hình 6.31

Hình 6.31 trình bày dạng biểu đồ phân bố cường độ áp lực chủ động của đất rời khi các lớp đất có chỉ tiêu cơ lý khác nhau.

Biểu đồ hình 6.31a với điều kiện $\gamma_1 > \gamma_2$ và $\varphi_1 = \varphi_2$ do đó độ dốc của biểu đồ trong phạm vi độ sâu h_1 thoải hơn trong phạm vi h_2 .

Biểu đồ ở hình 6.31b do $\varphi_2 > \varphi_1$ và $\gamma_1 = \gamma_2$ cho nên $K_{cd2} < K_{cd1}$, vì vậy độ dốc của biểu đồ trong phạm vi h_2 dốc hơn trong phạm vi h_1 dẫn đến áp lực đất có bước nhảy tại mặt lớp, tại đó $\overline{bd} = \gamma_1 h_1 K_{cd2} < \overline{bc} = \gamma_1 h_1 K_{cd1}$.

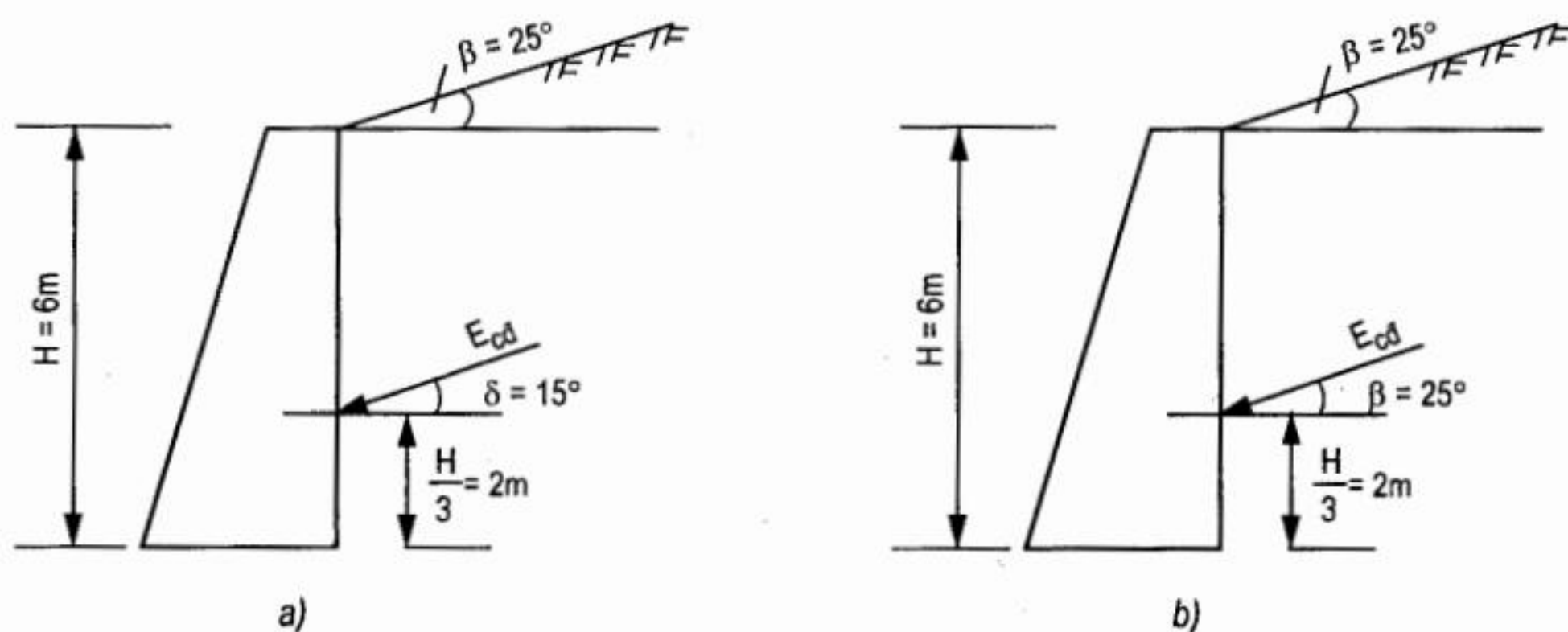
Biểu đồ ở hình 6.31c do $\varphi_1 > \varphi_2$ và $\gamma_1 = \gamma_2$ nên có dạng ngược lại về bước nhảy áp lực đất tại mặt lớp, cụ thể $\overline{bd} = \gamma_1 h_1 K_{cd2} > \overline{bc} = \gamma_1 h_1 K_{cd1}$.

Bài tập mẫu 6.3

Cho tường chắn cao 6m, lưng tường thẳng đứng (hình 6.32). Đất đắp là đất cát có các chỉ tiêu $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$. Mặt đất đắp nghiêng góc $\beta = 25^\circ$. Góc ma sát giữa đất đắp và lưng tường $\delta = \varphi/2$.

Yêu cầu:

- Xác định áp lực đất chủ động theo lý luận Coulomb.
- Xác định áp lực đất chủ động theo lý luận Rankine.
- So sánh hai kết quả tính toán.



Hình 6.32

Bài giải

1. Xác định áp lực đất chủ động theo lý luận Coulomb.

- Tính hệ số áp lực đất chủ động

$$\begin{aligned}
 K_{cd} &= \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30^\circ)}{1 \cdot \cos(15^\circ) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(45^\circ) \sin(5^\circ)}{\cos(15^\circ) \cos(-25^\circ)}} \right]^2} \\
 &= \frac{0,866^2}{1,0,9659 \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{0,7071 \cdot 0,0872}{0,9659 \cdot 0,9063}} \right]^2} = 0,4849
 \end{aligned}$$

- Tính áp lực đất chủ động:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 6^2 \cdot 0,4849 = 157,1 \text{ kN/m.}$$

- Điểm đặt của E_{cd} cách chân tường $\frac{H}{3} = \frac{6}{3} = 2\text{m.}$

- Phương tác dụng của E_{cd} nghiêng một góc $\delta = 15^\circ$ so với pháp tuyến của lưng tường (hình 6.32a).

2. Xác định áp lực đất chủ động theo lý luận Rankine

- Tính hệ số áp lực đất chủ động

$$\begin{aligned}
 K_{cd} &= \cos\beta \cdot \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \\
 &= \cos(25^\circ) \cdot \frac{\cos(25^\circ) - \sqrt{\cos^2(25^\circ) - \cos^2(30^\circ)}}{\cos(25^\circ) + \sqrt{\cos^2(25^\circ) - \cos^2(30^\circ)}} \\
 &= 0,9063 \cdot \frac{0,9063 - \sqrt{0,9063^2 - 0,866^2}}{0,9063 + \sqrt{0,9063^2 - 0,866^2}} = 0,4935.
 \end{aligned}$$

- Tính áp lực đất chủ động:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 6^2 \cdot 0,4935 = 159,89 \text{ kN/m}.$$

- Điểm đặt của E_{cd} cách chân tường $\frac{H}{3} = \frac{6}{3} = 2\text{m}$.

- Phương tác dụng của E_{cd} nghiêng một góc $\beta = 25^\circ$ so với mặt phẳng nằm ngang (tức song song với mặt đất đắp-hình 6.32b).

3. Nhận xét:

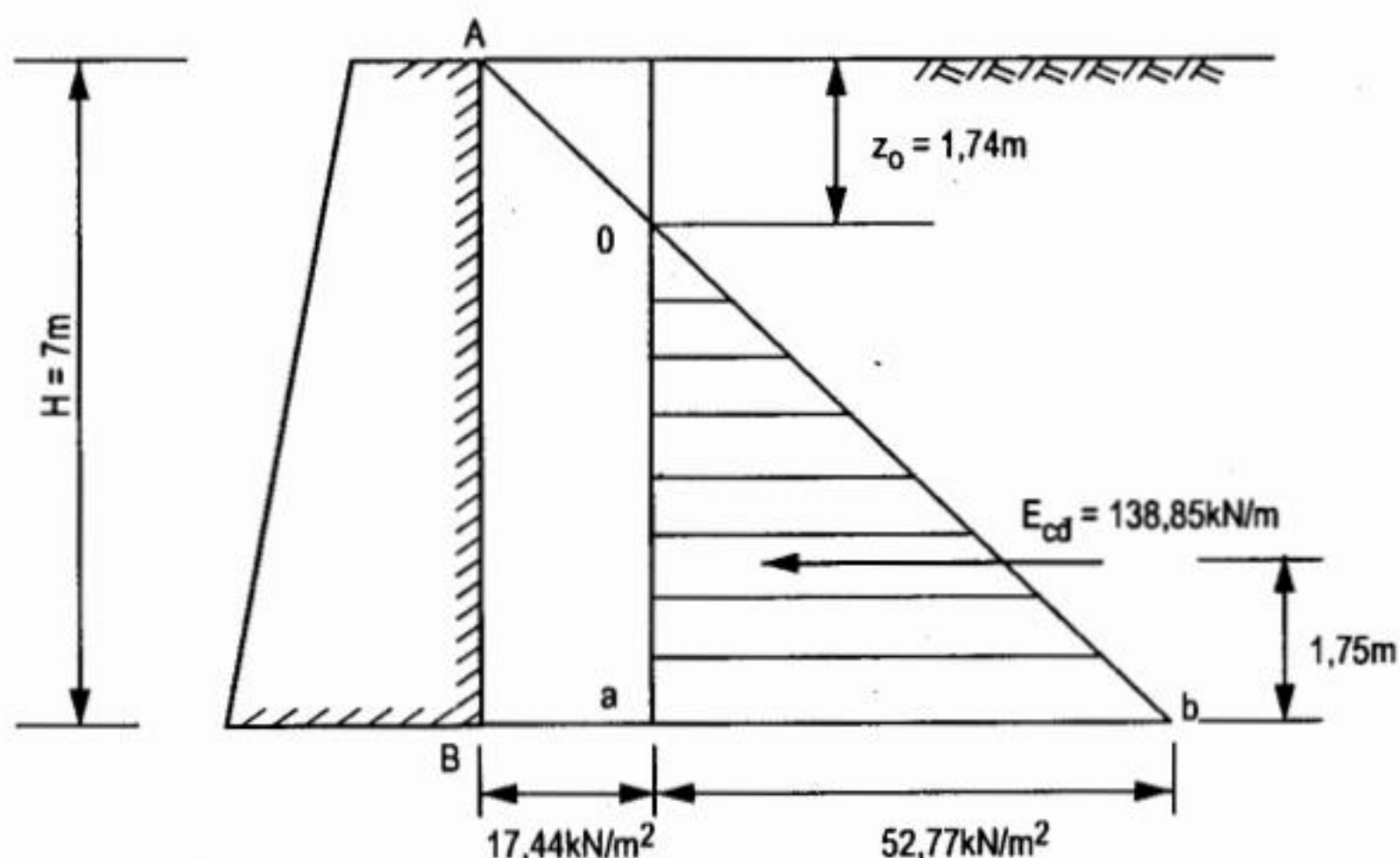
Hai kết quả tính toán xấp xỉ nhau.

Bài tập mẫu 6.4

Cho một tường chắn cao 7m, lưng tường thẳng đứng và trơn nhẵn, mặt đất đắp nằm ngang (hình 6.33). Đất đắp có các chỉ tiêu:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3, \varphi = 18^\circ, c = 12 \text{ kN/m}^2.$$

Yêu cầu xác định áp lực đất chủ động tác dụng lên tường chắn.



Hình 6.33

Bài giải

Dùng lý luận Rankine để xác định áp lực đất chủ động.

- Tính hệ số áp lực đất chủ động:

$$K_{cd} = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ - 9^\circ) = \operatorname{tg}^2 36^\circ = (0,7265)^2.$$

$$K_{cd} = 0,5279.$$

$$\sqrt{K_{cd}} = 0,7265.$$

- Tính cường độ áp lực đất tại A:

$$p_{cdA} = -2c\sqrt{K_{cd}} = -2 \times 12 \times 0,7265 = -17,44 \text{ kN/m}^2.$$

- Tính cường độ áp lực đất chủ động tại B:

$$\begin{aligned} p_{cdB} &= \gamma H K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}} \\ &= 19 \times 7 \times 0,5279 - 17,44 = 52,77 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

- Tính z_0 :

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_{cd}}} = \frac{2 \times 12}{19 \times 0,7265} = 1,74 \text{ m}.$$

- Tính áp lực đất chủ động:

$$\begin{aligned} E_{cd} &= \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} - 2cH\sqrt{K_{cd}} + \frac{2c^2}{\gamma} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 19 \times 7^2 \times 0,5279 - 2 \times 12 \times 7 \times 0,7265 + \frac{2 \times 12^2}{19} \\ &= 245,74 - 122,05 + 15,16 = 138,85 \text{ kN/m}. \end{aligned}$$

- Điểm đặt của E_{cd} cách chân tường $\frac{H-z_0}{3} = 1,75 \text{ m}$.

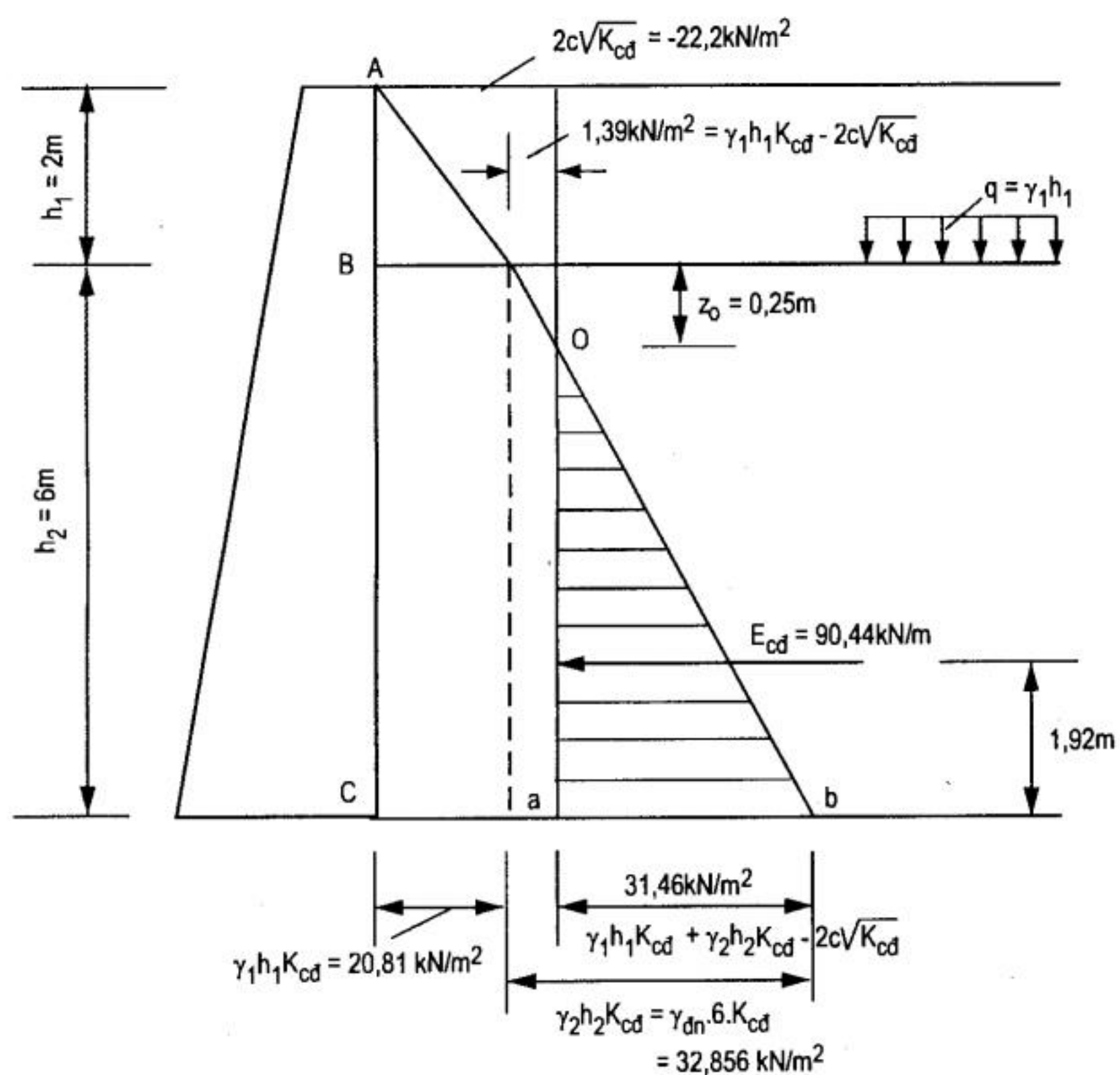
- Phương tác dụng của E_{cd} là phương ngang.

Bài tập mẫu 6.5

Cho một tường chắn cao 8m, lưng tường thẳng đứng và trơn nhẵn, mặt đất đắp nằm ngang (hình 6.34). Trong đất đắp có nước ngầm cách mặt đất 2m. Đất đắp có các chỉ tiêu:

$$\gamma_w = 19 \text{ kN/m}^3, \gamma_{bh} = 20 \text{ kN/m}^3, \varphi = 17^\circ, c = 15 \text{ kN/m}^2.$$

Yêu cầu xác định áp lực đất chủ động tác dụng lên tường. Cho biết φ, c của đất trên và dưới mực nước ngầm bằng nhau.



Hình 6.34

Bài giải

Dùng lý luận áp lực đất Rankine để xác định áp lực đất chủ động.

- Tính hệ số áp lực đất chủ động:

$$K_{cd} = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \tan^2(45^\circ - 8^\circ 30') = \tan^2(36^\circ 30') = 0,74^2$$

$$K_{cd} = 0,5476.$$

$$\sqrt{K_{cd}} = 0,74.$$

- Tính cường độ áp lực đất chủ động tại A:

$$p_{cdA} = -2c\sqrt{K_{cd}} = -2 \times 15 \times 0,74 = -22,2 \text{ kN/m}^2.$$

- Tính cường độ áp lực đất chủ động tại B:

$$\begin{aligned} p_{cdB} &= \gamma_1 h_1 K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}} = 19 \times 2 \times 0,5476 - 2 \times 15 \times 0,74 \\ &= 20,81 - 22,2 = -1,39 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

- Tính cường độ áp lực đất tại C:

$$p_{cdc} = \gamma_1 h_1 K_{cd} + \gamma_2 h_2 K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 19 \times 2 \times 0,5476 + 10 \times 6 \times 0,5476 - 2 \times 15 \times 0,74 \\
 &= 20,81 + 32,856 - 22,2 = 31,46 \text{ kN/m}^2.
 \end{aligned}$$

- Tính z_o :

$$z_o = \frac{2c}{\gamma_{dn} \sqrt{K_{cd}}} - \frac{q}{\gamma_{dn}} = \frac{2 \times 15}{10 \times 0,74} - \frac{19 \times 2}{10} = 0,25 \text{ m}$$

- Tính áp lực đất chủ động:

$$\begin{aligned}
 E_{cd} &= dt\Delta Oab = \frac{1}{2} \overline{Oa} \cdot \overline{ab} = \frac{1}{2} (h_2 - z_o) \cdot \overline{ab} \\
 &= \frac{1}{2} (6 - 0,25) \cdot 31,46 = 90,44 \text{ kN/m}.
 \end{aligned}$$

Điểm đặt của E_{cd} cách chân tường một khoảng:

$$\frac{h_2 - z_o}{3} = \frac{6 - 0,25}{3} = 1,92 \text{ m}.$$

Phương tác dụng của E_{cd} là phương ngang.

§6.7. PHẠM VI ỨNG DỤNG LÝ LUẬN ÁP LỰC ĐẤT CỦA COULOMB VÀ RANKINE

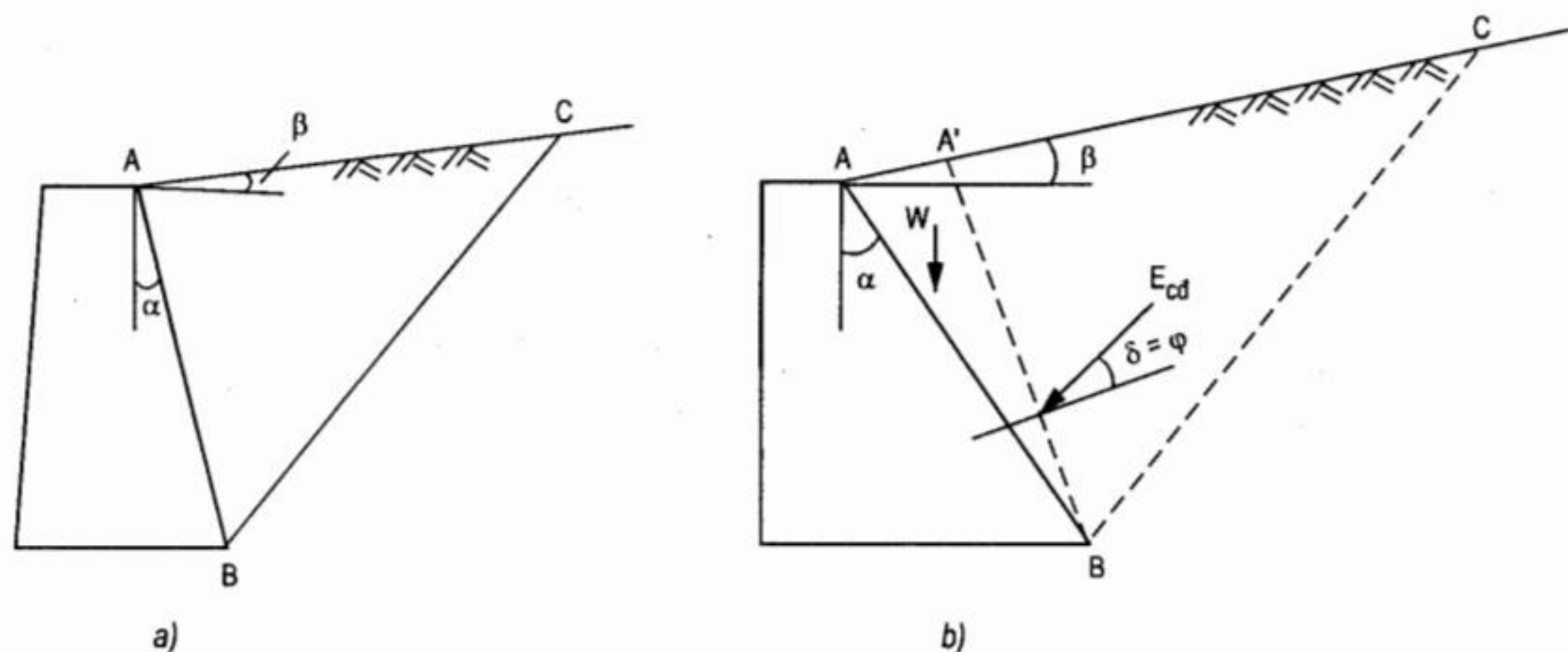
Từ các kết quả nghiên cứu thực nghiệm đối với áp lực đất rời cho thấy trong trường hợp cân bằng giới hạn chủ động, mặt trượt theo giả thiết Coulomb không khác mấy so với mặt trượt thực tế, do đó trị số áp lực đất chủ động Coulomb chỉ nhỏ hơn trị số thực tế từ 2÷10%. Nói chung khi $\alpha = \delta \leq 15^\circ$, trị số áp lực đất chủ động Coulomb phù hợp với thực tế, đặc biệt với $\alpha = 0$ sự sai khác giữa Coulomb và thực tế không đáng kể. Ngược lại, nếu dùng lý luận Coulomb để tính áp lực đất bị động thì cho kết quả khác xa với thực tế. Với góc ma sát trong của đất đắp $\varphi = 16^\circ$ thì sai khác 17%, $\varphi = 30^\circ$ thì sai khác sẽ gấp đôi, với $\varphi = 40^\circ$ sai khác sẽ tăng lên bảy lần. Ngoài ra khi góc ma sát giữa đất đắp và lưng tường lớn thì sai khác đó cũng lớn, nhất là khi $\delta > \varphi/3$ thì sai khác tăng lên rõ rệt. Sở dĩ như vậy là do mặt trượt giả thiết của Coulomb khác nhiều so với mặt trượt thực tế (hình 6.14). Vì vậy trong thực tế ít dùng lý luận Coulomb để xác định áp lực đất bị động.

Lý luận áp lực đất của Coulomb có thể áp dụng đối với lưng tường thẳng đứng hoặc nghiêng, mặt tường trơn nhẵn hoặc nhám, mặt đất nằm ngang hoặc nghiêng, nhưng chỉ hạn chế đất đắp là đất rời.

Lý luận áp lực đất của Coulomb chỉ có giá trị sử dụng đối với lưng tường dốc để đảm bảo mặt trượt thứ hai xảy ra ở mặt tiếp giáp giữa đất đắp và lưng tường (hình 6.35a). Nếu tường thoải quá thì điều đó sẽ không xảy ra, tức là mặt trượt thứ hai không phải là AB mà

là A'B (hình 6.35b). Trường hợp này nếu vẫn dùng công thức áp lực đất chủ động Coulomb để tính toán thì không thích hợp và dẫn đến sai số lớn. Trong trường hợp lưng tường thoải và xảy ra mặt trượt thứ hai theo A'B thì xác định áp lực đất chủ động theo phương pháp gần đúng như sau:

- Coi mặt trượt thứ hai A'B là lưng tường, lúc đó xem khối đất ABA' là một bộ phận của tường (hình 6.35b).
- Tính áp lực đất chủ động lên tường A'B (lấy $\delta = \varphi$).
- Tính trọng lượng W của khối đất ABA'.
- Tổng áp lực đất tác dụng lên lưng tường AB là hợp lực của E_{cd} và W.



Hình 6.35

Điều kiện để mặt trượt thứ hai xảy ra theo A'B là $\alpha > \alpha_{gh}$.

Trong đó:
$$\alpha_{gh} = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} + \frac{\beta}{2} - \frac{1}{2} \arcsin \frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \quad (6.39)$$

Nếu $\beta = 0$, tức mặt đất nằm ngang thì $\alpha_{gh} = 45^\circ - \varphi/2$.

Trong những trường hợp phức tạp như đất đắp là đất dính, đất đắp thành lớp, hình dạng mặt đất tùy ý, trên mặt đất chịu tải trọng bất kỳ v.v... đều có thể áp dụng lý luận áp lực đất Coulomb bằng phương pháp đồ giải Culmann để xác định áp lực đất chủ động rất có hiệu quả.

Lý luận áp lực đất Rankine xuất phát từ sự phân tích trạng thái ứng suất giới hạn tại một điểm trong khối đất, từ đó lập công thức tính cường độ áp lực đất trong trường hợp lưng tường thẳng đứng, mặt đất nằm ngang, bỏ qua ma sát giữa đất đắp và lưng tường. Như vậy phạm vi ứng dụng lý luận Rankine bị hạn chế hơn. Lý luận này không xét ma sát giữa đất và tường là một tồn tại lớn, dẫn đến sai khác nhiều so với thực tế.

Trên lý thuyết, lý luận áp lực đất Rankine có thể mở rộng áp dụng cho lưng tường nghiêng, mặt đất nghiêng, giữa lưng tường và đất đắp có ma sát bằng phương pháp đồ giải

của vòng Mohr ứng suất để xác định áp lực đất. Tuy nhiên cho đến nay vẫn chưa có công thức giải tích cho những trường hợp đó. Mặc dù vậy, đứng trên quan điểm phát triển, lý luận áp lực đất Rankine vẫn rất có giá trị. Có thể so sánh ưu điểm và tồn tại của hai lý luận áp lực đất Coulomb và Rankine ở bảng 6.4 dưới đây.

Bảng 6.4. So sánh lý luận áp lực đất Coulomb và Rankine

Nội dung so sánh	Lý luận Rankine	Lý luận Coulomb
Giả thiết	Mọi điểm trong khối trượt đều ở trạng thái cân bằng giới hạn.	- Khối trượt là vật rắn. - Mặt trượt phẳng.
Nguyên lý tính toán	Phân tích ứng suất giới hạn tại một điểm bất kỳ trong khối đất, từ đó tìm công thức tính toán và dạng biểu đồ phân bố áp lực đất.	Xét cân bằng tĩnh khối trượt ở trạng thái cân bằng giới hạn, từ đó tìm tổng áp lực đất và suy ra biểu đồ phân bố.
Điều kiện lưng tường	Lưng tường thẳng đứng hoặc nghiêng, mặt tường trơn nhẵn, yêu cầu $\alpha \leq 45^\circ - \varphi/2$ để đảm bảo xuất hiện trạng thái cân bằng giới hạn.	- Lưng tường thẳng đứng hoặc nghiêng nhưng yêu cầu $\alpha \leq \alpha_{gh}$. - Lưng tường trơn hoặc nhám ($0 < \delta < \varphi$).
Điều kiện đất đắp	- Đất đắp là đất dính hoặc đất rời, mặt đất đắp nằm ngang. - Nếu mặt đất đắp phức tạp thì phải giả thiết để đơn giản. - Nếu đất đắp thành lớp, tính toán tương đối đơn giản.	- Đất đắp là đất rời. - Mặt đất nằm ngang hoặc nghiêng. - Phương pháp đồ giải có thể dùng đối với mặt đất có hình dạng bất kỳ. - Với đất dính có thể đồ giải nhưng cần đơn giản hoá nhiều.
Sai số tính toán	- Với lưng tường thẳng đứng bê tông cốt thép, áp lực đất chủ động tính được lớn hơn Coulomb. - Lý luận Rankine phù hợp với tường ngầm, tường bản đáy rộng. - Tính áp lực đất bị động sai số ít.	- Với lưng tường bê tông cốt thép, áp lực chủ động tính được rất hợp lý và kinh tế. - Tính áp lực đất bị động sai số lớn.

§6.8. NHỮNG NHÂN TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN TRỊ SỐ ÁP LỰC ĐẤT

I. Ảnh hưởng của ma sát giữa đất đắp và lưng tường

Với lưng tường nhám, lực ma sát giữa đất và lưng tường được đánh giá bằng góc ma sát $\delta = 0 \div \varphi$ tùy thuộc tính chất tiếp xúc của lưng tường đối với đất đắp và trạng thái ứng suất ở mặt tiếp giáp giữa đất và tường. Muốn có góc ma sát δ chính xác cần làm thí nghiệm ma sát giữa đất và tường. Trong thực tế tính toán thường dựa vào kinh nghiệm để

chọn δ . Góc ma sát δ càng lớn, áp lực đất chủ động càng bé, ngược lại áp lực bị động càng lớn.

II. Ảnh hưởng của đất đắp

Công thức tính áp lực đất của Coulomb được xây dựng đối với đất rời mặt đất nằm ngang hay nghiêng. Đối với đất dính và mặt đất có dạng bất kỳ có thể dùng phương pháp đồ giải Culmann.

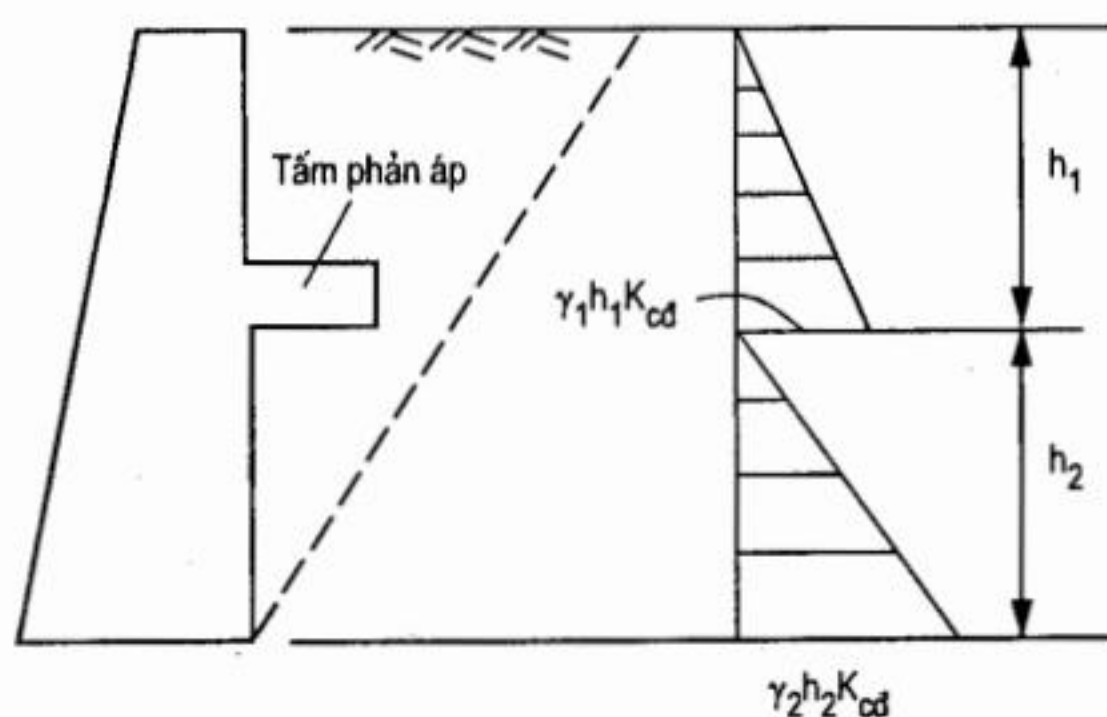
Tính chất cơ lý của đất đắp γ , φ , c v.v ... ảnh hưởng lớn đến trị số áp lực đất. Do đó trong thực tế công trình cần đặc biệt chú ý phương pháp xác định và lựa chọn các chỉ tiêu φ , c , γ của đất đắp.

Nếu đất đắp có tính trương nở khi ngấm nước khiến áp lực đất tăng cao gây nên áp lực phụ thêm thì cần xem xét thận trọng nhân tố ảnh hưởng đó khi chọn hệ số an toàn và tăng cường biện pháp thoát nước ở lưng tường.

Giá trị áp lực đất phụ thuộc rất lớn vào chỉ tiêu cơ lý của đất. Giá trị γ càng lớn và φ càng bé thì áp lực đất chủ động càng lớn. Do đó có thể dùng vật liệu nhẹ để đắp, ví dụ đắp xỉ than, xỉ quặng vì những vật liệu này có γ bé và φ lớn làm giảm áp lực đất chủ động, như vậy sẽ giảm được mặt cắt của tường chắn. Dùng vật liệu thô để đắp như cát thô, dăm sỏi, vừa giảm được áp lực chủ động vì φ lớn, vừa tăng được khả năng thoát nước. Dùng đất dính để đắp sẽ kém hiệu quả hơn vì φ bé, và lại lực dính sẽ giảm khi bị ngấm nước, do đó trong thiết kế đôi khi bỏ qua không xét lực dính. Ngoài ra đất dính còn có tính trương nở khi ngấm nước gây ra áp lực phụ thêm rất bất lợi cho sự ổn định của tường chắn.

III. Ảnh hưởng của dạng mặt cắt tường

Thay đổi hình dạng lưng tường có thể làm giảm được áp lực đất chủ động. Chẳng hạn lưng tường có tấm cứng nhô ra ở giữa (gọi là tấm phản áp) sẽ có tác dụng làm giảm áp lực đất rõ rệt. Tấm phản áp chia tường thành hai đoạn h_1 và h_2 . Đất đắp ở dưới tấm phản áp gây ra áp lực chủ động lên lưng tường h_2 . Nếu tấm phản áp vươn ra đủ xa thì hiệu quả làm giảm áp lực đất lên lưng tường h_2 càng lớn, vì lúc này khối đất đắp phía trên tấm phản áp coi như không gây ảnh hưởng đối với lưng tường h_2 (hình 6.36).



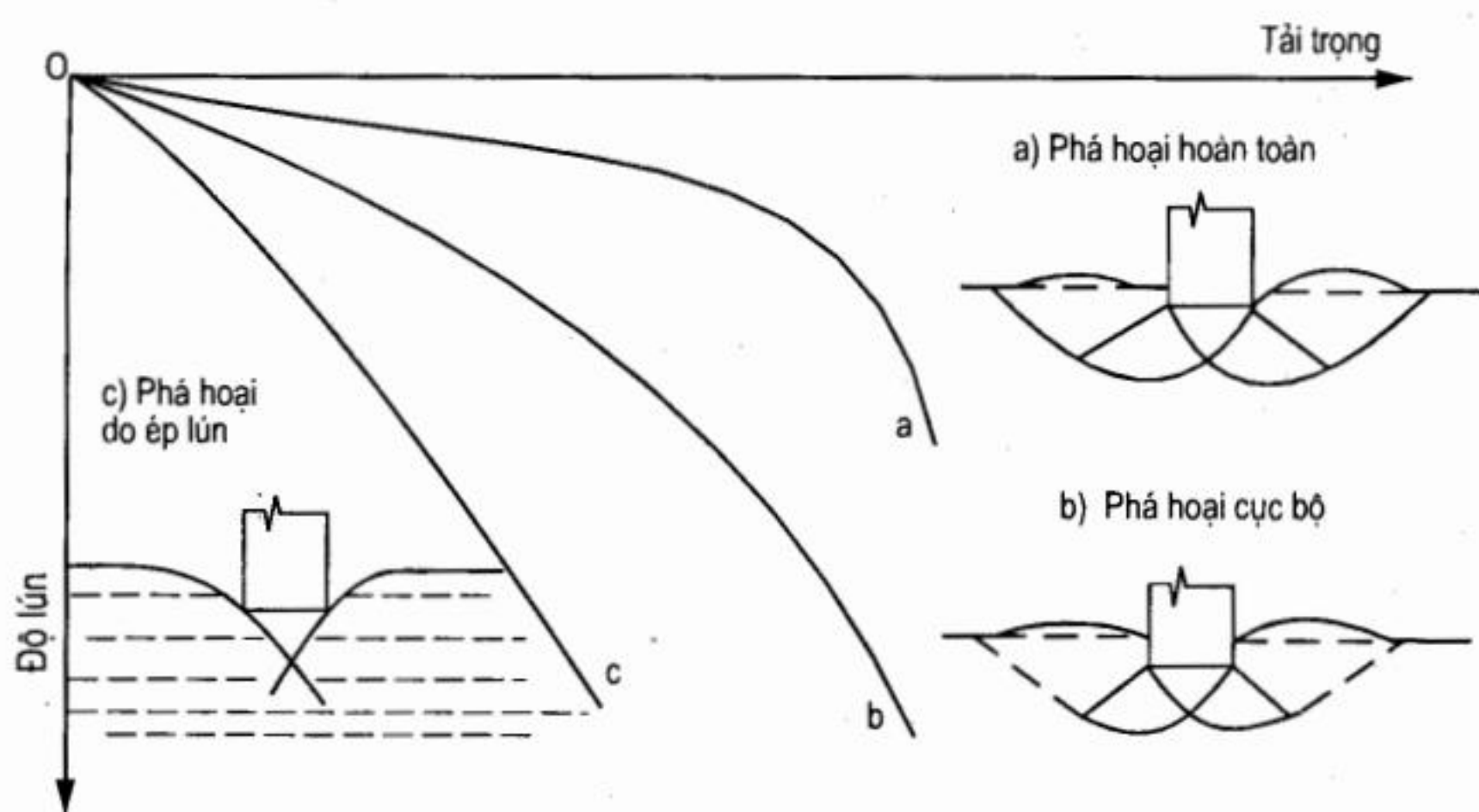
Hình 6.36

Chương 7

XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN CÔNG TRÌNH

§7.1. MỞ ĐẦU

Trong thực tế xây dựng với những công trình lớn và quan trọng thường phải làm thí nghiệm nén đất ở hiện trường để tìm hiểu các giai đoạn biến dạng của nền tại vị trí xây dựng công trình nhằm hai mục đích: làm tài liệu xác định mô đun biến dạng của nền và nghiên cứu khả năng chịu tải của nền. Với mục đích thứ nhất, nội dung thí nghiệm đã được trình bày trong chương 2 ở phần nghiên cứu tính ép co và biến dạng của đất phục vụ tính toán mô đun biến dạng và độ lún của nền công trình. Với mục đích thứ hai để phục vụ tính toán xác định sức chịu tải của nền, trong phần này sẽ trình bày chi tiết nội dung thí nghiệm và phân tích kỹ hơn kết quả thí nghiệm nén đất ở hiện trường.



Hình 7.1

Hình 7.1 là kết quả thí nghiệm bàn nén đối với ba loại đất nền đặc trưng. Ba đường cong a, b, c đại biểu cho ba dạng phá hoại đất nền lần lượt nêu trên hình 7.1a, b, c. Trong đó hình 7.1a là nền bị phá hoại hoàn toàn, hình 7.1b là nền bị phá hoại cục bộ, mặt trượt và khối trượt không lộ rõ, hình 7.1c là nền bị phá hoại do ép lún mạnh. Đặc điểm bên ngoài của mỗi dạng phá hoại mô tả ở bảng 7.1.

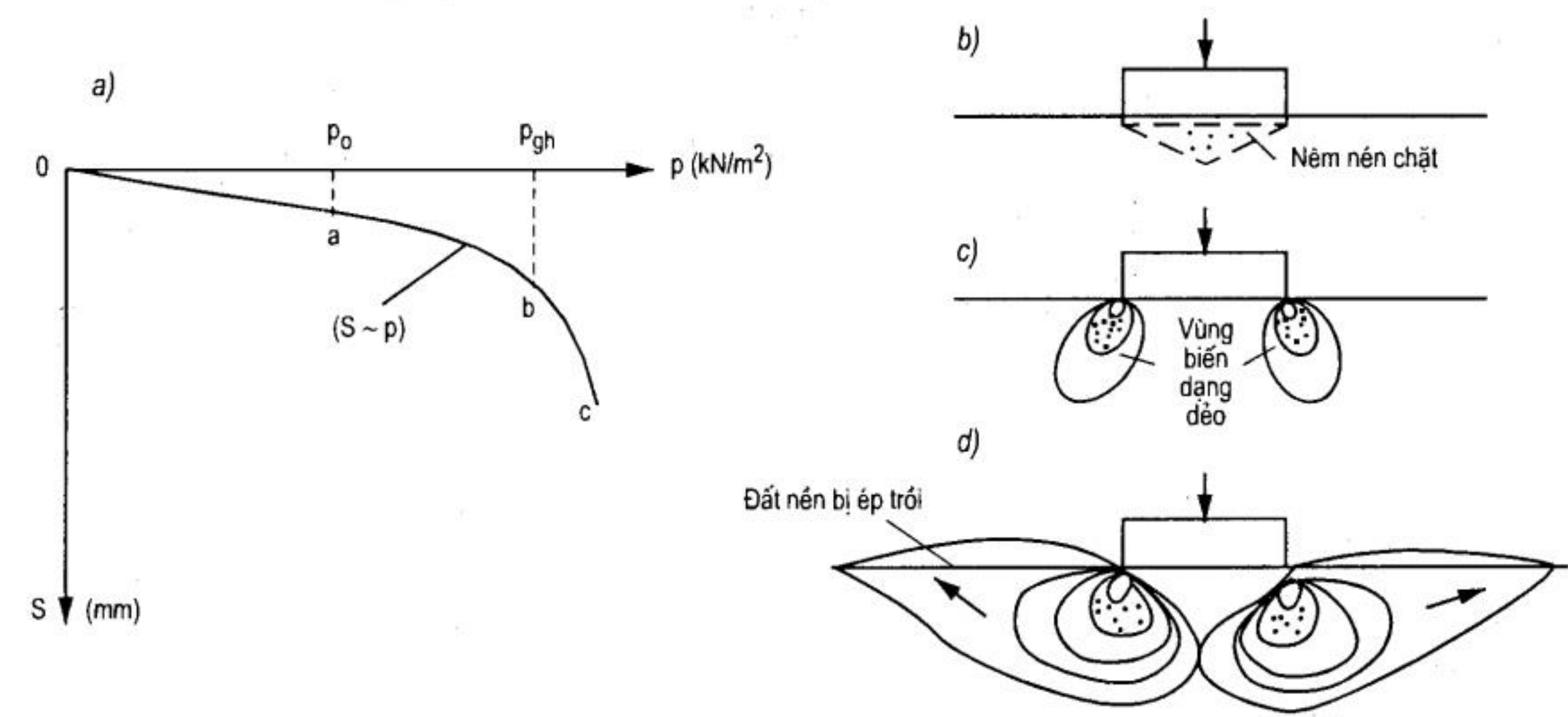
Dưới đây chỉ tập trung phân tích các giai đoạn biến dạng của nền dẫn đến phá hoại nền hoàn toàn nêu ở hình 7.1a nhằm mục đích nghiên cứu sức chịu tải của nền. Hai dạng phá hoại nền ở hình 7.1b, c chủ yếu do lún lớn đã được nghiên cứu trong chương 6 xác định độ lún của nền công trình.

Bảng 7.1. Đặc điểm các dạng phá hoại nền dưới móng băng chịu tải trọng thẳng đứng phân bố đều

Dạng phá hoại nền	Tình hình mặt trượt trong nền	Đặc điểm đường cong quan hệ (S~p)	Tình hình mặt đất hai bên móng	Tình hình lún của móng khi phá hoại	Biểu hiện của móng	Khi thiết kế cần khống chế	Sự cố xảy ra của móng	Điều kiện đất nền	Độ sâu chôn móng tương đối ($\frac{h_m}{B}$)
Phá hoại hoàn toàn	Hoàn chỉnh (lộ rõ trên mặt đất)	Có điểm uốn rõ rệt	Trôi đất	Lún nhỏ	Nghiêng	Cường độ	Đột nhiên nghiêng	Chặt	Nhỏ
Phá hoại cục bộ	Không hoàn chỉnh	Điểm uốn khó xác định	Trôi đất chút ít	Lún vừa	Có biểu hiện nghiêng	Lún là chính	Lún chậm và có nghiêng	Mềm rời	Vừa
Phá hoại ép lún	Rất không hoàn chỉnh	Không thể xác định được điểm uốn	Lún xuống	Lún lớn	Chỉ biểu hiện lún	Lún	Lún chậm rãi	Mềm yếu	Lớn

Chú thích : *B* - bề rộng móng, *h_m* - độ sâu chôn móng.

Hình 7.2a là kết quả thí nghiệm bàn nén ở hiện trường đối với loại đất nền có dạng phá hoại hoàn toàn trích từ hình 7.1a. Biểu đồ đường cong nén lún (S~p) của nền trên đại thể có thể phân thành ba giai đoạn biến dạng của nền khi tải trọng tăng dần.



Hình 7.2

1. Giai đoạn biến dạng đường thẳng oa

Khi tải trọng chưa lớn $0 < p \leq p_0$, quan hệ $S \sim p$ gần như đường thẳng. Trong giai đoạn này các hạt đất dưới bàn nén chủ yếu chỉ chuyển dịch thẳng đứng đi xuống, lỗ rỗng của đất dần bị thu hẹp khiến đất được nén chặt. Giai đoạn này được gọi là *giai đoạn nén chặt*. Đất nền bị lún, bàn nén hạ thấp xuống (hình 7.2b). Ở giai đoạn này các hạt đất về căn bản chưa bị chuyển dịch ngang. Tải trọng kết thúc giai đoạn này ký hiệu p_0 - gọi là *tải trọng giới hạn tuyến tính*.

2. Giai đoạn biến dạng trượt cục bộ ab

Nếu tải trọng vượt quá p_0 và ở trong phạm vi $p_0 < p < p_{gh}$ thì quan hệ $S \sim p$ là đường cong. Điều đó chứng tỏ với tải trọng p tăng đều đặn nhưng độ lún S tăng nhanh. Lý do là các hạt đất dưới bàn nén lúc này ngoài chuyển dịch thẳng đứng đi xuống còn bị chuyển dịch ngang sang hai bên khiến độ lún tăng nhanh, quan hệ $S \sim p$ trở nên cong. Đây là biểu hiện của sự dịch trượt giữa các hạt đất, giữa đất có sự trượt lên nhau. Sự cắt trượt này ban đầu xảy ra tại một vài điểm ở mép móng khi p vừa vượt quá p_0 . Nếu p tăng lên, sự trượt ấy sẽ xảy ra ở nhiều điểm rồi hình thành một vùng, gọi là vùng trượt cục bộ (vùng biến dạng dẻo) sau đó lớn dần lên (hình 7.2c). Giai đoạn này gọi là *giai đoạn trượt cục bộ*.

3. Giai đoạn phá hoại trượt nền bc

Nếu tải trọng tiếp tục tăng và khi $p \geq p_{gh}$ thì vùng trượt cục bộ ở hai phía đột nhiên mở rộng và phát triển trong toàn nền tạo nên mặt trượt liên tục, gây trượt sâu trong nền, đất nền bị ép trôi lên, lún của nền và bàn nén hạ thấp đột ngột (hình 7.2d). Giai đoạn này gọi là *giai đoạn phá hoại nền*. Tải trọng p_{gh} gọi là tải trọng giới hạn - tải trọng phá hoại.

Qua phân tích kết quả thí nghiệm, quan sát biến dạng và cơ chế phá hoại đất nền cho thấy:

Nếu người thiết kế nền móng khống chế tải trọng công trình tác dụng lên nền $\leq p_0$ thì khá an toàn, ngược lại để tải trọng công trình tác dụng lên nền $\geq p_{gh}$ thì rất nguy hiểm. Vậy hợp lý hơn cả là người thiết kế cần cho nền làm việc với tải trọng lớn hơn chút ít p_0 nhưng cần nhỏ hơn nhiều p_{gh} . Một tải trọng công trình như vậy thì nền có thể chịu được, luôn đảm bảo công trình hoạt động bình thường và lâu dài. Một tải trọng như vậy gọi là khả năng mang tải của nền hay là *sức chịu tải của nền*, ký hiệu là $[p]$.

Dưới đây sẽ trình bày các lý thuyết tính toán tải trọng giới hạn p_{gh} và p_0 để làm cơ sở xác định sức chịu tải $[p]$ của nền.

§7.2. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN THEO TẢI TRỌNG GIỚI HẠN

Xác định sức chịu tải của nền theo tải trọng giới hạn tiến hành như sau:

Trước hết dùng phương pháp lý thuyết để xác định tải trọng giới hạn (p_{gh}) gây phá hoại nền hoàn toàn sau đó chia tải trọng giới hạn cho hệ số an toàn $F > 1$ (thường lấy $F = 2 \div 3$) sẽ nhận được giá trị sức chịu tải của nền.

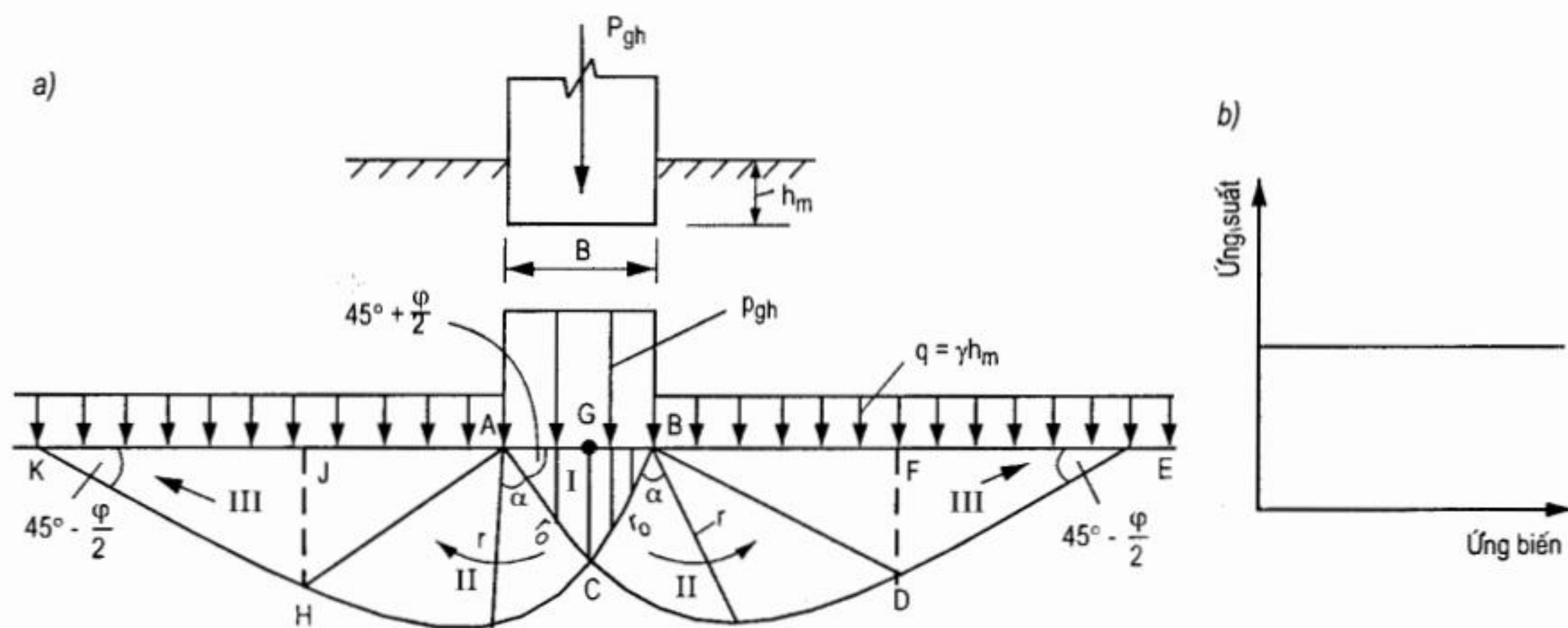
$$[p] = \frac{P_{gh}}{F} \quad (7.1)$$

Dưới đây trình bày nguyên lý và nội dung cơ bản của phương pháp xác định tải trọng giới hạn của nền.

I. Nguyên lý cơ bản

Hình 7.3 là sơ đồ tính toán tải trọng giới hạn của nền trong các điều kiện và giả thiết sau:

- Móng hình băng chịu tải trọng phân bố đều.
- Đáy móng trơn nhẵn, tức ma sát giữa đáy móng và đất nền bằng không.
- Đất nền đồng chất, mặt nền là mặt phẳng ngang.
- Coi trọng lượng lớp đất hai bên móng như một tải trọng bên phân bố đều $q = \gamma h_m$, h_m là độ sâu đặt móng.
- Giả thiết đất nền là vật liệu dẻo lý tưởng (hình 7.3b), tức đất nền là một vật liệu cứng, trước khi phá hoại nền không bị biến dạng dưới tác dụng của tải trọng và sau khi nền đã bị phá hoại biến dạng tăng lên không ngừng mặc dù tải trọng không tăng.
- Dưới tác dụng của tải trọng giới hạn nền đất bị phá hoại hoàn toàn.



Hình 7.3

Giá trị tải trọng giới hạn (p_{gh}) và hình dạng, kích thước khối trượt KHCDEFBGAIK được xác định bằng lý thuyết cân bằng giới hạn.

Có nhiều yếu tố ảnh hưởng đến giá trị tải trọng giới hạn như trọng lượng riêng đất nền γ , đặc trưng cường độ chống cắt của đất nền ϕ , c , tải trọng bên q v.v... Cho đến nay vẫn chưa có lời giải giải tích nào xét đầy đủ và chính xác các yếu tố nói trên mà chỉ có các

phương pháp xét riêng biệt các yếu tố rồi tổng hợp lại, làm như vậy tuy có sai số nhưng vẫn trong phạm vi cho phép và thiên về an toàn.

Đã có nhiều tác giả nghiên cứu và đề xuất công thức tính toán tải trọng giới hạn. Các công thức đều có dạng chung như sau:

$$p_{gh} = N_c c + N_q q + N_\gamma \frac{B}{2} \gamma \quad (7.2)$$

Trong đó:

p_{gh} - tải trọng giới hạn của nền.

c - lực dính đơn vị của đất nền.

q - tải trọng bên, $q = \gamma h_m$.

h_m - độ sâu đặt móng.

B - bề rộng móng.

γ - trọng lượng riêng đất nền.

N_c, N_q, N_γ - hệ số tải trọng giới hạn (không thứ nguyên) phụ thuộc φ .

Nếu coi đất nền là môi trường không trọng lượng ($\gamma = 0$) thì công thức (7.2) trở thành:

$$p_{gh} = N_c c + N_q q \quad (7.3)$$

Với nền là môi trường không trọng lượng, dưới tác dụng của tải trọng giới hạn phân bố đều thì khối trượt xảy ra trong nền sẽ gồm năm khu (hình 7.3a):

- Khu I ở dưới đáy móng có trạng thái ứng suất giới hạn chủ động của Rankine. Góc CBG và CAG đều bằng $45^\circ + \varphi/2$.

- Hai khu II ở hai bên khu I là khu quá độ nằm giữa khu I và khu III.

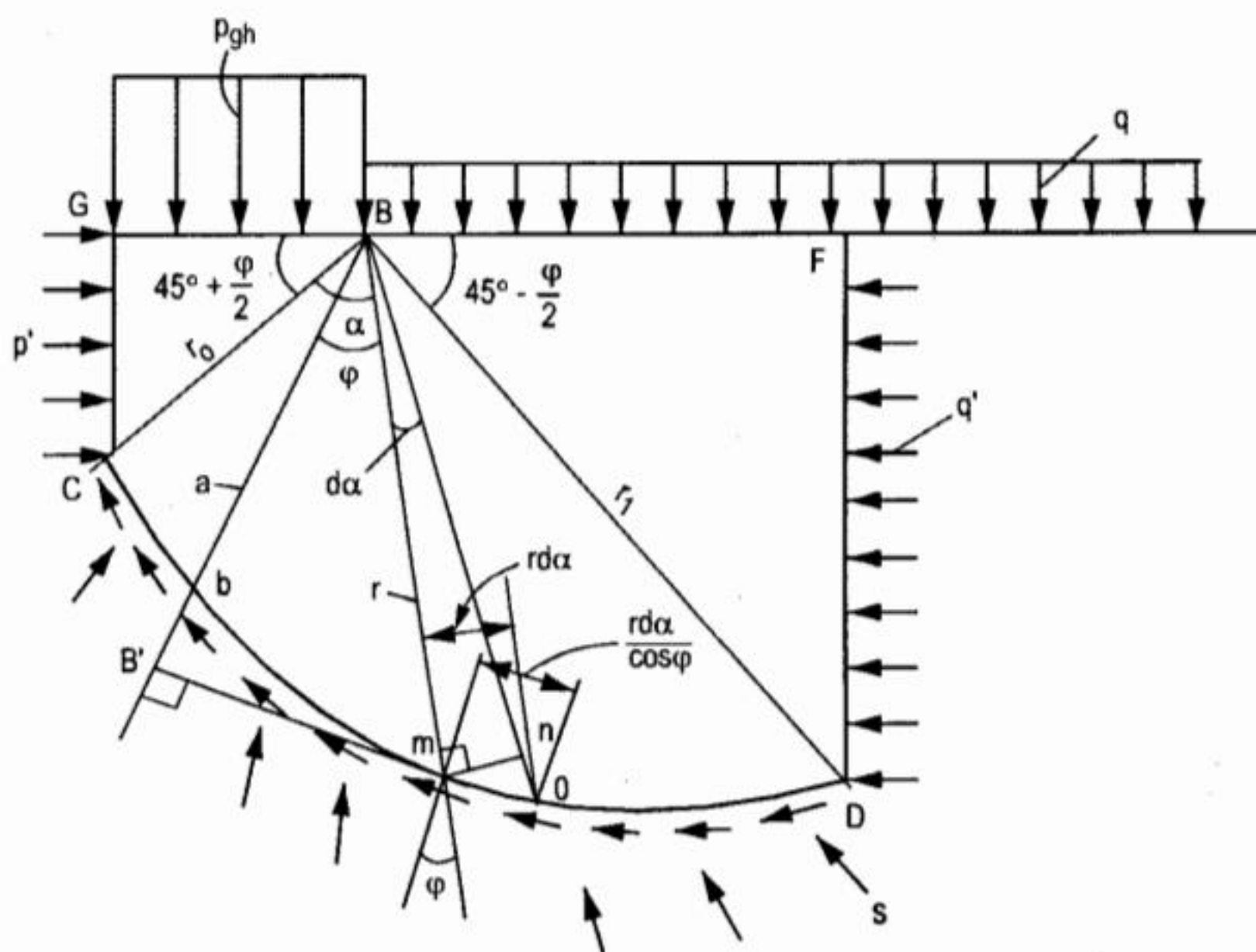
- Đoạn đường cong CH và CD là hai đoạn đường xoắn ốc logarit có phương trình $r = r_0 e^{\alpha \lg \varphi}$ với điểm gốc tọa độ là A và B.

- Khu III ở liền kề khu II có trạng thái ứng suất giới hạn bị động của Rankine.

- Góc FED và JKH đều bằng $45^\circ - \varphi/2$.

Mũi tên trên hình vẽ thể hiện phương chiều dịch chuyển của các khối trượt.

Hãy tách khối GCDFBG và xét sự cân bằng. Ứng suất phân bố trên các biên của khối như hình 7.4.



Hình 7.4

Để khối GCDFBG cân bằng, mômen của các lực đối với điểm B chẳng hạn phải bằng không, tức là :

$$\begin{aligned} p_{gh} \overline{BG} \frac{\overline{BG}}{2} + p' \overline{GC} \frac{\overline{GC}}{2} &= \\ &= q \overline{BF} \frac{\overline{BF}}{2} + q' \overline{FD} \frac{\overline{FD}}{2} + \int_0^{\pi/2} c \frac{r}{\cos \varphi} d\alpha \cos \varphi \end{aligned} \quad (a)$$

Trong đó:

$$\overline{BG} = r_o \sin(45^\circ - \varphi/2)$$

$$\overline{BF} = r_1 \cos(45^\circ - \varphi/2)$$

$$\overline{GC} = r_o \cos(45^\circ - \varphi/2)$$

$$\overline{FD} = r_1 \sin(45^\circ - \varphi/2)$$

$$r = r_o e^{\alpha \tan \varphi}$$

$$r_1 = r_o e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi}$$

$a = \overline{BB'} = r \cos \varphi$ là cánh tay đòn của tổng lực dính (c mô trên cung mô).

$$\overline{mn} = r d\alpha$$

$$\overline{mo} = \frac{r d\alpha}{\cos \varphi}$$

Thay các giá trị $\overline{BG}$, $\overline{BF}$, $\overline{GC}$, $\overline{FD}$, r , r_1 vào công thức (a) ta có:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} p_{gh} \cdot r_o^2 \sin^2(45^\circ - \varphi/2) + \frac{1}{2} p' \cdot r_o^2 \cos^2(45^\circ - \varphi/2) = \\ & = \frac{1}{2} q r_1^2 \cos^2(45^\circ - \varphi/2) + \frac{1}{2} q' r_1^2 \sin^2(45^\circ - \varphi/2) + \int_0^{\pi/2} c (r_o e^{\alpha \lg \varphi})^2 d\alpha \end{aligned} \quad (b)$$

Chú ý: s là cường độ phản lực tác dụng trên cung trượt CD và đi qua B do đó mômen của chúng đối với B đều bằng không.

Mặt khác áp dụng lý thuyết áp lực đất chủ động và bị động của Rankine ta có:

$$p' = p_{gh} \lg^2(45^\circ - \varphi/2) - [1 - \lg^2(45^\circ - \varphi/2)] c \cdot \cotg \varphi \quad (c)$$

$$q' = q \lg^2(45^\circ + \varphi/2) + [\lg^2(45^\circ + \varphi/2) - 1] \cdot c \cdot \cotg \varphi \quad (d)$$

Thay (c) và (d) vào (b) ta có:

$$p_{gh} = q e^{\pi \lg \varphi} \cdot \lg^2(45^\circ + \varphi/2) + c \cdot \cotg \varphi [e^{\pi \lg \varphi} \lg^2(45^\circ + \varphi/2) - 1] \quad (7.4)$$

Viết gọn ta có

$$p_{gh} = N_c \cdot c + N_q \cdot q \quad (7.5)$$

Trong đó:

$$\left. \begin{aligned} N_c &= \cotg \varphi [e^{\pi \lg \varphi} \lg^2(45^\circ + \varphi/2) - 1] \\ N_q &= e^{\pi \lg \varphi} \lg^2(45^\circ + \varphi/2) \end{aligned} \right\} \quad (7.6)$$

Từ công thức (7.6) thấy rằng các hệ số N_c và N_q đều là hàm số của φ .

Còn hệ số N_γ sẽ xác định với $\gamma \neq 0$ nhưng rất phức tạp. Bởi vì với $\gamma \neq 0$ đoạn cong CD trên hình 7.4 không còn là đường xoắn ốc logarit nữa và đường biên khối trượt trở nên phức tạp không thể tìm được phương trình nào để mô tả gần đúng đường biên đó. Bởi vậy cho đến nay chưa có lời giải giải tích chính xác về hệ số N_γ . Nhiều tác giả khi xác định hệ số N_γ đã xuất phát từ những giả thiết khác nhau do đó nhận được N_γ khác nhau.

Sau đây giới thiệu phương pháp xác định N_γ thường dùng nhất.

II. Phương pháp xác định N_γ của K.Terzaghi

Terzaghi cũng đề nghị công thức tính tải trọng giới hạn có dạng:

$$p_{gh} = N_c \cdot c + N_q \cdot q + N_\gamma \frac{B}{2} \gamma \quad (7.7)$$

Trong đó: N_c và N_q tính theo công thức (7.6).

Hình 7.5 là sơ đồ xác định hệ số N_γ của Terzaghi trong các điều kiện và giả thiết sau:

- [illegible]

255

Khi tính toán, với một giá trị φ đã cho, giả thiết nhiều trị số Ψ để tính các giá trị N_γ rồi chọn giá trị N_γ nhỏ nhất. N_γ là hàm của φ không thứ nguyên.

Căn cứ φ tra ra N_c , N_q và N_γ từ đường liền nét trên đồ thị hình 7.6.

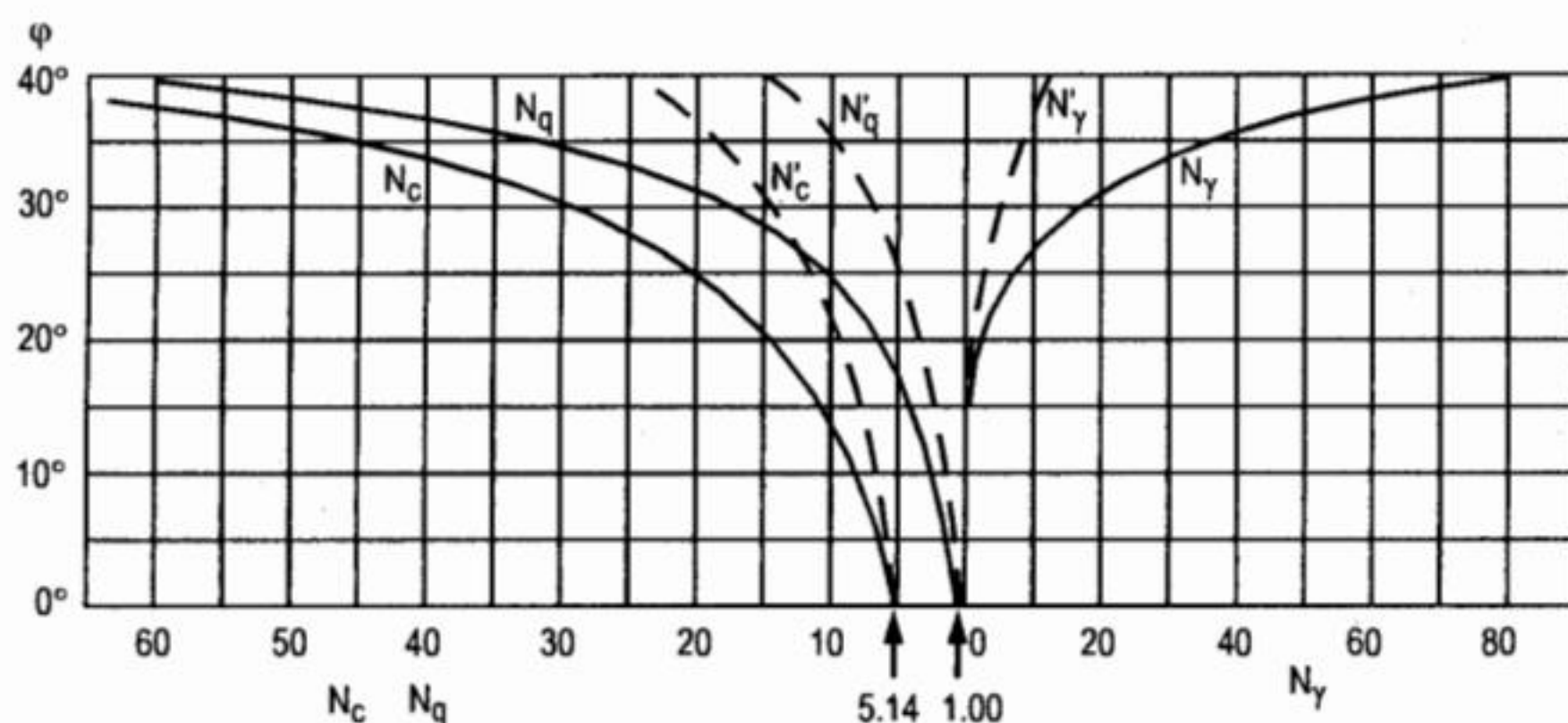
Trên đây là lời giải đối với trường hợp nền bị phá hoại hoàn toàn.

Nếu gặp trường hợp nền bị phá hoại cục bộ (hình 7.1b), Terzaghi đề nghị giảm 1/3 giá trị các đặc trưng cường độ chống cắt φ , c , tức là lấy $c' = \frac{2}{3}c$, $\varphi' = \frac{2}{3}\varphi$, $\text{tg}\varphi' = \frac{2}{3}\text{tg}\varphi$.

Dùng φ' , c' thay vào công thức (7.7) sẽ nhận được:

$$p'_{gh} = N'_c c + N'_q q + N'_\gamma \frac{B}{2} \gamma \quad (7.9)$$

Trong đó : N'_c, N'_q, N'_γ - tra được từ đường đứt nét trên đồ thị hình 7.6.



Hình 7.6

Terzaghi còn đề nghị công thức xác định tải trọng giới hạn khi nền bị phá hoại hoàn toàn trong trường hợp đáy móng tròn và vuông.

1. Móng tròn:

$$p_{gh} = 1,2cN_c + \gamma h_m N_q + 0,6\gamma N_\gamma R \quad (7.10)$$

2. Móng vuông:

$$p_{gh} = 1,2cN_c + \gamma h_m N_q + 0,4\gamma N_\gamma B \quad (7.11)$$

Trong đó:

R - bán kính của móng tròn.

B - cạnh của móng vuông.

N_c, N_q, N_γ - tra đồ thị hình 7.6 trên đường liền nét.

Nếu nền bị phá hoại cục bộ thì cũng giảm các đặc trưng chống cắt, tức là dùng $c' = 2c/3$, $\text{tg}\varphi' = 2\text{tg}\varphi/3$ để tính toán tải trọng giới hạn theo các công thức (7.10) và (7.11). Lúc đó các hệ số N'_c, N'_q và N'_γ tra đồ thị hình 7.6 trên đường đứt nét.

Trong trường hợp đất sét mềm yếu bão hoà nước ($\varphi = 0$) Terzaghi đề nghị công thức tính tải trọng giới hạn như sau:

$$p_{gh} = 5,14c \tag{7.12}$$

Trong đó:

$$c = q_u/2.$$

q_u - cường độ kháng nén một trục có nở hông hoàn toàn.

Thay c vào công thức ta có:

$$p_{gh} = 2,57q_u \tag{7.13}$$

Cần lưu ý rằng công thức Terzaghi được sử dụng rộng rãi. Tuy nhiên với đất nền có φ lớn thì kết quả tính toán tải trọng giới hạn theo công thức Terzaghi sẽ sai khác nhiều so với kết quả thí nghiệm mô hình nêu ở bảng 7.2.

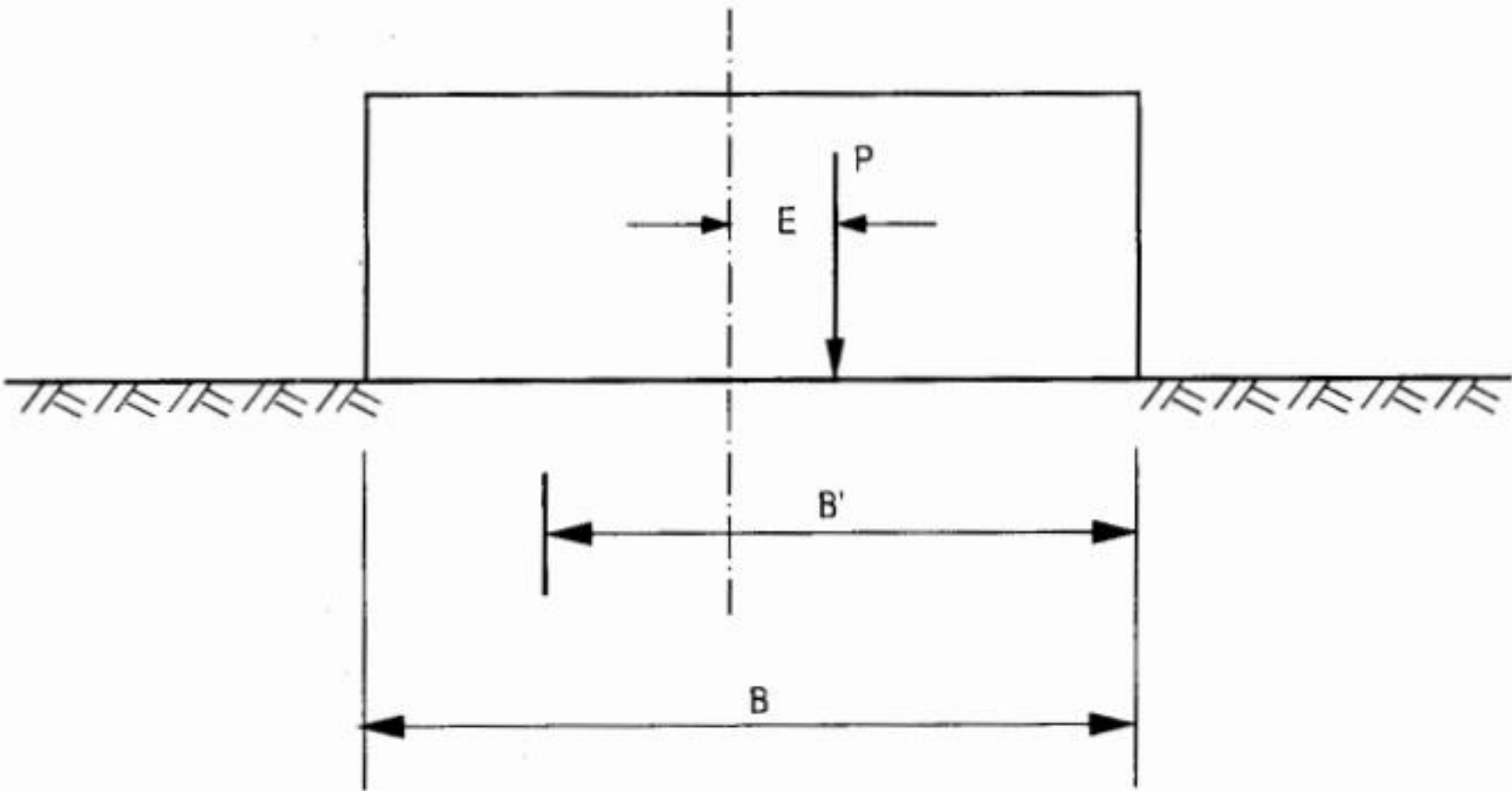
Bảng 7.2. So sánh hệ số tải trọng giới hạn

$\varphi(^{\circ})$	Hệ số tải trọng giới hạn			
	N_q		N_{γ}	
	Terzaghi	TN mô hình	Terzaghi	TN mô hình
30°	22	23	20	23
40°	80	400	130	170 ÷ 210

Trường hợp tải trọng lệch tâm thì dùng bề rộng hữu hiệu B' (hình 7.7) thay thế B trong các công thức tính tải trọng giới hạn :

$$B' = B - 2e \tag{7.14}$$

Trong đó: e - độ lệch tâm của tải trọng.



Hình 7.7

Bài tập mẫu 7.1

Một móng hình vuông chịu tải trọng thẳng đứng trung tâm 4600 kN đặt trên nền đồng chất có trọng lượng riêng $\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 28^\circ$, $c = 39 \text{ kN/m}^2$. Độ sâu đặt móng $h_m = 1,2 \text{ m}$.

Yêu cầu xác định kích thước móng hợp lý và sức chịu tải của nền tương ứng.

Cho biết hệ số an toàn $F = 2,5$.

Bài giải

Đây là bài toán tính thử dần, đã biết $\varphi = 28^\circ$, tra đồ thị hình 7.6 nhận được $N_c = 26$, $N_q = 16$, $N_\gamma = 17$.

Đầu tiên thử chọn $B = 3 \text{ m}$. Tải trọng giới hạn dùng công thức (7.11) để xác định:

$$\begin{aligned} p_{gh} &= 1,2cN_c + \gamma h_m N_q + 0,4\gamma N_\gamma B \\ &= 1,2 \times 39 \times 26 + 21 \times 1,2 \times 16 + 0,4 \times 21 \times 17 \times 3 = 2048,4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Sức chịu tải của nền sẽ là:

$$[p] = \frac{p_{gh}}{F} = \frac{2048,4}{2,5} = 819,4 \text{ kN/m}^2.$$

Lúc đó diện tích cần thiết của móng là:

$$A = \frac{4600}{819,4} = 5,61 \text{ m}^2 \text{ và bề rộng móng } B = \sqrt{A} = 2,36 \text{ m}.$$

Như vậy kích thước móng đã chọn quá lớn. Vậy phải chọn lại, ví dụ $B = 2,45 \text{ m}$. Tải trọng giới hạn sẽ là:

$$p_{gh} = 1,2 \times 39 \times 26 + 21 \times 1,2 \times 16 + 0,4 \times 21 \times 17 \times 2,45 = 1969,9 \text{ kN/m}^2.$$

Sức chịu tải của nền sẽ là:

$$[p] = \frac{p_{gh}}{F} = \frac{1969,9}{2,5} = 788,0 \text{ kN/m}^2.$$

Lúc đó diện tích cần thiết của móng sẽ là:

$$A = \frac{4600}{788,0} = 5,84 \text{ m}^2 \text{ và } B = \sqrt{A} = 2,42 \text{ m}.$$

Thấy rằng kích thước móng đã chọn $B = 2,45 \text{ m}$ lớn hơn chút ít có thể coi là hợp lý và thiên về an toàn. Vậy kết quả tính toán là:

$$B = 2,45 \text{ m}; [p] = 788,0 \text{ kN/m}^2.$$

III. Công thức J.Brinch Hansen

Là công thức bán kinh nghiệm, được sử dụng rộng rãi. Công thức có dạng:

- Tải trọng giới hạn thẳng đứng:

$$p_{gh} = \frac{B'}{2} \gamma N_\gamma i_\gamma S_\gamma g_\gamma + c N_c i_c S_c d_c g_c + q N_q i_q S_q d_q g_q \quad (7.15)$$

- Tải trọng giới hạn ngang:

$$t_{gh} = p_{gh} \operatorname{tg} \delta \quad (7.16)$$

Trong đó: N_c , N_q , N_γ - phụ thuộc góc ma sát trong φ của đất nền, tra bảng 7.3.

Bảng 7.3. Hệ số tải trọng giới hạn N_c, N_q, N_γ trong công thức (7.15) của J.Brinch Hansen

$\varphi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_γ	$\varphi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00	22	16,9	7,82	4,96
2	5,69	1,20	0,01	24	19,3	9,61	6,90
4	6,17	1,43	0,05	26	22,3	11,9	9,53
6	6,82	1,72	0,14	28	25,8	14,7	13,10
8	7,52	2,06	0,27	30	30,2	18,4	18,10
10	8,35	2,47	0,47	32	35,5	23,2	25,0
12	9,29	2,97	0,76	34	42,2	29,5	34,5
14	10,4	3,59	1,16	36	50,6	37,8	48,1
16	11,6	4,34	1,72	38	61,4	48,9	67,4
18	13,1	5,26	2,49	40	75,4	64,2	95,5
20	14,8	6,40	3,54	42	93,7	85,4	136,79

i_c, i_q, i_γ - các hệ số xét ảnh hưởng của độ nghiêng tải trọng đối với tải trọng giới hạn. Các hệ số đó phụ thuộc φ và δ (δ - góc nghiêng của hợp lực tải trọng đối với phương đứng), tra bảng 7.4.

S_c, S_q, S_γ - các hệ số xét ảnh hưởng của hình dạng móng đối với tải trọng giới hạn, xác định như sau :

Với móng hình băng:

$$S_c = S_q = S_\gamma = 1,0 \tag{7.17}$$

Với móng hình chữ nhật:

$$\left. \begin{aligned} S_c &= S_q = 1 + 0,3B/L \\ S_\gamma &= 1 - 0,4B/L \end{aligned} \right\} \tag{7.18}$$

Với móng tròn và vuông:

$$\left. \begin{aligned} S_c &= S_q = 1,2 \\ S_\gamma &= 0,6 \end{aligned} \right\} \tag{7.19}$$

d_c, d_q - hệ số xét ảnh hưởng của độ sâu chôn móng đối với tải trọng giới hạn, xác định như sau:

$$d_c \approx d_q \approx 1 + 0,35 \frac{h_m}{B'} \tag{7.20}$$

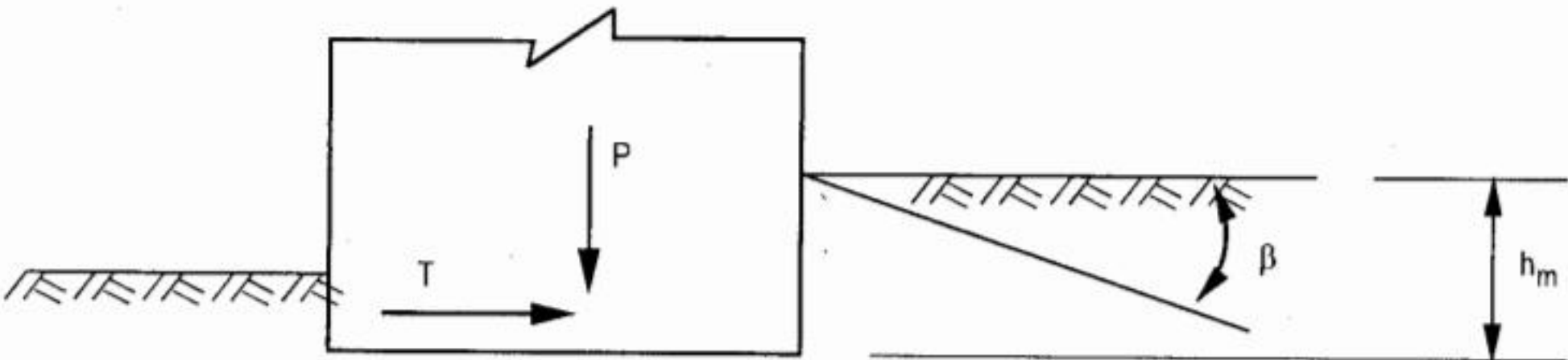
Công thức trên dùng trong trường hợp $\frac{h_m}{B'} < 1$.

Nếu trong phạm vi độ sâu chôn móng h_m có tồn tại lớp đất yếu có cường độ nhỏ hơn cường độ lớp chịu lực ngay dưới đáy móng thì không xét chiều dày của lớp yếu.

Bảng 7.4. Hệ số i_c, i_q, i_γ xét ảnh hưởng của độ nghiêng tải trọng trong công thức (7.15) của Brinch Hansen

tgδ φ(°) i	0,1			0,2			0,3			0,4		
	i_γ	i_q	i_c	i_γ	i_q	i_c	i_γ	i_q	i_c	i_γ	i_q	i_c
6	0,64	0,80	0,53									
10	0,72	0,85	0,75									
12	0,73	0,85	0,78	0,40	0,63	0,44						
16	0,73	0,85	0,81	0,46	0,68	0,58						
18	0,73	0,85	0,82	0,47	0,69	0,61	0,23	0,48	0,36			
20	0,72	0,85	0,82	0,47	0,69	0,63	0,26	0,51	0,42			
22	0,72	0,85	0,82	0,47	0,69	0,64	0,27	0,52	0,45	0,10	0,32	0,22
26	0,70	0,84	0,82	0,46	0,68	0,65	0,28	0,53	0,48	0,15	0,38	0,32
28	0,60	0,83	0,82	0,45	0,67	0,65	0,27	0,52	0,49	0,15	0,39	0,34
30	0,69	0,83	0,82	0,44	0,67	0,65	0,27	0,52	0,49	0,15	0,39	0,35
32	0,68	0,82	0,81	0,43	0,66	0,64	0,26	0,51	0,49	0,15	0,39	0,36
34	0,67	0,82	0,81	0,42	0,65	0,64	0,25	0,50	0,49	0,14	0,38	0,36
36	0,66	0,81	0,81	0,41	0,64	0,63	0,25	0,50	0,48	0,14	0,37	0,36
38	0,65	0,80	0,80	0,40	0,63	0,62	0,24	0,49	0,47	0,13	0,37	0,35
40	0,64	0,80	0,79	0,36	0,62	0,62	0,23	0,48	0,47	0,13	0,36	0,35
44	0,61	0,78	0,78	0,36	0,60	0,59	0,20	0,45	0,44	0,11	0,33	0,33

g_c, g_q, g_γ - hệ số xét ảnh hưởng độ nghiêng của mặt đất hai bên móng đối với tải trọng giới hạn (hình 7.8), xác định như sau:



Hình 7.8

$$\left. \begin{aligned} g_c &= 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ} \\ g_q &= g_\gamma = (1 - 0,5 \operatorname{tg} \beta)^\beta \end{aligned} \right\} \quad (7.21)$$

γ - trọng lượng riêng của đất nền.

φ - góc ma sát trong của đất nền.

c - lực dính đơn vị của đất nền.

q - tải trọng bên móng.

B' - bề rộng móng hữu hiệu :

Sức chịu tải của nền được xác định theo công thức (7.1). Thông thường lấy $F = 2$. Trường hợp đất nền mềm yếu hoặc công trình quan trọng lấy $F \geq 2,5$.

Giá trị tải trọng giới hạn của nền tính theo công thức Terzaghi hoặc công thức Brinch Hansen gồm ba số hạng hợp thành chứa ba hệ số sức chịu tải tương ứng N_c , N_q , N_γ . Các hệ số đó đều là hàm số của φ . Giá trị φ tăng, các hệ số N sẽ tăng. Đặc biệt khi $\varphi > 20^\circ$, góc φ chỉ tăng vài độ, các hệ số N sẽ tăng rất nhanh. Từ đó thấy rằng đặc trưng cường độ chống cắt có ảnh hưởng lớn đến kết quả tính toán tải trọng giới hạn của nền so với việc chọn dùng công thức tính toán. Vì vậy xác định chính xác các đặc trưng cường độ chống cắt φ, c của đất nền có tầm quan trọng đối với việc tính toán tải trọng giới hạn và sức chịu tải của nền.

Trong điều kiện bình thường nên dùng các đặc trưng cường độ chống cắt φ, c xác định bằng thí nghiệm cố kết cắt nhanh. Nếu gặp trường hợp nền là đất sét mềm bão hoà nước thì nên dùng các đặc trưng φ, c xác định bằng thí nghiệm cắt không thoát nước.

Muốn quyết định được công thức tính toán hợp lý cần lựa chọn qua kinh nghiệm thực tiễn xuất phát từ thực tế công trình.

Bài tập mẫu 7.2

Đất nền một cống nước có trọng lượng riêng bão hoà $\gamma_{bh} = 21,0 \text{ kN/m}^3$, trọng lượng riêng ướt $\gamma_w = 20,0 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 16^\circ$, $c = 18 \text{ kN/m}^2$, mực nước ngầm ở ngang mặt đáy móng.

Chiều dài đáy móng $L = 120\text{m}$; chiều rộng đáy móng $B = 18\text{m}$ (có thể xem là móng hình băng); độ sâu đặt móng $h_m = 1,6\text{m}$. Mặt đất hai bên móng là mặt phẳng nằm ngang.

Khi công trình vừa thi công xong (cống chưa làm việc) tổng tải trọng công trình là 2055 kN/m , độ lệch tâm $0,21\text{m}$.

Khi cống đã làm việc theo yêu cầu thiết kế, tổng tải trọng thẳng đứng của công trình $P = 1530 \text{ kN/m}$, độ lệch tâm $e = 0,78\text{m}$, tổng tải trọng ngang $T = 300 \text{ kN/m}$. Yêu cầu:

1. Xác định sức chịu tải của nền trong hai trường hợp :

- Cống vừa thi công xong (cống chưa làm việc).
- Cống đang sử dụng bình thường.

2. Kiểm tra sự an toàn của cống trong hai trường hợp trên.

Cho biết tỷ số h_m/B rất bé, có thể không cần xét ảnh hưởng của độ sâu chôn móng đối với tải trọng giới hạn.

Bài giải

1. Xác định sức chịu tải của nền và kiểm tra sự an toàn của cống trong trường hợp vừa thi công xong

a) Xác định sức chịu tải của nền

Trong trường hợp này chỉ xét ảnh hưởng của độ lệch tâm tải trọng đối với tải trọng giới hạn và sử dụng công thức Terzaghi (7.7) để tính toán :

$$p_{gh} = N_c \cdot c + N_q \cdot \gamma_2 h_m + N_\gamma \frac{B'}{2} \gamma_1.$$

Trong đó:

$$\gamma_2 = 20 \text{ kN/m}^3, c = 18 \text{ kN/m}^2, h_m = 1,6 \text{ m}.$$

$$\gamma_1 = \gamma_{đn} = \gamma_{bh} - \gamma_n = 21,0 - 10,0 = 11 \text{ kN/m}^3.$$

N_c, N_q, N_γ tra bảng (7.3) nhờ $\varphi = 16^\circ$.

$$N_c = 11,6; N_q = 4,34; N_\gamma = 1,72$$

$$B' = B - 2e = 18 - 2 \times 0,21 = 17,58 \text{ m}.$$

$$p_{gh} = 11,6 \times 18 + 4,34 \times 20 \times 1,6 + 1,72 \times \frac{17,58}{2} \times 11 = 514 \text{ kN/m}^2.$$

Với hệ số an toàn $F = 2$, sức chịu tải của nền sẽ là:

$$[p] = \frac{p_{gh}}{F} = \frac{514}{2} = 257 \text{ kN/m}^2.$$

b) Kiểm tra sự an toàn của cống

Áp suất đáy móng lớn nhất:

$$p_{\max} = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{2055}{18} \left(1 + \frac{6 \times 0,21}{18} \right) = 122,16 \text{ kN/m}^2.$$

Vậy $[p] > p_{\max}$, do đó công trình an toàn.

2. Xác định sức chịu tải của nền và sự an toàn của công trình trong trường hợp cống làm việc

a) Tính tải trọng giới hạn

Trong trường hợp này cần xét ảnh hưởng của độ nghiêng và độ lệch tâm của tải trọng công trình đối với tải trọng giới hạn và dùng công thức Brinch Hansen (7.15) và (7.16) để tính toán:

$$p_{gh} = N_c \cdot c \cdot i_c + N_q \gamma_2 h_m i_q + N_\gamma \frac{B'}{2} \gamma_1 i_\gamma$$

$$t_{gh} = p_{gh} \cdot \tan \delta.$$

Trong đó:

N_c, N_q, N_γ như trên.

$$N_c = 11,6; N_q = 4,34; N_\gamma = 1,72$$

i_c, i_q, i_γ tra bảng 7.4 nhờ $\varphi = 16^\circ$ và $\operatorname{tg}\delta = T/P = 300/1530 \approx 0,2$ nhận được $i_c = 0,58$,
 $i_q = 0,68$, $i_\gamma = 0,46$.

$$B' = B - 2e = 18 - 2.0,78 = 16,44\text{m}.$$

$$\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma_{\text{đn}} = \gamma_{\text{bh}} - \gamma_n = 21,0 - 10,0 = 11 \text{ kN/m}^3.$$

Thay các giá trị vào công thức ta có:

$$p_{\text{gh}} = 11,6.18.0,58 + 4,34.11.1,6.0,68 + \frac{16,44}{2} \cdot 11.1,72.0,46 \\ = 244,6 \text{ kN/m}^2$$

$$t_{\text{gh}} = p_{\text{gh}} \operatorname{tg}\delta = 244,6.0,2 = 48,92 \text{ kN/m}^2$$

Với hệ số an toàn $F = 2$, sức chịu tải của nền sẽ là :

$$[p] = \frac{p_{\text{gh}}}{F} = \frac{244,6}{2} = 122,3 \text{ kN/m}^2.$$

b) Kiểm tra sự an toàn của cống

Áp suất đáy móng lớn nhất

$$p_{\text{max}} = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{1530}{18} \left(1 + \frac{6.0,78}{18} \right) = 107,1 \text{ kN/m}^2.$$

Vậy $[p] > p_{\text{max}}$, do đó công trình an toàn.

IV. Phương pháp П.Д.Евдокимов (Épđôkimốp)

Điều kiện và giả thiết của phương pháp :

- Đất nền là đất rời đồng chất, mặt nền nằm ngang.
- Móng hình băng chịu tải trọng thẳng đứng và nằm ngang phân bố đều.
- Coi trọng lượng lớp đất hai bên móng như tải trọng bên phân bố đều $q = \gamma h_m$ với h_m là độ sâu chôn móng.
- Giả thiết đất nền là vật liệu dẻo lý tưởng. Dưới tác dụng của tải trọng giới hạn đất nền bị phá hoại hoàn toàn và thừa nhận hình dạng mặt trượt cũng như kích thước khối trượt như kết quả nghiên cứu của lý thuyết cân bằng giới hạn.
- Giả thiết khối trượt là một vật rắn tuyệt đối. Các điểm trên mặt trượt đều thoả mãn điều kiện ứng suất giới hạn.

Phương pháp xác định tải trọng giới hạn P_{gh} và T_{gh} theo Épđôkimốp tiến hành như sau:

264

Cách vẽ mặt trượt ABCD và xác định khối trượt ABCDEA như sau :

- Từ A kẻ AB làm với mặt đáy móng AE một góc ν :

$$\nu = \frac{1}{2} \left(\arccos \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} + \varphi - \delta \right) \quad (7.23)$$

Trong đó:

φ - góc ma sát trong của đất nền.

δ - góc nghiêng của hợp lực tổng tải trọng công trình so với phương thẳng đứng.

- Từ E kẻ EB làm với AB một góc $\beta = \pi/2 - \varphi$.

Như vậy B là điểm xác định và do đó kích thước khối trượt ABC là xác định. Nếu chiều rộng đáy móng B đã cho thì sẽ tính được độ dài AB và BE.

- Từ E kẻ EC làm với mặt phẳng ED một góc $\mu = 45^\circ - \varphi/2$, C là điểm xác định vì EC xác định được nhờ phương trình (7.22):

Trong đó: $\overline{EB}$ tính theo B.

$$\theta = 45^\circ - \varphi/2 + \nu.$$

- Từ C kẻ CD làm với ED một góc $\mu = 45^\circ - \varphi/2$, vậy kích thước khối trượt ECD được xác định.

- Vẽ mặt cong BC. Mặt này có dạng phương trình:

$$r_i = r_o e^{\theta_i \tan \varphi} = \overline{EB} e^{\theta_i \tan \varphi}$$

Trong đó :

r_o - bán kính gốc.

r_i - bán kính của điểm i bất kỳ trên BC.

θ_i - góc kẹp giữa bán kính gốc r_o và bán kính r_i .

Cho các giá trị θ_i khác nhau sẽ tính được các r_i tương ứng theo phương trình trên và vẽ được đường cong BC.

Như vậy khối trượt EBC được xác định.

2. Xác định hệ lực tác dụng lên khối trượt

Tải trọng giới hạn P_{gh} và T_{gh} làm cho nền đất trượt theo mặt ABCD và bị ép trôi về phía DE, khối trượt gồm ba khu:

Khu I ABE - khu chủ động - bị nén.

Khu II EBC - khu quá độ.

Khu III ECD - khu bị động - bị ép trôi.

Lực tác dụng lên các khu gồm có:

Khu I $R_{gh} ; P_1 ; R_1 ; T_1$.

Khu II $P_2 ; R_2 ; T'_2 ; T'_1$.

Khu III $P_3 ; q\overline{ED} ; R_3 ; T_2$.

Trong đó giá trị, phương, chiều và điểm đặt của P_1, P_2, P_3 đã biết.

$$P_1 = dtABE \times l \times \gamma$$

$$P_2 = dtEBC \times l \times \gamma$$

$$P_3 = dtECD \times l \times \gamma$$

Còn các lực khác chỉ biết phương và chiều tác dụng, gồm có:

R_1, R_2, R_3 - phản lực của khối đất nguyên tác dụng lên mặt trượt AB, BC, CD.

$R_1 // EB, R_2 // E'E, R_3 // EC$

T_1, T_2 - phản lực tác dụng lên các mặt phụ EB và EC.

$T_1 // AB, T_2 // CD$.

3. Vẽ đa giác lực

Điều kiện để khối trượt ABCDE cân bằng là đa giác của hệ lực phải khép kín.

Việc xét sự cân bằng của toàn khối và vẽ đa giác lực cho toàn hệ được thực hiện bằng cách lần lượt xét cân bằng và vẽ đa giác lực cho từng khu I, II, III nối tiếp nhau, bắt đầu từ khu III đến khu II rồi khu I. Kết quả vẽ được đa giác lực cho toàn hệ như hình 7.9b.

4. Xác định tải trọng giới hạn

Giá trị tải trọng giới hạn R_{gh} nhận được bằng cách đo trực tiếp trên đa giác lực, từ đó tính được :

$$P_{gh} = \frac{R_{gh} \cos \delta}{B} \quad (7.24)$$

$$t_{gh} = \frac{R_{gh} \sin \delta}{B} \quad (7.25)$$

Khi gặp trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm thì dùng bề rộng móng hữu hiệu B' thay cho bề rộng toàn bộ móng B

$$B' = B - 2e$$

Trong đó:

e - độ lệch tâm của tải trọng.

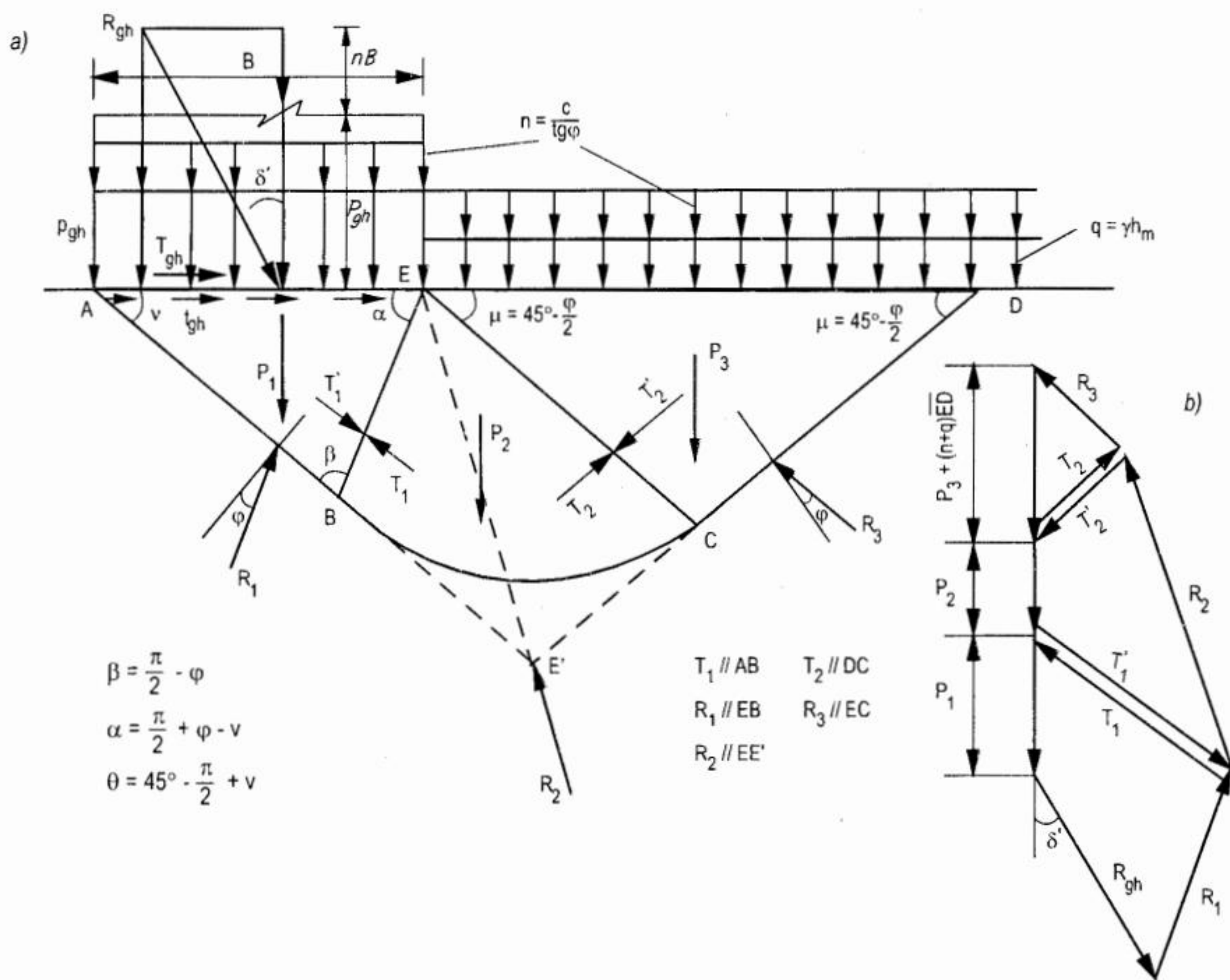
B - bề rộng móng.

B' - bề rộng móng hữu hiệu.

Trường hợp nền đất dính

Nếu gặp trường hợp nền là đất dính thì dùng nguyên lý áp lực dính tương đương của Caquot (Ca-cô). Nội dung cơ bản của nguyên lý đó là thay thế lực dính nội tại trong đất nền bằng một áp lực ngoài $n = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$ (gọi là áp lực dính) tác dụng phủ đều khắp lên mặt nền, lúc đó nền đất được coi là nền đất rời và dùng phương pháp xác định tải trọng giới hạn của nền đã trình bày ở trên.

Sơ đồ xác định tải trọng giới hạn của nền lúc này như hình 7.10a.



Hình 7.10

Trong trường hợp này

$$v = \frac{1}{2} \left(\arccos \frac{\sin \delta'}{\sin \varphi} + \varphi - \delta' \right) \quad (7.26)$$

Trong đó: δ' - góc nghiêng của hợp lực tải trọng R_{gh} so với phương thẳng đứng.

Kết quả vẽ đa giác lực như hình 7.10b.

Đo trực tiếp trên đa giác lực sẽ nhận được giá trị R_{gh} , từ đó ta có :

$$p_{gh} = \frac{R_{gh} \cos \delta'}{B} - n \quad (7.27)$$

$$t_{gh} = \frac{R_{gh} \sin \delta'}{B} \quad (7.28)$$

Để thuận tiện tính toán sức chịu tải của nền khi thiết kế, quy phạm nước ta có giới thiệu công thức giải tích tính R_{gh} được thành lập trên cơ sở đa giác lực ở hình 7.10b.

$$R_{gh} = N_c \cdot c \cdot B + N_q \cdot q \cdot B + N_\gamma B^2 \gamma \quad (7.29)$$

Trong đó :

N_c, N_q, N_γ - hệ số tải trọng giới hạn, phụ thuộc δ' và φ , tra bảng 7.5.

γ, φ, c - lần lượt là trọng lượng riêng, góc ma sát trong và lực dính của đất nền.

q - tải trọng bên, $q = \gamma h_m$.

h_m - độ sâu chôn móng.

B - bề rộng móng.

Trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm thì dùng bề rộng hữu hiệu B' thay cho B ở công thức trên.

Cần lưu ý rằng, để tính p_{gh} và t_{gh} trước hết cần tính R_{gh} nhưng vì giá trị δ' chưa biết nên bài toán cần giải như sau :

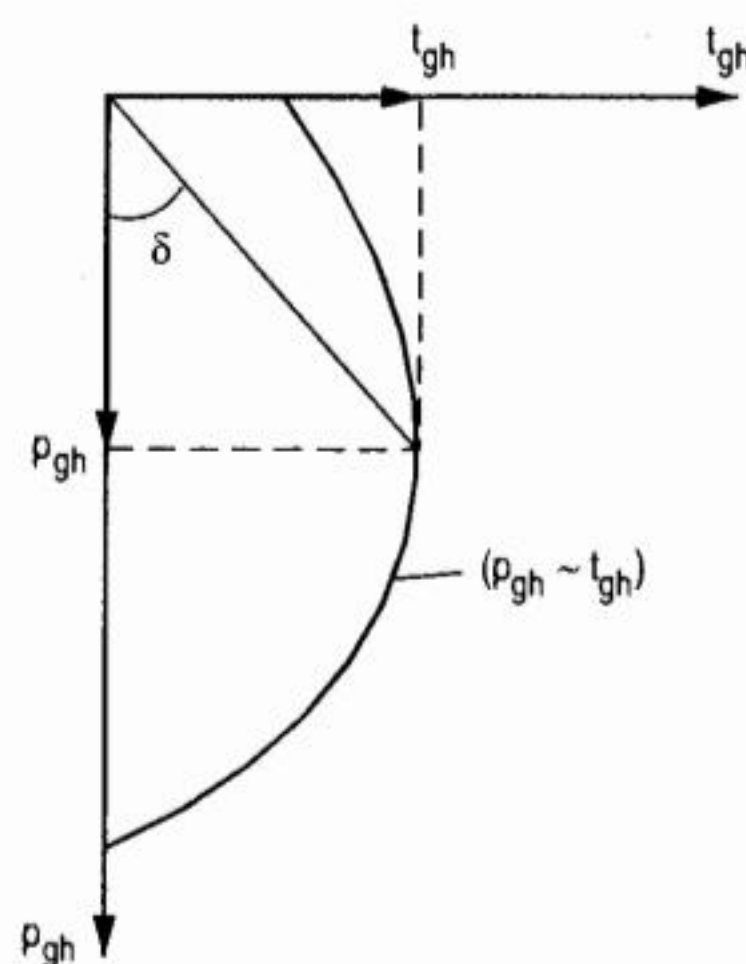
- Giả định nhiều trị số δ' ($\delta' = 0; 0,1\varphi; 0,3\varphi; \dots; 0,9\varphi$).

- Với mỗi δ' , tính cặp trị số p_{gh} và t_{gh} .

- Vẽ đường cong quan hệ $p_{gh} \sim t_{gh}$ (hình 7.11).

Cặp giá trị p_{gh}, t_{gh} của điểm nào đó trên đường cong cho góc δ ($\operatorname{tg} \delta = \frac{t_{gh}}{p_{gh}}$) đúng bằng góc nghiêng

của tải trọng thực tế công trình, cặp giá trị đó chính là lời giải của bài toán.



Hình 7.11

Bảng 7.5. Hệ số tải trọng giới hạn N_c , N_q , N_γ của công thức (7.29)

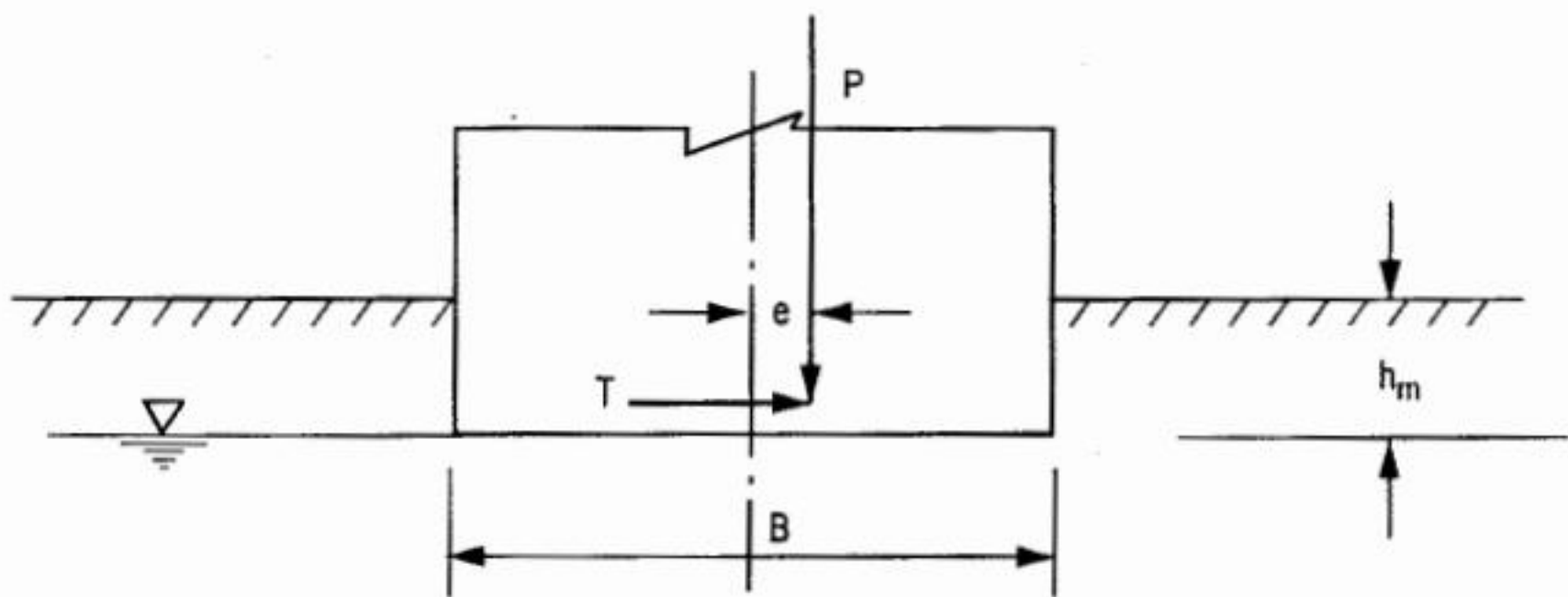
$\varphi(^{\circ})$	Hệ số	δ' (tính theo φ)					
		0	0,1 φ	0,3 φ	0,5 φ	0,7 φ	0,9 φ
8°	N_γ	0,4089	0,3984	0,3598	0,3037	0,2340	0,1485
	N_c	14,643	14,399	13,855	13,218	12,440	11,356
	N_q	2,0580	2,0237	1,9473	1,8577	1,7484	1,5960
10°	N_γ	0,5968	0,5742	0,5070	0,4184	0,3145	0,1929
	N_c	14,016	13,715	13,052	12,288	11,374	10,133
	N_q	2,4714	2,4184	2,3014	2,1667	2,0056	1,7866
12°	N_γ	0,8407	0,8001	0,6914	0,5578	0,4084	0,2417
	N_c	13,989	13,617	12,807	11,891	10,818	9,3988
	N_q	2,7935	2,8945	2,7223	2,5276	2,2995	1,9978
14°	N_γ	1,1584	1,0908	0,9227	0,7274	0,5182	0,2951
	N_c	14,381	13,921	12,930	11,831	10,571	8,9502
	N_q	3,5857	3,4708	3,2240	2,9500	2,6357	2,2316
16°	N_γ	1,5732	1,4660	1,2136	0,9340	0,6465	0,3537
	N_c	15,118	14,547	13,335	12,016	10,536	8,6856
	N_q	4,3351	4,1713	3,8238	3,4458	3,0210	2,4905
18°	N_γ	2,1179	1,9527	1,5809	1,1867	0,7971	0,4181
	N_c	16,182	15,471	13,985	12,398	10,660	8,5492
	N_q	5,2577	5,0269	4,5440	4,0285	3,4635	2,7778
20°	N_γ	2,8368	2,5872	2,0465	1,4965	0,9740	0,4889
	N_c	17,583	16,697	14,870	12,959	10,915	8,5081
	N_q	6,3996	6,0772	5,4122	4,7169	3,9728	3,0967
22°	N_γ	3,7915	3,4188	2,6395	1,8779	1,1826	0,5669
	N_c	19,358	18,250	15,998	13,693	11,287	8,5420
	N_q	7,8211	7,3773	6,4634	5,5323	4,5602	3,4512
24°	N_γ	5,0700	4,5173	3,3998	2,3499	1,4293	0,6530
	N_c	21,570	20,178	17,392	14,605	11,769	8,6381
	N_q	9,6036	8,9836	7,7435	6,5026	5,2401	3,8459

$\varphi(^{\circ})$	Hệ số	δ' (tính theo φ)					
		0	$0,1\varphi$	$0,3\varphi$	$0,5\varphi$	$0,7\varphi$	$0,9\varphi$
26°	N_{γ}	6,7963	5,9796	4,3805	2,9368	1,7224	0,7483
	N_c	24,305	22,548	19,090	15,709	12,362	8,7881
	N_q	11,855	10,998	9,3107	7,6621	6,0295	4,2863
28°	N_{γ}	9,1494	7,9429	5,6548	3,6709	2,0720	0,8541
	N_c	27,684	25,455	21,141	17,029	13,069	8,9870
	N_q	14,720	13,535	11,241	9,0545	6,9490	4,7785
30°	N_{γ}	12,394	10,608	7,3255	4,5958	2,4911	0,7919
	N_c	31,872	29,027	23,619	18,596	13,900	9,2321
	N_q	18,402	16,759	13,637	10,738	8,0253	5,3302
32°	N_{γ}	16,922	14,264	9,5362	5,7696	2,9966	1,1034
	N_c	37,092	33,435	26,616	20,454	14,868	9,5222
	N_q	23,178	20,893	16,632	12,781	9,2906	5,9502
36°	N_{γ}	32,530	26,507	16,492	9,2122	4,3588	1,4170
	N_c	51,963	45,776	34,706	25,281	17,290	10,240
	N_q	37,754	33,258	25,215	18,367	12,562	7,4400
40°	N_{γ}	66,014	51,714	29,605	15,093	6,4272	1,8186
	N_c	76,506	65,611	47,007	32,200	20,552	11,159
	N_q	64,196	55,054	39,444	27,019	17,245	9,3633
45°	N_{γ}	177,62	131,12	66,277	29,516	10,783	2,5025
	N_c	134,88	111,08	73,119	45,728	26,358	12,652
	N_q	134,88	111,08	73,119	45,728	26,357	12,652

Bài tập mẫu 7.3

Cho một móng băng có chiều rộng $B = 8,5\text{m}$, độ sâu đặt móng $h_m = 3,0\text{m}$. Mực nước ngầm ngang mặt đáy móng (hình 7.12). Đất nền là loại đất sét pha có góc ma sát trong $\varphi = 14^{\circ}$; $c = 20\text{kN/m}^2$, trọng lượng riêng ướt $\gamma_w = 20\text{ kN/m}^3$, trọng lượng riêng bão hoà $\gamma_{bh} = 21,0\text{ kN/m}^3$. Tổng tải trọng đứng và ngang của công trình tác dụng lên móng là $P = 1303\text{ kN/m}$, $T = 114\text{ kN/m}$. Độ lệch tâm của tải trọng đứng là $e = 0,25\text{m}$. Yêu cầu xác định sức chịu tải của nền và kiểm tra sự an toàn của công trình.

Cho biết hệ số an toàn $F = 2$.



Hình 7.12

Bài giải

1. Tính tải trọng giới hạn của nền

Giả định các góc $\delta' = 0,0 ; 0,1\varphi ; 0,3\varphi ; 0,5\varphi ; 0,7\varphi ; 0,9\varphi$ và tra bảng 7.5 để xác định các hệ số N_c, N_q, N_γ ứng với $\varphi = 14^\circ$.

Sử dụng công thức (7.27), (7.28) để tính p_{gh} và t_{gh} , trong đó R_{gh} tính theo công thức (7.29). Kết quả tính toán ghi ở hai bảng dưới đây.

Kết quả tính toán tải trọng giới hạn R_{gh} .

δ'/φ	N_c	N_q	N_γ	$N_c.c.B'$	$N_q.q.B'$	$N_\gamma.B'^2.\gamma_{đn}$	R_{gh}
0,0	14,381	3,586	1,158	2300,96	1721,28	815,232	4837,47
0,1	13,921	3,471	1,091	2227,36	1666,08	768,064	4661,50
0,3	12,930	3,224	0,923	2068,80	1547,52	649,792	4266,11
0,5	11,831	2,950	0,727	1892,96	1416,00	511,808	3820,768
0,7	10,571	2,636	0,518	1691,36	1265,28	364,672	3321,312
0,9	8,950	2,232	0,295	1432,00	1071,36	207,680	2711,04

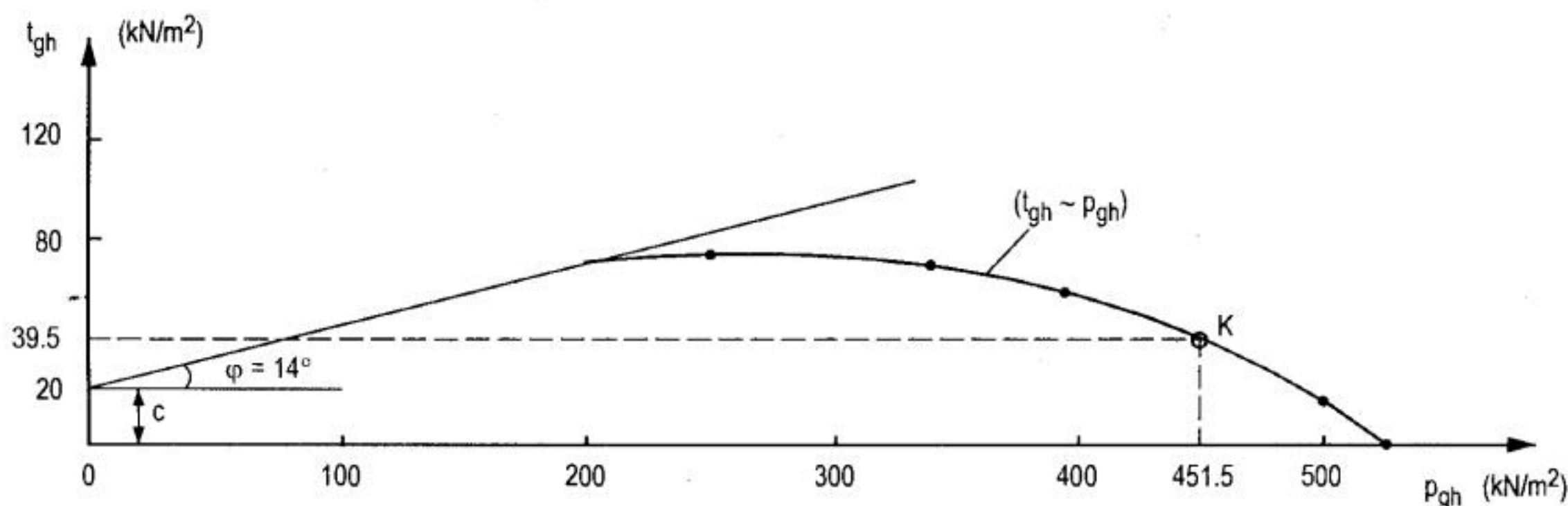
Kết quả tính toán giá trị tải trọng giới hạn p_{gh} và t_{gh} .

δ'/φ	$\delta'(^{\circ})$	$\cos\delta'$	$\sin\delta'$	R_{gh} (kN/m)	$p_{gh} = \frac{R_{gh} \cos\delta'}{B'} - n$ (kN/m ²)	$t_{gh} = \frac{R_{gh} \sin\delta'}{B'}$ (kN/m ²)
0,0	0	1,0000	0,0000	4837,47	524,46	0,0000
0,1	1°24'	0,9997	0,0244	4661,50	502,29	14,22
0,3	4°12'	0,9973	0,0732	4266,11	451,60	39,03
0,5	7°00	0,9925	0,1219	3820,77	393,79	58,22
0,7	9°48'	0,9854	0,1702	3321,31	328,88	70,66
0,9	12°36'	0,9759	0,2181	2711,04	250,49	73,91

Chú ý: Trong các bảng trên: $B' = B - 2e = 8,5 - 2 \times 0,25 = 8,0\text{m}$;

$$q = \gamma_{\omega} h_m = 20 \times 3 = 60 \text{ kN/m}^2; n = c/\text{tg}\varphi = 20/0,2493 = 80,225 \text{ kN/m}^2.$$

Từ kết quả tính toán ở bảng trên vẽ được đồ thị quan hệ $p_{gh} \sim t_{gh}$ như hình 7.13.



Hình 7.13

Từ đồ thị hình 7.13 tìm được điểm K cho giá trị:

$$p_{gh} = 451,5 \text{ kN/m}^2.$$

$$t_{gh} = 39,5 \text{ kN/m}^2.$$

Đó là lời giải của bài toán, bởi vì

$$\text{tg}\delta' = t_{gh}/p_{gh} = 39,5/451,5 = 0,0875.$$

đúng bằng góc nghiêng của hợp lực tải trọng thực tế của công trình

$$\text{tg}\delta = \frac{T}{P} = \frac{114}{1303} = 0,0875.$$

2. Xác định sức chịu tải của nền

$$[p] = \frac{p_{gh}}{F} = \frac{451,5}{2} = 225,75 \text{ kN/m}^2$$

3. Kiểm tra sự an toàn của cống

Áp suất đáy móng lớn nhất

$$p_{\max} = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{1303}{8,5} \left(1 + \frac{6 \times 0,25}{8,5} \right)$$

$$p_{\max} = 180,35 \text{ kN/m}^2.$$

Vậy $[p] > p_{\max}$, do đó công trình an toàn.

§7.3. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN DỰA VÀO SỰ PHÁT TRIỂN CỦA VÙNG BIẾN DẠNG DỄ

Phần này sẽ nghiên cứu quan hệ giữa tải trọng tác dụng lên nền và phạm vi vùng biến dạng dẻo phát sinh trong nền do tải trọng đó gây ra, rồi từ đó xác định sức chịu tải của

nền trên cơ sở khống chế vùng biến dạng dẻo được phép phát triển đến đâu, lớn đến mức nào để nền vẫn còn làm việc trong giai đoạn biến dạng tuyến tính, đảm bảo nền ổn định lâu dài.

Hình 7.14 là sơ đồ nghiên cứu quan hệ giữa tải trọng và phạm vi vùng biến dạng dẻo trong các điều kiện và giả thiết sau đây:

1. Móng hình băng chịu tải trọng thẳng đứng phân bố đều.

2. Đất nền đồng chất.

3. Khi đất nền chịu tải trọng vượt quá tải trọng giới hạn tuyến tính thì vùng biến dạng dẻo sẽ phát sinh trong nền bắt đầu từ hai mép móng.

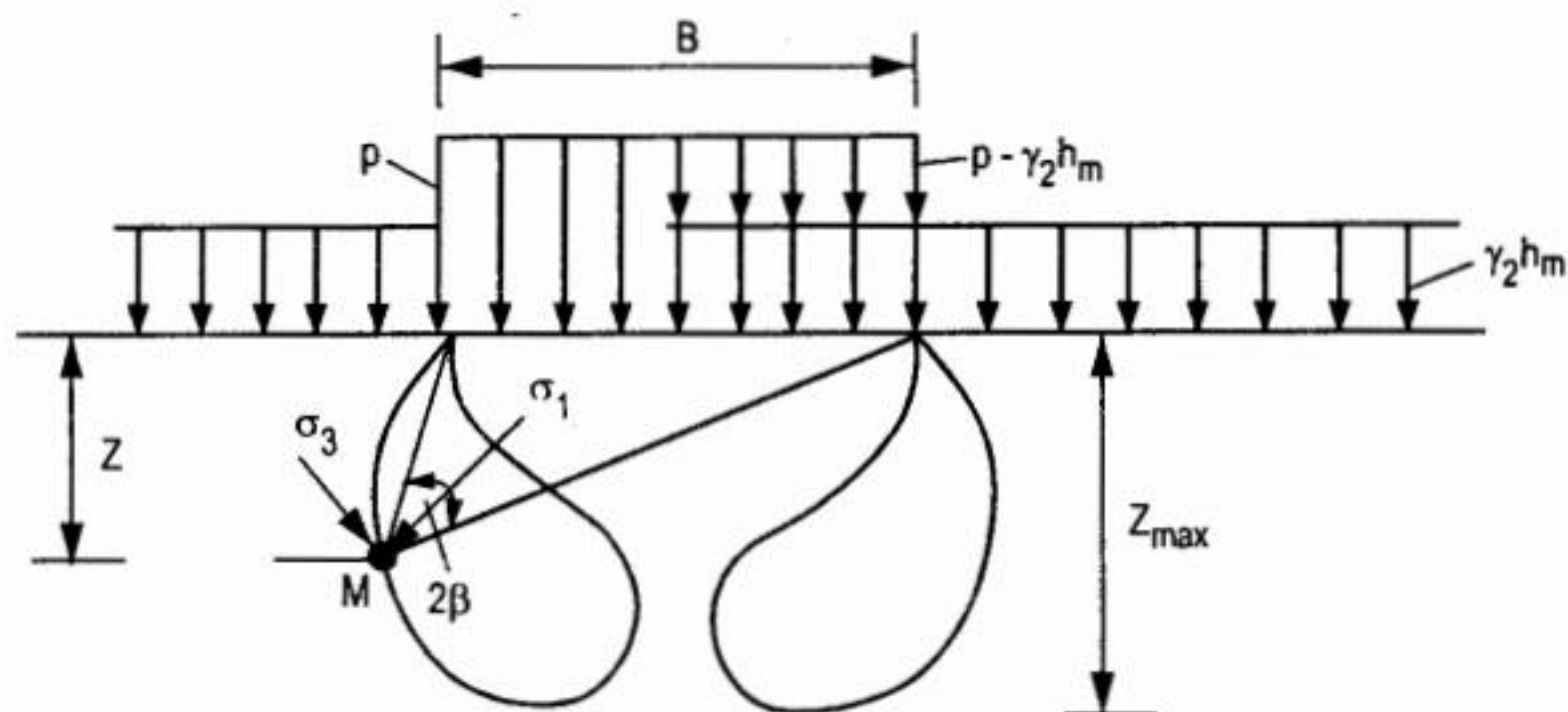
4. Trạng thái ứng suất bản thân tại điểm bất kỳ trong nền tương tự trạng thái áp lực thuỷ tĩnh, nghĩa là giá trị thành phần ứng suất bản thân theo mọi phương đều bằng nhau ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \gamma z$), tức là giả thiết hệ số áp lực hông $\xi_0 = 1$.

I. Xác định đường bao của vùng biến dạng dẻo

Nội dung nghiên cứu quan hệ giữa tải trọng và phạm vi vùng biến dạng dẻo phát sinh trong nền được bắt đầu từ bài toán xác định dạng đường bao của vùng biến dạng dẻo do tải trọng ngoài gây ra (hình 7.14).

Căn cứ lý thuyết đàn hồi đã trình bày trong chương 3, các ứng suất chính tại M do tải trọng ngoài gây ra là:

$$\sigma_{1,3} = \frac{P}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta) \quad (3.43)$$



Hình 7.15

Ứng suất tại M còn do tải trọng bên và trọng lượng bản thân đất nền gây ra (hình 7.15), do đó các giá trị ứng suất chính σ_1 và σ_3 tại M có thể tổng hợp lại theo giả thiết 4 và trở thành:

$$\sigma_{1,3} = \frac{p - \gamma_2 h_m}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta) + \gamma_1 z + \gamma_2 h_m. \quad (7.30)$$

Trong đó:

γ_1 - trọng lượng riêng đất nền dưới đáy móng.

γ_2 - trọng lượng đất nền trên đáy móng.

Vì điểm M nằm trên đường bao của vùng biến dạng dẻo do đó trạng thái ứng suất tại đó thoả mãn điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot m + 2c \sqrt{m} \quad (2.34)$$

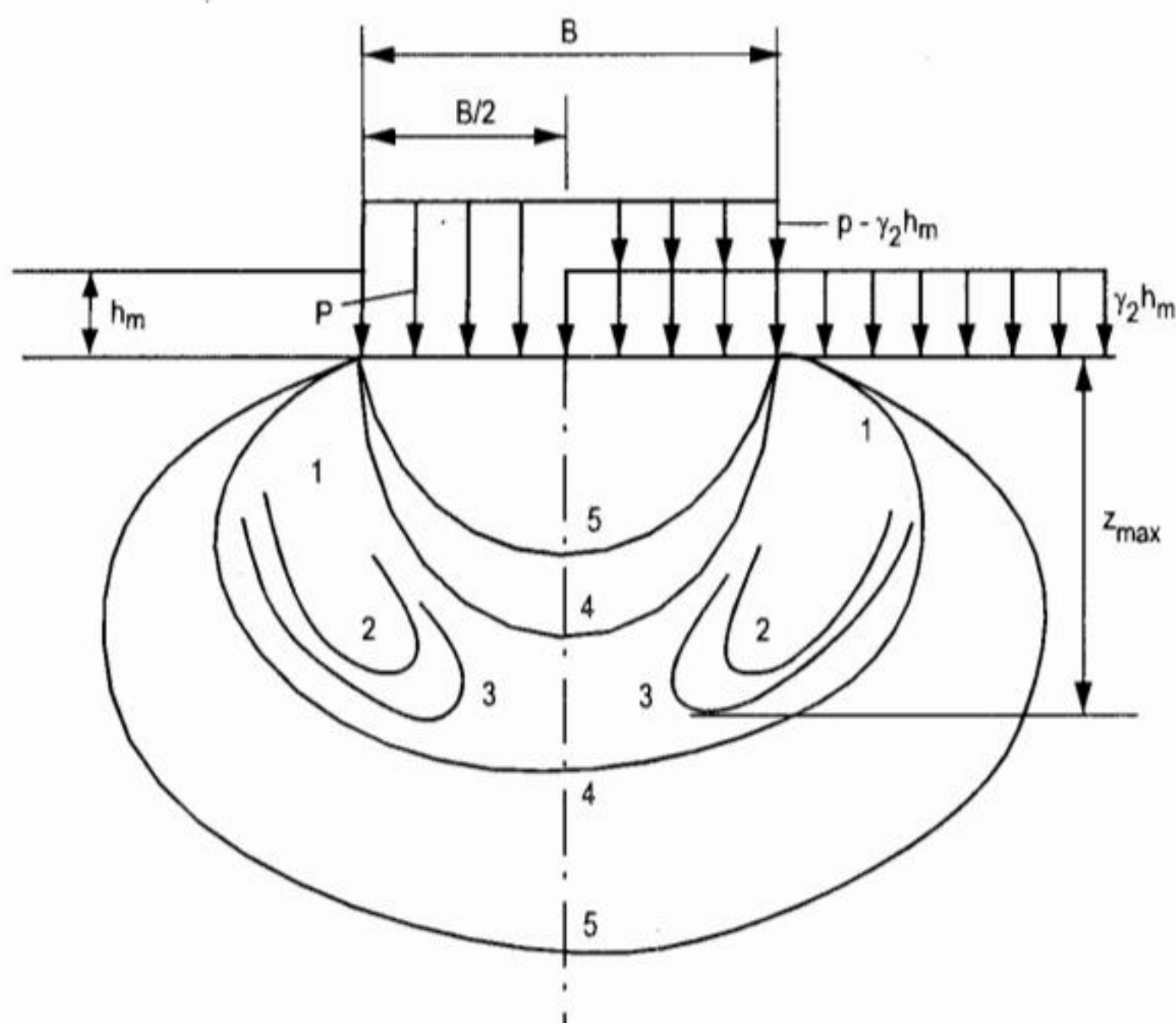
Trong đó: $m = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$

Thay (7.30) vào (2.34) sẽ nhận được :

$$z = \frac{p - \gamma_2 h_m}{\pi \gamma_1} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - \frac{c}{\gamma_1 \tan \varphi} - \frac{\gamma_1}{\gamma_2} h_m. \quad (7.31)$$

Biểu thức (7.31) là phương trình đường bao của vùng biến dạng dẻo. Phương trình đó biểu thị quan hệ giữa z và 2β , tọa độ của điểm M nằm trên đường bao vùng biến dạng dẻo.

Kết quả tính toán và thực nghiệm mô hình đều cho thấy khi $p > p_0$ vùng biến dạng dẻo sẽ xuất hiện và bắt đầu từ hai mép móng rồi mở rộng ra một cách đối xứng lần lượt theo đường bao 1, 2, 3, ... khi tải trọng tăng dần lên (hình 7.16). $z_{\max}$ ghi trên hình là độ sâu lớn nhất của mỗi vùng được dùng làm đặc trưng phản ánh phạm vi lớn nhỏ của các vùng biến dạng dẻo đó.



Hình 7.16

Có thể xác định được trị số $z_{\max}$ bằng phương pháp tìm cực trị hàm (7.31):

$$\frac{dz}{d\beta} = \frac{2(p - \gamma_2 h_m)}{\pi \gamma_1} \left(\frac{\cos 2\beta}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0$$

Từ đó rút ra $\cos 2\beta = \sin \varphi$

hoặc $2\beta = \pi/2 - \varphi$ (7.32)

Thay (7.32) vào (7.31) sẽ nhận được:

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma_2 h_m}{\pi \gamma_1} (\cotg \varphi - \pi/2 + \varphi) - \frac{c}{\gamma_1 \tg \varphi} - \frac{\gamma_2}{\gamma_1} h_m \quad (7.33)$$

II. Xác định tải trọng giới hạn tuyến tính

Tải trọng giới hạn tuyến tính là tải trọng vừa đủ làm cho nền đất nén chặt mà chưa làm xuất hiện vùng biến dạng dẻo ($z_{\max} = 0$). Vậy để xác định p_0 từ biểu thức (7.33) ta cho $z_{\max} = 0$ và rút ra:

$$p_0 = \frac{\pi(\gamma_2 h_m + c \cotg \varphi)}{\cotg \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma_2 h_m.$$

Biến đổi ta có:

$$p_0 = \left(\frac{\pi \cotg \varphi}{\cotg \varphi + \varphi - \pi/2} \right) c + \left(\frac{\cotg \varphi + \varphi + \pi/2}{\cotg \varphi + \varphi - \pi/2} \right) \gamma_2 h_m \quad (7.34)$$

Đặt $N_c = \frac{\pi \cotg \varphi}{\cotg \varphi + \varphi - \pi/2} = f(\varphi)$ tra bảng 7.6.

$$N_q = \frac{\cotg \varphi + \varphi + \pi/2}{\cotg \varphi + \varphi - \pi/2} = f(\varphi) \text{ tra bảng 7.6.}$$

Công thức (7.34) trở thành:

$$p_0 = N_c c + N_q \gamma_2 h_m \quad (7.35)$$

Bảng 7.6. Hệ số tải trọng giới hạn N_c , N_q , N_γ của công thức (7.35) và (7.37)

$\varphi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_γ	$\varphi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_γ
0	3,14	1,00	0,00	24	6,45	3,87	0,72
2	3,32	1,12	0,03	26	6,90	4,37	0,84
4	3,51	1,25	0,06	28	7,40	4,93	0,98
6	3,71	1,39	0,10	30	7,95	5,59	1,15
8	3,93	1,55	0,14	32	8,55	6,35	1,34

$\varphi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_{γ}	$\varphi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_{γ}
10	4,17	1,73	0,18	34	9,21	7,21	1,55
12	4,42	1,94	0,23	36	9,98	8,25	1,81
14	4,69	2,17	0,29	38	10,80	9,44	2,11
16	5,00	2,43	0,36	40	11,73	10,84	2,46
18	5,31	2,72	0,43	42	12,77	12,50	2,87
20	5,66	3,06	0,51	44	13,96	14,48	3,37
22	6,04	3,44	0,61	45	14,64	15,64	3,66

III. Xác định sức chịu tải của nền

Thực tế xây dựng cho thấy với đất nền bình thường (trừ đất nền mềm yếu) tuy tải trọng công trình đã vượt quá tải trọng giới hạn tuyến tính và đã gây ra trong nền một vùng biến dạng dẻo lớn đến mức độ nào đó rồi nhưng vẫn chưa làm ảnh hưởng đến sự ổn định của nền, công trình vẫn làm việc bình thường. Như vậy rõ ràng chọn tải trọng giới hạn tuyến tính làm sức chịu tải của nền là quá thiên về an toàn. Để tận dụng khả năng chịu lực của nền nên chọn trị số tải trọng lớn hơn tải trọng giới hạn tuyến tính p_0 làm sức chịu tải của nền. Theo kinh nghiệm thực tế, với đất nền bình thường có cường độ kháng cắt trung bình thì sức chịu tải của nền nên lấy bằng trị số tải trọng gây ra trong nền một vùng biến dạng dẻo lớn đến mức đạt độ sâu $z_{\max} = \frac{1}{4}B$, B là bề rộng của móng công trình. Sức chịu tải đó

ký hiệu là $p_{1/4}$.

Để xác định $p_{1/4}$, từ biểu thức (7.33) cho $z_{\max} = \frac{1}{4}B$ và rút ra :

$$p_{1/4} = \frac{\pi\gamma_1}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2} (0,25B + \frac{\gamma_2}{\gamma_1}h_m + \frac{c}{\gamma_1}\cot\varphi) + \gamma_2h_m.$$

Biến đổi và rút gọn ta có:

$$p_{1/4} = \left(\frac{\pi\cot\varphi}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2} \right) c + \left(\frac{\cot\varphi + \varphi + \pi/2}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2} \right) \gamma_2h_m + \left(\frac{0,25\pi}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2} \right) \gamma_1B \quad (7.36)$$

Đặt $N_c = \frac{\pi\cot\varphi}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2} = f(\varphi)$ tra bảng 7.6.

$N_q = \frac{\cot\varphi + \varphi + \pi/2}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2} = f(\varphi)$ tra bảng 7.6.

$$N_\gamma = \frac{0,25\pi}{\cot\varphi + \varphi - \pi/2} = f(\varphi) \text{ tra bảng 7.6.}$$

Công thức (7.36) sẽ trở thành:

$$p_{1/4} = N_c c + N_q \gamma_2 h_m + N_\gamma \gamma_1 B \quad (7.37)$$

Các ký hiệu ghi trên hình 7.16.

Phương pháp xác định sức chịu tải của nền dựa vào phạm vi phát triển của vùng biến dạng dẻo có ưu điểm là đơn giản thuận tiện đối với công trình chịu tải trọng hình băng thẳng đứng phân bố đều. Tuy nhiên phạm vi áp dụng trong thực tế nói chung còn bị hạn chế do điều kiện bài toán vừa nêu.

Mặt khác khi xây dựng bài toán đã giả thiết hệ số áp lực hông của đất $\xi_0 = 1$ là không hợp lý. Hệ số ξ_0 phụ thuộc loại đất và lịch sử chịu tải của nó. Nói chung ξ_0 luôn luôn nhỏ hơn 1. Ngay cả đất quá cố kết, hệ số ξ_0 có thể lớn hơn chút ít nhưng vẫn nhỏ hơn 1.

Thêm nữa, phương pháp xác định sức chịu tải dựa vào phạm vi phát triển của vùng biến dạng dẻo là một phương pháp thiếu chính xác chỉ được coi là phương pháp gần đúng, bởi vì biểu thức $z_{\max}$ được xây dựng từ biểu thức ứng suất của vật thể đàn hồi (vật thể biến dạng tuyến tính), điều đó sẽ không còn thích hợp khi trong nền đã phát sinh vùng biến dạng dẻo.

Do những tồn tại nêu trên khiến cho phương pháp xác định sức chịu tải dựa vào phạm vi phát triển của vùng biến dạng dẻo mất đi ý nghĩa vật lý của nó. Mặc dù vậy phương pháp vẫn còn giá trị thực tiễn đã được sử dụng rộng rãi và đáng tin cậy trong thực tiễn xây dựng. Giá trị $p_{1/4}$ được chọn làm sức chịu tải của nền không cần chia cho hệ số an toàn.

Về ảnh hưởng của góc ma sát trong φ của đất đến các hệ số N_c , N_q , N_γ và sức chịu tải của nền tương tự như đã phân tích ở phần trước.

Bài tập mẫu 7.4

Một móng hình băng có bề rộng $B = 6\text{m}$, độ sâu chôn móng $h_m = 0,9\text{m}$. Mức nước ngầm ngang mặt đất thiên nhiên. Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền $\gamma_{\text{đn}} = 1,1 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 20^\circ$, $c = 50 \text{ kN/m}^2$. Yêu cầu xác định:

1. Tải trọng giới hạn tuyến tính p_0 .
2. Sức chịu tải của nền $p_{1/4}$.

Bài giải

1. Xác định tải trọng giới hạn tuyến tính p_0 theo công thức (7.35):

$$p_0 = N_c c + N_q \gamma_{\text{đn}} h_m$$

N_c, N_q tra bảng 7.6 với $\varphi = 20^\circ$ nhận được:

$$N_c = 5,66$$

$$N_q = 3,06$$

Thay vào công thức ta có:

$$p_o = 5,66 \times 50 + 3,06 \times 11 \times 0,9 = 313,3 \text{ kN/m}^2.$$

Vậy $p_o = 313,3 \text{ kN/m}^2$.

2. Xác định sức chịu tải của nền theo công thức (7.37)

$$p_{1/4} = N_c \cdot c + N_q \cdot \gamma_{đn} h_m + N_\gamma \cdot \gamma_{đn} \cdot B$$

N_c, N_q, N_γ tra bảng 7.6 với $\varphi = 20^\circ$ nhận được:

$$N_c = 5,66.$$

$$N_q = 3,06.$$

$$N_\gamma = 0,51.$$

Thay vào công thức ta có:

$$p_{1/4} = 5,66 \times 50 + 3,06 \times 11 \times 0,9 + 0,51 \times 11 \times 6 = 347 \text{ kN/m}^2.$$

Vậy $p_{1/4} = 347,0 \text{ kN/m}^2$.

Chương 8

PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI DỐC

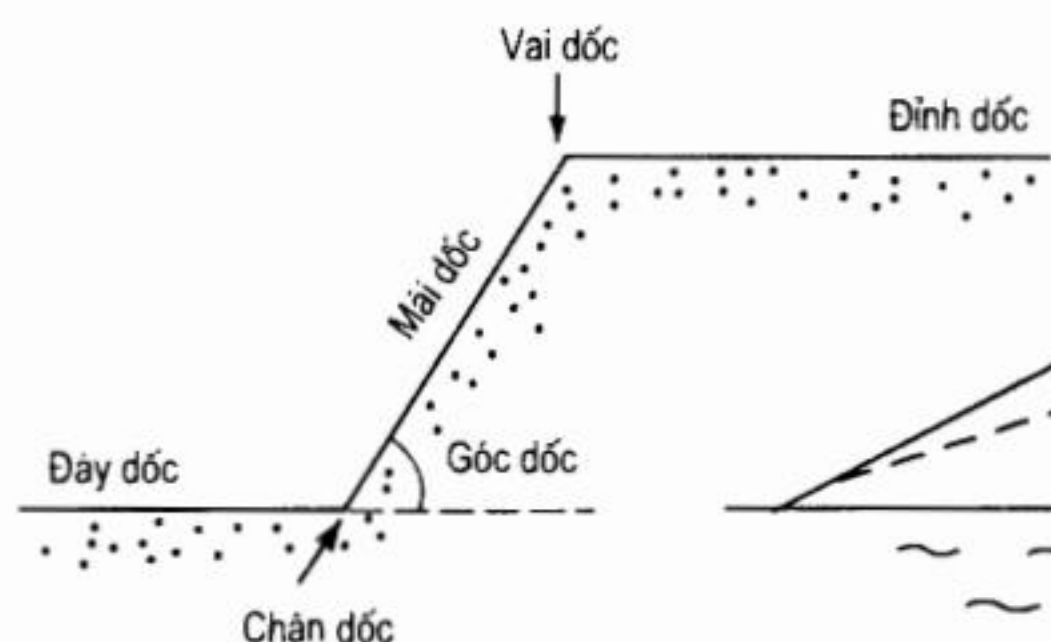
§8.1. KHÁI NIỆM MỞ ĐẦU

Mái dốc có thể phân làm 2 loại: mái dốc tự nhiên và mái dốc nhân tạo.

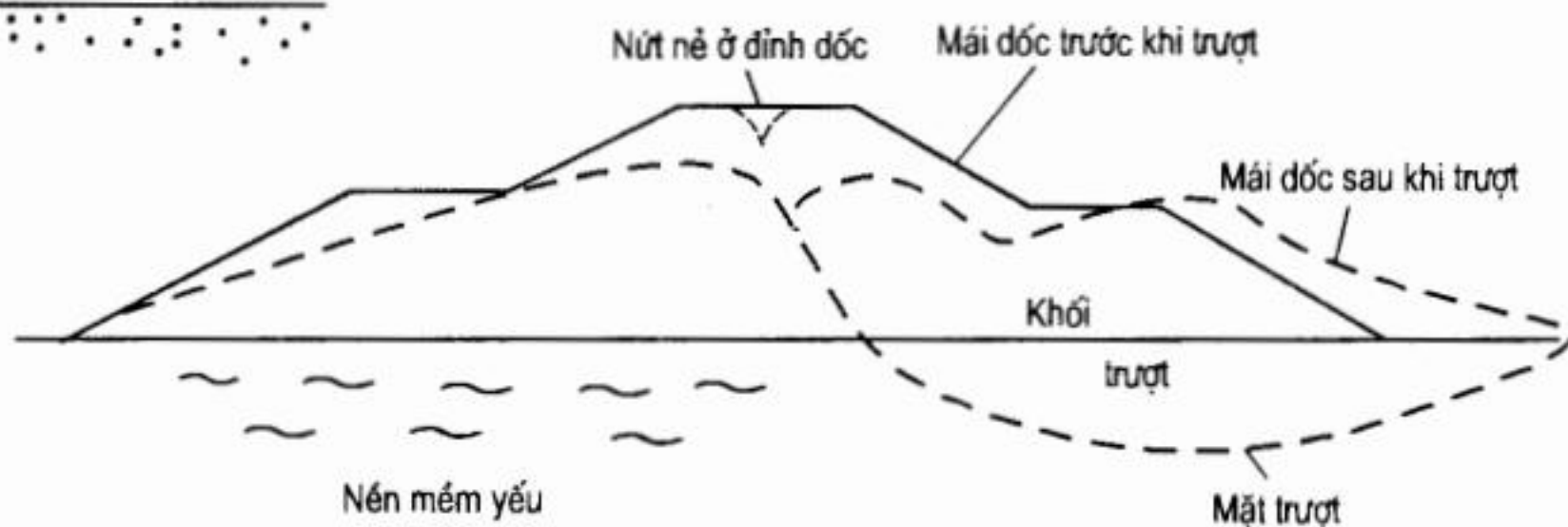
Mái dốc do tác dụng địa chất tạo thành gọi là mái dốc tự nhiên. Khi xây dựng công trình, vách hố móng do người đào, thân đê đập, nền đường do người đắp tạo thành gọi là mái dốc nhân tạo.

Hình dạng mái dốc và tên gọi các bộ phận trình bày trên hình 8.1.

Hình 8.2 là đập đất đã bị phá hoại do mái dốc bị trượt. Trong trường hợp này mái dốc trượt có thể nhận thức do nền đất quá yếu gây nên. Trước khi xảy ra trượt, một bộ phận đất nền gần chân dốc bị chuyển dịch ngang lớn và bị ép trồi, thân đập do đó bị lún xuống, đỉnh dốc bị nứt và phát triển thành mặt trượt liên tục xuyên qua thân đập xuống nền tạo thành khối trượt.



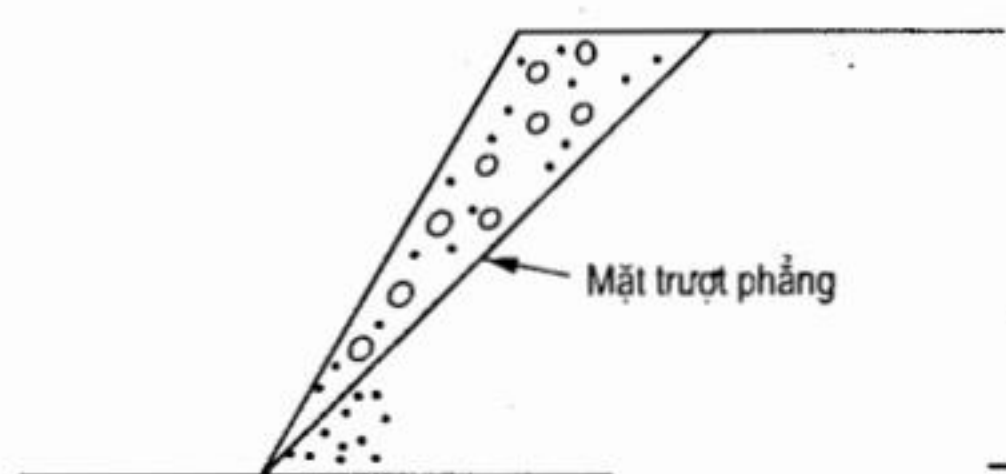
Hình 8.1



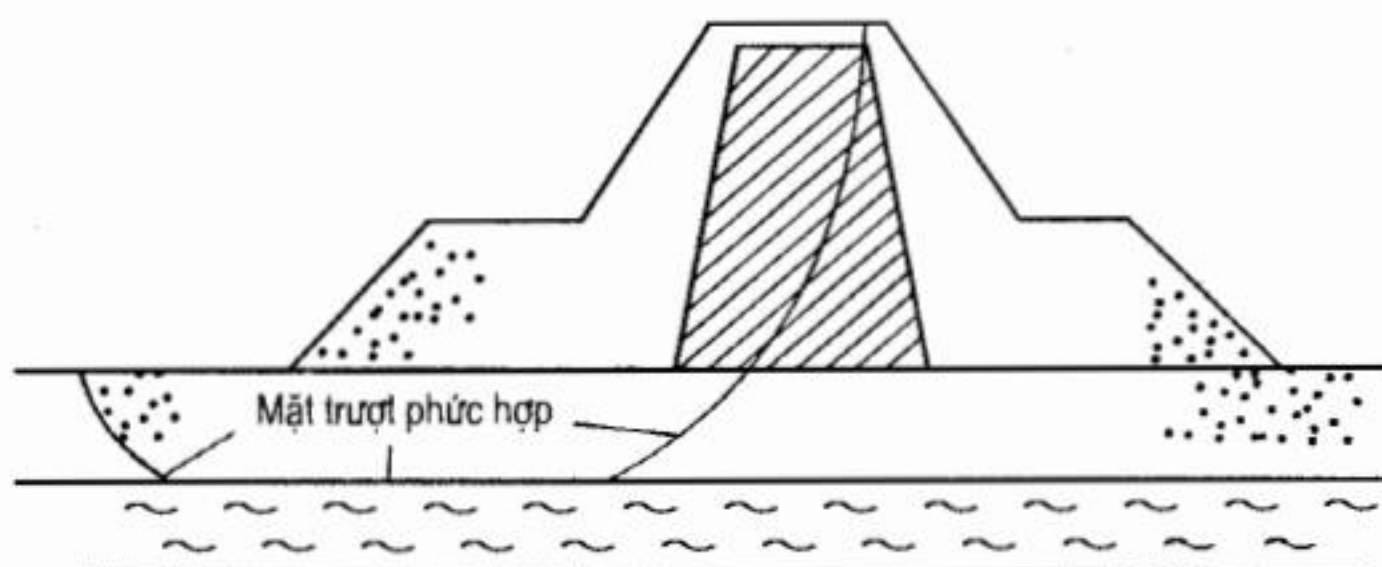
Hình 8.2

Qua khảo sát thực tế cho thấy, với mái đất dính tại đỉnh dốc mặt trượt có xu hướng thẳng đứng, tiếp đó mặt trượt cong và đến gần chân dốc mặt trượt nghiêng làm với mặt phẳng ngang một góc nhọn tương đối bé (hình 8.2). Với mái đất rời như cát, cuội sỏi, dăm sạn phong hoá, mặt trượt có dạng như mặt phẳng (hình 8.3).

Trong trường hợp nền đất có lớp kẹp mềm yếu, mặt trượt sẽ gồm 2 đoạn mặt cong nối với một đoạn mặt phẳng men theo mặt đỉnh của lớp kẹp tạo thành mặt trượt phức hợp (hình 8.4).



Hình 8.3



Hình 8.4

Về bản chất, nguyên nhân gây trượt mái dốc là do tổng lực gây trượt tác dụng trên mặt trượt vượt quá tổng lực kháng trượt tác dụng trên đó. Có nhiều nguyên nhân làm cho lực gây trượt gia tăng. Ví dụ mưa làm tăng trọng lượng đất đắp, lực thấm sản sinh do mực nước hồ chứa dâng cao hay hạ thấp, lực động đất v.v... đều làm gia tăng lực gây trượt. Trái lại khí hậu khô hanh làm đất nứt nẻ, sự ẩm ướt và ngấm nước làm đất nở ra, cường độ của đất giảm thấp do từ biến v.v... đều là nguyên nhân làm suy giảm lực kháng trượt. Tóm lại, các nguyên nhân trên đều làm tăng khả năng mất ổn định mái dốc.

Thông thường, mái dốc có chiều dài rất lớn so với chiều rộng do đó khi phân tích ổn định mái dốc thường chỉ lấy chiều dài bằng đơn vị để xét và xem là bài toán phẳng.

Trong thực tế, nhiệm vụ phân tích ổn định mái dốc là tìm dạng mặt cắt hợp lý về kinh tế và đảm bảo ổn định về mặt kỹ thuật. Nội dung chương này sẽ tập trung phân tích ổn định mái dốc đất rời và đất dính.

§8.2. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI ĐẤT RỜI

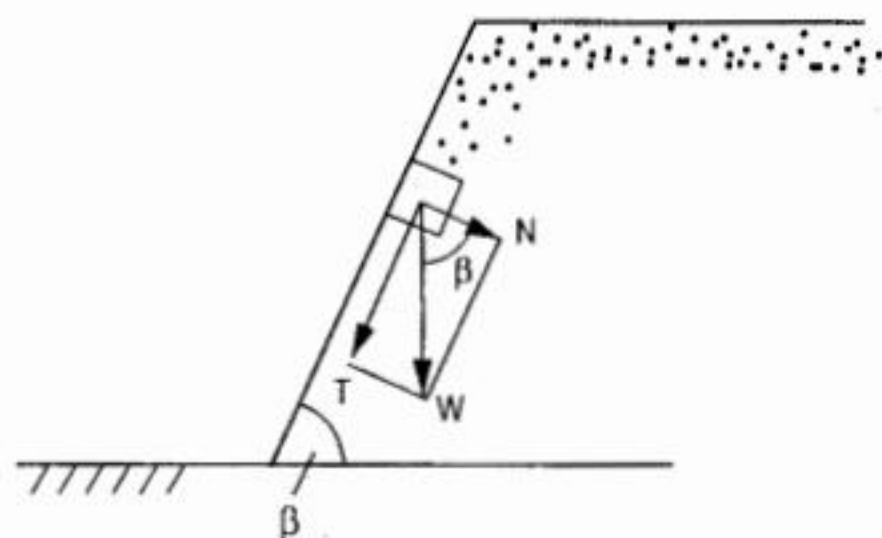
Như đã biết mặt trượt của mái đất rời có thể xem là mặt phẳng và phân tích ổn định theo phương pháp mặt trượt phẳng.

I. Mái đất rời khô hoặc ngập nước

Với mái đất rời, khi ở trạng thái khô hoàn toàn hoặc ngập hẳn trong nước, chỉ cần các hạt đất ở mái dốc duy trì được sự ổn định thì mái đất sẽ ổn định. Hình 8.5 là mái đất rời đồng chất có góc dốc là β . Hãy xét ổn định của một phân tố đất ở trên mái dốc đó. W là trọng lượng của phân tố đất có thể phân ra 2 thành phần lực T và N song song và vuông góc với mặt mái dốc.

$$T = W \sin \beta$$

$$N = W \cos \beta$$



Hình 8.5

Trong đó:

T - lực gây trượt.

$N \cdot \operatorname{tg} \varphi$ - lực chống trượt.

Vậy hệ số ổn định trượt sẽ là:

$$F = \frac{N \operatorname{tg} \varphi}{T} = \frac{W \cos \beta \operatorname{tg} \varphi}{W \sin \beta} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \beta} \quad (8.1)$$

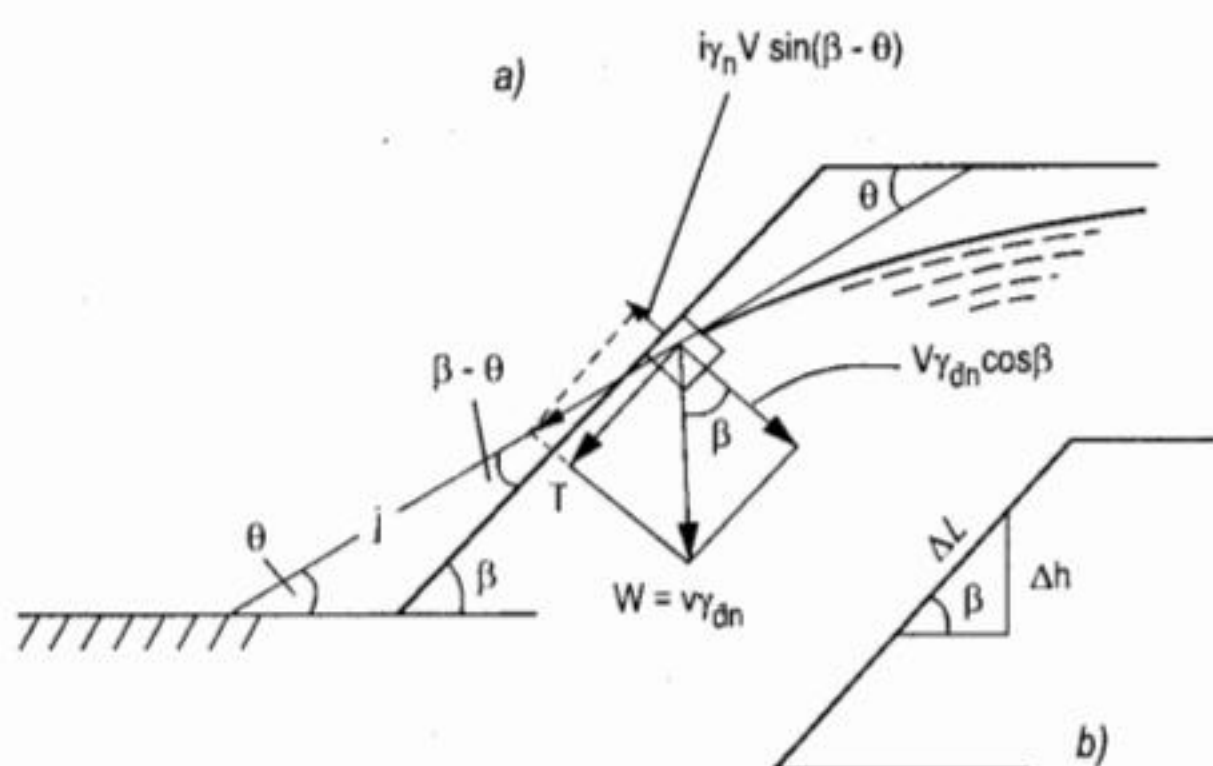
Từ công thức (8.1) thấy rằng mái đất rời sẽ ở trạng thái ổn định (với độ cao mái dốc bất kỳ) khi $F > 1$, tức là khi $\varphi > \beta$. Nếu $F = 1$, tức là $\varphi = \beta$, mái dốc sẽ ở trạng thái cân bằng giới hạn, mặt trượt sẽ là mặt phẳng, phù hợp với kết quả khảo sát thực tế.

II. Ảnh hưởng của lực thấm đến ổn định mái đất rời

Khi mái đất có tồn tại dòng thấm (hình 8.6a) thì ở chỗ đường dòng đi ra giá trị lực thấm sẽ bằng:

$$j = i \cdot \gamma_n$$

Lúc đó phân tố đất với thể tích V ngoài trọng lượng bản thân còn chịu lực thấm j làm gia tăng lực gây trượt đối với phân tố đất, tức là làm tăng khả năng mất ổn định của phân tố. Lúc đó hệ số ổn định của mái đất sẽ là:



Hình 8.6

$$F = \frac{\text{Lực chống trượt}}{\text{Lực gây trượt}} = \frac{[V \gamma_{dn} \cos \beta - i \gamma_n V \sin(\beta - \theta)] \operatorname{tg} \varphi}{V \gamma_{dn} \sin \beta + i \gamma_n V \cos(\beta - \theta)} \quad (8.2)$$

Trong đó:

γ_{dn} - trọng lượng riêng đẩy nổi của đất.

γ_n - trọng lượng riêng của nước.

θ - góc nghiêng của tiếp tuyến đường dòng tại điểm đang xét so với mặt phẳng ngang (hình 8.6a).

Các ký hiệu khác xem hình 8.6a.

Nếu đường dòng đi ra men theo mặt mái dốc thì $\theta = \beta$ và do đó $i = \frac{\Delta h}{\Delta L} = \sin \beta$ (hình

8.6b, trong đó Δh là độ chênh cột nước áp lực và ΔL là độ dài đường thấm) thì công thức (8.2) trở thành:

$$F = \frac{\gamma_{dn} \cos \beta \operatorname{tg} \varphi}{\gamma_{dn} \sin \beta + \gamma_n \sin \beta} = \frac{\gamma_{dn} \operatorname{tg} \varphi \cos \beta}{(\gamma_{dn} + \gamma_n) \sin \beta}$$

hoặc

$$F = \frac{\gamma_{dn}}{(\gamma_{dn} + \gamma_n)} \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \beta} \quad (8.3)$$

Từ công thức (8.3) thấy rằng mái đất rời khi có dòng thấm sẽ kém ổn định hơn khi không có dòng thấm, hệ số ổn định F sẽ giảm thấp khoảng $1/2$. Như thế có nghĩa là khi không có dòng thấm chỉ cần $\beta \leq \varphi$ là mái dốc ổn định, còn khi có dòng thấm thì yêu cầu mái dốc phải thoải hơn, tức là $\beta < \operatorname{arctg}(\frac{1}{2} \operatorname{tg} \varphi)$ mới đảm bảo ổn định.

§8.3. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI ĐẤT DÍNH ĐỒNG CHẤT

I. Phương pháp cung trượt trụ tròn đơn giản

Mặt trượt trong mái đất dính đồng chất thường là mặt trượt cong gần như cung tròn (nên gọi là cung trượt). Khi phân tích ổn định mái dốc, coi mặt trượt là cung tròn và giả thiết khối trượt là vật rắn để xét cân bằng của nó dưới tác dụng của các lực.

Hình 8.7 là mặt cắt một mái dốc đơn giản đồng chất. ADC là cung trượt tâm O bán kính R. Khối trượt ABCD có trọng lượng W trượt xuống và quay quanh tâm O. Mômen gây trượt và chống trượt có thể xác định lần lượt theo công thức:

$$M_{gt} = Wd$$

$$M_{ct} = \tau_o LR$$

Trong đó:

τ_o - cường độ chống cắt tại mặt trượt.

L - độ dài cung trượt ADC.

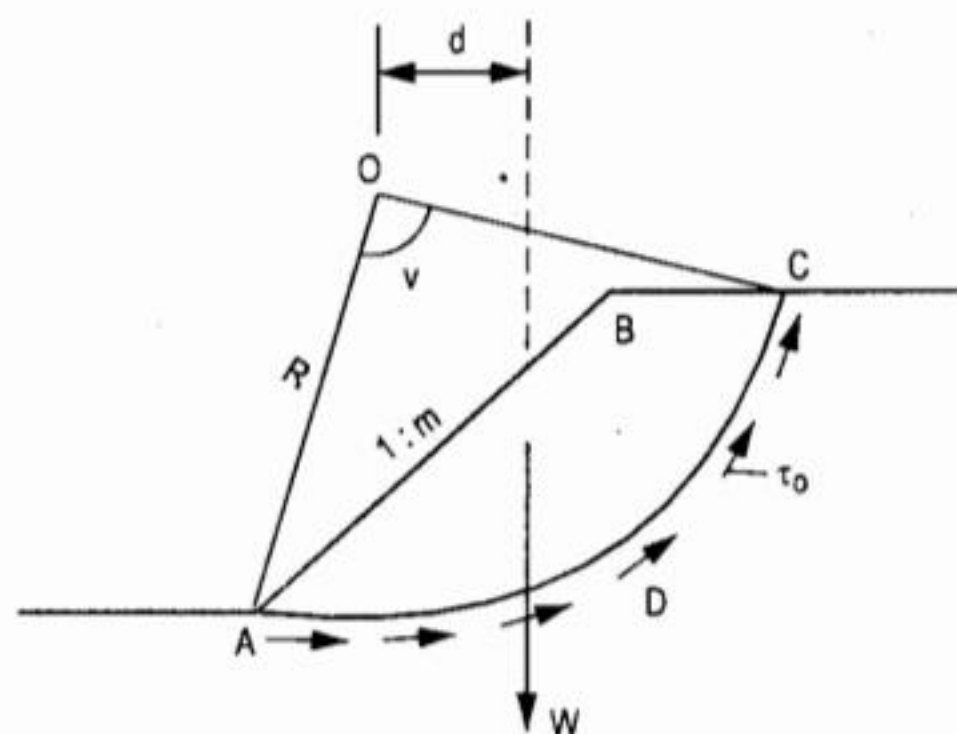
Hệ số ổn định trượt xác định theo công thức:

$$F = \frac{M_{ct}}{M_{gt}} = \frac{\tau_o LR}{Wd} \quad (8.4)$$

Muốn mái dốc ổn định yêu cầu $F > 1$.

Phương pháp phân tích ổn định trên đây do K.E. Petterson người Thụy Điển đề xuất đầu tiên năm 1915, do vậy quen gọi là phương pháp Thụy Điển.

Khi phân tích tính ổn định mái đất, trước hết giả định nhiều cung trượt khác nhau, sau đó tính các hệ số ổn định F tương ứng. Cung trượt ứng với hệ số ổn định bé nhất trong số



Hình 8.7

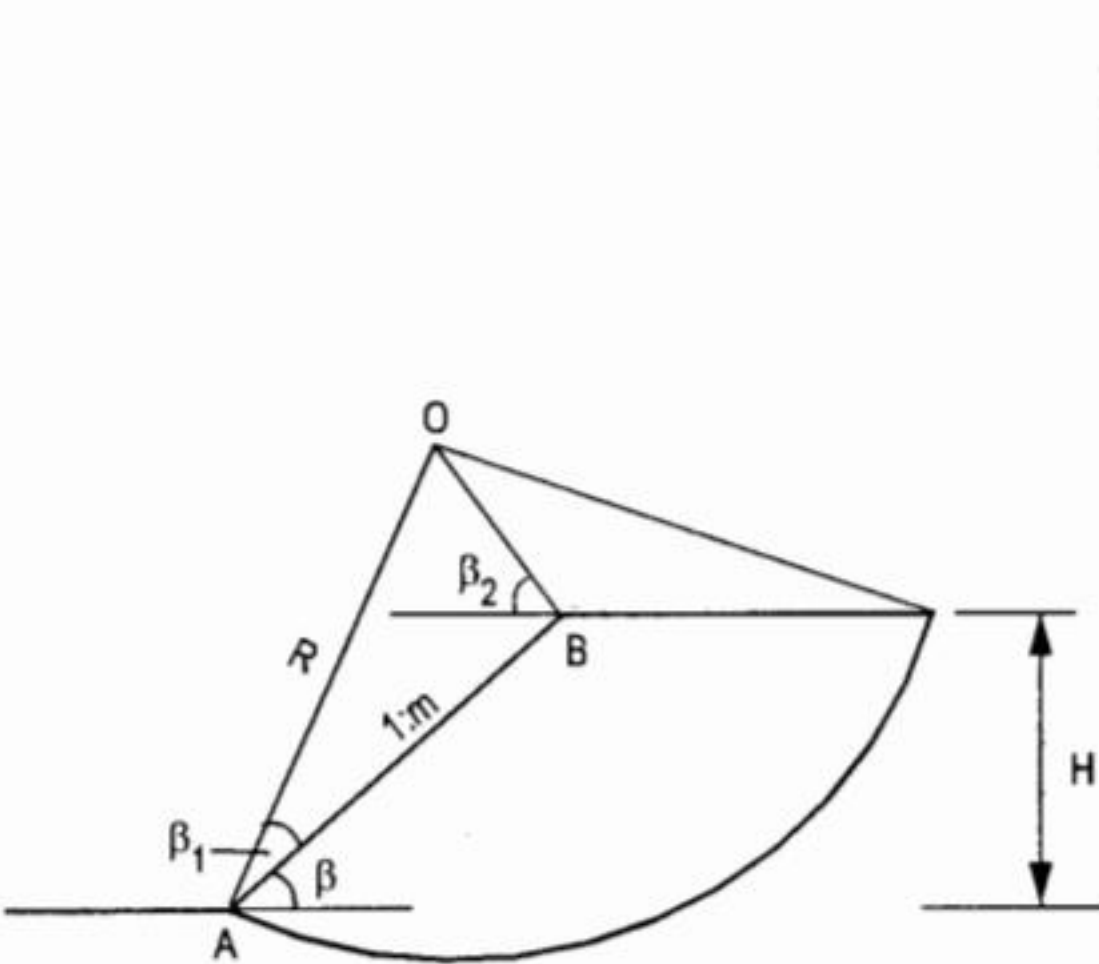
các hệ số tính được nói trên sẽ là cung trượt nguy hiểm nhất. Chỉ khi hệ số ổn định bé nhất ấy lớn hơn hoặc bằng hệ số an toàn ổn định [F] nêu trong quy phạm thì mái dốc ấy mới được đánh giá là ổn định.

Để giảm nhẹ khối lượng tính toán, năm 1927 W.Fellenius đã đề nghị: với mái dốc đất dính lý tưởng ($\varphi = 0$) đồng chất, cung trượt nguy hiểm nhất sẽ đi qua chân dốc và vị trí tâm trượt trùng với giao điểm của AO và BO (hình 8.8). Trong đó β_1, β_2 có quan hệ với góc dốc β (hoặc $\text{tg}\beta$) cho ở bảng 8.1.

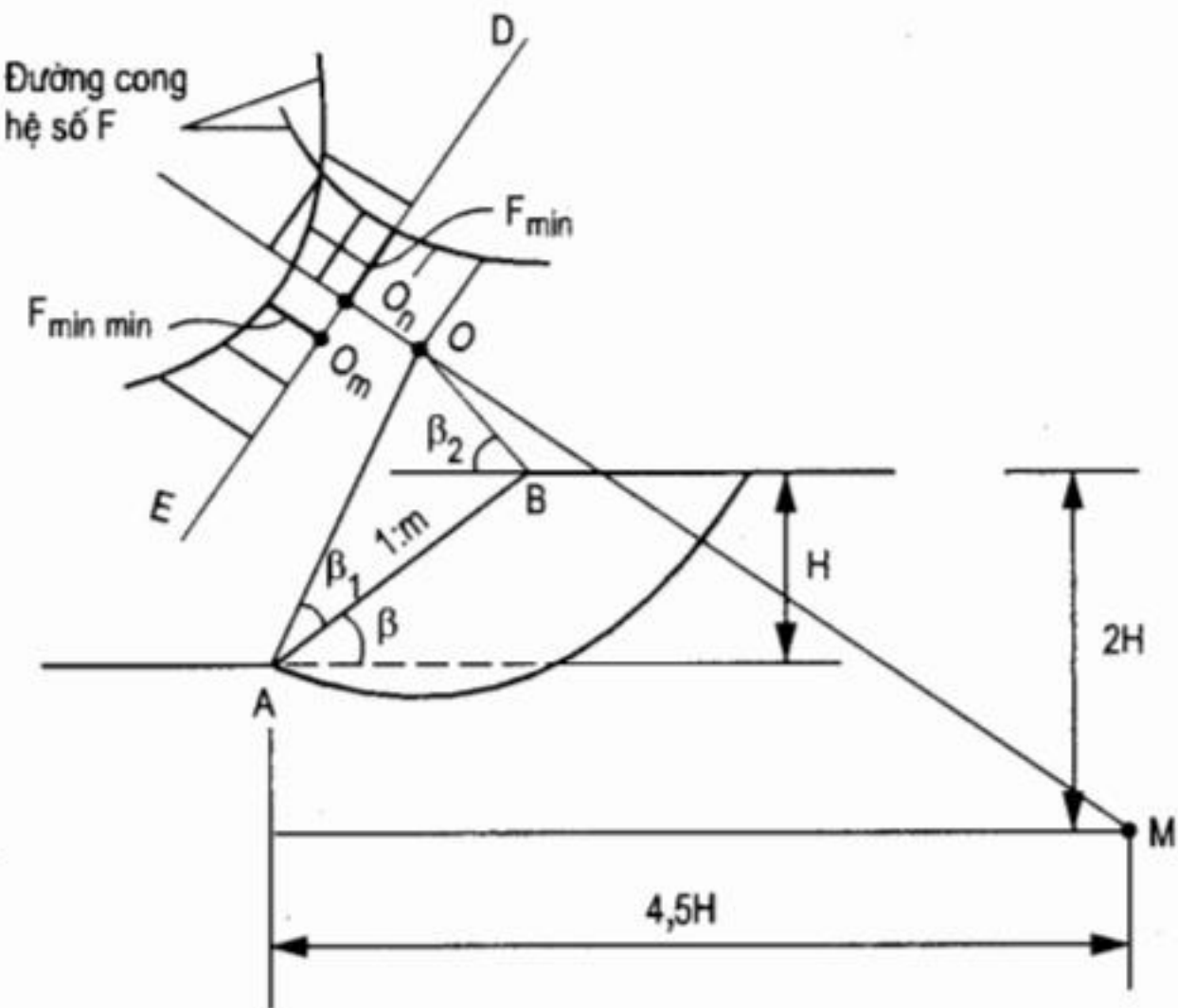
Bảng 8.1. Góc β_1, β_2

$\beta(^{\circ})$	1: m ($\text{tg}\beta$)	$\beta_1(^{\circ})$	$\beta_2(^{\circ})$
60°	1: 0,58	29	40
45°	1 : 1	28	37
33°41'	1 : 1,5	26	35
26°34'	1 : 2	25	35
18°26'	1 : 3	25	35
11°19'	1 : 5	25	37

Khi $\varphi \neq 0$, W.Fellenius đề nghị vị trí tâm cung trượt nằm trên đường MO ở đoạn phía trên (hình 8.9). Trong đó vị trí điểm M ở độ sâu cách đỉnh mái dốc 2H và cách chân dốc theo phương ngang một khoảng 4,5H. Vị trí tâm O phụ thuộc góc dốc β và các góc β_1, β_2 có thể căn cứ bảng 8.1 để xác định.



Hình 8.8



Hình 8.9

Tính toán chi tiết tiến hành như sau:

Trên đường MO kéo dài, chọn các điểm $O_1, O_2, O_3, \dots$ làm tâm vẽ các cung trượt đi qua chân dốc và dùng công thức (8.4) để tính các hệ số ổn định $F_1, F_2, F_3, \dots$ tương ứng. Sau khi vẽ đường cong hệ số F sẽ tìm được hệ số ổn định bé nhất ký hiệu là $F_{\min}$ ứng với tâm trượt O_n (hình 8.9).

Tiếp tục kẻ ED đi qua O_n và vuông góc với đường thẳng OM. Về hai phía điểm O_n chọn các điểm $O_6, O_7, O_8, \dots$ trên ED làm tâm vẽ các cung trượt qua chân dốc và tính các hệ số ổn định tương ứng $F_6, F_7, F_8, \dots$ theo công thức (8.4). Tiếp đó vẽ đường cong hệ số F và tìm hệ số ổn định bé nhất một lần nữa, ký hiệu là $F_{\min \min}$ ứng với tâm trượt O_m . O_m được coi là tâm trượt nguy hiểm nhất. Nếu $F_{\min \min} \geq [F]$ thì mái dốc được coi là ổn định.

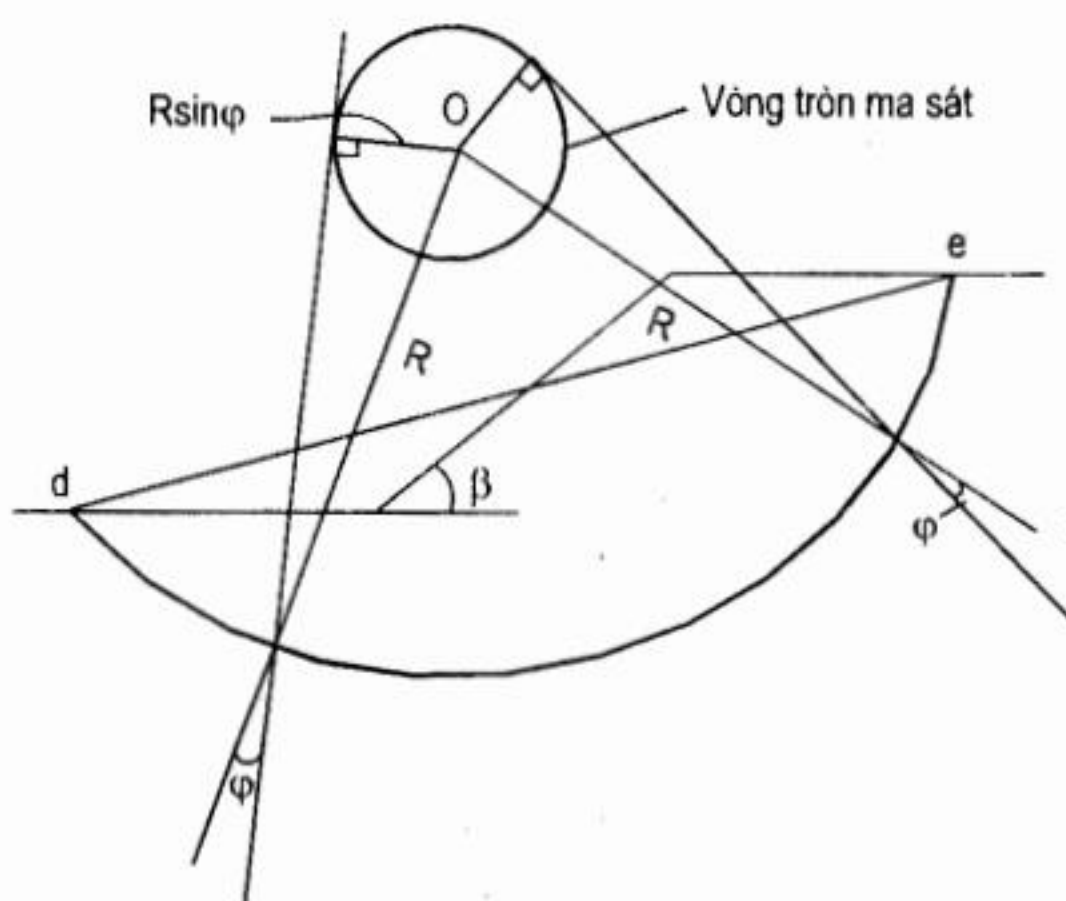
II. Phân tích ổn định mái dốc theo phương pháp vòng ma sát

1. Phương pháp vòng ma sát

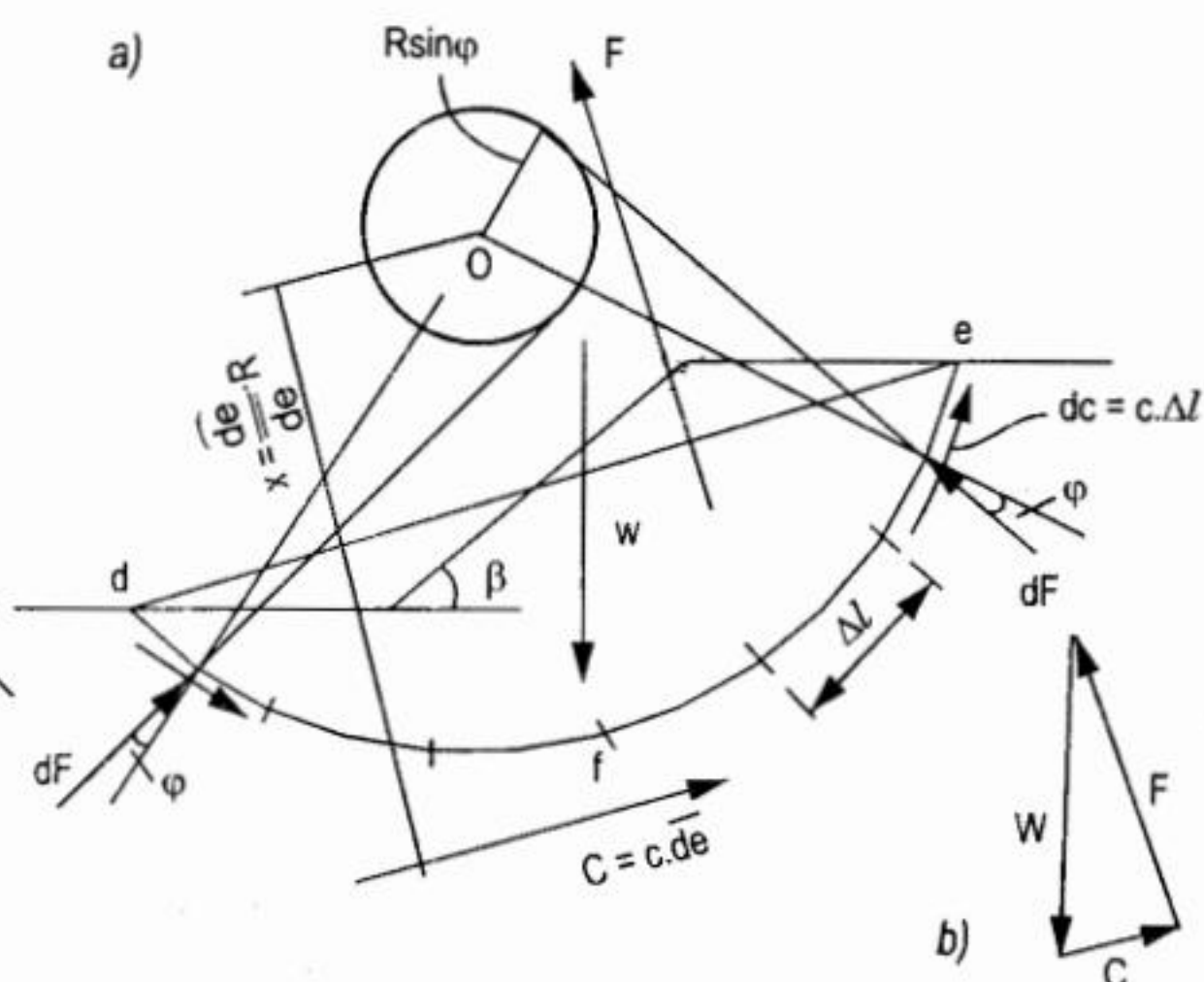
Năm 1948, W.Taylor đề xuất phương pháp xét ổn định mái dốc bằng phương pháp vòng ma sát.

Hình 8.10 biểu thị một mái dốc đơn giản đồng chất, mặt trượt là cung tròn tâm O bán kính R.

Vòng ma sát được tạo dựng bằng cách lấy O làm tâm vẽ một vòng tròn nhỏ bán kính $R \sin \varphi$, vòng tròn này gọi là vòng ma sát hay gọi là vòng tròn φ . Đặc tính của vòng ma sát là mọi đường tiếp tuyến của nó đều cắt cung trượt và làm với bán kính của cung trượt một góc φ (hình 8.10).



Hình 8.10



Hình 8.11

Nguyên lý cơ bản của phương pháp vòng ma sát là xét sự cân bằng lực tác dụng lên khối trượt gồm có trọng lượng W của khối trượt nằm phía trên cung trượt $\widehat{de}$ và các phản lực của khối đất nguyên nằm dưới $\widehat{de}$. Phản lực ấy bao gồm lực ma sát và lực dính của đất.

Trên độ dài phân tố Δl của cung trượt $\widehat{de}$ (hình 8.11) có các phản lực:

- dF - phản lực làm với pháp tuyến của mặt trượt một góc φ , phương tác dụng của lực này trùng với tiếp tuyến của vòng ma sát.

- dc - lực dính, tiếp tuyến với mặt trượt de .

Rõ ràng phương của hợp lực F sẽ không tiếp xúc với vòng ma sát như dF mà đi qua phía ngoài vòng ma sát (hình 8.11). Nếu giả thiết lực F tiếp xúc thì kết quả sẽ sai số nhưng thiên về an toàn. Muốn nhận được kết quả chính xác cần phải hiệu chỉnh.

Có thể tìm được một hợp lực dính C tương đương tác dụng theo phương song song với dây cung $\overline{de}$ cách tâm trượt O một khoảng x (hình 8.11) gây ra mômen chống trượt có trị số bằng mômen chống trượt do tổng lực dính trên cung $\widehat{de}$ gây ra đối với O , tức là:

$$c \cdot \widehat{de} \cdot R = C \cdot x$$

Trong đó: $C = c \cdot \overline{de}$

Từ đó rút ra: $x = \frac{\overline{de}}{\widehat{de}} \cdot R$

Trong đó:

$\widehat{de}$ - độ dài cung trượt.

$\overline{de}$ - độ dài dây cung.

c - lực dính đơn vị của đất.

C - tổng lực dính trên phương song song với dây cung $\overline{de}$

x - cánh tay đòn của tổng lực dính C đối với tâm O .

R - bán kính cung trượt.

Để khối trượt dfe cân bằng, các lực W , F , C phải giao nhau tại một điểm, tức là tam giác lực phải khép kín (hình 8.11b). Từ tam giác lực sẽ xác định được lực dính C . Chia C cho độ dài $\overline{de}$ sẽ nhận được lực dính đơn vị c . Nếu lực dính c vừa tìm được bé hơn lực dính c nhận được từ kết quả thí nghiệm cắt thì mái dốc được coi là ổn định. Ngược lại, nếu lực dính c vừa tìm lớn hơn lực dính c nhận được từ kết quả thí nghiệm cắt thì mái dốc được coi là không ổn định và bị trượt.

Khi phân tích ổn định cần giả thiết nhiều mặt trượt khác nhau và tính lực dính c theo cách vừa nêu cho mỗi mặt trượt. Mặt trượt nào cho lực dính c lớn nhất sẽ là mặt trượt nguy hiểm nhất. Nếu lực dính c lớn nhất ấy bé hơn hoặc bằng lực dính c nhận từ kết quả thí nghiệm cắt thì mái dốc được coi là ổn định, nếu lớn hơn thì không ổn định.

2. Biểu đồ Taylor

Dựa vào nguyên lý cơ bản phân tích ổn định mái dốc bằng phương pháp vòng ma sát, Taylor tiến hành tính toán chi tiết và lập biểu đồ tra cứu gọi là biểu đồ Taylor.

Dễ nhận thấy rằng, sự ổn định của mái dốc phụ thuộc γ , φ , c , β và H của mái dốc. Đó là 5 thông số mô tả một mái dốc đất dính đồng chất. Taylor lập quan hệ giữa các thông số đó với nhau làm thành biểu đồ tra cứu.

Để đơn giản, Taylor lập một quan hệ giữa 3 thông số c , γ và H thành số N :

$$N = \frac{\gamma H}{c}$$

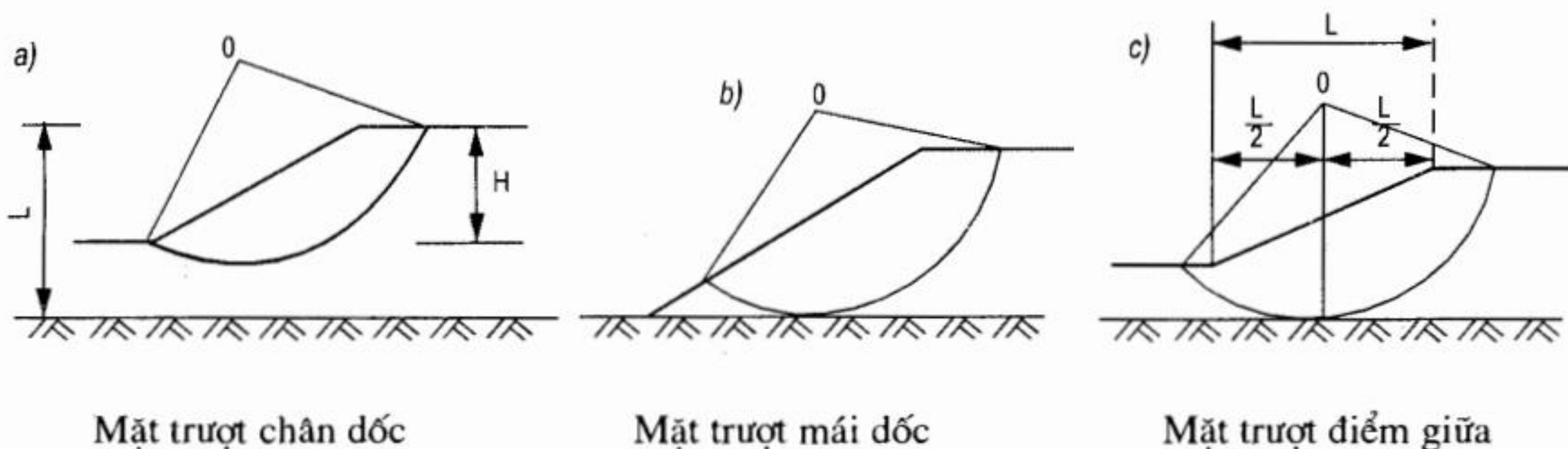
Trong đó: N - “số ổn định” là một số không thứ nguyên.

và lập biểu đồ quan hệ $N \sim \beta$ đối với các góc ma sát trong φ khác nhau.

Khi phân tích ổn định mái dốc thường gặp tầng cứng (tầng đá hoặc tầng đất rắn chắc) tồn tại trong nền (hình 8.12) ở một độ sâu nào đó. Dĩ nhiên mặt trượt không thể xuyên qua tầng cứng, và tầng cứng sẽ gây ảnh hưởng đến vị trí mặt trượt của mái dốc.

Tuỳ độ sâu của tầng cứng, vị trí mặt trượt có thể xảy ra 3 trường hợp sau:

- Mặt trượt đi qua chân mái dốc, gọi là mặt trượt chân dốc (hình 8.12a).
- Mặt trượt cắt qua mặt mái dốc gọi là mặt trượt mái dốc (hình 8.12b).
- Mặt trượt đi qua đáy dốc (đi qua phía ngoài chân dốc) và tiếp xúc với mặt đỉnh tầng cứng. Tâm mặt trượt nằm trên đường thẳng đứng đi qua điểm giữa mặt mái dốc, gọi là mặt trượt điểm giữa (hình 8.12c).



Hình 8.12

Kết quả tính toán chi tiết cho thấy với $\varphi = 0$ hoặc $\varphi \approx 0$ và $\varphi > 3^\circ$, nếu $\beta > 53^\circ$ thì mặt trượt nguy hiểm nhất sẽ là mặt trượt chân dốc, còn $\beta < 53^\circ$ với n_d bất kỳ thì mặt trượt nguy hiểm nhất có thể là một trong 3 dạng trên. Khi $n_d > 4$ đều xảy ra mặt trượt điểm giữa. Trong đó $n_d = \frac{L}{H}$, H là chiều cao mái dốc, L là khoảng cách từ đỉnh mái dốc đến đỉnh tầng cứng.

Từ biểu đồ hình 8.13 và 8.14 có thể xác định được độ cao giới hạn H của mái dốc khi biết γ , φ , c , β hoặc xác định được góc dốc β khi biết γ , φ , c , H . Trong thiết kế khi xác định chiều cao H hay góc dốc β nhất thiết phải xét hệ số an toàn.

Phương pháp biểu đồ Taylor khá đơn giản, nói chung được sử dụng rộng rãi để tính toán mái dốc đê đập đồng chất với chiều cao $\leq 10\text{m}$. Phương pháp này cũng có thể dùng để tính toán sơ bộ mái dốc phức tạp hơn.

Bài tập mẫu 8.1

Một mái dốc đơn giản $\varphi = 15^\circ$, $c = 15,5 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 17,66 \text{ kN/m}^3$.

a) Nếu $H = 5\text{m}$, hãy xác định góc dốc β và dạng mặt trượt với hệ số an toàn $K = 1,5$.

b) Nếu $\beta = 60^\circ$, hãy xác định H giới hạn với hệ số an toàn $K = 2,0$.

Bài giải

a) Tính "số ổn định" N :

$$N = \frac{\gamma H}{c} = \frac{17,66 \cdot 5,0}{15,5} = 5,7$$

Từ biểu đồ hình 8.13 với $\varphi = 15^\circ$, $N = 5,7$ tra được $\beta = 83^\circ$ và biết được dạng mặt trượt nguy hiểm nhất thuộc dạng mặt trượt chân mái dốc.

Mái dốc ứng với hệ số an toàn $K = 1,5$ sẽ là:

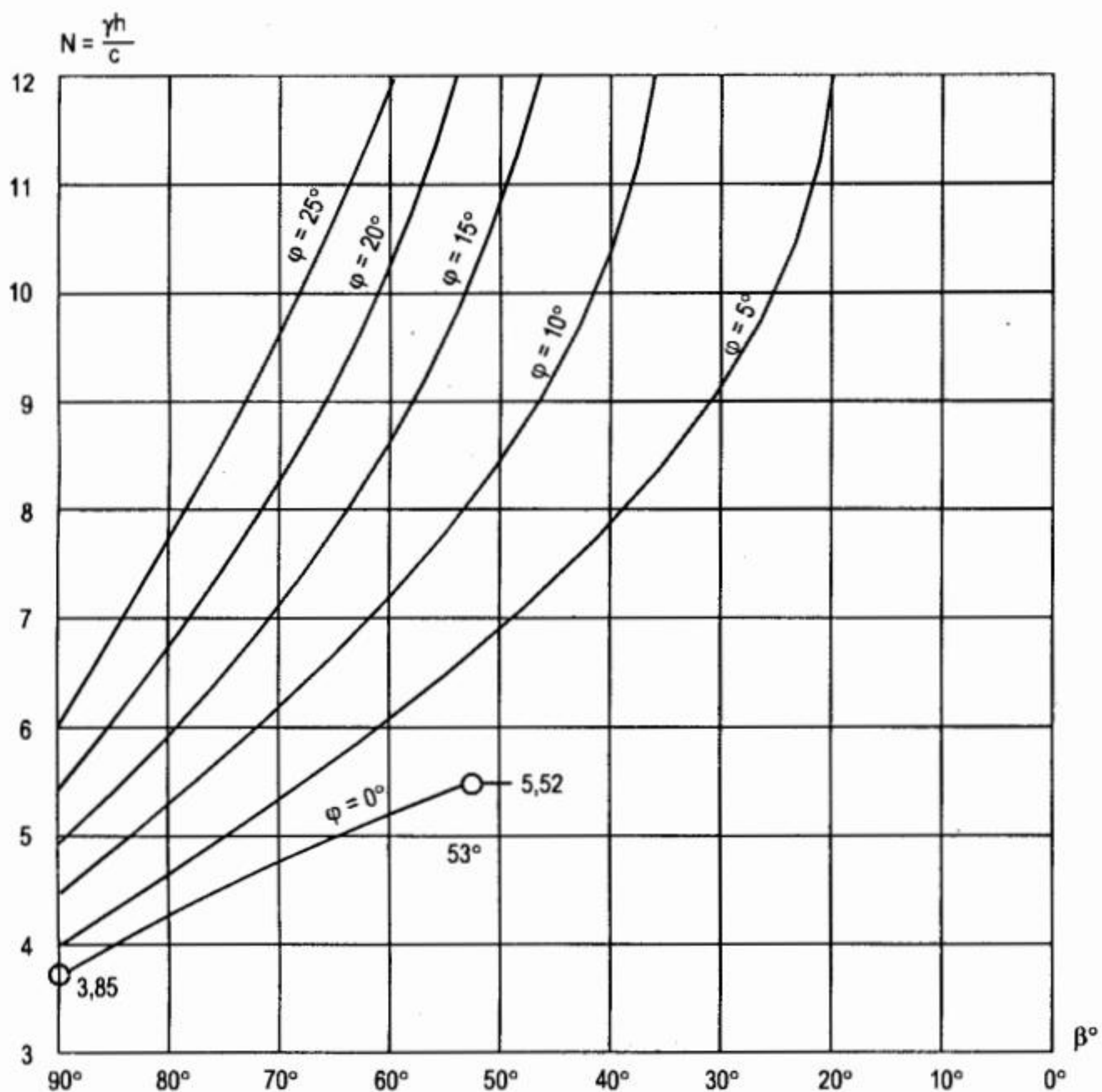
$$\beta_{at} = \frac{\beta}{K} = \frac{83^\circ}{1,5} = 55^\circ 20'$$

b) Từ biểu đồ hình 8.13 với $\beta = 60^\circ$ và $\varphi = 15^\circ$ tra được $N = 8,6$.

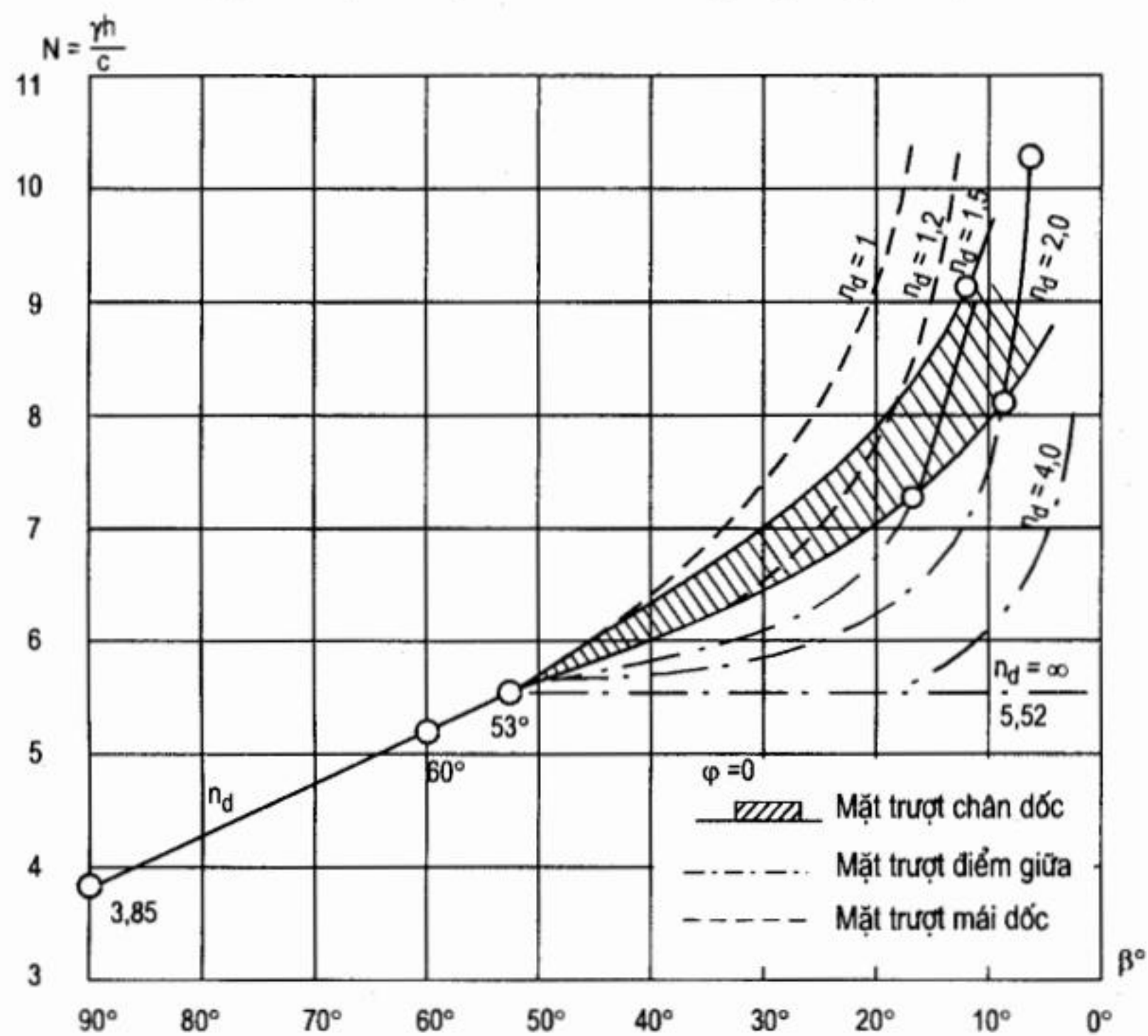
$$H = \frac{N \cdot c}{\gamma} = \frac{8,6 \cdot 15,5}{17,66} = 7,548\text{m}.$$

Độ cao đảm bảo an toàn với hệ số an toàn $K = 2,0$ sẽ là:

$$H_{at} = \frac{H}{K} = \frac{7,548}{2} = 3,774\text{m}.$$



Hình 8.13. Quan hệ $N \sim \beta$ đối với trường hợp mặt trượt chân dốc

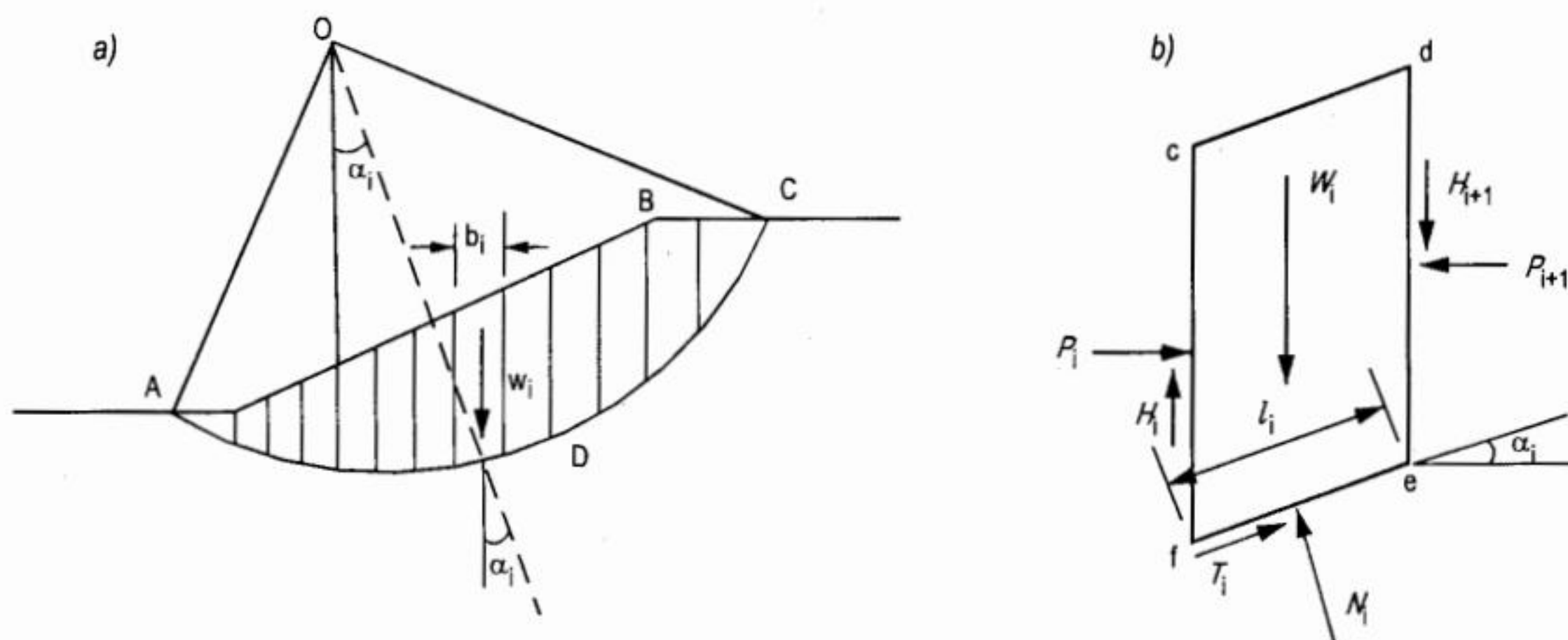


Hình 8.14. Quan hệ $N \sim \beta$

§8.4. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI DỐC BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHÂN THỎI

Với mái dốc có hình dáng phức tạp, nhất là trường hợp mái dốc không đồng chất, mái dốc do nhiều lớp đất tạo thành thì việc tính trọng lượng và xác định trọng tâm của khối trượt sẽ rất khó khăn. Mặt khác trong trường hợp này do áp lực pháp tuyến và cường độ chống cắt phân bố không đồng đều trên mặt trượt càng làm cho việc phân tích ổn định mái dốc theo phương pháp cung trượt trụ tròn đơn giản trở nên khó khăn.

Để khắc phục tồn tại nói trên khi phân tích ổn định mái dốc, thường chia khối trượt thành nhiều thỏi thẳng đứng (hình 8.15), tiếp đó tính mômen chống trượt và gây trượt đối với tâm trượt O của mỗi thỏi rồi tổng hợp lại để tính hệ số ổn định F theo công thức (8.4).



Hình 8.15

Hình 8.15a là sơ đồ phân thỏi khối trượt ABCD và hình 8.15b là sơ đồ lực tác dụng lên thỏi thứ i. Trong đó:

P_i, P_{i+1} - lực đẩy ở hai mặt bên của thỏi thứ i.

H_i, H_{i+1} - lực ma sát trên hai mặt bên của thỏi thứ i.

N_i - phản lực pháp tuyến lên đáy ef của thỏi thứ i.

T_i - phản lực tiếp tuyến ở đáy ef của thỏi thứ i.

Muốn xác định N_i thì cần phải biết giá trị và vị trí tác dụng của các thành phần P_i, P_{i+1}, H_i và H_{i+1} , đây là một vấn đề khó. Để xác định N_i cần giả thiết giá trị và điểm đặt của các lực đó.

I. Phương pháp Terzaghi (1936)

Để đơn giản tính toán, Terzaghi giả thiết hợp lực của P_i, H_i và hợp lực của P_{i+1}, H_{i+1} có giá trị bằng nhau, tác dụng trên cùng phương và ngược chiều. Có nghĩa là chỉ có các lực W_i, N_i , và T_i tác dụng lên thỏi đất thứ i:

$$N_i = W_i \cos \alpha_i; \quad T_i = W_i \sin \alpha_i$$

Tổng mômen gây trượt đối với tâm cung trượt O:

$$\sum T_i R = \sum (W_i \sin \alpha_i) R$$

Tổng mômen chống trượt đối với tâm cung trượt O:

$$\sum \tau_{fi} l_i R = \sum (N_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i) R$$

Trong đó:

τ_{fi} - cường độ chống cắt của đất tại đáy ef của thỏi thứ i.

c_i - lực dính đơn vị tại đáy ef của thỏi thứ i.

φ_i - góc ma sát trong của đất tại đáy ef của thỏi thứ i.

Hệ số ổn định của khối trượt được xác định theo công thức (8.4):

$$F = \frac{M_{\text{oct}}}{M_{\text{ogt}}} = \frac{\sum (N_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i) R}{\sum (W_i \sin \alpha_i) R}$$

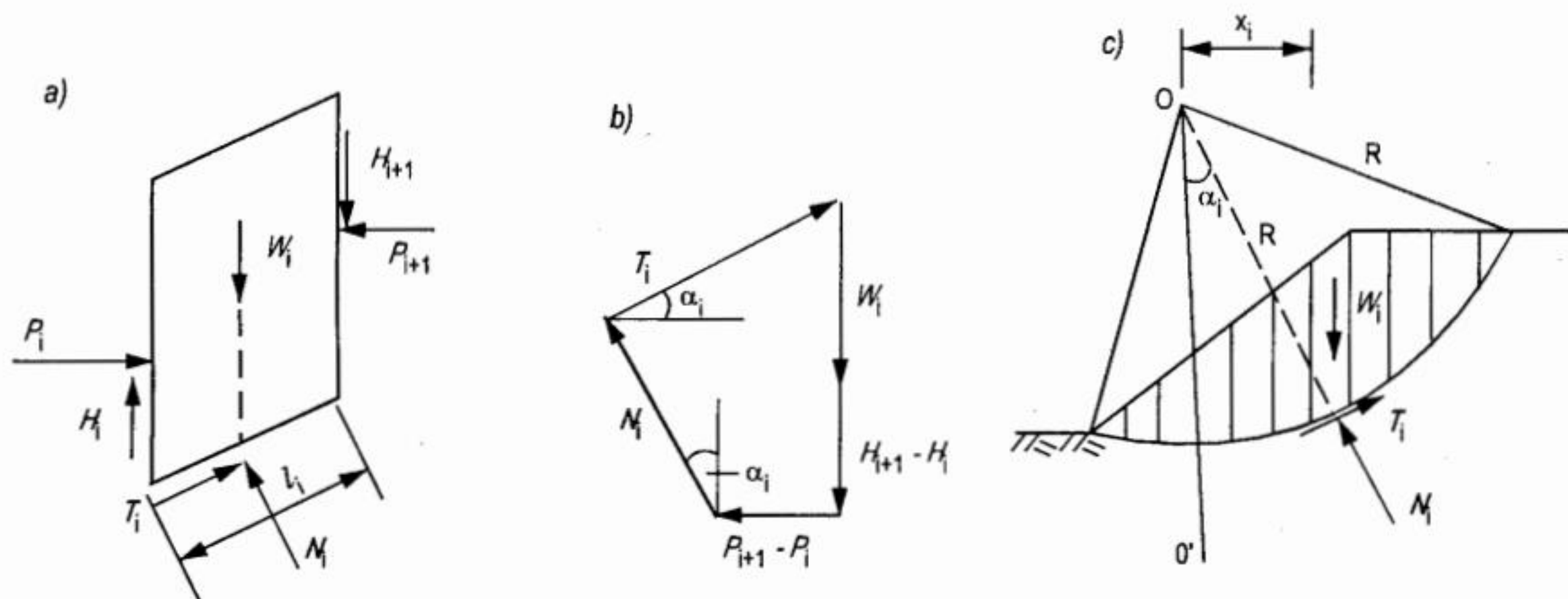
hoặc

$$F = \frac{\sum (c_i l_i + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (8.5)$$

Đây là công thức Terzaghi đề xuất năm 1936 được sử dụng rộng rãi. Kinh nghiệm tính toán cho thấy với công thức không xét lực bên P_i , P_{i+1} , H_i và H_{i+1} cho hệ số ổn định F thấp (như vậy thiên về an toàn) nhưng không sai quá 15%.

II. Phương pháp Bishop (1955)

Terzaghi không xét các thành phần lực giữa hai thỏi kề nhau đã có nhiều tranh luận trong thực tiễn xây dựng. Nhiều tác giả đã xét các lực đó, tìm cách xác định N_i với điều kiện thoả mãn sự cân bằng tĩnh học. Nhiều tác giả đã đề xuất những phương pháp tính toán khác nhau. Dưới đây trình bày phương pháp của A.W.Bishop (hình 8.16).



Hình 8.16

Khi mái dốc ổn định ($F_s > 1$), cường độ chống cắt trên phạm vi cung trượt của mỗi thỏi chỉ phát huy một phần và bằng:

$$T_i = \frac{c_i l_i}{F_s} + \frac{N_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F_s} \quad (8.6)$$

Chiếu các lực lên phương pháp tuyến của cung trượt (hình 8.16b) ta có:

$$N_i = [W_i + (H_{i+1} - H_i)] \cos \alpha_i - (P_{i+1} - P_i) \sin \alpha_i \quad (8.7)$$

Nếu xét sự cân bằng của toàn khối trượt (hình 8.16c) thì tổng mômen của các lực tác dụng lên các thỏi đối với tâm cung trượt sẽ bằng không, tức là:

$$\sum W_i \cdot x_i - \sum T_i \cdot R = 0$$

Thay (8.6) và (8.7) vào công thức trên và chú ý $x_i = R \sin \alpha_i$ sẽ nhận được:

$$F_s = \frac{\sum \{c_i l_i + [(W_i + H_{i+1} - H_i) \cos \alpha_i - (P_{i+1} - P_i) \sin \alpha_i] \operatorname{tg} \varphi_i\}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (8.8)$$

Trên quan điểm thực dụng, Bishop bỏ qua hiệu số lực ma sát ở hai mặt bên của thỏi đất, tức là coi $H_{i+1} - H_i = 0$. Nếu vậy công thức (8.8) sẽ trở thành:

$$F_s = \frac{\sum \{c_i l_i + [W_i \cos \alpha_i - (P_{i+1} - P_i) \sin \alpha_i] \operatorname{tg} \varphi_i\}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (8.9)$$

Kết quả tính toán F_s từ công thức (8.9) so với lời giải chính xác nhận được từ công thức (8.8) sẽ thiên về an toàn. Lời giải (8.9) gọi là phương pháp Bishop đơn giản.

Để hệ lực cân bằng còn cần thoả mãn 2 điều kiện: Tổng hợp các lực lên phương đứng y và phương ngang x phải bằng 0, tức là:

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum F_x = 0$$

Kết hợp với công thức (8.6) sẽ nhận được:

$$P_{i+1} - P_i = \frac{\frac{1}{F_s} \cdot W_i \cdot \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \frac{c_i l_i}{F_s} - W_i \sin \alpha_i}{\frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F_s} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i} \quad (8.10)$$

Thay (8.10) vào (8.9) sẽ nhận được:

$$F_s = \frac{\sum (c_i l_i \cos \alpha_i + W_i \operatorname{tg} \varphi_i) \frac{1}{\frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F_s} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (8.11)$$

Khi phân tích ổn định mái dốc bằng phương pháp ứng suất hiệu quả, giá trị W_i ở tử số của công thức (8.11) cần tính toán theo ứng suất hiệu quả, tức giá trị W_i cần trừ đi tổng ứng suất trung hoà $u_i b_i$ và dùng các chỉ tiêu cường độ chống cắt hiệu quả c'_i, φ'_i . Như vậy công thức (8.11) sẽ trở thành:

$$F_s = \frac{\sum [c'_i / l_i \cos \alpha_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \varphi'_i] \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi'_i \sin \alpha_i + \cos \alpha_i}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (8.12)$$

Trong đó:

c'_i, φ'_i - chỉ tiêu cường độ chống cắt hiệu quả của đất.

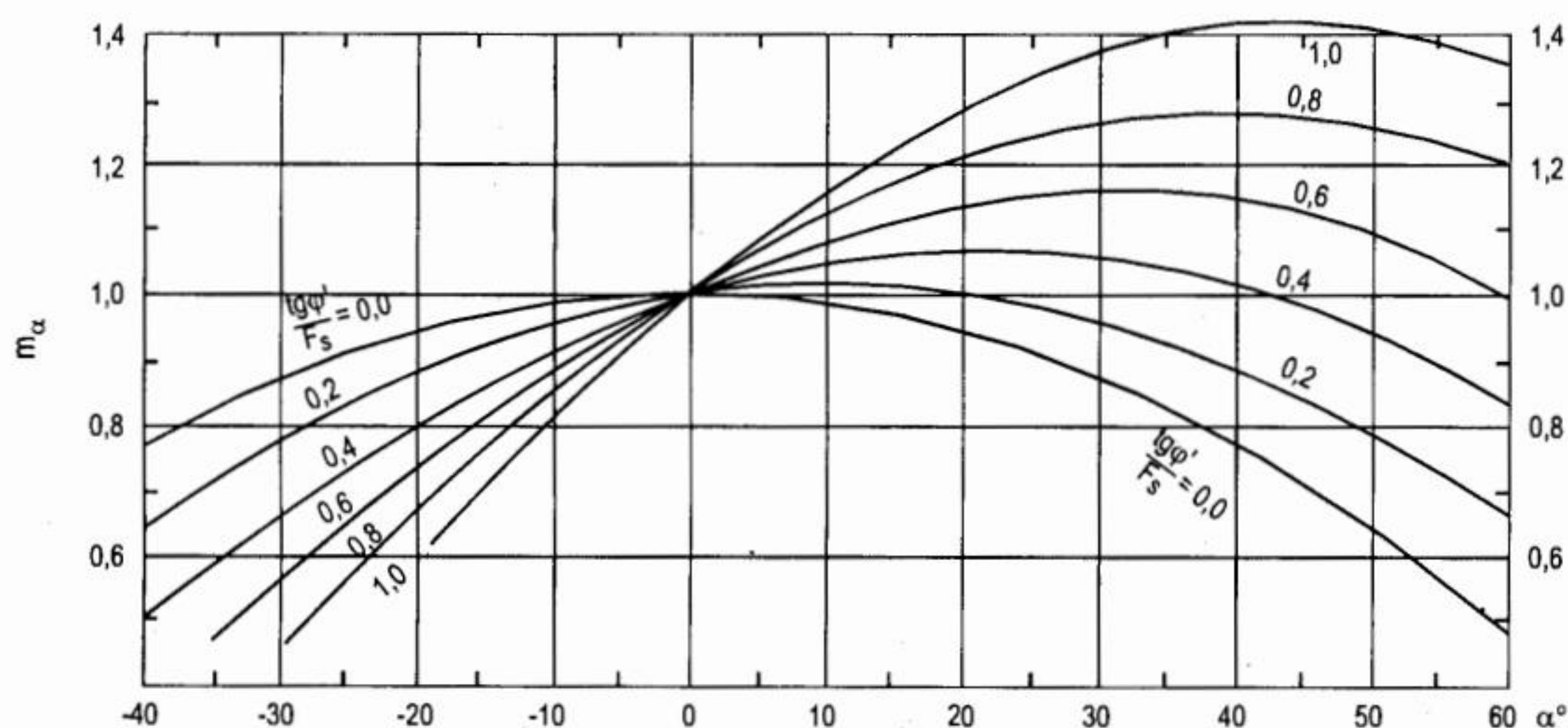
u_i - ứng suất trung hoà tại điểm giữa của độ dài cung trượt l_i của thoi thứ i .

Các ký hiệu khác như trên.

Để tiện tính toán đặt: $m_{\alpha_i} = \cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i \cdot \sin \alpha_i}{F_s}$

Với các trị số α_i, φ', F_s và m_{α_i} khác nhau, lập được đồ thị quan hệ giữa chúng như hình 8.17.

Vì trong m_{α_i} có hệ số F_s , do đó khi tính toán theo công thức (8.12) cần dùng phương pháp tính thử. Nói chung trước hết giả thiết $F_s = 1$ để tính m_{α_i} , thay m_{α_i} vào (8.12) để tính F_s , nếu $F_s > 1$ thì dùng trị số F_s đó để tính lại m_{α_i} và F_s . Tính lặp như vậy 3÷4 lần cho đến khi trị số F_s giả thiết và F_s tính ra xấp xỉ nhau thì thôi.



Hình 8.17. Giá trị m_{α}

Cần chú ý góc α đối với các thỏi ở bên phải trục OO' (hình 8.16c) mang dấu dương (+), còn với các thỏi bên trái trục OO' góc α mang dấu âm (-).

Khi tính toán ổn định mái dốc theo phương pháp Bishop cần lưu ý tới tình huống những thỏi đất có góc α_i âm thì giá trị m_α có thể tiến tới không. Nếu vậy phương pháp Bishop đơn giản sẽ không dùng được, bởi vì $m_\alpha = 0$, biểu thức (8.12) sẽ không xác định.

Một số nhà nghiên cứu còn cho rằng, nếu một thỏi đất nào đó cho $m_\alpha \leq 0,2$ thì F_s tính được sẽ có sai số lớn. Sở dĩ có tình trạng trên vì Bishop đã bỏ qua không xét ảnh hưởng của các lực tiếp tuyến H_i ở các mặt bên của thỏi đất.

Chương 9

CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG

§9.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Trong cơ học đất, nhất là trong những ứng dụng thực hành trực tiếp vào nền móng công trình, các thí nghiệm hiện trường có ích lợi rất lớn. Nếu việc khoan, lấy mẫu đất đem về thí nghiệm trong phòng là nhất thiết phải làm thì cũng nhất thiết phải làm những thí nghiệm đất ở hiện trường. Những số liệu thí nghiệm đất ở hiện trường cho phép so sánh, kiểm tra tính hợp lý, sự đúng đắn của kết quả khoan, lấy mẫu thí nghiệm trong phòng. Trong một số trường hợp, nhất là khi gặp các đất yếu, mẫu đất chắc chắn bị xáo động nhiều, kết quả thí nghiệm trong phòng kém tin cậy thì cần phải dựa vào các số liệu thí nghiệm hiện trường. Mặt khác, việc khoan, lấy mẫu thường tốn kém nên số lượng mũi khoan và số lượng mẫu thường hạn chế không đủ tiêu biểu cho những khu đất rộng, những lớp đất dày. Ngược lại thí nghiệm hiện trường đơn giản, nhanh chóng, rẻ tiền hơn nên có thể làm với mật độ khá dày và thu nhận được một lượng thông tin lớn cho phép hiểu rõ về nền đất hơn.

Nhược điểm của thí nghiệm hiện trường là do tiến hành tại thực địa trong điều kiện tự nhiên nên không thể tạo ra được một trạng thái cơ học đơn giản, rành mạch. Các đại lượng đo được theo thí nghiệm hiện trường thường là những chỉ tiêu mang tính quy ước, chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố, khó đưa trực tiếp vào những sơ đồ tính toán lý thuyết. Nhiều thí nghiệm hiện trường phải được diễn dịch bằng những tương quan thực nghiệm. Tuy vậy, khi có đủ những thực nghiệm và kinh nghiệm thì những kết quả thí nghiệm hiện trường đạt được tính tin cậy.

§9.2. CÁC THÍ NGHIỆM XUYÊN

I. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT

Tên SPT là tên gọi tắt theo tiếng Anh : *Standard Penetration Testing*. Chính từ việc lấy mẫu đất bằng cách đóng ngáp một ống thép vào trong đất mà Terzaghi đã đề xuất thí nghiệm SPT từ những năm 20 của thế kỷ 20. Ngày nay các nước châu Âu ít dùng nhưng các nước Bắc Mỹ vẫn dùng rộng rãi SPT.

1. Nguyên lý thí nghiệm

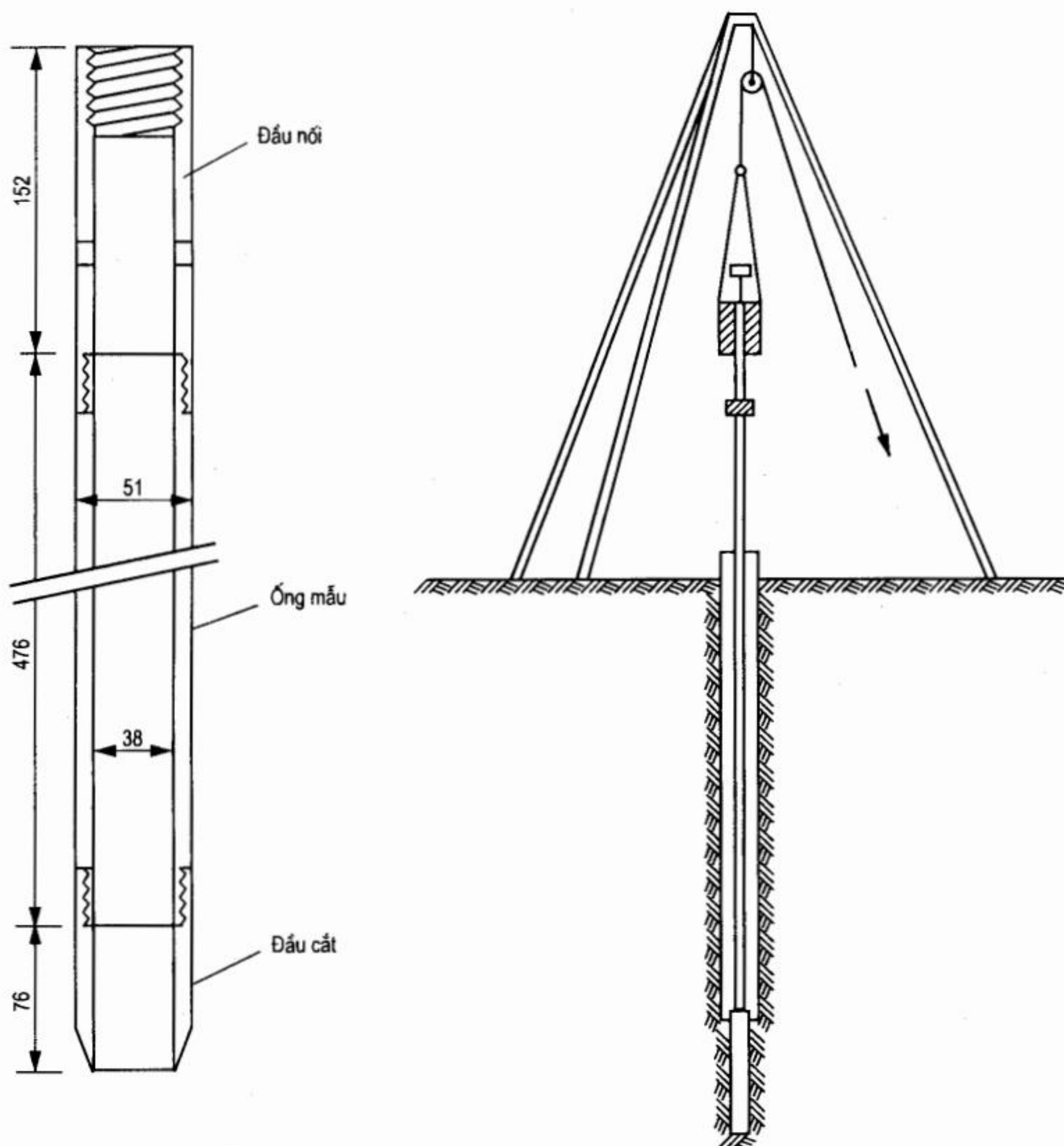
Nguyên lý của thí nghiệm là đóng một ống lấy mẫu đã tiêu chuẩn hoá vào lòng đất, năng lượng đóng (trọng lượng quả tạ và chiều cao rơi) cũng được tiêu chuẩn hoá, đo (đếm) số nhát đập để ống mẫu ngáp vào trong đất một chiều sâu đã được tiêu chuẩn hoá.

2. Thiết bị và cách thức thí nghiệm

Ống lấy mẫu tiêu chuẩn (để thí nghiệm SPT) là ống thép với đường kính $D = 51\text{mm}$ (2"), $d = 38\text{mm}$ (1 1/2") (hình 9.1).

Quả tạ nện có trọng lượng 63,5 kg (140 lbs) cho rơi ở độ cao 76 cm (30").

Trước hết khoan tạo lỗ bằng khoan guồng xoắn hoặc khoan dung dịch cho đến độ sâu thí nghiệm. Tiếp theo lắp ống lấy mẫu vào cần và đưa ống xuống độ sâu dự kiến. Dùng tạ nện nhẹ cho ống mẫu cắm vào đất khoảng 10 cm, xem như bỏ qua không đo. Nện tạ ở độ cao rơi tiêu chuẩn, đếm số nhát đập N_1 để ống mẫu ngập vào đất 15 cm; làm tiếp lần thứ hai, đếm cơ số nhát đập N_2 để ống mẫu ngập vào đất 15 cm tiếp theo. Lấy trị số $N = N_1 + N_2$ là số nhát đập để ống mẫu ngập vào đất 30 cm.



Hình 9.1

3. Diễn dịch kết quả

Diễn dịch kết quả một cách định tính thì thấy đất càng tốt N càng lớn và ngược lại đất càng yếu N càng nhỏ.

Đối với đất cát: Terzaghi và Peck cho kết quả từ N suy ra độ chặt D của cát $\left[D = \frac{(e_{\max} - e)}{(e_{\max} - e_{\min})} \right]$ và góc φ của nó như trong bảng 9.1. Theo các tác giả, suy diễn thực

nghiệm này là khá chính xác. Trong bảng 9.1 cũng cho cả trị số sức kháng mũi xuyên tĩnh q_c .

Cũng từ N suy ra tải trọng giới hạn của nền đất cát. Như đã biết tải trọng giới hạn của nền đất cát, không kể trọng lượng bản thân, tính theo công thức:

$$p'_{gh} = p_{gh} - \gamma h = \frac{\gamma b N_{\gamma}}{2} + \gamma h (N_q - 1)$$

Trong đó:

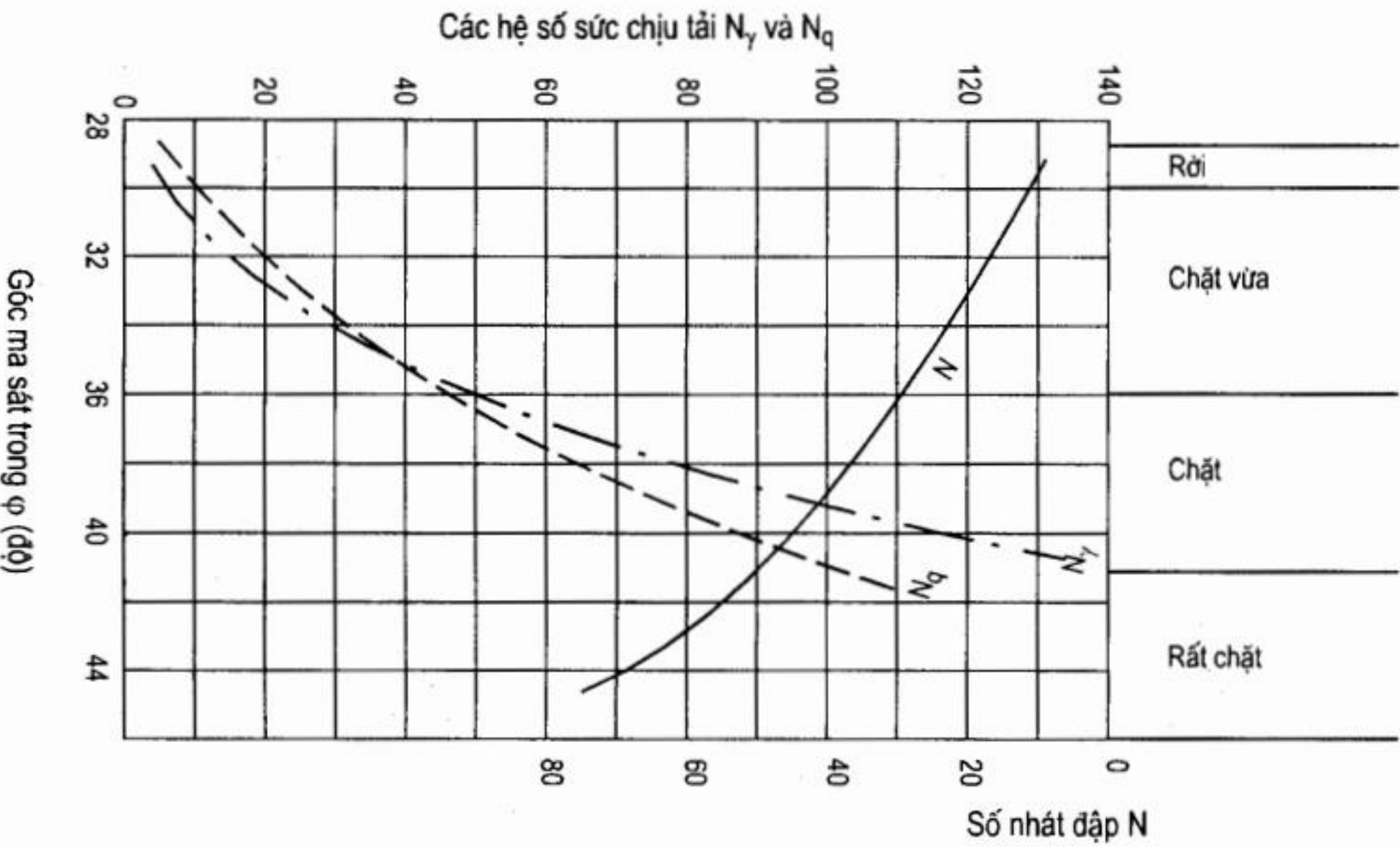
b - bề rộng móng;

h - độ sâu đặt móng

N_{γ} , N_q - các hệ số sức chịu tải phụ thuộc góc ma sát trong φ của đất, tra biểu đồ hình 9.2.

Bảng 9.1. Các đặc trưng của cát được diễn dịch từ thí nghiệm SPT

Trị số N theo SPT	Độ chặt D	Trạng thái của cát	Góc φ (độ)	q_c (kG/cm ²)
0 ÷ 4	0,2	Rất rời	30	20
4 ÷ 10	0,2 ÷ 0,4	Rời	30 ÷ 35	20÷40
10 ÷ 30	0,4 ÷ 0,6	Chặt vừa	35 ÷ 40	40÷120
30 ÷ 50	0,6 ÷ 0,8	Chặt	40 ÷ 45	120÷200
50	0,8	Rất chặt	45	200



Hình 9.2

Nếu từ trị số N của thí nghiệm SPT ta suy ra φ thì ta cũng suy ra N_γ , N_q (biểu đồ hình 9.2) và ta tính được tải trọng giới hạn của nền cát theo công thức trên. Tải trọng cho phép sẽ bằng tải trọng giới hạn chia cho hệ số an toàn F , thông thường lấy $F = 2 \div 3$.

Đối với các đất sét, Peck, Hansen, Thornburn cho tương quan giữa thí nghiệm SPT và trạng thái đất như bảng 9.2.

Trong bảng cũng cho tương quan thực nghiệm giữa trị số N và sức kháng nén đơn. Nhưng chính các tác giả nêu ra cũng cho rằng tương quan thực nghiệm trong bảng là không tin cậy lắm. Người ta cũng không dùng thí nghiệm SPT để suy diễn ra những đặc trưng cơ học khác của đất.

Bảng 9.2. Trạng thái của đất và sức kháng nén đơn được diễn dịch từ kết quả thí nghiệm SPT

Số đo N của SPT	Trạng thái của đất	Sức kháng nén đơn (kG/cm^2)
2	Rất mềm	0,26
$2 \div 4$	Mềm	$0,25 \div 0,50$
$4 \div 8$	Ít chặt	$0,50 \div 1,00$
$8 \div 15$	Chặt vừa	$1,00 \div 2,00$
$15 \div 30$	Chặt	$2,00 \div 4,00$
30	Rất chặt	4,00

4. Nhận xét về thí nghiệm SPT

Thí nghiệm SPT dễ làm, thuận tiện vì thực hiện ngay trong lỗ khoan thăm dò, kết hợp lấy mẫu không nguyên dạng dùng mô tả và thí nghiệm phân loại đất, thí nghiệm có thể đạt tới chiều sâu đủ lớn. Trị số N là một thông tin tốt để đối chứng kiểm tra các kết quả thí nghiệm trong phòng. Tuy nhiên, các chuyên gia châu Âu cho rằng những diễn dịch SPT chẳng những không tin cậy đối với đất sét mà ngay đối với cát, thí nghiệm SPT cũng khó thực hiện tốt vì cát trôi vào ống mẫu. Dùng ống xuyên vào các lớp chặt, lớp cứng là rất khó vì vậy, thay cho ống, người ta dùng chùy xuyên với đầu mũi hình côn như thí nghiệm xuyên động trình bày dưới đây.

II. Thí nghiệm xuyên động

1. Nguyên lý thí nghiệm

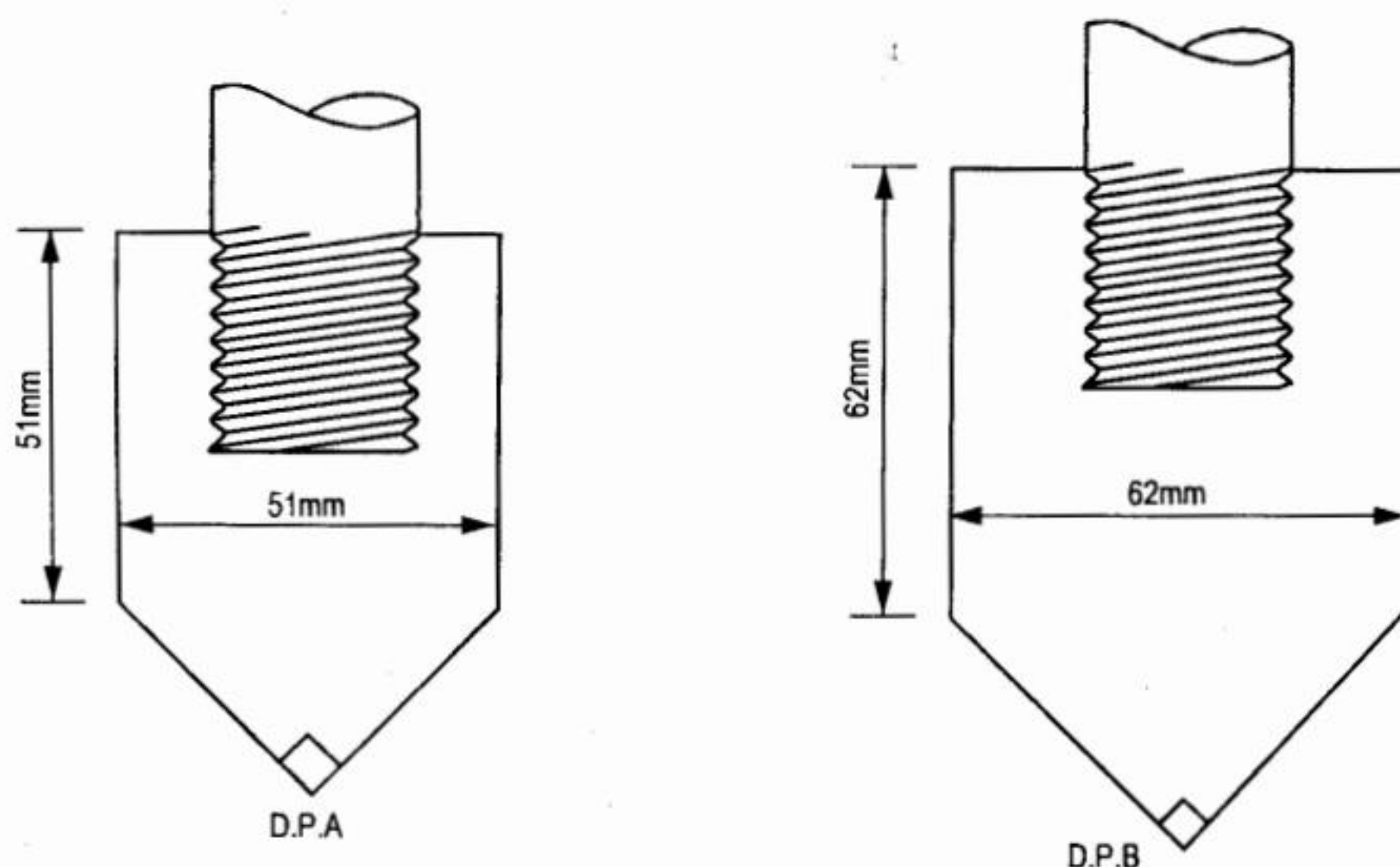
Là thí nghiệm xuyên vào trong đất một chùy xuyên có đầu nhọn hình côn kích thước xác định. Tác động xuyên là búa đập, trọng lượng búa và chiều cao rơi đã tiêu chuẩn hoá. Người ta đo số nhát đập N để chùy xuyên ngấp vào đất 0,20 m; đo lường này thực hiện trên suốt chiều sâu thí nghiệm.

2. Thiết bị và cách thức thí nghiệm

Dùng những chùy xuyên khác nhau, từ nhỏ ($d = 25 \text{ mm}$) đến lớn ($d = 74 \text{ mm}$). Ở châu Âu đã tiêu chuẩn hoá DPA và DPB như trình bày trên hình 9.3. Chùy xuyên được nối vào

cần xuyên là những ống thép đặc hoặc rỗng gồm nhiều đoạn nối với nhau bằng ren, tăng dần chiều dài trong quá trình xuyên. Búa có trọng lượng 63,5 kg nện bằng cách thả rơi tự do từ độ cao 0,75 m.

Khi xuyên, cần xuyên phải thẳng đứng, độ nghiêng không quá 0,02. Nhịp độ búa đập khoảng 30 nhát trong một phút. Tùy theo sức kháng của đất có thể thay đổi độ cao rơi búa, khi đó ghi rõ sự thay đổi trong nhật ký thí nghiệm.



Hình 9.3

3. Trình bày và diễn dịch kết quả thí nghiệm xuyên động

Kết quả thí nghiệm xuyên động thường trình bày trên hai loại đồ thị (hình 9.4).

Hoặc là đồ thị trị số N (số nhát đập ứng với 0,2 m xuyên sâu) theo độ sâu thí nghiệm xuyên.

Hoặc là đồ thị sức kháng động R_d theo độ sâu thí nghiệm xuyên.

Nếu ký hiệu:

Q - trọng lượng búa nện.

q - trọng lượng cần xuyên và các chi tiết đi kèm.

h - chiều cao rơi của búa.

e - độ chối xuyên, là độ xuyên sâu ứng với một nhát đập, theo biểu đồ xuyên $e = 0,20/N$.

A - tiết diện ngang của mũi xuyên.

thì sức kháng động được tính:

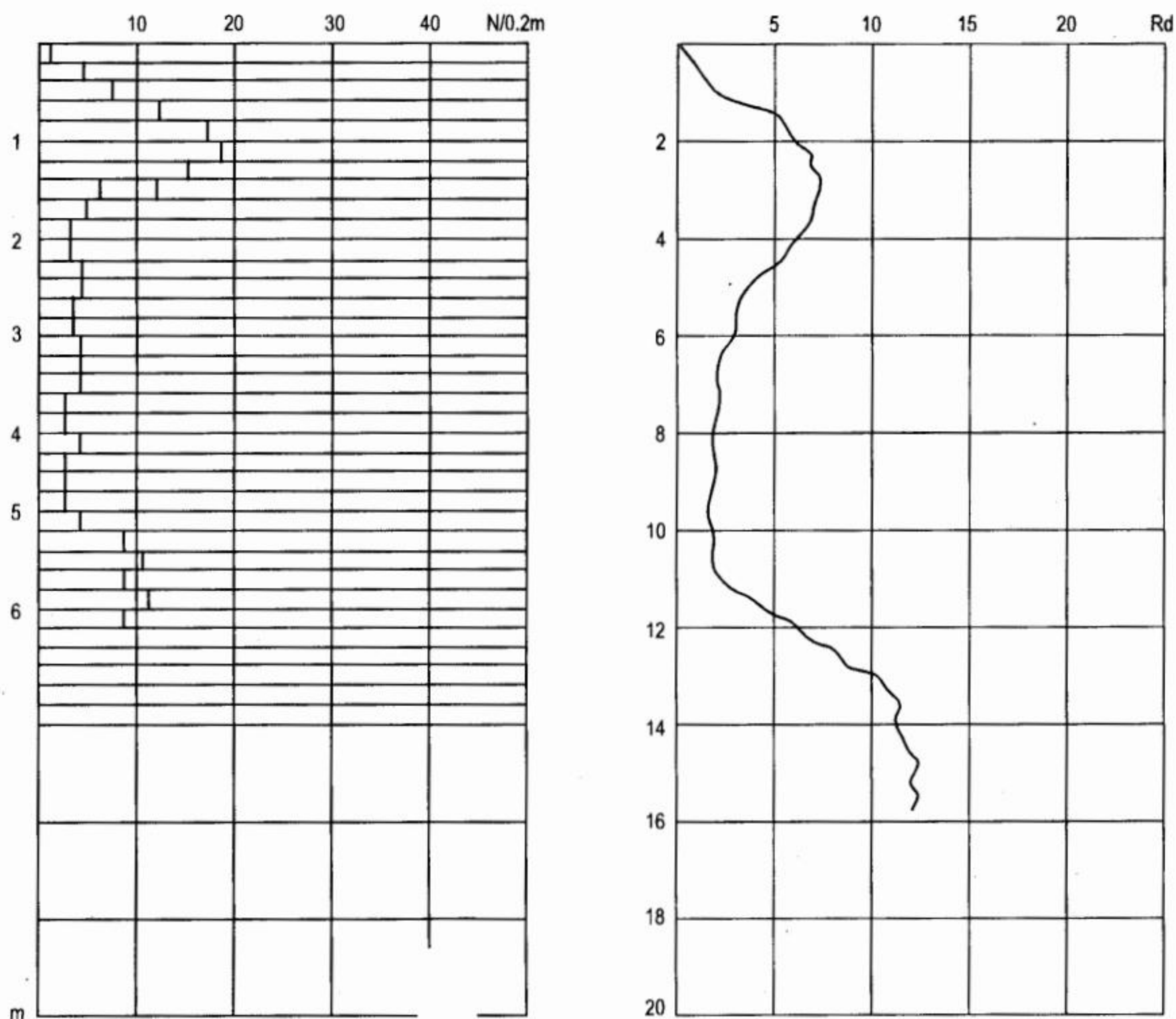
Theo công thức (đóng cọc) của Hà Lan:

$$R_d = \frac{Q^2 h}{e(Q + q)} \times \frac{1}{A}$$

Theo công thức Crandall:

$$R_d = \frac{Q^2 h}{(e + \frac{e}{2})(Q + q)} \times \frac{1}{A}$$

Biểu đồ xuyên động được dùng để bổ sung cho việc xác định ranh giới các lớp đất trong nền. Khi xây dựng móng sâu, thí nghiệm xuyên động cho phép xác định lớp đất chịu tải bên dưới và công thức R_d cho phép dự báo sức chịu tải của cọc.



Hình 9.4

4. Nhận xét thí nghiệm xuyên động

Thí nghiệm rất nhanh chóng và có thể làm được nhiều điểm khảo sát cho khu đất, kết quả thí nghiệm cho biết tình hình chung của khu đất một cách định tính. Tuy nhiên không thể dùng các kết quả thí nghiệm xuyên động để dự tính các tính chất cơ học của đất một cách định lượng.

III. Thí nghiệm xuyên tĩnh

1. Nguyên lý thí nghiệm

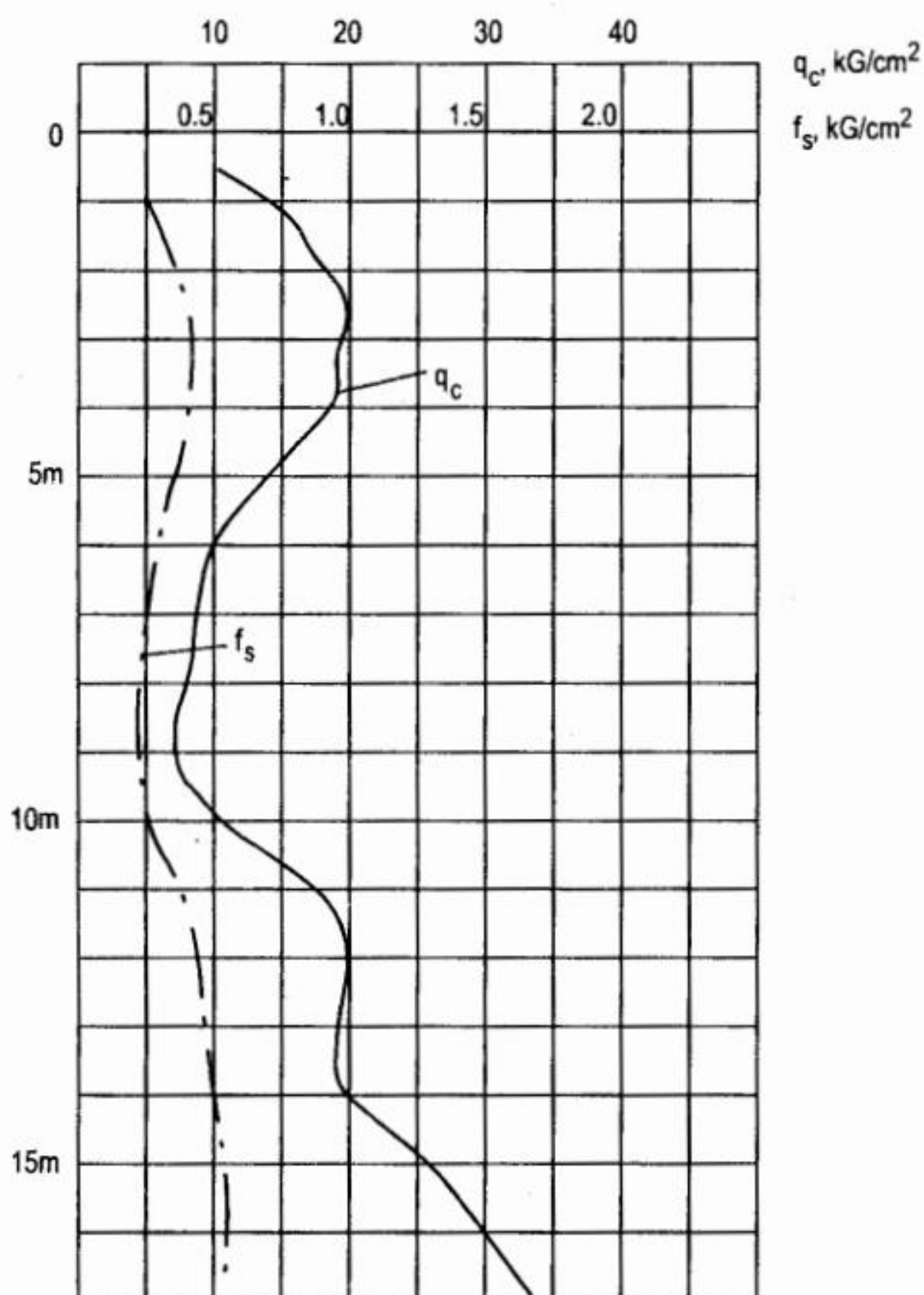
Xuyên vào trong đất một chùy xuyên mũi hình côn, thân hình trụ; lực xuyên là một lực ép tĩnh, tốc độ xuyên không đổi và khá nhỏ. Trong quá trình xuyên tiến hành đo sức kháng của đất ở mũi chùy xuyên, ký hiệu là q_c và sức kháng của đất ở mặt bên chùy xuyên, ký hiệu là f_s .

2. Thiết bị và cách thức thí nghiệm

Những bộ phận chủ yếu của máy xuyên là chùy xuyên, cần xuyên, cơ cấu gia lực và đo lực, giá đỡ và hệ neo.

Chùy xuyên có mũi hình côn góc nhọn ở đỉnh 60° , đường kính 37 mm, tiết diện ngang 10 cm^2 . Bên trên mũi là măng sông để đo sức kháng bên, có cùng đường kính như mũi và tổng diện tích mặt bên khoảng 150 cm^2 . Cần xuyên là những ống rỗng từng đoạn dài $1,0 \div 1,5 \text{ m}$ nối với nhau bằng ren. Cơ cấu gia lực là cơ khí hoặc thủy lực. Chùy xuyên, cần xuyên và cơ cấu gia lực được cấu tạo để có thể đo tách riêng sức kháng ở mũi và ma sát ở mặt bên của măng sông. Giá đỡ và hệ neo làm phản lực (hay đối trọng) cho hệ gia lực. Những máy xuyên nhỏ (lực xuyên 5T) có thể dùng nguồn động lực là quay tay. Để xuyên sâu cần máy khoẻ thì phải dùng nguồn động lực động cơ đốt trong. Những máy xuyên hiện đại có cơ cấu đo là đo lường điện đồng thời tự ghi và vẽ biểu đồ xuyên.

Khi thí nghiệm, đưa máy vào đúng vị trí dự kiến, chỉnh cho máy cân bằng rồi neo máy cho bảo đảm chặt. Nếu cơ cấu máy là đo cơ học thì thường tiến hành đo như sau: xuyên cả hệ chùy và cần một đoạn sâu 0,4m xem như bỏ qua không đo, bắt đầu đo, ấn riêng lõi gắn với mũi



Hình 9.5

đi một đoạn $2 \div 3$ cm, đọc số đọc đo lực kháng mũi, sau đó ấn thanh cân gắn với măng sông đo ma sát, đọc số đọc đo lực kháng bên cho đến khi vỏ và lõi chập vào nhau như ban đầu thì ấn tất cả đi xuống một đoạn khoảng $17 \div 18$ cm rồi lại tiếp tục đo như lần đầu. Như vậy cứ 0,2 m ta có một lần đo.

3. Trình bày và diễn dịch kết quả

Kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh được trình bày trên đồ thị thể hiện giá trị sức kháng mũi q_c và sức kháng mặt bên f_s biến đổi theo độ sâu (hình 9.5).

Công dụng đầu tiên của xuyên tĩnh là dựa vào các lỗ khoan có lấy mẫu thí nghiệm biết rõ loại đất, tên đất kết hợp với biểu đồ xuyên thì có thể vạch ra, với độ tin cậy cao, ranh giới giữa các lớp đất và sự phân bố các lớp đất trong nền.

Sức kháng mũi q_c và sức kháng bên f_s tuy chỉ là những đặc trưng quy ước (không gắn liền với một trạng thái ứng suất biến dạng đơn giản của đất) nhưng kinh nghiệm cho thấy chúng là những đặc trưng tương đối ổn định của đất. Vì vậy người ta có những tương quan thực nghiệm tương đối tin cậy để từ q_c và f_s suy ra những đặc tính cơ học và vật lý của đất sau đây.

- Xác định trạng thái của cát theo thí nghiệm xuyên tĩnh là đáng tin cậy hơn cả vì không lấy được mẫu cát nguyên dạng, trị số ε tự nhiên không biết chắc.

Loại cát		Trị số q_c (kG/cm ²) ứng với trạng thái		
		Chặt	Chặt vừa	Xốp
Cát thô, cát trung (không phụ thuộc độ ẩm)		150	150 ÷ 50	50
Cát nhỏ (không phụ thuộc độ ẩm)		120	120 ÷ 40	40
Cát bụi	a) ít ẩm và ẩm	100	100 ÷ 30	30
	b) no nước	70	70 ÷ 20	20

- Xác định góc ma sát trong φ của cát theo thí nghiệm xuyên tĩnh

q_c (kG/cm ²)		10	20	40	70	120	200	300
φ^0 ở độ sâu	2m	28	30	32	34	36	38	40
	5m và lớn hơn	26	28	30	32	34	36	38

- Xác định lực dính kết không thoát nước c_u của đất sét ($\varphi_u = 0$) theo sức kháng mũi q_c :

$$c_u = q_c/10 \text{ với đầu côn đơn giản (không có áo bọc).}$$

$$c_u = q_c/(15 \div 18) \text{ với đầu côn có áo bọc.}$$

- Sức chịu tải cho phép R_0 (áp lực tính toán quy ước) của nền đất sét có thể xác định theo sức kháng mũi:

q_c (kG/cm ²)	10	20	30	40	50	60
R_o (kG/cm ²)	1,2	2,2	3	4	5	5,8

- Cũng có tương quan thực nghiệm để chọn trị số môđun biến dạng E_0 của đất tùy theo sức kháng mũi q_c , tương quan này có dạng chung là $E_0 = \alpha q_c$. Những kết quả thực nghiệm ở vùng Hà Nội cho trị số α dưới đây:

Loại đất	q_c (kG/cm ²)	Giá trị α
Sét, sét pha chặt cứng	$q_c > 15$	$5 \div 8$
	$q_c < 15$	$3 \div 6$
Sét, sét pha dẻo mềm, dẻo chảy	$q_c > 7$	$4,5 \div 7,5$
Bùn sét	$q_c < 7$	$3 \div 6$
Bùn sét pha	$q_c < 7$	$2 \div 4$
Cát pha	$10 < q_c < 35$	$3 \div 5$
Cát	$q_c > 20$	$1,5 \div 3$

4. Nhận xét về thí nghiệm xuyên tĩnh

Vì những số đo của thí nghiệm xuyên tĩnh ổn định, có sẵn nhiều tương quan thực nghiệm tin cậy nên thí nghiệm xuyên tĩnh được dùng khá rộng rãi. Đặc biệt thí nghiệm xuyên tĩnh dùng dự báo cọc rất tốt. Nhược điểm của thí nghiệm xuyên tĩnh là không dùng được khi có dị vật và trong đất lẫn sỏi sạn (trên 10%) và không vượt qua được lớp cát chặt, sét cứng và không thí nghiệm sâu được.

§9.3. THÍ NGHIỆM NÉN NGANG TRONG LỖ KHOAN

I. Nguyên lý thí nghiệm

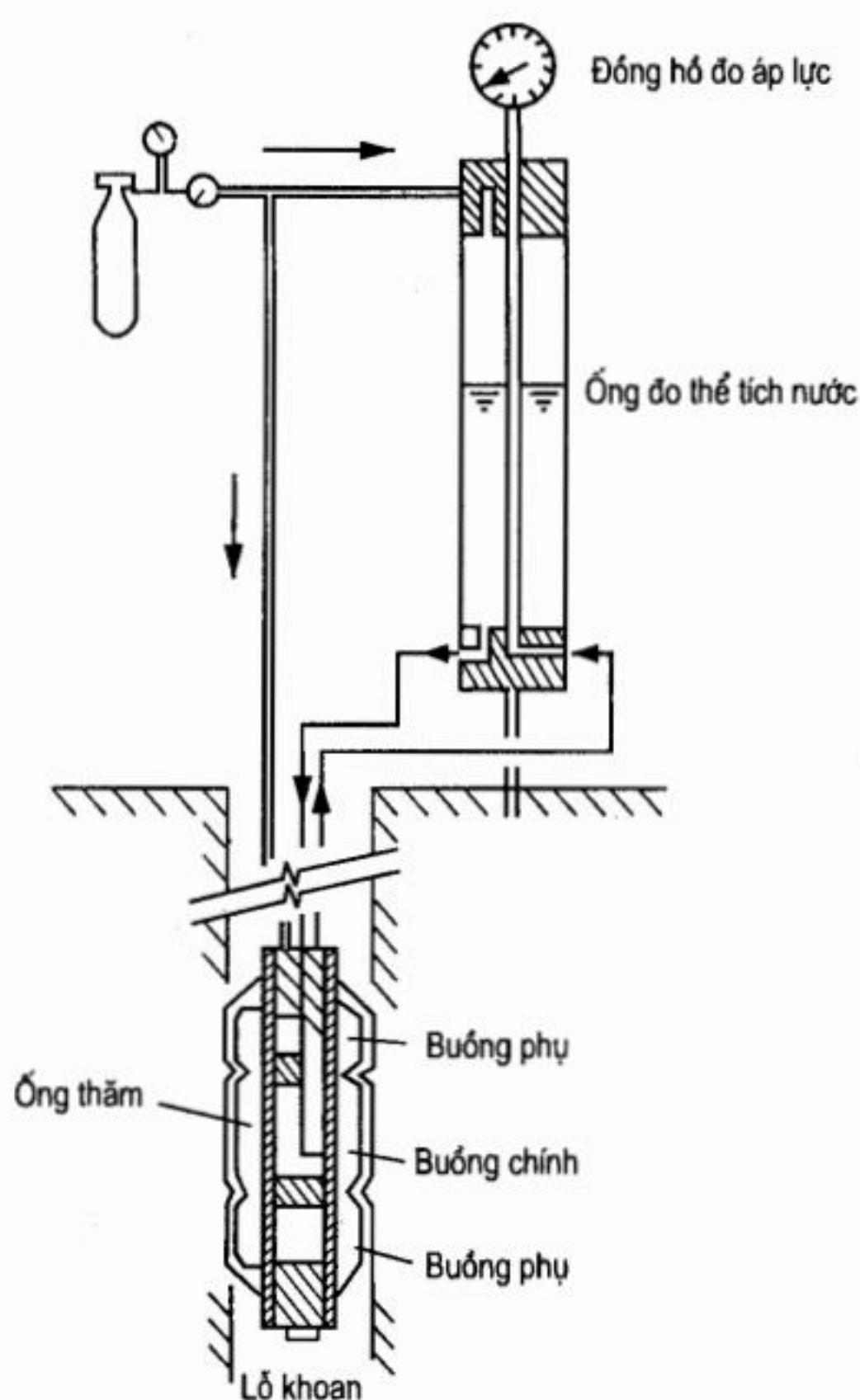
Thực hiện thí nghiệm bằng cách đưa vào trong đất một ống thăm hình trụ giãn nở được (đưa vào theo lỗ khoan tạo trước hoặc dùng cơ chế vừa ấn vừa khoan). Bơm nước hoặc khí vào ống thăm, tiến hành đo áp lực p tác dụng lên đất quanh ống thăm đồng thời đo được thể tích V của nước và khí bơm vào, đó chính là biến dạng của đất quanh ống thăm.

Ý tưởng thí nghiệm nén ngang bằng cách ép đất trên vách lỗ khoan đã có từ lâu nhưng kỹ sư Louis Ménard người Pháp đã cải tiến bằng cách dùng ống thăm có 3 buồng, buồng chính ở giữa và 2 buồng hỗ trợ hai đầu để tạo ra trường ứng suất biến dạng đều hơn. Louis Ménard cũng hoàn chỉnh thiết bị và xây dựng phương pháp diễn dịch kết quả dựa trên rất nhiều thực nghiệm làm cho phương pháp thí nghiệm trở nên thực tế áp dụng được trong xây dựng nền móng.

II. Thiết bị và cách thức thí nghiệm

Thiết bị thí nghiệm nén ngang bao gồm: máy và phụ tùng kèm theo để tạo lỗ, ống thăm và hệ cần kèm theo để đưa ống thăm đến các độ sâu thí nghiệm, hệ thống máy bơm và đồng hồ đo áp lực, đồng hồ đo thể tích, các ống dẫn và các van khoá nối với ống thăm. Trên hình 9.6 là cấu tạo hai bộ phận chính của thiết bị thí nghiệm nén ngang: hệ thống thiết bị đo đặt trên mặt đất và ống thăm cùng thiết bị đi kèm đặt trong lỗ khoan.

Việc tạo lỗ phải làm rất cẩn thận vì chất lượng vách lỗ khoan ảnh hưởng rất lớn đến độ tin cậy của kết quả thí nghiệm. Khi tạo lỗ đã phát hiện được các lớp đất trong nền và phân bố cho mỗi lớp đất một số điểm thí nghiệm, các điểm thí nghiệm phải cách nhau trên 0,8 m (vì các ống thăm tiêu chuẩn có chiều dài 60 ÷ 80 cm). Ở mỗi thí nghiệm dự kiến trước áp lực giới hạn p_L của đất và gia tải thành 10 cấp, mỗi cấp bằng $p_L/10$, ở mỗi cấp ghi trị số biến thiên thể tích V ở 30 giây và 60 giây sau đó tăng cấp tải trọng tiếp theo.

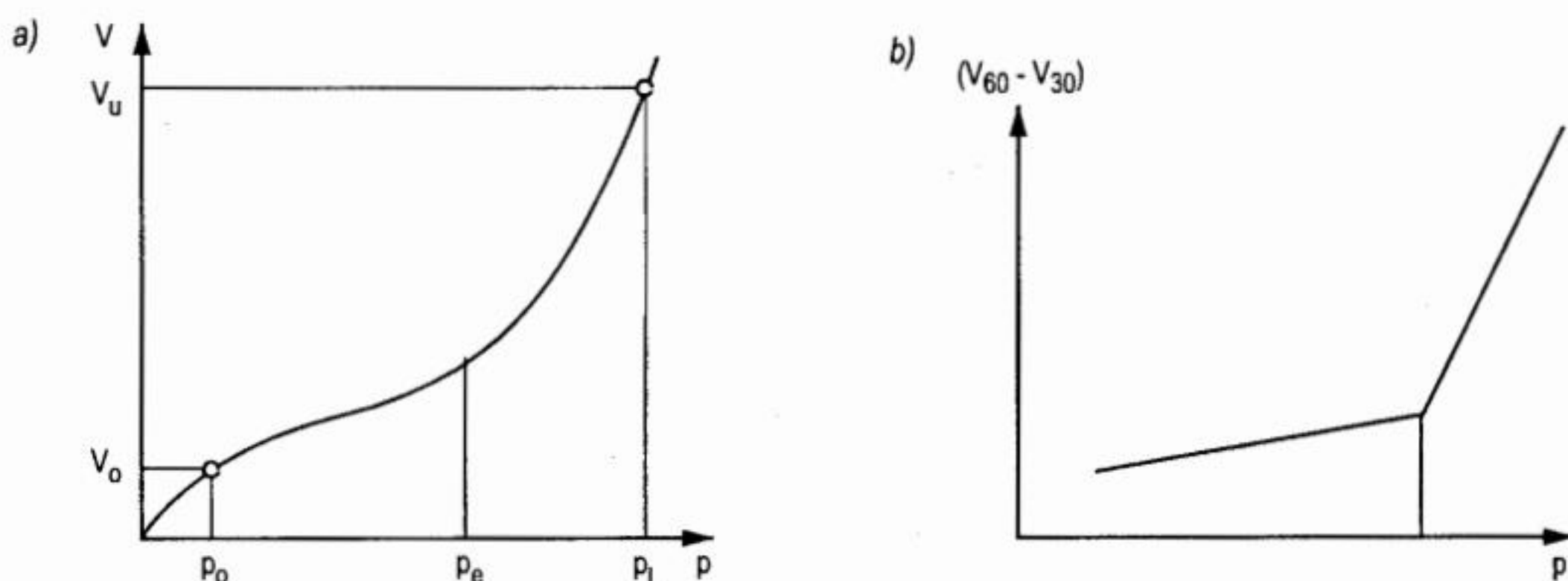


Hình 9.6

III. Trình bày và diễn dịch kết quả thí nghiệm nén ngang

Ở mỗi thí nghiệm, với các trị số p và V đo được trình bày trên hai đồ thị ở hình 9.7: Đồ thị biến đổi V theo p là đồ thị biến dạng theo tải trọng (hình 9.7a).

Đồ thị biến đổi $(V_{60} - V_{30})$ theo p là đồ thị tốc độ biến dạng theo tải trọng (hình 9.7b).



Hình 9.7

Trị số V_0 ứng với điểm bắt đầu đoạn thẳng của đường cong V-p là biến dạng tiếp xúc. Bắt đầu từ đó trở đi đất mới thực sự hoàn toàn làm việc, biến dạng trước đó là do ống thăm chưa tiếp xúc hoàn toàn với đất. Căn cứ vào biểu đồ V-p có thể xác định hai đặc trưng cơ học theo thí nghiệm nén ngang:

- Áp lực giới hạn p_L là áp lực lúc đất đã phá hủy hoàn toàn. Giá trị p_L ứng với đường tiệm cận đứng của đường cong V~p. Khi khó xác định đường tiệm cận đứng thì xác định p_L ứng với khi thể tích ống thăm đã tăng gấp đôi.

- Môđun biến dạng theo thí nghiệm nén ngang trong giai đoạn biến dạng đường thẳng, gọi tắt là môđun nén ngang E xác định như sau:

$$E = K \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

Trong đó:

Δp - số gia áp lực.

ΔV - số gia thể tích.

K - hệ số, tra bảng cho sẵn kèm theo thiết bị nén ngang.

Từ p_L suy ra áp lực cho phép [p] của nền đất và từ môđun nén ngang E dự tính độ lún của nền đất. Vì trạng thái ứng suất biến dạng của đất trong thí nghiệm nén ngang rất đặc biệt, Louis Ménard và những người cộng tác không dùng những lý thuyết và công thức cơ học đất cổ điển để tính [p] theo p_L và tính lún theo môđun nén ngang E. Ở đây không trình bày cách diễn dịch của Louis Menard, đề nghị tham khảo các chỉ dẫn đi kèm thiết bị.

IV. Nhận xét về thí nghiệm nén ngang trong lỗ khoan

Về mặt lý thuyết, thí nghiệm nén ngang tiến bộ hơn những thí nghiệm khác vì nó cho ta kết quả là một đường cong ứng suất - biến dạng của đất. Tuy nhiên đất không phải là một vật thể đồng nhất và đẳng hướng; trạng thái ứng suất - biến dạng của đất trong thí nghiệm nén ngang khác với trạng thái làm việc của đất dưới nền công trình.

Thí nghiệm nén ngang rất thích hợp và hữu hiệu với các loại đất nền khó lấy mẫu nguyên dạng như cát, cuội sỏi, dăm sạn. Tuy nhiên độ tin cậy của kết quả thí nghiệm phụ thuộc nhiều vào chất lượng tạo lỗ khoan thí nghiệm, do đó khi tạo lỗ phải hết sức cẩn thận.

§9.4. THÍ NGHIỆM CẮT CÁNH Ở HIỆN TRƯỜNG

I. Nguyên lý thí nghiệm

Cắm vào trong đất một cánh hình chữ thập bằng thép (hình 9.8). Khi xoay tròn cánh chữ thập quanh trục của nó thì đất bị cắt theo mặt trụ tròn mà đường sinh là những cạnh

biên của cánh chữ thập. Đo mô men xoay M_x làm xoay cánh chữ thập sẽ suy ra lực kháng cắt của đất τ_0 trên bề mặt hình trụ. Thí nghiệm thường thực hiện với giả thiết đất là loại thuần dính ($\varphi = 0$) và nước không kịp thoát. Khi đó sức kháng cắt của đất đo được là sức kháng cắt không thoát nước $\tau_0 = c_u$ (nếu $\varphi \neq 0$ và đất có xen kẹp cát tạo điều kiện cho nước thoát thì những yếu tố này sẽ làm tăng sức chống cắt).

II. Thiết bị và cách thức thí nghiệm

Nếu cắt trong lỗ tạo trước thì cần có dụng cụ khoan tạo lỗ; có loại thiết bị trực tiếp ấn đầu cánh cắt xuống mà không cần tạo lỗ trước. Cánh cắt gắn với cần để đưa cánh đến các độ sâu thí nghiệm khác nhau. Cánh cắt có đường kính D với chiều cao $H = 2D$, thường có ba loại đường kính: 50 mm, 70 mm và 100 mm. Đất càng mềm thì sử dụng đường kính cánh càng lớn. Đầu trên cần được gá vào giá đỡ và nối liền với cơ cấu quay có gắn đồng hồ đo mô men xoay. Khi thí nghiệm, đưa cánh cắt đến độ sâu định thử, xoay cánh cắt với tốc độ $0,2^\circ/\text{s}$

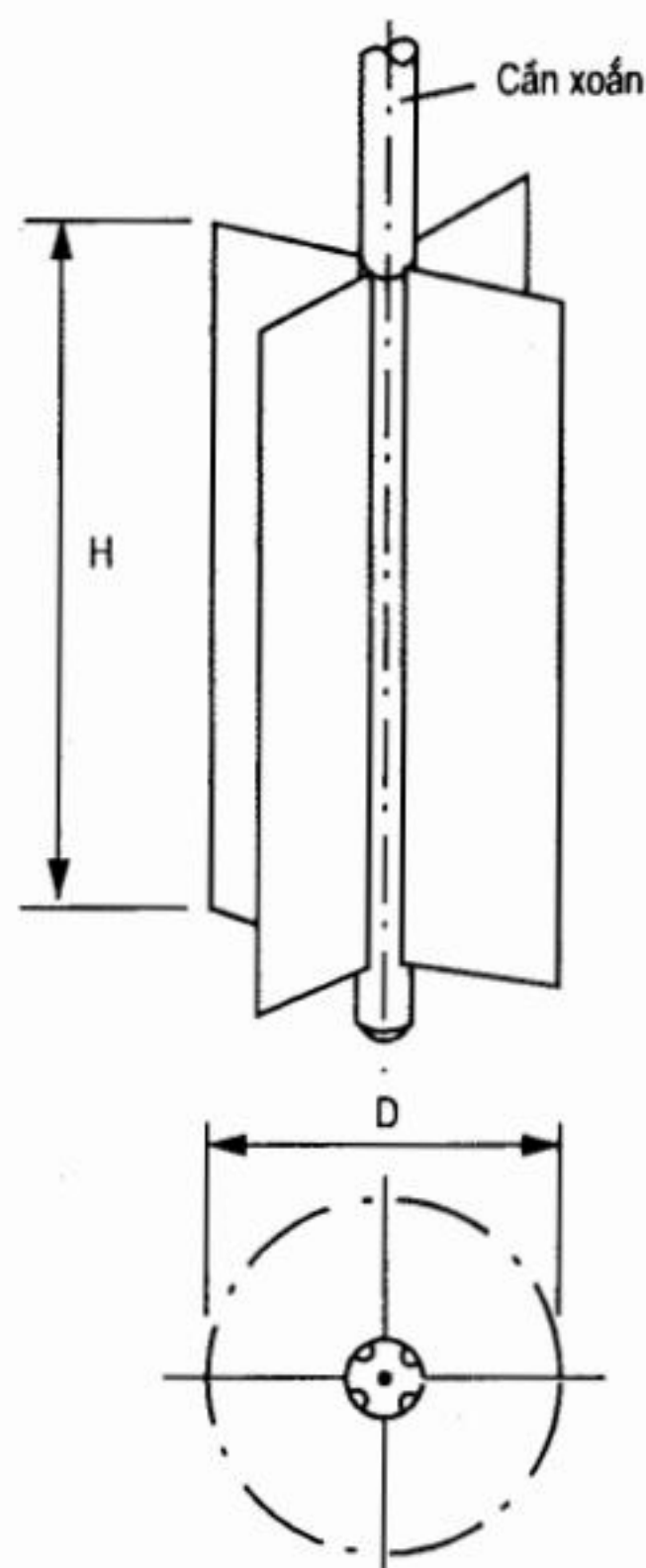
($10^\circ/\text{phút}$) và theo dõi đồng hồ đo mô men xoay. Khi thấy mô men xoay đạt cực đại rồi giảm xuống thì xoay cánh cắt thêm một số vòng nữa để ghi giá trị mô men xoay cực tiểu ứng với sức kháng cắt khi đất đã bị cắt.

III. Trình bày và diễn dịch kết quả

Diễn biến của mô men xoay theo góc quay trình bày trên hình 9.9a. Kết quả thí nghiệm cắt cánh chủ yếu trình bày trên đồ thị sức chống cắt c_u tại những điểm thí nghiệm ở những độ sâu khác nhau (hình 9.9b).

Giả thiết ứng suất cắt phân bố đều trên các mặt cắt thì ta có biểu thức tính sức chống cắt của đất là :

$$\tau_0 = c_u = \frac{2M_x}{\pi D^2 H \left(1 + \frac{D}{3H}\right)}$$



Hình 9.8

Thường thì ở mỗi thiết bị người ta cho sẵn hệ số K để tính ngay $c_u = M_x/K$.

Như đã biết theo lý thuyết, nếu đất thuần dính ($\varphi = 0$) thì tải trọng giới hạn của nền đất là:

$$p_{gh} = (\pi + 2)c_u + \gamma h.$$

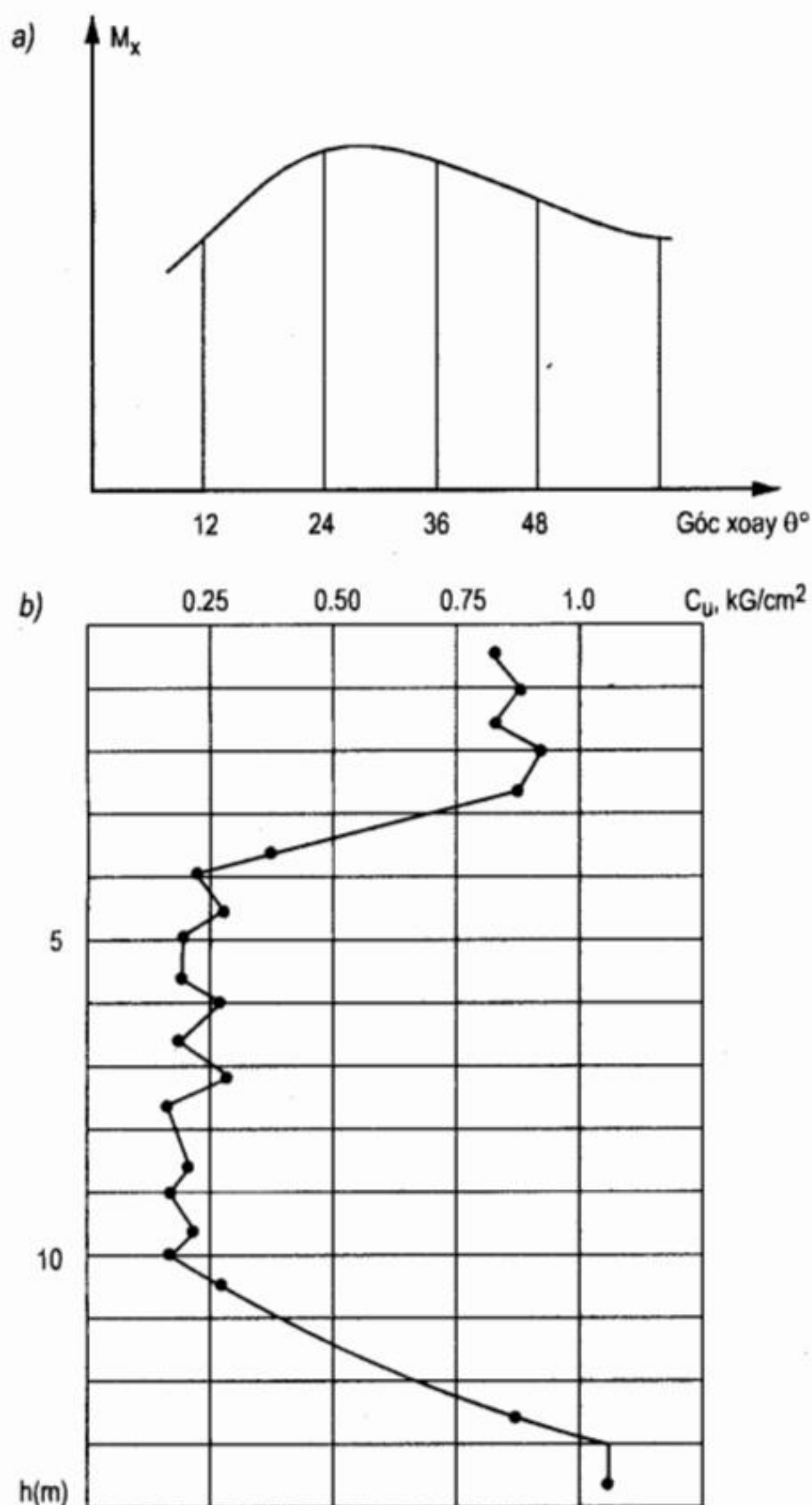
Dùng số hạng thứ nhất ta sẽ có sức chịu tải cho phép của nền đất.

Sức kháng mặt bên của cọc trong đất thuần dính thường được lấy bằng $1/2c_u$ còn sức kháng mũi cọc thì lấy bằng $9c_u$. Trị số c_u cũng được dùng để tính ổn định của mái đất.

IV. Nhận xét về thí nghiệm cắt cánh ở hiện trường

Thí nghiệm cắt cánh hiện trường tương đối đơn giản, dễ sử dụng. Đặc biệt trong các đất sét nhão, bùn thì thí nghiệm cắt cánh cho số liệu đáng tin cậy hơn cả vì mẫu đất lấy về phòng thí nghiệm dễ bị hư hỏng và các phương pháp thí nghiệm khác đều không thích hợp.

Thí nghiệm cắt cánh chỉ dùng cho các đất có yếu tố ma sát trong khá nhỏ có thể bỏ qua.



Hình 9.9

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Tezaghi K. *Theoretical Soil Mechanics*. NewYork McGraw-Hill, 1948.
- [2]. Taylor D.W. *Fundamentals of Soil Mechanics*. NewYork - London 1954.
- [3]. Caquot A. , Kerisel J. *Traité de Mécanique des Sols*. Paris 1956.
- [4]. Tsytovich N.A. *Soil Mechanics*. 4th ed. Moscow, Stroiizdat 1963.
- [5]. Florin V.A. *Fundamentals of Soil Mechanics, Vols 1 and 2*. Moscow, Stroiizdat 1959 - 1961
- [6]. Phùng Quốc Đông (TQ). *Soil Mechanics*. Peking 1992.
- [7]. Phan Trường Phiệt, Cao Văn Chí. *Giáo trình Cơ học đất - nền và móng*. Nhà xuất bản Nông thôn. Hà nội 1967
- [8]. Lê Quý An, Nguyễn Công Mẫn, Nguyễn Văn Quỳ. *Giáo trình Cơ học đất*. Nhà xuất bản Đại học và Trung học chuyên nghiệp. Hà nội 1970.
- [9]. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Văn Dũng. *Cơ học đất*. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật. Hà nội 1995.
- [10]. Terzaghi K. , Peck R.B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. NewYork 1948.
- [11]. Huntington - Whitney Clark. *Earth Pressure and Retaining Walls*. NewYork 1957.
- [12]. Đỗ Bằng, Bùi Anh Định, Vũ Công Ngữ. *Bài tập cơ học đất*. NXB Giáo dục. Hà Nội 1995.
- [13]. Bộ môn Địa cơ - Nền móng. *Hướng dẫn thí nghiệm cơ học đất*. Đại học Thủy lợi 1991.

MỤC LỤC

	<i>Trang</i>
Lời nói đầu	3
Mở đầu	5
Chương 1. Tính chất vật lý của đất	9
§1.1. Thành phần vật chất tạo thành đất	9
§1.2. Kết cấu, cấu tạo và liên kết kết cấu của đất	22
§1.3. Chỉ tiêu tính chất và trạng thái vật lý của đất	25
§1.4. Phân loại đất xây dựng	36
Chương 2. Tính chất cơ học của đất	39
§2.1. Tính thấm của đất	39
§2.2. Tính ép co và tính biến dạng của đất	50
§2.3. Cường độ chống cắt của đất	70
§2.4. Tính đầm chặt của đất	86
Chương 3. Xác định ứng suất trong đất	94
§3.1. Mở đầu	94
§3.2. Ứng suất bản thân trong đất	95
§3.3. Áp suất đáy móng	97
§3.4. Ứng suất tăng thêm trong nền	101
Chương 4. Ổn định thấm của khối đất	145
§4.1. Mở đầu	145
§4.2. Ứng suất trong đất dưới tác dụng của dòng thấm	145
§4.3. Lực thấm và biến hình thấm	149
§4.4. Lưới thấm và ứng dụng để tính toán ổn định thấm	152
Chương 5. Xác định độ lún của nền công trình	165
§5.1. Mở đầu	165
§5.2. Xác định độ lún ổn định của nền	166
§5.3. Lý thuyết cố kết thấm của đất bão hoà nước và tính toán độ lún theo thời gian	188
Chương 6. Xác định áp lực đất lên tường chắn	206
§6.1. Mở đầu	206
§6.2. Các loại áp lực đất và điều kiện sản sinh ra chúng	207

§6.3. Xác định áp lực ngưng của đất	209
§6.4. Tính toán áp lực đất theo lý luận C.A.Coulomb	212
§6.5. Phương pháp đồ giải xác định áp lực đất bị động của C.C.ГОЛУСКИЕВИЧ (Góluskievic)	222
§6.6. Tính toán áp lực đất theo lý luận W.J.W.Rankine	229
§6.7. Phạm vi ứng dụng lý luận áp lực đất của Coulomb và Rankine	244
§6.8. Những nhân tố ảnh hưởng đến trị số áp lực đất	246
Chương 7. Xác định sức chịu tải của nền công trình	248
§7.1. Mở đầu	248
§7.2. Xác định sức chịu tải của nền theo tải trọng giới hạn	250
§7.3. Xác định sức chịu tải của nền dựa vào sự phát triển của vùng biến dạng dẻo	272
Chương 8. Phân tích ổn định mái dốc	279
§8.1. Khái niệm mở đầu	279
§8.2. Phân tích ổn định mái đất rời	280
§8.3. Phân tích ổn định mái đất dính đồng chất	282
§8.4. Phân tích ổn định mái dốc bằng phương pháp phân thoi	289
Chương 9. Các thí nghiệm hiện trường	294
§9.1. Khái Niệm chung	294
§9.2. Các thí nghiệm xuyên	294
§9.3. Thí nghiệm nén ngang trong lỗ khoan	302
§9.4. thí nghiệm cắt cánh ở hiện trường	304
Tài liệu tham khảo	307