

MỞ ĐẦU

1. ĐỊNH NGHĨA VÀ ĐỐI TƯỢNG NGHIÊN CỨU:

CƠ HỌC ĐẤT là một ngành của cơ học ứng dụng chuyên nghiên cứu về đất. Hầu hết các công trình xây dựng đều đặt trên đất, nghĩa là dùng đất làm nền cho các công trình, số khác các công trình như nền đường, đê, đập đất thì lại dùng đất làm vật liệu xây dựng. Vì vậy, muốn cho các công trình được tốt, nghĩa là công trình ổn định, bền lâu và tiết kiệm thì nhất thiết phải nắm rõ các tính chất của đất khi dùng nó làm vật liệu xây dựng hay làm nền cho các công trình xây dựng.

Như vậy đối tượng nghiên cứu của cơ học đất là các loại đất thiên nhiên, là sản phẩm của quá trình phong hóa các đá gốc ở lớp trên cùng của vỏ quả đất. Mỗi loại phong hóa có tác dụng phá hủy đá gốc khác nhau và nó tạo ra các loại đất khác nhau. Đặc điểm cơ bản của đất là một vật thể gồm nhiều hạt rắn riêng rẽ không gắn với nhau hoặc gắn kết với nhau bằng các liên kết có sức bền nhỏ hơn nhiều lần so với sức bền của bản thân hạt đất. Do quá trình hình thành đất mà chúng tồn tại độ rỗng trong đất và độ rỗng này lại có khả năng thay đổi dưới ảnh hưởng của tác động bên ngoài. Ngoài ra trên bề mặt hạt đất có năng lượng, chúng gây ra các hiện tượng vật lý và hóa lý phức tạp, dẫn đến làm thay đổi các tính chất vật lý và cơ học của đất. Vì vậy khi nghiên cứu đất phải nghiên cứu đến nguồn gốc hình thành và các điều kiện tự nhiên mà đất tồn tại.

2. ĐẶC ĐIỂM VÀ NỘI DUNG CỦA MÔN HỌC:

Cơ học đất là môn học cần vận dụng các hiểu biết về đất từ các môn khoa học khác có liên quan như địa chất công trình, thổ chất học... Và đồng thời vận dụng các kết quả của các ngành cơ học khác như cơ học các vật thể biến dạng (lý thuyết đàn hồi, lý thuyết dẻo, lý thuyết từ biến). Trên cơ sở của các lý thuyết này, Cơ học đất đã xây dựng được các lý thuyết riêng phù hợp với các quá trình cơ học xảy ra đối với đất. Tuy vậy ngoài các nghiên cứu lý thuyết, các nghiên cứu thực nghiệm, thực nghiệm và các quan trắc thực tế cũng đóng vai trò quyết định trong nghiên cứu sử dụng đất trong xây dựng.

Từ các nghiên cứu lý thuyết và các nghiên cứu thực nghiệm, Cơ học đất tập trung giải quyết các nhiệm vụ và nội dung cơ bản sau:

- Xác lập các quy luật cơ bản về các quá trình cơ học xảy ra đối với đất, đồng thời xác định được các đặc trưng tính toán ứng với các quá trình xảy ra đó.
- Nghiên cứu sự phân bố ứng suất trong đất, quan hệ giữa ứng suất và biến dạng dưới tác dụng của ngoại lực.
- Giải quyết các bài toán về biến dạng, về cường độ, về ổn định các nền đất, về mái dốc cũng như bài toán áp lực đất tác dụng lên tường chắn.

3. SƠ LƯỢC LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN CỦA MÔN HỌC

Cơ học đất là môn học được hình thành chậm hơn nhiều so với các môn học ứng dụng khác, nhưng từ lâu loài người đã có những nghiên cứu về đất, tuy nhiên do xã hội lạc hậu nên các kiến thức về đất xây dựng chỉ nằm ở mức độ nhận thức cảm tính, chưa được nâng cao thành nhận thức lý luận. Nhiều nhà khoa học đã có những cống hiến to lớn và đã có công xây dựng nên môn cơ học đất ngày nay. Ở đây chỉ giới thiệu hai nhà bác học đã có công lao lớn đến sự phát triển của cơ học đất.

Công trình khoa học đầu tiên của Cơ học đất là của C.A Coulomb (1736 - 1806) thiếu tá kỹ sư công binh, viện sĩ viện khoa học Pháp, năm 1773 đã đưa ra lý

luận nổi tiếng về cường độ chống cắt của đất và cũng là người đầu tiên xây dựng được phương pháp xác định áp lực đất lên vật chắn. Trải qua hai thế kỷ và cho đến ngày nay, các phương pháp của ông vẫn được sử dụng rộng rãi.

Sự hình thành của cơ học đất như một môn khoa học độc lập với hệ thống hoàn chỉnh và các phương pháp riêng biệt của nó được xem như bắt đầu từ năm 1925, khi K.Terzaghi (1883-1963) cho xuất bản cuốn “ Cơ học đất trên cơ sở vật lý của đất”.

Năm 1963 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 được tổ chức ở nhiều nước và khu vực.

Đến nay, Cơ học đất đã trở thành một môn khoa học với nhiều nội dung phong phú, gồm nhiều lĩnh vực khác nhau nhằm đáp ứng sự phát triển mạnh mẽ của công nghiệp, xây dựng.

Ở Việt Nam , Cơ học đất được bắt đầu nghiên cứu từ năm 1956. Đến nay đội ngũ những người làm công tác nghiên cứu Cơ học đất đã trưởng thành cả về chất lượng và số lượng, đủ sức giải quyết các bài toán đa dạng và phức tạp do thực tế xây dựng các công trình đề ra. Tuy vậy do điều kiện kinh tế và xã hội còn hạn chế nên trang thiết bị chuyên ngành đầu tư chưa đầy đủ và đồng bộ, vì vậy việc phát triển kiến thức và công nghệ về Cơ học đất cần đòi hỏi những nỗ lực lớn hơn.

CHƯƠNG I: BẢN CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT VÀ PHÂN LOẠI ĐẤT

§1. SỰ HÌNH THÀNH CỦA ĐẤT

1.1. Quá trình phong hóa:

Sự phá hoại và làm thay đổi thành phần của đá gốc dưới tác dụng vật lý, hóa học của các yếu tố khác nhau gọi là quá trình phong hóa. Do tác dụng của phong hóa nên các khối đá của nham thạch quyển không thể giữ nguyên được trạng thái ban đầu của nó, mà luôn thay đổi, bị vỡ vụn, bị rời ra, bị các dòng nước và gió cuốn đi, hình thành các lớp đất phủ quanh phần lớn mặt ngoài của vỏ quả đất. Do vậy, khi sử dụng đất làm nền công trình, làm môi trường, hoặc vật liệu xây dựng, cần phải xét đến sự biến đổi không ngừng xảy ra ở các lớp đất bên trên của vỏ quả đất.

Dựa vào đặc trưng biến đổi của đá gốc và sự ảnh hưởng của các tác nhân phong hóa, có thể chia ra phong hóa vật lý, phong hóa hóa học và phong hóa sinh học. Trong đó, theo quan điểm về xây dựng, chỉ có phong hóa vật lý và phong hóa hóa học là đáng được quan tâm nghiên cứu.

Phong hoá vật lý: Sinh ra chủ yếu có liên quan với sự thay đổi của nhiệt độ, gây nên nở nhiệt không đều về thể tích, làm cho các đá gốc bị phá hoại và phân vụn ra thành những hạt to nhỏ không đều nhau, nhưng không làm thay đổi về thành phần hóa học của khoáng vật. Do đó sản phẩm của phong hóa vật lý tạo ra các loại đất rời (đá dăm, cuội sỏi, các hạt cát, v.v...) có thành phần khoáng vật tương tự với đá gốc.

Phong hoá hoá học: Sinh ra là do các tác nhân như nước, oxy, axit cacbonic và các axit khác hòa tan trong nước, làm cho các đá gốc bị phá hoại kèm theo sự thay đổi thành phần khoáng vật mới ổn định hơn, tạo ra các loại đất sét khác nhau có kích thước hạt nhỏ và cực kỳ nhỏ, phần lớn không phân biệt bằng mắt thường được. Các nhóm hạt sét nhỏ này phần lớn chứa nhiều hạt đơn khoáng thuộc ba nhóm khoáng vật - Mônmôrilonit, Ilit và Kaolinit. Tất cả những khoáng chất này đều có cấu tạo tinh thể bản mỏng, nhưng có năng lượng bề mặt khác nhau, Mônmôrilonit hoạt động mạnh hơn cả và Kaolinit là yếu nhất.

Thông thường quá trình phong hóa vật lý và hóa học xảy ra cùng một lúc và hỗ trợ cho nhau. Ở vùng khí hậu khô lạnh thì phong hóa vật lý là chủ yếu, còn vùng khí hậu nóng ẩm, như nước ta chẳng hạn, thì phong hóa hóa học đóng vai trò quan trọng hơn.

Các sản phẩm cuối cùng của sự phong hóa có thể nằm ngay tại chỗ hình thành ban đầu của nó hoặc có thể bị di chuyển đi chỗ khác bởi dòng nước hoặc gió và tạo thành các dạng trầm tích của đất.

1.2. Các dạng trầm tích của đất:

- Trầm tích tàn tích (Eluvian) : Là trầm tích của những sản phẩm phong hóa các lớp đá và nằm ngay tại chỗ hình thành ban đầu của nó. Đặc điểm nổi bật là bao gồm các hạt có dạng góc cạnh nhọn sắc không thể phân loại theo kích thước hạt, về thành phần thạch học nói chung rất giống đá gốc. Ở nước ta, do khí hậu nhiệt đới nên quá trình phong hóa hóa học xảy ra mãnh liệt hơn và biến các loại đá gốc thành các loại đất sét có màu đỏ, nâu, vàng, thường gọi là đất Laterit. Quá trình Laterit hóa này là quá trình hình thành đất chủ yếu ở nước ta.

- Trầm tích sườn tích (Deliuvian) : Chủ yếu được tích lũy lại ở sườn dốc và chân sườn dốc, cũng như các khoảnh thấp sát đường chia nước. Trầm tích này được tạo thành do nước mưa cuốn trôi các sản phẩm rời xộp của phong hóa từ những vùng

cao hơn đưa xuống. Đặc điểm gồm các loại đất rời rạc, các hạt đất nhỏ lẫn với những hạt rất lớn, không ổn định, thường hay bị trượt lở theo mặt lớp đá gốc bên dưới, có bề dày của lớp đất rất không đồng đều.

- Trầm tích bồi tích (Aluvian): Đó là tất cả các sản phẩm được tạo thành bằng mọi cách ở sông, hợp thành các trầm tích các thung lũng cổ, hiện đại và lòng sông. Đặc điểm của loại trầm tích này là có tính phân lớp theo quy luật về thành phần hạt của chúng, từ các lớp bên trên thường là đất loại sét và cát mịn, đến các lớp bên dưới thường được cấu tạo bởi đất cát lẫn ít sỏi và cuội.

- Trầm tích tam giác trâu và hồ sừng trâu: Được hình thành do sông mang vật liệu đến và lắng đọng ở vùng cửa sông và các khúc sông chết. Trầm tích này được đặc trưng bởi sự tồn tại các lớp bùn sét, bùn hữu cơ chưa được nén chặt mấy, cát mịn, cát pha sét ... Các đất thuộc loại này thường có độ dày và diện tích phân bố lớn, tạo thành một khối dẻo có tính nén lớn.

- Trầm tích biển: Là sự tích lũy dưới đáy biển các vật liệu do dòng nước mang đến. Thành phần và tính chất của loại trầm tích biển này phụ thuộc rất nhiều vào sự tồn tại các chất hữu cơ thực vật và động vật sống dưới đáy biển. Trầm tích này chủ yếu là các đất sét và đất bùn phổ biến trên một diện tích rất rộng lớn và được đặc trưng bởi những tính chất rất khác nhau tùy theo tuổi và lịch sử hình thành của chúng.

Với sự mô tả tóm tắt các loại trầm tích ở trên, thì thấy rõ ràng các đất trong thiên nhiên rất khác nhau, và bản chất vật lý của chúng cực kỳ phức tạp. Từ quá trình hình thành của đất đến hoàn cảnh hiện tại của chúng, tất cả những yếu tố đó đã tạo nên những tính chất độc đáo của các đất thiên nhiên.

1.3 Ảnh hưởng của môi trường địa - vật lý đến tính chất của đất.

Với các vấn đề đã trình bày ở trên, có thể thấy rõ ràng môi trường địa - vật lý có ảnh hưởng rất lớn đến sự hình thành của đất, nên khi nghiên cứu đất không thể tách rời những điều kiện lịch sử tự nhiên hình thành và tồn tại của đất được.

Chẳng hạn, tùy theo tuổi và toàn bộ lịch sử trước đây của sự hình thành chúng, các loại đất sét thiên nhiên có những tính chất rất khác nhau. Ví dụ: các đất sét Cambri tuổi khoảng 500 triệu năm thì chắc chắn rằng, trong thời gian dài đó đã chịu tác dụng của những áp lực lớn thay đổi, bị ép mất nước trong từng bộ phận và bị khô đi, v.v... Các đất sét này đã trải qua mọi quá trình hóa học và hóa - lý đã xảy ra, ngay cả những quá trình xảy ra với những tốc độ rất nhỏ hoàn toàn không thể nhận biết được trong một khoảng thời gian tương đối ngắn. Mặt khác, các quá trình dính kết cực kỳ chậm xảy ra trong một thời gian dài cũng có ảnh hưởng đến kết cấu và cơ cấu của đất loại sét đó. Tất cả các quá trình đó đã tạo nên tính chất hoàn toàn đặc biệt của các đất sét Cambri so với các đất sét khác. Theo kết quả nghiên cứu thì các đất sét này có thể coi như vật liệu cứng nhốt đàn hồi, có khả năng chịu tải lớn. Trái với các đất sét Cambri, các loại đất sét (trầm tích biển, hồ, đầm) hiện đại thường còn ít được nén chặt, chúng thường có trạng thái nở nhão và có sức chịu tải không đáng kể.

Đối với các đất cát cũng vậy, chúng phụ thuộc rất lớn vào điều kiện hình thành của chúng, có loại cát ở trạng thái rất chặt, có loại thì lại rời xốp, thậm chí có loại cát ở trạng thái huyền phù dễ sinh hiện tượng cát chảy.

Do đó, khi nghiên cứu các đất thiên nhiên có xét đến tác dụng tương hỗ của chúng với môi trường xung quanh và sự biến đổi liên tục các tính chất của chúng, thì cần phải chú ý nhiều đến lịch sử của chúng, nghĩa là chú ý đến các điều kiện và diễn biến của quá trình hình thành cũng như hoàn cảnh địa - vật lý của sự hình thành đất. Quá trình "hóa đá" có một ý nghĩa quan trọng trong sự hình thành các tính chất mới của đất. Các hiện tượng tái kết hợp (sự nén chặt, sự dính kết) và kiến tạo (chủ yếu là sự trượt xuống của một phần vỏ quả đất) có thể tạo nên những điều kiện có khả năng làm thay đổi thành phần và kết cấu của đất, hơn nữa, cùng với những áp lực và nhiệt độ thích hợp, chúng có thể dẫn tới hiện tượng biến chất, nghĩa là thay đổi hoàn toàn các đá rời bằng cách kết dính lại, kết tinh lại các hạt khoáng vật của chúng đến khi thành các đá khối liền.

Do các tính chất của đất phụ thuộc rất nhiều vào những tác dụng của môi trường xung quanh, nên trong Cơ học đất, khi chọn các sơ đồ tính toán cần phải xét đến hoàn cảnh tự nhiên mà đất tồn tại. Còn việc xác định các đặc trưng tính toán của đất thì cần đảm bảo sao cho các mẫu đất thí nghiệm phản ánh được trạng thái tồn tại tự nhiên của nó. Để đáp ứng được yêu cầu trên, các mẫu đất dùng để thí nghiệm phải cố gắng làm sao đảm bảo cho kết cấu của nó ít bị phá hoại nhất.

§2. CÁC THÀNH PHẦN CẤU TẠO CỦA ĐẤT VÀ TÁC DỤNG LẤN NHAU GIỮA CHÚNG

Như trên đã trình bày, đất thiên nhiên là một vật thể phân tán bao phủ phần lớn bề mặt của vỏ quả đất. Do đó khi nghiên cứu các đất thiên nhiên cần phải chú ý rằng chúng là một hệ thống phức tạp, có tác dụng tương hỗ lẫn nhau giữa các thành phần rắn (cứng), lỏng và khí.

Trong trạng thái tự nhiên, quan hệ giữa các nhóm hạt riêng rẽ có ý nghĩa cơ bản và đặc biệt là sự có mặt của số lượng các hạt rắn nhỏ và cực kỳ nhỏ trong đất, chúng có diện tích bề mặt riêng lớn nhất và do đó có hoạt tính cao nhất.

Trường hợp tổng quát, đất gồm ba thành phần: Các hạt khoáng chất rắn thường chiếm phần lớn thể tích của đất, thể lỏng chiếm một phần hay toàn bộ khoảng trống giữa các hạt rắn của đất và thành phần khí chiếm phần còn lại trong các lỗ rỗng của đất, gồm chủ yếu là không khí. Các tính chất của những thành phần này, tỷ lệ số lượng giữa chúng trong đất, các tác dụng điện phân tử, hóa - lý, cơ học và các tác dụng tương hỗ khác giữa các thành phần của đất quyết định bản chất của đất.

2.1. Thành phần rắn (cứng) của đất:

Thành phần rắn của đất chủ yếu gồm các hạt khoáng vật nguyên sinh hoặc thứ sinh, thường gọi là hạt đất, có kích thước từ vài xentimet đến vài phần trăm, phần nghìn milimet. Các tính chất của đất phụ thuộc vào thành phần khoáng chất của chúng.

2.1.1. Thành phần khoáng của đất:

Thành phần khoáng chất của đất phụ thuộc chủ yếu vào thành phần khoáng của đá gốc và vào mức độ tác dụng của phong hoá đối với các đá gốc ấy. Tùy theo mức độ tác dụng của phong hóa khác nhau, thành phần khoáng sẽ khác nhau, ngay cả khi do cùng một loại đá gốc sinh ra, do đó nó có ảnh hưởng khác nhau đến tính

chất vật lý và cơ học của đất. Các khoáng vật tạo thành đất trong thiên nhiên có thể phân thành hai nhóm như sau: Khoáng vật nguyên sinh và khoáng vật thứ sinh.

Các khoáng vật nguyên sinh: Thường gặp trong đất thiên nhiên là Fenpat, thạch anh và mica. Các hạt đất có chứa thành phần khoáng này thường có kích thước lớn. Đối với các nhóm hạt lớn thường ít khi khác nhau về tính chất cơ - lý của chúng, ngay cả những loại đất có lịch sử khác nhau, đồng thời thành phần khoáng cũng không có ảnh hưởng nhiều tới tính chất cơ - lý của chúng.

Các khoáng vật thứ sinh: Chia thành hai loại khác nhau tùy theo tính chất hòa tan trong nước. Trong số các khoáng vật thứ sinh không hòa tan trong nước, thường gặp nhiều nhất là Mônômôrilônit, Ilit và Kaolinit, các khoáng vật này còn gọi là khoáng vật sét, vì chúng là thành phần chủ yếu của các hạt sét (nhỏ hơn 0,005mm và loại đặc biệt nhỏ hơn 0,002mm). Các khoáng vật này có cấu tạo kết cấu phân tử dạng tấm rõ rệt, nhưng tính hoạt động keo bề mặt rất khác nhau. Đối với thạch anh, tính hoạt động keo bề mặt gần bằng không, đối với Kaolinit khoảng 0,4, đối với Ilit là 0,9 và Mônômôrilônit từ 1,5 đến 7,2 tùy theo nó chứa ion canxi (Ca^{++}) hay ion Natri (Na^{+}). Từ đó có thể thấy rằng, thành phần khoáng chất của đất chỉ ảnh hưởng chủ yếu đến các hạt đất nhỏ và cực nhỏ, vì rằng các hạt đất càng nhỏ thì tỷ diện tích (m^2/g) của chúng càng lớn, do đó hoạt tính keo của khoáng vật được phát huy đầy đủ nhất, mà như trên đã trình bày, hoạt tính keo của các loại khoáng vật khác nhau thì rất khác nhau, dẫn đến tính chất cơ - lý của đất cũng khác nhau.

Các khoáng vật thứ sinh hòa tan trong nước thường gặp là: Canxit, mica trắng, thạch cao và muối mỏ, v.v...

2.1.2. Thành phần hạt của đất:

Trong tự nhiên đất do các hạt to nhỏ có thành phần khoáng vật khác nhau hợp thành. Kích thước của các hạt thay đổi trong một phạm vi rất rộng lớn, từ hàng chục, hàng trăm xentimet như các hòn đá tảng, cuội, đến vài phần trăm, vài phần nghìn milimet như hạt sét. Hạt đất càng nhỏ thì tỷ diện tích càng lớn, do đó năng lượng mặt ngoài càng lớn và tính chất của đất càng phức tạp. Còn đối với đất hạt to thì lỗ rỗng giữa các hạt lớn, nên tính thấm nước lớn hơn đất hạt nhỏ. Điều đó nói lên rất nhiều tính chất cơ - lý của đất có liên quan đến thành phần hạt của đất. Tuy vậy cũng cần lưu ý rằng chúng ta không thể đánh giá một cách định lượng ảnh hưởng của thành phần hạt đến tính chất của đất được, bởi vì tính chất của đất còn do nhiều yếu tố phức tạp khác quyết định, hơn nữa tùy điều kiện cụ thể ảnh hưởng của chúng cũng rất khác nhau.

Khi nghiên cứu thành phần hạt của đất, trước hết phải tiến hành phân tích hạt đất để phân chia tất cả các loại hạt có kích thước các hạt khác nhau thành từng nhóm. Trong mỗi nhóm kích thước có thể thay đổi trong một phạm vi nhất định nhưng cơ bản chúng có những tính chất cơ - lý gần giống nhau. Mỗi nhóm như vậy gọi là nhóm hạt. Lượng chứa tương đối của các nhóm hạt trong đất (Tính theo phần trăm trong tổng khối lượng đất khô) gọi là thành phần hạt của đất hay còn gọi là thành phần cấp phối của đất.

Hiện nay, tùy theo từng nước và tùy theo mục đích sử dụng mà giới hạn đường kính khi phân chia các nhóm hạt và tỷ lệ giữa các nhóm hạt khi phân loại đất cũng có ít nhiều không hoàn toàn thống nhất. Ở nước ta, việc phân chia các nhóm hạt theo mục đích xây dựng hiện nay thường dùng bảng phân loại (I-1) sau đây:

Bảng (I - 1): Phân nhóm theo đường kính hạt

Nhóm hạt	Phân nhóm	Kích thước hạt (mm)	Tính chất chung
Đá lăn đá học	Lớn	>800	Tính thấm lớn, không dính, độ dâng cao của nước mao dẫn rất nhỏ, không giữ được nước
	Vừa	800 - 400	
	Nhỏ	400 - 200	
Đá dăm cuội	Rất lớn	200 - 100	
	Lớn	100 - 60	
	Vừa	60 - 40	
	Nhỏ	40 - 20	
Sạn, sỏi	Thô	20 - 10	
	Vừa	10 - 5	
	Nhỏ	5 - 2	
Hạt cát	Thô	2 - 0,5	Dễ thấm nước, không dính, độ dâng cao của nước mao dẫn không lớn, gặp nước không nở ra, khi khô không co lại, rời rạc, không thể hiện tính dẻo, tính nén lún nhỏ.
	Vừa	0,5 - 0,25	
	Nhỏ	0,25 - 0,05	
Hạt bụi	Thô	0,05 - 0,01	Tính thấm nhỏ, hơi dính khi ướt, nước mao dẫn dâng lên tương đối cao và nhanh, gặp nước nở ra, khô không co nhiều.
	Nhỏ	0,01 - 0,002	
Hạt sét		< 0,002	Hầu như không thấm nước, tác dụng của nước màng mỏng rõ rệt, lúc ẩm có tính dẻo, tính dính lớn, gặp nước nở ra nhiều, khô co lại nhiều, tính nén lún lớn.

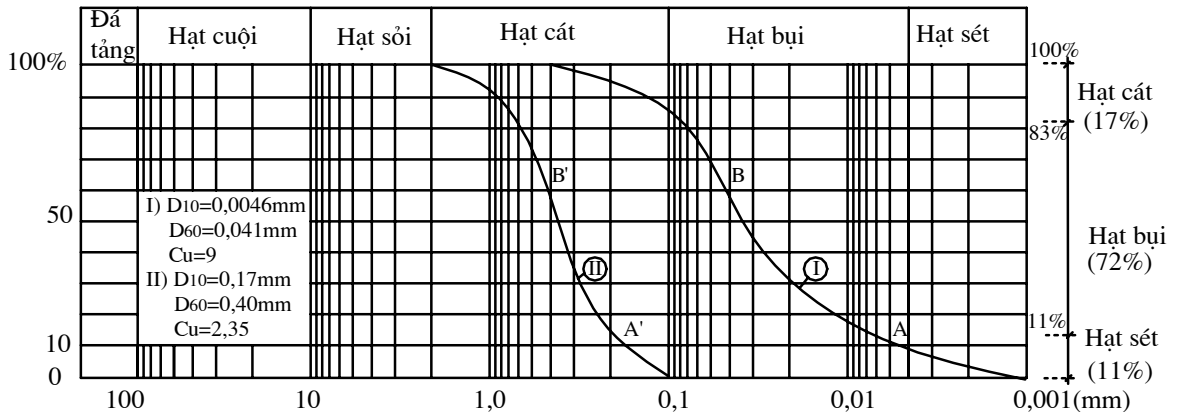
Thí nghiệm để phân chia các nhóm hạt đất gọi là thí nghiệm phân tích hạt, tùy theo kích thước hạt to nhỏ mà kỹ thuật phân tích có khác nhau. Nói chung trong những phương pháp phân tích thành phần hạt, chủ yếu chúng ta mới chỉ dùng hai loại chính như sau:

- Phương pháp dùng rây: Phương pháp này dùng cho các loại đất hạt cát và lớn hơn. Người ta dùng một hệ thống rây có đường kính lỗ to nhỏ khác nhau, để tiện cho việc sử dụng thường người ta dùng loại rây có đường kính lỗ trùng với giới hạn đường kính của các nhóm hạt đã phân chia như trên. Ở nước ta dùng rây nhỏ nhất là 0,1mm, còn ở Bắc Mỹ và một số nước Tây Âu người ta đánh số rây theo số lượng lỗ trên một inơ vuông, rây nhỏ nhất là N°200 tương ứng với kích thước mắt lỗ là 0,074mm. Do nguyên nhân này 0,074 được các nước trên xem là biên tiêu chuẩn giữa vật liệu hạt thô và hạt mịn.

- Phương pháp thủy lực: Phương pháp này dựa trên cơ sở định luật Stokes, trong đó tốc độ của các hạt hình cầu lắng chìm trong môi trường lỏng là hàm số của đường kính và trọng lượng riêng của hạt đất. Trong số các phương pháp thí nghiệm dựa trên nguyên lý này, ở nước ta thường dùng nhất là phương pháp tỉ trọng kế, dùng để xác định thành phần hạt của đất hạt bụi và hạt sét. Nói chung phân tích hạt của đất sét là một vấn đề hết sức phức tạp, hiện nay còn nhiều vấn đề chưa được nghiên cứu kỹ càng, chúng ta cần đặc biệt lưu ý tới. Cách tiến hành cụ thể của từng phương pháp có thể xem trong các tài liệu hướng dẫn thí nghiệm đất và các tài liệu

có liên quan. Nếu trong đất đồng thời có cả hai nhóm hạt đã nêu trên thì phải kết hợp cả hai phương pháp thí nghiệm trên để xác định.

Kết quả thí nghiệm phân tích hạt của đất được biểu thị bằng đường cong cấp phối của đất, vẽ trên hệ trục tọa độ bán logarit, trong đó trục hoành biểu thị logarit của đường kính hạt còn trục tung thì biểu thị lượng chứa phần trăm của những hạt có đường kính nhỏ hơn một đường kính đã cho nào đó. Chẳng hạn theo kết quả phân tích, biểu diễn bởi đường cong cấp phối I của đất ở hình (I - 1) thì lượng chứa hạt bụi là 72%, lượng chứa hạt cát 17% và lượng chứa hạt sét là 11%.



Hình I - 1: Đường cong tích lũy hạt

Đường cong cấp phối của đất được dùng để xác định tên gọi, đường kính có hiệu và hệ số không đồng đều của đất. Để xác định tên đất, sau khi vẽ được đường cong cấp phối (đường cong tích lũy hạt), cần tìm ra lượng chứa tương đối của các nhóm hạt cát, hạt bụi và hạt sét trong đất. Dựa vào kết quả đó và dùng các bảng phân loại đất (bảng I-5) để xác định tên của loại đất đang xét đồng thời làm cơ sở cho việc đánh giá các tính chất cơ - lý của nó.

Hệ số không đồng đều được ký hiệu là C_u và được xác định theo công thức:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (I - 1)$$

D_{10} là đường kính mà những hạt bằng nó và nhỏ hơn nó chiếm 10%, còn D_{60} là đường kính mà những hạt có kích thước bằng và nhỏ hơn nó chiếm 60% tổng khối lượng đất khô. Đối với loại đất trên hình (I - 1) đường kính này tương ứng với điểm B và $D_{60} = 0,041\text{mm}$. Hệ số không đồng đều của một loại đất càng lớn, thì đất đó được cấu tạo bởi các hạt có kích thước càng không đều nhau, ngược lại khi C_u càng nhỏ thì đất càng đều hạt. Thông thường trong thực tế hệ số không đồng đều chỉ áp dụng cho các loại đất rời. Các loại cát sỏi, cát thô và cát vừa, nếu có hệ số không đồng đều lớn hơn 3 thì được gọi là cát không đều, và được xem là có cấp phối tốt, vì lúc này các lỗ rỗng giữa các hạt lớn được các hạt nhỏ xen kẽ và lấp kín, làm cho độ chặt của đất tăng lên và tính thấm giảm đi, đồng thời đất đó có tính lún nhỏ và khả năng chống cắt lớn khi chịu tác dụng của tải trọng ngoài.

Như phân trên đã trình bày, giữa kích thước các hạt đất và thành phần khoáng của chúng có mối liên quan mật thiết với nhau. Ví dụ : với những hạt có kích thước lớn hơn hạt cát thường có thành phần khoáng giống với đá gốc, các hạt có kích thước của hạt cát thành phần khoáng vật của chúng thường thuộc loại nguyên sinh, trong đó các hạt lớn thường chứa các khoáng vật kém ổn định, dễ bị phá hủy do phong hóa gây nên như Fenfát, Mica đen, v.v... Còn các hạt nhỏ thì phần lớn có

chứa khoáng vật ổn định, khó bị phong hóa như thạch anh. Từ đó có thể thấy rằng, mặc dù cùng thuộc loại hạt cát, nhưng đất gồm các hạt có kích thước lớn nhỏ khác nhau thì dẫn đến những tính chất cơ - lý cũng khác nhau. Đối với các hạt sét thì chủ yếu do khoáng vật thứ sinh tạo nên, trong đó có các hạt kích thước tương đối lớn thường là những hạt khoáng vật loại Kaolinit, còn những hạt có kích thước như hạt keo là những hạt khoáng vật loại Mônmôrilorit, những hạt có kích thước trung bình giữa hai loại trên thì thường là những hạt khoáng vật loại Ilit.

2.1.3. Hình dạng hạt đất:

Hình dạng hạt đất rất khác nhau từ dạng hình cầu đến dạng tấm mỏng và hình kim, do đó mà tính chất của đất sẽ khác nhau khi hình dạng của các hạt khác nhau.

Thông thường các nhóm hạt có kích thước lớn như hạt cát trở lên thì có hình dạng tròn nhẵn hoặc sắc cạnh. Trong trường hợp này hình dạng của hạt đất sẽ có ảnh hưởng nhiều đến tính chất của đất, chẳng hạn trong nhóm các hạt cát gồm những hạt thạch anh có góc cạnh sắc nhọn, nhờ đó chúng có thể xen kẽ vào nhau để sắp xếp được chặt hơn so với nhóm các hạt có cùng kích thước nhưng có dạng tròn nhẵn.

Đối với những nhóm hạt có kích thước nhỏ (như hạt sét hay hạt keo), bằng kính hiển vi điện tử người ta đã xác minh rằng hầu như tất cả chúng đều có hình dạng bản tấm rõ rệt hoặc là trong những trường hợp riêng có dạng hình kim phẳng dài. Trong trường hợp này hình dạng của hạt đất ít làm ảnh hưởng đến tính chất của đất mà tính chất của đất chỉ phụ thuộc chủ yếu vào thành phần khoáng của chúng. Như trên đã trình bày, thành phần khoáng của các hạt đất lại có quan hệ mật thiết với mức độ phân tán của chúng, mức độ phân tán của đất khác nhau dẫn đến chúng có tỷ lệ diện tích khác nhau.

Theo kết quả phân tích các mẫu đất (Bảng I -2) các hạt thuộc nhóm hạt sét có tỷ diện tích rất lớn, do đó năng lượng mặt ngoài của chúng cũng rất lớn và tạo nên cho chúng nhiều tính chất riêng biệt khác.

Bảng I -2 : Tỷ diện tích của các khoáng vật sét

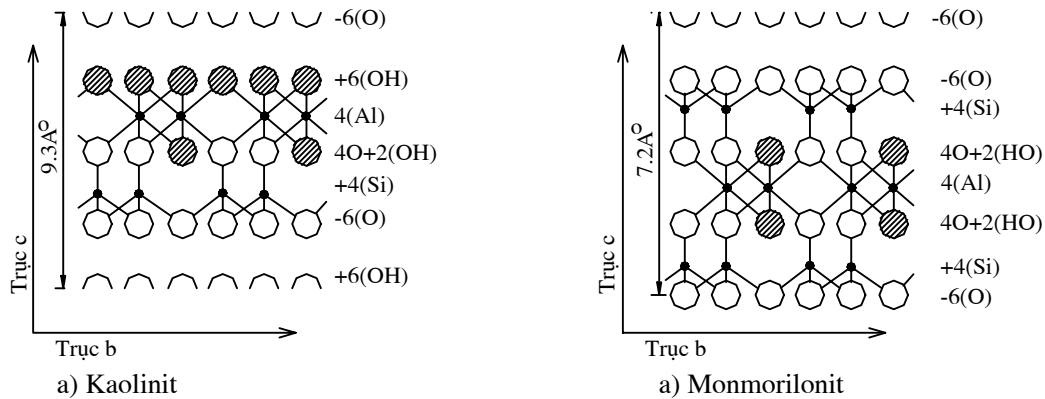
Tên khoáng vật	Tỷ số kích thước các chiều	Kích thước thực tế tính bằng anstrom (0,001 μ)		Tỷ diện tích tính bằng m ² /g
		Chiều dài và chiều rộng	Chiều dày	
Môn-mô-ri-lô-nít	100 × 100 × 1	1000 - 5000	10 - 5	800
Ilit	20 × 20 × 1	1000 - 5000	50 - 500	80
Kaolinit	10 × 10 × 1	1000 - 20000	100 - 1000	10

Theo bảng (I -2) có thể thấy rằng bề mặt (tỷ diện tích) của những nhóm hạt sét rất nhỏ (như khoáng sét Môn-mô-ri-lô-nít) đạt tới vài trăm mét vuông trong một gam đất. Điều quan trọng cần phải chú ý nữa là các khoáng vật nhóm Môn-mô-ri-lô-nít không những chỉ có tỷ diện tích lớn mà còn có khả năng hấp thụ lớn nhất và tính nở mạnh nhất khi gặp nước. Điều này có thể được giải thích bởi cấu trúc tinh thể của chúng.

Trên hình (I -2) trình bày cấu tạo mạng lưới tinh thể (kết cấu phân tử) của Kaolinit và Môn-mô-ri-lô-nít. Mạng tinh thể đơn vị của Kaolinit có năm lớp điện tử với mạng lưới tinh thể bất động.

Vì giữa hai tinh thể đơn vị tiếp giáp nhau có liên kết chặt [giữa - 6(O) và +6(OH)] nên chúng khó tách rời nhau, làm cho Kaolinit ít nở khi gặp nước. Còn

mạng tinh thể của Mômônilonit có bảy lớp điện tử và mạng lưới tinh thể di động được, vì lớp điện tử của hai tinh thể đơn vị gần nhau quay vào nhau là các điện tử của Ôxy có điện cùng dấu [giữa-6(O) và -6(O)] và giữa chúng có lực đẩy, nên chúng dễ bị tách rời nhau, cũng chính vì thế nên nó dễ để cho các phân tử của nước chui vào giữa làm giãn rộng các mạng lưới tinh thể của Mômônilonit ra, làm cho hạt khoáng vật này có tính nở lớn khi gặp nước.

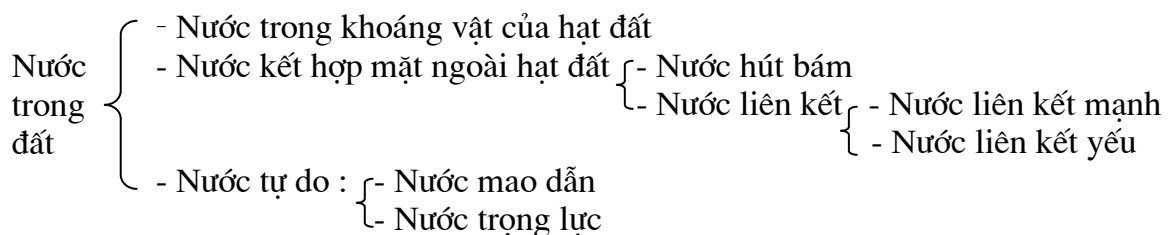


Hình I - 2: Cấu tạo mạng tinh thể của Kaolinit và Mômônilonit

2.2. Thành phần nước trong đất:

Trong các đất thiên nhiên luôn luôn chứa một lượng nước nhất định nào đó. Nước là một thành phần có tác dụng rất chặt chẽ với các hạt đất, nhất là đối với các loại đất hạt nhỏ và có chứa các chất hữu cơ. Do mối liên quan tác dụng tương hỗ đó đã làm ảnh hưởng rất lớn đến tính chất cơ - lý của đất. Tùy theo dạng tồn tại của nước trong đất, nước có tác dụng khác nhau và dẫn đến hình thành các tính chất khác nhau của đất, do đó cần phải phân loại nước trong đất trước khi nghiên cứu ảnh hưởng của nó đến các tính chất của đất.

Tùy theo nhiệm vụ, mục đích cụ thể của từng ngành mà việc nghiên cứu nước trong đất theo từng khía cạnh khác nhau. Theo quan điểm về xây dựng thì chủ yếu nghiên cứu sự ảnh hưởng của nước đối với tính chất xây dựng của đất nền. Dựa vào quan điểm này có thể phân loại nước trong đất theo sơ đồ sau:



2.2.1. Nước trong khoáng vật của hạt đất:

Là loại nước tồn tại ở những vị trí nhất định trong mạng tinh thể của khoáng vật dưới dạng ion (H^+ và OH^-) hoặc dưới dạng phân tử (H_2O). Nó chỉ có thể tách ra khỏi khoáng vật ở nhiệt độ cao ($400^0 - 500^0$), thực ra nó là một bộ phận của khoáng vật loại nước này ít ảnh hưởng đến tính chất cơ - lý của đất, nên theo quan điểm xây dựng thì không có ý nghĩa quan trọng.

2.2.2. Nước kết hợp mặt ngoài hạt đất:

Nước kết hợp mặt ngoài hạt đất là loại nước được giữ lại trên bề mặt hạt đất do tác dụng hóa học, hóa - lý và điện phân tử. Tính chất của loại nước này khác hẳn với nước thông thường, nó không chịu chi phối bởi trọng lực, và cũng không truyền

áp lực thủy tĩnh. Tùy theo mức độ bám chặt của nước vào hạt đất, nước kết hợp mặt ngoài có thể phân ra như sau:

- *Nước hút bám* : Là loại nước bám rất chặt vào ngay mặt ngoài của hạt đất. Nó không có khả năng hòa tan các loại muối, không thể trực tiếp di chuyển từ hạt đất này sang hạt đất khác, tỷ trọng của loại nước này lớn hơn 1 và có giá trị khoảng 1,5. Lượng chứa nước hút bám phụ thuộc vào từng loại đất, với đất cát là 0,5%, với đất sét pha là 5 ÷ 7% và đối với đất sét là 10 ÷ 20%. Khi đất sét chỉ có nước hút bám thì đất ở trạng thái rắn.

- *Nước liên kết*: Là loại nước bao ở ngoài nước hút bám và có thể phân ra thành hai loại: nước liên kết mạnh và nước liên kết yếu.

Nước liên kết mạnh: Là nước được giữ lại trong đất bởi các lực hút phân tử, nước này ốp chặt vào đất, có khi dùng áp lực hàng chục kG/cm² cũng không thể tách nó ra khỏi hạt đất được. Khi thành tạo nước liên kết mạnh thường thoát ra một lượng nhiệt khá lớn, bởi vì khi kết hợp các phân tử nước bị hút chặt vào trên mặt hạt và mất năng lực hoạt động tự do, do đó động năng biến thành nhiệt năng phóng ra ngoài. Nó không chịu tác dụng của trọng lực, chỉ khi nó hấp thụ đầy đủ nhiệt năng thì nó mới thoát khỏi ra khỏi mặt hạt ở trạng thái hơi nước. Vì vậy nước liên kết mạnh có những tính chất khác hẳn nước thông thường, tỷ trọng của nó từ 1,2 đến 1,5. Độ ẩm tương ứng với bề dày lớn nhất của nước hút bám và nước liên kết mạnh gọi là độ ẩm phân tử tối đa. Nước liên kết mạnh có thể chuyển từ hạt đất có bề dày màng nước lớn đến hạt đất có bề dày màng nước nhỏ dưới tác dụng của lực hút phân tử. Khi trong đất tồn tại (có mặt) nước liên kết mạnh thì đất ở trạng thái nửa rắn và chưa thể hiện tính dẻo.

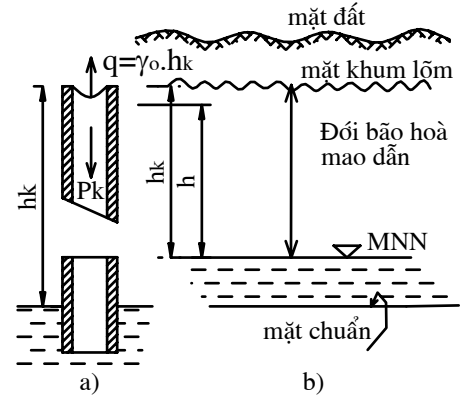
Nước liên kết yếu: Là phần bọc ngoài cùng của nước liên kết, chiếm phần chủ yếu trong màng nước liên kết. Khi thành tạo nước liên kết yếu này không phát nhiệt, điều đó chứng tỏ rằng các phân tử nước trong lớp này không bị mất quá nhiều động năng để biến thành nhiệt năng như lúc thành tạo nước liên kết mạnh. Nhưng lực hút giữa hạt đất và các phân tử nước trong lớp nước liên kết yếu cũng khá lớn, do đó nó cũng có những tính chất khác hẳn nước thông thường. Tỷ trọng lớn hơn 1, càng xa xa lớp nước liên kết mạnh thì các phân tử nước trong lớp nước này sắp xếp càng ít sát chặt hơn. Vì vậy, các phân tử nước trong lớp nước này có thể di chuyển chậm chạp từ hạt này sang hạt kia mà không cần phải qua trạng thái hơi. Nước liên kết yếu không chịu tác dụng của trọng lực, nhiệt độ kết tinh nhỏ hơn 0°C. Khi đất có chứa loại nước này và nếu kết cấu của đất bị phá hoại thì đất sẽ thể hiện tính dẻo, nhưng nếu ở trạng thái thiên nhiên thì dù đất có chứa nước liên kết yếu, đất sét cũng không xuất hiện tính dẻo, V.A.Priklonxki gọi đó là trạng thái dẻo ngầm.

2.2.3. Nước tự do:

Nước tự do là loại nước ở ngoài phạm vi tác dụng của lực điện phân tử của hạt đất do đó nó có thể chuyển dịch ở trạng thái lỏng dưới tác dụng của ngoại lực như áp lực thủy tĩnh và áp lực mao dẫn và có thể phân thành nước mao dẫn và nước trọng lực.

- *Nước mao dẫn*: Nước mao dẫn là nước chiếm một phần hay toàn bộ lỗ rỗng của đất và có bề mặt giới hạn bởi các mặt khum. Khi đất chưa bão hòa nước, các mặt khum của nước tạo thành ở trong lòng đất, còn khi đất đã bão hòa nước thì các mặt khum tạo thành trên bề mặt mực nước mao dẫn (Hình I-3).

Trong đất đất sét chiều cao mao dẫn có thể đạt tới vài mét (vì kích thước lỗ rỗng nhỏ). Cột nước mao dẫn có thể tạo ra một áp lực phụ cho đất. Còn trong đất cát, do kích thước lỗ rỗng lớn nên chiều cao mao dẫn nhỏ xem như không đáng kể. Tuy nhiên, khi các hạt đủ nhỏ, việc hình thành những mặt khum và do lực căng bề mặt làm cho các đất cát hạt nhỏ dường như có một độ dính nào đó khi ướt.



Hình I-3

- **Nước trọng lực:** Nước trọng lực là loại nước tồn tại trong các lỗ rỗng của đất và có những tính chất thông thường của nước ở trạng thái lỏng nói chung. Nước này vận động dưới tác dụng của trọng lực. Theo quan điểm xây dựng, đối với loại nước này chúng ta cần lưu ý xét đến các vấn đề sau: khả năng hòa tan và phân giải của nước, ảnh hưởng của áp lực thủy tĩnh đối với đất và ảnh hưởng của lực thấm do sự chuyển động của nước trong đất đối với tính ổn định của đất.

2.3. Thành phần khí trong đất:

Nếu các lỗ rỗng trong đất thiên nhiên mà không chứa đầy nước, thì khí (thường là không khí) sẽ chiếm chỗ trong các lỗ rỗng ấy. Căn cứ vào sự ảnh hưởng của khí đối với tính chất cơ - lý của đất, thì có hai dạng khí cơ bản trong đất cần phải xét đến là khí tự do và khí hòa tan trong nước. Các khí tự do lại chia ra làm khí thông thương với khí trời và khí không thông thương với khí trời - gọi là khí kín.

Thành phần của các khí ở trong đất có thể khác biệt rất nhiều so với khí trời, chẳng hạn như trong đó các khí sinh ra trong quá trình sinh hóa (mêtan và những khí khác) có thể đóng vai trò quan trọng, cũng như trong đó có chứa nhiều ôxít cacbon có lẫn Sunfua và các khí khác mà các khí này không đáng kể trong không khí.

Các khí thông thương với khí trời có nhiệt độ và áp suất gần giống nhiệt độ và áp suất của không khí ở điểm đang xét. Khi có tác dụng của tải trọng ngoài lên đất thì các khí này dễ dàng thoát ra khỏi đất.

Các khí kín (Khí không thông với khí trời) thường gặp trong các đất dính, chủ yếu là trong đất sét. Sự xuất hiện của các khí kín ở trong đất sét có liên quan tới kích thước to nhỏ khác nhau của các đường lỗ rỗng chằng chịt phức tạp trong đất. Loại khí kín này tồn tại trong các đường lỗ rỗng của đất, ở trong tình trạng bị cách ly không có khả năng vận động, thường thấy khi có các màng nước, cũng như nước mao dẫn và nước tự do bất động chiếm một phần lỗ rỗng.

Sự tồn tại khí kín trong đất dính có ảnh hưởng lớn tới tính chất cơ học của đất, các bọt khí này sẽ làm giảm tính thấm của đất, làm tăng tính đàn hồi và có ảnh hưởng tới quá trình nén lún của đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài.

Khí hòa tan trong nước, tùy theo thành phần hóa học có thể ảnh hưởng khác nhau tới thành phần khoáng vật của đất. Một số khí tạo ra quá trình ôxy hóa, một số khác lại tạo ra quá trình cacbonat hóa đất, v.v... Khi nhiệt độ tăng lên và áp lực giảm đi, khí hòa tan trong nước ở các lỗ rỗng tách ra và trở thành khí tự do, lúc đó xảy ra sự phá hoại kết cấu của đất. Điều này cần được xét tới khi đào hố móng, và khi lấy mẫu ở các lỗ khoan lên để phân tích các tính chất cơ học của đất trong phòng thí nghiệm.

2.4. Các tác dụng qua lại giữa các thành phần trong đất:

2.4.1. Lực điện phân tử và vỏ hydrat của đất:

Như đã trình bày ở phần trước, hạt đất có kích thước càng nhỏ thì tỷ diện tích của nó càng lớn và tới một mức độ phân tán nhất định nào đó của các hạt đất, thì các lực điện phân tử (hoạt năng) trên bề mặt chúng sẽ thể hiện một cách mạnh mẽ, các lực này sẽ quyết định bản chất tác dụng giữa các hạt khoáng vật với nhau, cũng như giữa chúng với môi trường nước. Nguyên nhân của sự hình thành các lực điện phân tử này có thể giải thích như sau:

Mạng tinh thể của các khoáng vật sét được cấu tạo bởi các nguyên tử các nguyên tố hóa học, bố trí theo một quy luật nhất định như hình (I - 2). Phần lớn nguyên tử ở bên trong mạng lưới tinh thể các hạt khoáng chất trung hòa, nghĩa là điện dương của hạt nhân trong chúng cân bằng với điện âm của các điện tử. Khi một nguyên tử trung hòa mất hay nhận thêm một hoặc một số điện tử, thì nó trở thành một ion mang điện dương (cation) hay điện âm (anion). Nếu ở bên trong các hạt khoáng vật các ion có điện tích khác dấu cân bằng, thì ngược lại các điện tích tự do không được cân bằng bởi điện tích của các ion khác. Vì vậy mà hạt khoáng vật trở nên như những vật mang điện. Theo tài liệu thí nghiệm cho thấy rằng đối với các hạt sét, điện tích trên mặt ngoài của chúng thường là có dấu âm (rất ít khi mang dấu dương). Chính do trên bề mặt của hạt khoáng vật mang điện tích tự do như vậy, nên khi các hạt sét ở trong môi trường nước luôn luôn có xảy ra các tác dụng tương hỗ vật lý và hóa học nhất định và tạo thành hoạt tính hoạt động bề mặt của chúng. Cường độ điện tích bề mặt của các hạt chủ yếu phụ thuộc vào thành phần khoáng và mức độ phân tán của hạt. Nếu có các hạt khoáng của một chất bất kỳ nhỏ, đến mức độ tính hoạt động của nó có ảnh hưởng căn bản đến các tính chất cơ - lý của chúng, thì người ta nói rằng chất đó ở trạng thái keo, và hoạt tính bề mặt gọi là hoạt tính keo. Kích thước các hạt keo đất thay đổi trong khoảng từ $1 \div 0,1 \mu\text{m}$, khả năng của các hạt chuyển động Brown (do các sức đẩy phân tử tạo ra) và khả năng đông tụ trong nước khi có chất điện giải là những tính chất keo điển hình.

Hoạt tính bề mặt của các hạt khoáng chất thể hiện rất rõ qua các tác dụng tương hỗ của chúng đối với các phân tử nước. Như đã biết, nước gồm những phân tử lưỡng cực, một bên là ion hydro (H^+) mang điện dương và một bên là ion (OH^-) mang điện âm. Vì thế khi nằm trong điện trường do các hạt khoáng vật sét tạo ra, thì các phân tử nước lưỡng cực đều bị hút về phía hạt sét và được sắp xếp có định hướng trong điện trường, hình thành màng nước kết hợp mặt ngoài hạt đất như trên đã trình bày.

Lực hút điện phân tử của các hạt khoáng chỉ có tác dụng mạnh trong một phạm vi nhất định gần mặt hạt đất. Trị số của các lực này xác định theo cấu tạo phân tử của hạt, ở gần bề mặt của hạt khoáng vật thì nó rất lớn, nhưng xa dần mặt hạt đất nó giảm rất nhanh cho đến bằng không. Phạm vi tác dụng của các lực điện phân tử cũng phụ thuộc vào thành phần nước trong đất và theo tài liệu của Götbe các lực điện phân tử có tác dụng trong khoảng từ vài lớp đến vài chục lớp phân tử nước, chiều dày chung của lớp này theo Đêriaghin là nhỏ hơn $0,1 \mu\text{m}$.

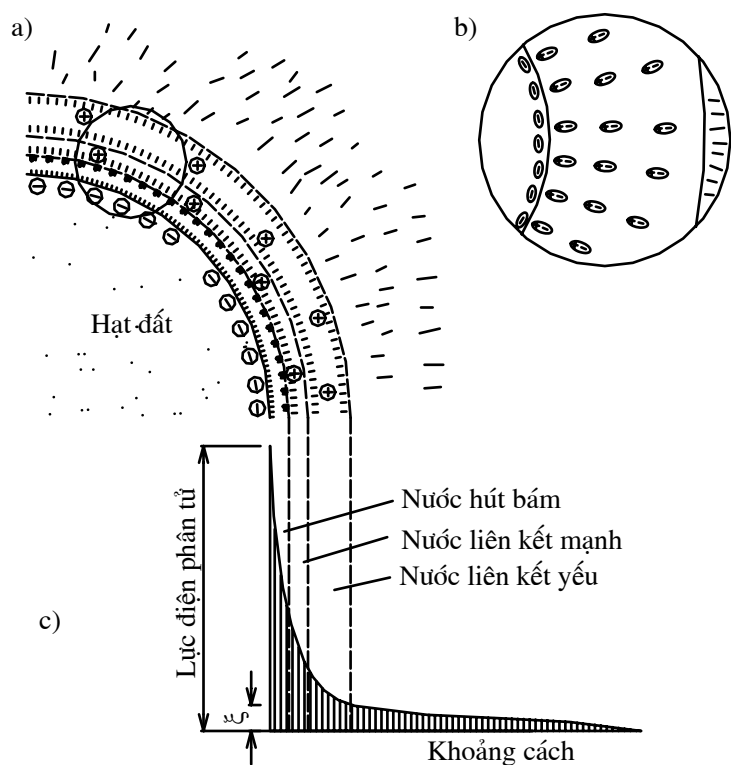
Các phân tử nước được hấp thụ vào bề mặt các hạt khoáng vật, đến lượt nó lại hút các lớp khác tạo thành lớp vỏ hydrat bao quanh các hạt khoáng vật và có ảnh hưởng lớn đến các tính chất cơ - lý của đất.

Trên hình (I-4) có trình bày sơ đồ tác dụng tương hỗ của các lực điện phân tử trên biên phân cách hạt rắn với nước, cũng như sơ đồ của sự liên kết (định hướng) của các phân tử nước trong điện trường của hạt đất.

Những lớp phân tử tiếp xúc trực tiếp với bề mặt các hạt khoáng vật chịu những lực kéo mạnh nhất, cho nên nồng độ các phân tử nước và ion là lớn nhất và chúng rất khó di động. Ra xa dần, các lực điện phân tử giảm nhanh nên nồng độ và ion giảm xuống và chúng càng có tính di động lớn. Cho đến một khoảng cách nào đó thì các phân tử nước cũng sẽ không định hướng và ở trạng thái tự do đối với các lực bề mặt. Trên hình (I -4) có trình bày sơ lược biểu đồ biến

đổi của các lực điện phân tử tùy theo khoảng cách đến bề mặt hạt đất. từ sơ đồ này có thể nhận xét rằng, trị số của lực điện phân tử giảm nhanh theo độ tăng của khoảng cách, chừng mười micron các lực này có trị số không đáng kể, không vượt quá trọng lực của các hạt phân bố. Từ đó có thể thấy rằng trạng thái của nước trong đất có quan hệ chặt chẽ với lực hút điện phân tử của hạt đất và đó cũng chính là cơ sở để phân loại nước trong đất đã được trình bày ở phần trên.

Độ dày của nước kết hợp mặt ngoài (nước màng mỏng) có ảnh hưởng rất lớn đến tính chất của đất sét. Vì vậy, nắm được các nhân tố ảnh hưởng đến độ dày của lớp nước này tức là nắm được quy luật biến đổi tính chất cơ - lý của đất, đây là một vấn đề quan trọng có ý nghĩa thực tế lớn. Chúng ta đã biết rằng, bất cứ một hạt sét nào khi tác dụng với nước đều sinh ra tầng điện kép (hay gọi là lớp lưỡng điện), tuy cách thành tạo tầng điện kép có khác nhau tùy từng loại khoáng vật và môi trường nước xung quanh. Điện thế nhiệt động và điện thế điện động cũng thay đổi tùy theo thành phần khoáng vật, thành phần và nồng độ ion cũng như độ pH của môi trường. Vì vậy đó cũng là những nguyên nhân chủ yếu ảnh hưởng đến độ dày của lớp nước màng mỏng. Chẳng hạn khi các cation nằm trong phạm vi lớp nước màng mỏng, cùng với bề mặt hạt đất mang điện tích âm tạo thành tầng điện kép. Điện thế lớn nhất (Nhiệt động lực ξ) là ở các Cation cố định của hạt khoáng, sự hạ thấp (giảm dần) điện thế theo chiều này lớp nước màng mỏng đến mức điện thế ở dung dịch



Hình I-4:

a) Sơ đồ bố trí các phân tử nước trong điện trường của hạt đất

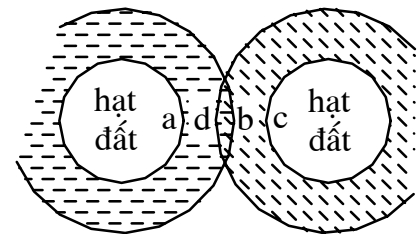
b) Sơ đồ bố trí các phân tử nước xung quanh hạt đất

c) Quan hệ giữa lực hút điện phân tử và khoảng cách kể từ mặt khoáng vật

nước tự do thì tương ứng với thế điện động (gọi là thế năng điện động ξ). Có thể thấy rằng thế năng điện động ξ càng lớn thì bề dày lớp nước màng mỏng cũng càng lớn. mặt khác, vì chịu sức hút của lực điện phân tử, nên lớp nước màng mỏng có tính nhớt lớn hơn nước thông thường.

Khi khoảng cách $\overline{ac}$ của hai hạt đất (hình I -5) nhỏ hơn tổng số bán kính ảnh hưởng của lực hút điện phân tử $\overline{ad}$ & $\overline{cd}$ thì nước trong phạm vi edfb đồng thời phải chịu ảnh hưởng lực hút điện phân tử của cả hai hạt, do đó tính nhớt của nó tương đối lớn.

Khoảng cách giữa hai hạt càng nhỏ thì rõ ràng tính nhớt của nước màng mỏng giữa hai hạt càng lớn và các hạt càng khó bị xê dịch. Ngược lại, bề dày nước màng mỏng càng lớn, thì khoảng cách giữa các hạt càng lớn, thì tính nhớt của nước màng mỏng giữa hai hạt càng nhỏ, và các hạt càng dễ dàng bị xê dịch lẫn nhau. Lý luận nước màng mỏng này hiện nay được dùng khá rộng rãi để giải thích một số tính chất đặc biệt của đất dính như độ đặc, tính dính, tính co, tính đầm chặt .v.v...



Hình I-5

Bề dày nước màng mỏng còn phụ thuộc vào nồng độ ion trong dung dịch (môi trường xung quanh) và vào tính ưa nước của hạt khoáng. Nồng độ ion trong dung dịch lớn thì điện thế điện động giảm xuống, do đó bề dày của nước màng mỏng cũng giảm và ngược lại. Đối với tính ưa nước của hạt khoáng, thì như thực tế đã cho thấy ảnh hưởng của yếu tố này thể hiện rõ rệt ở các đất sét thuộc loại Mômrlonit có khả năng hút nước lớn còn ở các đất sét thuộc loại Kaolinit ít hút nước thì nó thể hiện không rõ rệt.

Do nước màng mỏng chịu ảnh hưởng của lực hút điện phân tử, nên không thể dùng phương pháp thoát nước thông thường (trọng lực) để rút nước đó ra được. Nhưng nếu có tác dụng của điện trường, chẳng hạn như khi cắm các cực điện dương và âm vào trong đất sét và cho dòng điện chạy qua, thì lúc đó sẽ xuất hiện hiện tượng "vẫn điện" và "thấm điện" làm cho các hạt đất cùng với lớp nước hút bám xung quanh mang điện tích âm chuyển dịch về phía cực dương của điện trường "vẫn điện" còn nước màng gồm những cation thì chuyển về cực âm "thấm điện". Nếu tại cực âm bố trí thiết bị hút nước thì có thể rút nước đó đi được. Nguyên lý "thấm điện", thoát nước này trong thực tế thường được dùng để rút nước lỗ rỗng, và do đó làm tăng cường độ chịu lực của các tầng đất khó thấm như các tầng đất sét yếu.

2.4.2. Sự trao đổi ion trong đất:

Để thấy rõ được tác dụng của sự trao đổi ion trong đất, cần phải xét đến khả năng hấp thụ của đất đối với các chất cứng, lỏng và khí khác nhau, các ion, phân tử và các hạt keo từ môi trường xung quanh. Sự hấp thụ trong đất, đặc biệt là trong đất sét, có bản chất phức tạp và thường gồm một số quá trình diễn biến đồng thời. K.K.Gedroytx (1933) đề nghị phân biệt năm dạng hấp thụ: cơ học, vật lý, hóa - lý, hóa học và sinh học. Nhưng dạng hấp thụ quan trọng hơn cả là hấp thụ hóa - lý hoặc còn gọi là khả năng trao đổi ion. Chính khả năng này đã làm ảnh hưởng nhiều đến tính chất của đất.

Nước chứa trong các lỗ rỗng của đất ít nhiều đều có hòa tan các loại muối khác nhau, nên khi tiếp xúc với các hạt khoáng vật sẽ xảy ra hiện tượng: Các cation

bị hấp thụ ra khỏi dung dịch tham gia hóa hợp với thành phần khoáng của đất, thay vào chỗ chúng có một số lượng tương đương các cation khác từ lớp khuyếch tán của thành phần khoáng vật chuyển sang dung dịch. Giữa các cation của lớp khuyếch tán thuộc thành phần khoáng vật của đất và các cation của dung dịch bao giờ cũng có sự *Hấp thụ trao đổi chất*. Khi trao đổi ion, thì trên bề mặt hạt khoáng vật của đất có nhiều biến đổi mạnh mẽ và dẫn đến ảnh hưởng các tính chất của đất như là tính thấm, tính dẻo, lực mao dẫn, v.v...

Trong điều kiện tự nhiên, ở trạng thái trao đổi ion trong đất sét gặp chủ yếu là các Cation: H^+ , K^+ , Na^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , ít hơn là Fe^{3+} , Al^{3+} ít hơn nữa là một số anion của các axit fôtphoric, Silicic, cacbonic và các axit khác. Trong đó riêng hai cation Ca^{++} và Na^+ thường có chứa trong các đất dính nhiều hơn cả.

Các nhân tố ảnh hưởng đến khả năng trao đổi ion của đất bao gồm thành phần khoáng, mức độ phân tán, đặc điểm kiến trúc của hạt đất, nồng độ của chất điện giải trong dung dịch, trị số pH của dung dịch và tính chất của ion trao đổi.

Khả năng trao đổi của các khoáng vật thứ sinh mạnh hơn ở các khoáng vật nguyên sinh, đồng thời trong các khoáng vật thứ sinh, riêng loại các mạng tinh thể kém vững chắc như Mônmôrilonit lại có khả năng trao đổi mạnh so với loại có mạng tinh thể bất động như Kaolinit. Trong cùng một loại khoáng vật thì mức độ phân tán càng lớn thì khả năng trao đổi càng mạnh, vì lúc đó năng lượng mặt ngoài lớn. Nếu đất đã bị phá hoại kết cấu thiên nhiên thì khả năng trao đổi càng mạnh, lúc này các liên kết giữa các hạt bị phá hỏng.

Về phía dung dịch trong đất mà xét, thì khi trị số pH giảm nhỏ, nồng độ cation H^+ sẽ tăng lên làm cho các cation khác khó xâm nhập vào trong màng nước, do đó khả năng trao đổi của đất đối với các cation này sẽ bị giảm đi.

Thực nghiệm còn cho biết rằng, nồng độ chất điện giải trong dung dịch tăng lên thì khả năng trao đổi ion cũng tăng. Ngoài ra, trừ cation H^+ , còn đối với các cation khác, khi hóa trị càng lớn thì khả năng trao đổi ion cũng sẽ mạnh lên, đồng thời trong các cation cùng hóa trị thì khả năng trao đổi tăng lên cùng với sự tăng của bán kính ion. Vì vậy có thể sắp xếp các cation theo trình tự từ trao đổi mạnh đến trao đổi yếu như sau: $Al^{+++} > H^+ > Ca^{++} > Mg^{++} > K^+ > Na^+$.

Sự trao đổi ion trong đất có ảnh hưởng rất lớn đến các tính chất cơ - lý của loại đất sét. Biết được sức chứa hấp thụ của đất và thành phần ion bị hấp thụ, có thể phán đoán gần đúng về tính chất của đất và những biến đổi có thể của chúng khi thay đổi điều kiện hóa - lý. Tuy vậy hiện nay chỉ mới đặc trưng được ảnh hưởng này một cách định tính, vẫn còn chưa thiết lập được quan hệ định lượng giữa tính chất của đất với thành phần cation bị hấp thụ. Chẳng hạn, sét Mônmôrilônit chứa Natri dưới dạng cation trao đổi (bị hấp thụ) có thể hấp thụ nước hai ba lần lớn hơn so với sét như vậy chứa Canxi. Sét Mônmôrilônit Natri có tính trương nở, tính nén lún, độ dẻo lớn hơn nhiều, độ bền bé hơn nhiều, độ thấm nước bé hơn so với sét Mônmôrilônit Canxi. Ngoài ra dựa vào sự trao đổi ion trong đất, người ta có thể cải tạo được một số tính chất của đất nền nhằm phục vụ cho việc xây dựng các công trình được an toàn và rẻ tiền. Ví dụ, nếu đất sét hấp thụ nhiều ion Na^+ và Ca^{++} , thì tính hút nước, tính dẻo, và tính nén lún của nó khá lớn. Để giảm các tính chất ấy người ta cho một dòng điện một chiều chạy qua đất mà cực dương của nó cấu tạo bằng Al. Bởi vì cation Al^{+++} sẽ đẩy các cation Ca^{++} và Na^{++} ra ngoài và hấp thụ vào đất, làm cho đất có tính hút nước và tính nén lún giảm đi rất nhiều.

§3. CƠ CẤU VÀ KẾT CẤU CỦA ĐẤT:

Thành phần rắn (cứng) của đất là một tập hợp gồm các hạt to nhỏ khác nhau, các tính chất của đất không những phụ thuộc vào thành phần của đất mà còn phụ thuộc vào hình thức tồn tại của đất như cách sắp xếp các hạt, mối liên kết giữa các hạt, v.v.... Cũng như giữa các tập hợp tạo thành đất, tức là phụ thuộc vào cơ cấu và kết cấu của đất.

3.1. Kết cấu của đất:

Kết cấu của đất là sự sắp xếp có tính quy luật của các hạt hoặc các đám hạt đất có độ lớn và hình dạng khác nhau trong quá trình trầm tích. Kết cấu của các đất thiên nhiên là yếu tố quan trọng nhất, xác định các tính chất cơ - lý của đất như là nền và môi trường để xây dựng công trình, vì nó xác định độ bền và tính biến dạng của đất dưới tác dụng của các lực ngoài.

Các lực điện phân tử tác dụng giữa các giữa các hạt khoáng vật, các lực tác dụng giữa hạt và nước cũng như tỷ số của chúng với trọng lượng hạt có ý nghĩa quan trọng khi tạo thành kết cấu của đất thiên nhiên. Các tính chất của môi trường lắng đọng có ảnh hưởng cơ bản đến kết cấu tạo thành của các khoáng chất chìm lắng và rõ ràng lúc này, kích thước cũng như hình dạng và thành phần khoáng vật của các hạt đất chìm lắng đều có ý nghĩa quan trọng.

Dựa trên cơ sở thành tạo và sự ảnh hưởng của nó đến tính chất của đất thiên nhiên, người ta thường phân tích kết cấu của đất ra làm ba loại cơ bản, bao gồm kết cấu hạt đơn, kết cấu tổ ong và kết cấu bông.

3.1.1. Kết cấu hạt đơn:

Hình thành do sự chìm lắng tự do của các hạt tương đối thô (lớn hơn 0,05mm) trong môi trường nước. Trong trường hợp này, trọng lượng của hạt lớn hơn lực hút giữa chúng nên chúng được sắp xếp theo cách hạt nọ dựa vào hạt kia (hình I-6). Với loại kết cấu hạt đơn này thường thấy trong các loại đất cát tương đối thô, đất cát, sỏi cuội.

Đối với các đất cát, thì trong loại kết cấu đơn này có thể phân biệt thành hai loại hạt khác nhau là kết cấu rời xốp và kết cấu chặt. ở các đất cát có kết cấu rời xốp thì các hạt ở trạng thái không ổn định, đồng thời giữa các hạt có khi có các lỗ rỗng tương đối lớn, vượt quá kích thước của chúng. Ở các đất cát có kết cấu chặt thì tình hình xảy ra ngược lại. Như trên ta đã biết kết cấu của đất có quan hệ mật thiết với điều kiện trầm tích và độ lớn của cỡ hạt, do đó mà trong thiên nhiên ít gặp loại kết cấu chặt ở các hạt nhỏ, mà gặp nhiều ở các loại hạt to.

3.1.2. Kết cấu tổ ong:

Hình thành do sự lắng chìm tự do của các hạt tương đối nhỏ trong nước do trọng lượng các hạt không thắng nổi lực hút phân tử giữa chúng nên chúng không thể tiếp tục chìm xuống mà lắng đọng lại ở ngay chỗ đầu tiên chúng chạm đến lớp trầm tích, do đó tạo thành kết cấu tổ ong. Với dạng kết cấu này, các hạt đất ở trạng thái không ổn định. (Hình I-6b)

3.1.2. Kết cấu bông:

Nếu các hạt khoáng vật lắng chìm trong nước có kích thước của hạt keo thì chúng sẽ phát sinh chuyển động Braou và chúng sẽ ở trạng thái huyền phù một thời gian lâu. Nếu thêm vào hỗn hợp một chất điện giải (Ca_2Cl , hoặc là chất khác) thì lực

đẩy giữa các hạt giảm đi và các hạt có khả năng xích gần lại, rồi liên kết với nhau thành các đám hạt để hình thành kết cấu bông như hình (I - 6c). Loại kết cấu này rất không ổn định và thường gặp trong trầm tích biển.

Đất trong thiên nhiên do các hạt lớn nhỏ khác nhau tạo thành, vì vậy kết cấu của đất không đơn giản như các kết cấu cơ bản nói trên. Thông thường trong cùng một loại đất có thể gặp cả hai hoặc ba loại kết cấu đó.

Trong quá trình tạo thành và tồn tại kết cấu, trong đất và nhất là trong các đất sét hình thành ra các liên kết nội tại, gắn liền các hạt hoặc các đám hạt khác nhau gọi là *liên kết kết cấu*

Sự có mặt của các liên kết kết cấu trong đất, độ cứng của chúng, sức bền và tính đàn hồi của chúng là những yếu tố quan trọng xác định phẩm chất của đất và nền đất dưới các công trình.

Các liên kết kết cấu hoặc là xuất hiện khi các hạt chìm lắng trong nước hoặc là hình thành trong quá trình tồn tại. Dựa theo thời gian xuất hiện mà các liên kết kết cấu phân biệt ra là liên kết nguyên sinh (sơ cấp) và liên kết thứ sinh (thứ cấp).

Liên kết nguyên sinh tạo ra bởi các lực phân tử tác dụng tương hỗ giữa các hạt khoáng vật cũng như giữa các hạt khoáng vật với nước. Đặc điểm của liên kết này thường là có tính đàn hồi và tính dẻo nhớt.

Liên kết thứ sinh xuất hiện do kết quả của sự già đi của các hạt keo, sự kết dính lại của chúng và do những quá trình kết dính của các muối hòa tan trong nước. Đôi khi các liên kết thứ sinh gọi là các liên kết gia cường (Theo N.Ia.Đênhixốp). Các liên kết cứng của đất đều thuộc liên kết này. Đặc điểm của chúng là có tính cứng chỉ bị phá hoại khi các hạt có một chuyển vị tương đối với độ lớn nhất định. Khác với các liên kết nguyên sinh, các liên kết thứ sinh bị phá hoại theo dạng gãy dòn và một khi đã bị phá hoại thì không thể phục hồi lại được.

Chúng ta cần lưu ý rằng, dù thuộc loại liên kết nguyên sinh hay thứ sinh, các liên kết trong đất đều có cường độ kém xa cường độ của bản thân hạt đất. Chính điều này cùng với đặc điểm của đất là một môi trường rời, làm cho đất khác hẳn các loại vật liệu liên tục về mặt tính chất cơ - lý của chúng.

Như trên đã trình bày, kết cấu của đất ảnh hưởng rất lớn đến tính chất cơ - lý của đất, cho nên để đảm bảo có những số liệu phản ánh đúng tình hình tự nhiên của đất, các thí nghiệm đất phải được tiến hành với các mẫu đất không bị phá hoại kết cấu tự nhiên. Tuy nhiên, vì hạn chế về mặt kỹ thuật lấy mẫu cũng như do tính chất của công việc thí nghiệm, nên các mẫu thí nghiệm ở trong phòng hầu như đều bị phá hoại kết cấu ít hay nhiều, do đó kết quả nghiên cứu các tính chất của đất ở trong phòng thí nghiệm có hạn chế về mức độ chính xác. Chính vì vậy, nên hiện nay người ta đang đặt ra phương hướng cần áp dụng nhiều các phương pháp thí nghiệm trực tiếp ở ngoài hiện trường thì mới mang lại kết quả chính xác, phản ánh đúng thực tế điều kiện làm việc của đất thiên nhiên.

3.2. Cơ cấu của đất:

Cơ cấu của đất là tập hợp tất cả những đặc điểm đặc trưng cho tính không đồng bộ nhất trong sự phân bố các yếu tố kết cấu và cơ học của nó trong các lớp đất. Trong quá trình hình thành của nó, cơ cấu của đất chịu tác động của những điều kiện hình thành các trầm tích đất, chẳng hạn như tính tuần hoàn khi chìm lắng các hạt trong nước chảy và nước nằm yên cũng như chịu tác động của những biến đổi sau đó về phương và trị số của áp lực bên ngoài, làm cho các lớp đất bị uốn cong

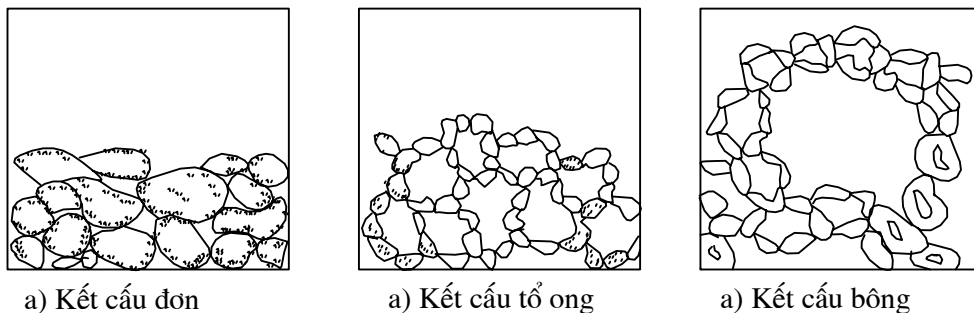
hoặc hình thành dạng phiến. Người ta thường chia Cơ cấu của đất thành những dạng cơ bản sau đây:

3.2.1. Cơ cấu lớp: Là loại cơ cấu phổ biến nhất và thể hiện rõ rệt trong các trầm tích lòng sông, đầm, hồ và biển cạn nước, bao gồm các lớp cát, sét xen kẽ nhau, tùy sự tồn tại và cách sắp xếp người ta có thể phân biệt thành cơ cấu lớp ngang và cơ cấu lớp nghiêng. Cơ cấu lớp của các đất có biểu hiện rõ rệt và toàn bộ tính đa dạng của nó làm cho các đất không đẳng hướng, nghĩa là các tính chất cơ - lý của những đất ấy (chẳng hạn như tính thấm, sức chống cắt, tính đàn hồi, v.v...) sẽ rất khác nhau theo các hướng khác nhau.

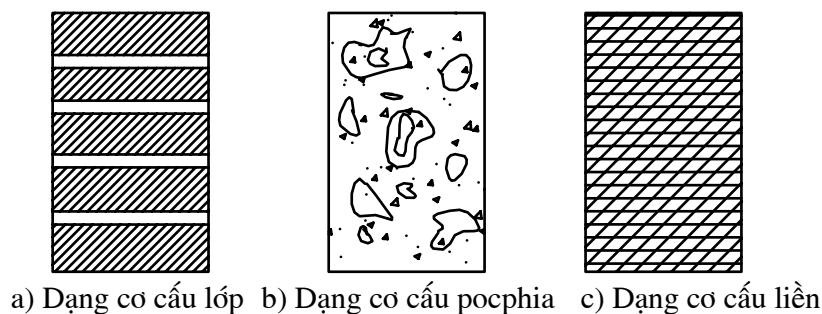
3.2.2. Cơ cấu Pocphia: Thể hiện ở các loại trầm tích mảnh lớn, bao gồm các hạt thô (sỏi, sạn, cát) và các hạt sét phân tán đều tham gia vào sức bền toàn phần chống các tác dụng của các lực ngoài, nhưng các tính chất như là tính nén lún, tính thấm, sức chống cắt, tính đàn hồi của đất sẽ chủ yếu phụ thuộc vào các tính chất của vật liệu phân tán nhỏ có những mảnh đá thô nằm trong đó.

3.2.3. Cơ cấu liền: Thường gặp ở các loại đất sét và đất bùn cỏ trong quá trình địa chất đã chịu những áp lực lớn, cũng như một số đất hoàng thổ và sét pha hoàng thổ chưa nén chặt nhưng dính kết bằng các muối.

Vì cơ cấu của đất có ảnh hưởng rất lớn tới tính chất cơ - lý của nó nên khi thăm dò và thiết kế cần phải chú ý đến yếu tố này một cách thích đáng. Hình (I -7) sẽ giới thiệu các loại cơ cấu bản của đất.



Hình I-6: Các dạng kết cấu của đất



Hình I-7: Các dạng cơ cấu của đất

§.4. CÁC CHỈ TIÊU VẬT LÝ CỦA ĐẤT

Thông thường đất có ba thành phần tạo nên là rắn - lỏng - khí. Trong tự nhiên tỷ lệ giữa ba thành phần này thay đổi rất nhiều, đặc biệt là thành phần nước, có khi chứa đầy trong các lỗ rỗng của đất. Tỷ lệ giữa ba thành phần này thay đổi thì trạng thái vật lý cũng thay đổi theo. Tỷ lệ phân phối về trọng lượng và thể tích của ba thành phần trong đất gọi chung là các chỉ tiêu tính chất vật lý của đất.

Trong công tác xây dựng, để đánh giá được tính chất và khả năng chịu lực của đất, người ta phải dựa vào các chỉ tiêu vật lý và cơ học của nó. Những chỉ tiêu cơ học (tính nén lún, tính chống cắt, v.v...) của đất sẽ được trình bày trong các chương có liên quan với chỉ tiêu này, ở đây chỉ trình bày các chỉ tiêu vật lý của đất.

Việc xác định trị số các chỉ tiêu vật lý của đất là một vấn đề rất quan trọng, vì nó được dùng rộng rãi trong tính toán thiết kế công trình. Tùy theo từng loại đất, tùy theo nguyên nhân tạo thành và điều kiện tồn tại của đất mà các chỉ tiêu vật lý của các loại đất rất khác nhau. Trong các chỉ tiêu vật lý của đất, có loại thì phải trực tiếp làm thí nghiệm mới xác định được - gọi là các chỉ tiêu xác định bằng thí nghiệm, có loại thì có thể tính toán từ các chỉ tiêu thí nghiệm mà ra - gọi là các chỉ tiêu tính toán, ngoài ra trong các chỉ tiêu này có những chỉ tiêu dùng để đánh giá (hay xác định) trạng thái của đất, ta có thể đưa về một nhóm gọi là các chỉ tiêu xác định trạng thái của đất.

Để tiện cho việc nghiên cứu các chỉ tiêu vật lý của đất, ta cùng thống nhất dùng các sơ đồ quy ước trên hình (I - 8) và các ký hiệu sau đây:

V_K, V_n, V_h, V_r, V : Là thể tích khí, nước, hạt rắn, lỗ rỗng, và thể tích của toàn bộ mẫu đất đó; Q_n, Q_h, Q : là trọng lượng phần nước, hạt rắn và toàn bộ mẫu đất còn m, n là thể tích hạt, lỗ rỗng trong một đơn vị thể tích.

4.1. Các chỉ tiêu vật lý xác định bằng thí nghiệm

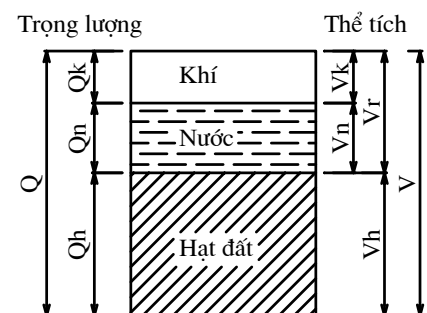
4.1.1 Dung trọng của đất:

Hay còn gọi là trọng lượng thể tích tự nhiên của đất, là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất ở trạng thái tự nhiên, đơn vị thường dùng là g/cm^3 hay T/m^3 , N/cm^3 , KN/m^3 , xác định theo công thức :

$$\gamma = \frac{Q}{V} \quad (I-2)$$

Từ định nghĩa có thể thấy rằng dung trọng của đất phụ thuộc vào thành phần khoáng, độ rỗng cũng như lượng chứa nước của đất. Khi xác định cần dùng mẫu nguyên dạng và tùy theo từng loại đất mà chọn dùng các phương pháp thí nghiệm cho thích hợp. Đất loại sét, hạt nhỏ dính kết, dễ cắt, ta có thể dùng phương pháp dao vòng, đất vụn to, đất chứa sỏi, cuội không cắt được bằng dao vòng thì ta nên dùng phương pháp bọc parafin. Ngoài thực địa trong điều kiện nhất định ta có thể đào hố, xác định trọng lượng và thể tích đất trong hố đào để xác định dung trọng của đất.

Thông thường trị số dung trọng của các loại đất trong thiên nhiên như sau: đất cát từ $(1,45 \div 1,85)T/m^3$; đất cát pha, sét pha từ $(1,40 \div 1,65)T/m^3$; đất sét pha khoảng $1,75T/m^3$; đất sét bị nén chặt từ $(1,8 \div 2,1)T/m^3$.



Hình I - 8: Sơ đồ quy ước ba pha của đất và tỷ lệ giữa chúng

4.1.2. Độ ẩm của đất:

Độ ẩm của đất là tỷ số giữa trọng lượng nước chứa trong đất và trọng lượng hạt đất trong một khối đất tự nhiên, đơn vị thường tính là phần trăm, có khi dùng số thập phân và được xác định theo biểu thức sau:

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} \cdot 100 \quad (\text{I - 3})$$

Trị số độ ẩm của đất thay đổi phụ thuộc vào lượng nước chứa trong đất, phụ thuộc vào mật độ phân bố của hạt, tức là phụ thuộc vào kết cấu của đất.

Độ ẩm tự nhiên của đất có trị số thay đổi trong khoảng rất rộng từ vài phần trăm đến vài chục phần trăm. Để xác định trị số độ ẩm của đất người ta tìm trọng lượng của mẫu đất trước và sau khi sấy ở nhiệt độ $100^{\circ}\text{C} \div 105^{\circ}\text{C}$ đến trọng lượng không đổi, từ đó biết được trọng lượng nước (Q_n) và trọng lượng hạt (Q_h). Khi thí nghiệm độ ẩm của các đất bình thường, nhiệt độ sấy khô thường là $100^{\circ}\text{C} \div 105^{\circ}\text{C}$, nước tự do và nước kết hợp mặt ngoài bị bốc hơi hết và xem như đất khô tuyệt đối. Nhưng đối với đất chứa nhiều chất hữu cơ, nhiệt độ sấy khô $100^{\circ}\text{C} \div 105^{\circ}\text{C}$ là quá cao.

Ngoài thực địa để tiết kiệm thời gian, có thể dùng phương pháp đốt cồn, bỏ mẫu đất vào hộp, nhỏ cồn cho tới bão hòa rồi đốt, theo kinh nghiệm đốt chừng ba lần thì kết quả gần giống như phương pháp sấy khô. Phương pháp này không áp dụng cho đất có chứa chất hữu cơ.

4.1.3. Trọng lượng riêng hạt đất (γ_h):

Hay còn gọi là trọng lượng thể tích hạt đất, là trọng lượng của một đơn vị thể tích phần hạt (cốt) đất của chúng, đơn vị tính bằng: g/cm^3 , T/m^3 , N/m^3 , KN/m^3 . Trọng lượng riêng hạt đất được xác định chủ yếu bằng phương pháp tỷ trọng, theo định nghĩa trong vật lý học thì tỷ trọng của đất bằng:

$$\Delta = \frac{Q_h}{\gamma_o \cdot V_h}, \gamma_h = \frac{Q_h}{V_h} \quad (\text{I - 4})$$

Tỷ trọng của đất khác với trọng lượng riêng hạt đất là, nó là đại lượng không thứ nguyên còn trị số thì bằng nhau.

Tỷ trọng của đất không phụ thuộc vào độ lỗ rỗng và độ ẩm của đất mà chỉ phụ thuộc và tỷ trọng của các hạt khoáng vật có trong đất. Tỷ trọng của các đất thiên nhiên thay đổi từ 2,5 - 2,8. Đất chứa mùn hữu cơ thì tỷ trọng nhỏ hơn đất chứa các khoáng vật nặng (pirit, sắt oxít) thì tỷ trọng lớn hơn, tỷ trọng của đất sét thường lớn hơn tỷ trọng của đất cát. Tỷ trọng được xác định bằng phương pháp bình đo tỷ trọng. Khi xác định tỷ trọng của đất chứa các muối dễ hòa tan phải dùng các chất lỏng hữu cơ trung tính thay cho nước, như dầu hỏa, bezen, v.v...

Trừ tỷ trọng ra, khi xác định dung trọng và độ ẩm của đất bằng thí nghiệm, phải dùng các mẫu đất nguyên dạng. Tuy nhiên, vì trong quá trình lấy mẫu và chuyên chở các mẫu đó khó tránh cho chúng khỏi bị thay đổi dung trọng và độ ẩm, nên kết quả thí nghiệm cũng không tránh khỏi sai số, đó là chưa kể đến sai số do kỹ thuật thao tác trong khi làm thí nghiệm. Nên hiện nay người ta đang có xu hướng tìm cách xác định trực tiếp các chỉ tiêu dung trọng và độ ẩm của đất ở ngay hiện trường. Phương pháp dùng chất đồng vị phóng xạ để xác định dung trọng và độ ẩm của đất ở hiện trường, hiện nay đang được áp dụng và đã mang lại một số kết quả và kinh nghiệm tốt.

4.2. Các chỉ tiêu vật lý xác định bằng tính toán:

4.2.1. Dung trọng khô (γ_k):

Dung trọng khô là trọng lượng của hạt đất trong một đơn vị thể tích đất tự nhiên và là chỉ tiêu biểu thị độ chặt của đất. Đơn vị thường dùng g/cm^3 hoặc T/m^3 , N/cm^3 , KN/m^3 và được xác định theo biểu thức sau:

$$\gamma_k = \frac{Q_h}{V} \quad (\text{I-5})$$

Trị số của dung trọng khô thường thay đổi trong khoảng $(1,2 \div 1,9)\text{T/m}^3$, trị số của dung trọng khô có thể xác định qua tính toán từ dung trọng và độ ẩm của đất.

Theo định nghĩa của độ ẩm có thể viết:

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} = \frac{V(\gamma - \gamma_k)}{V \cdot \gamma_k} \Rightarrow \gamma_k = \frac{\gamma}{1 + W} \quad (\text{I-6})$$

Trị số dung trọng khô phụ thuộc vào độ rỗng của đất và là một chỉ tiêu kết cấu của đất. Vì vậy người ta thường dùng để biểu thị trạng thái kết cấu của đất, khi γ_k càng lớn tức là đất càng chặt, γ_k càng nhỏ thì đất càng xốp.

4.2.2. Độ rỗng của đất:

Độ rỗng của đất hay cũng có thể gọi thể tích lỗ rỗng trong một đơn vị thể tích đất tự nhiên. Theo như cách gọi trên có thể định nghĩa như sau: Độ rỗng của đất là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng trong đất và thể tích đất ở trạng thái tự nhiên, đơn vị thường dùng là phần trăm, nhưng khi tính toán thường biểu thị bằng số thập phân.

$$n = \frac{V_r}{V} \cdot 100 \quad (\text{I-7})$$

Chỉ tiêu này có thể xác định được dựa trên cơ sở biến đổi từ các biểu thức trên:

$$n = 1 - m = 1 - \frac{\gamma_k}{\Delta \cdot \gamma_0} \quad (\text{I-8})$$

4.2.3. Hệ số rỗng của đất:

Hệ số rỗng của đất là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng trong đất và thể tích hạt đất trong mẫu đất đó, chỉ tiêu này thường được biểu thị bằng số thập phân, theo định nghĩa có thể viết:

$$e = \frac{V_r}{V_h} \quad (\text{I-9})$$

Từ biểu thức (I-9) có thể khai triển thêm như sau:

$$e = \frac{V_r}{V - V_r} = \frac{n \cdot V}{(1 - n)V} = \frac{n}{1 - n} \quad (\text{I-10})$$

Tương tự có thể viết:

$$n = \frac{V_r}{V} = \frac{e \cdot V_h}{V_h + e \cdot V_h} = \frac{e}{1 + e} \quad (\text{I-11})$$

Hệ số rỗng đóng vai trò quan trọng đặc biệt trong Cơ học đất (khi tính lún v.v...), vì vậy xác định hệ số rỗng cần phải làm chính xác đến mức có thể làm được. Nói chung trong thực tế thường dùng e để biểu thị mức độ rỗng của đất thiên nhiên thuận lợi hơn nhiều khi dùng độ rỗng n . Vì dù trong trường hợp nào đi chăng nữa thể tích hạt cũng là một trị số không đổi. Từ biểu thức (I-9) có thể nhận thấy rằng,

trị số e càng lớn thì thể tích lỗ rỗng trong đất càng lớn và do đó cường độ chống cắt càng giảm nhỏ, tính nén lún càng lớn, và ngược lại.

4.2.4. Độ ẩm toàn phần của đất:

Độ ẩm toàn phần của đất, thực ra là một chỉ tiêu phụ trợ của Cơ học đất. Độ ẩm toàn phần của đất nghĩa là độ ẩm về lý thuyết ứng với lúc nước chứa đầy các lỗ rỗng trong đất, do đó có biểu thức xác định là:

$$W_{tf} = \frac{Q_n(bão hòa)}{Q_h} = \frac{n.V.\gamma_0}{(1-n).V.\Delta.\gamma_0} = e.\frac{\gamma_0}{\gamma_h} \quad (I - 12)$$

4.2.5. Độ bão hòa của đất:

Theo định nghĩa, độ bão hòa là tỷ số giữa thể tích nước trong một khối đất và thể tích lỗ rỗng của đất trong khối đất đó, hay cũng có thể định nghĩa như sau. Độ bão hòa là tỷ số giữa độ ẩm tự nhiên và độ ẩm toàn phần, chỉ tiêu này thường được biểu thị bằng số thập phân, theo định nghĩa có thể viết:

$$G = \frac{V_n}{V_r}$$

$$\text{Hoặc } G = \frac{W}{W_{tf}} = \frac{W.\gamma_h}{e.\gamma_0} \quad (I - 13)$$

4.2.6. Dung trọng bão hòa của đất

Dung trọng bão hòa là dung trọng của đất khi các lỗ rỗng của đất chứa đầy nước. Trong trường hợp này đất chỉ gồm hai thành phần tạo nên, đó là hạt rắn và nước, do đó ta có biểu thức xác định như sau:

$$\gamma_{bh} = \frac{Q_h + Q_n(bão hòa)}{V} \quad (I - 14)$$

4.2.7. Dung trọng đẩy nổi của đất

Dung trọng đẩy của đất là dung trọng của đất khi bị ngập dưới mặt nước tự do, tức là bằng tỷ số giữa trọng lượng nổi của phần thể rắn trong khối đất và thể tích của khối đất đó:

$$\gamma_{dn} = \frac{Q_h - \gamma_0.V_h}{V} = \frac{\gamma_0(\Delta - \Delta_0)}{1 + e} \quad (I - 15)$$

Nói chung tất cả các chỉ tiêu trên đều có thể dựa vào các định nghĩa về các chỉ tiêu và sự liên hệ về thể tích và trọng lượng giữa các thành phần để rút ra các biểu thức cần thiết. Để đơn giản hóa trong vấn đề tính toán người ta đã lập sẵn cho một số các biểu thức hay ứng dụng như trong bảng (I -3).

Bảng I- 3: Biểu thức tính đổi các chỉ tiêu thường dùng

STT	Chỉ tiêu cần xác định	Công thức
1	Hệ số rỗng	$e = \frac{\Delta \gamma_o (1 + 0,01w)}{\gamma} - 1$
2		$e = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1$
3		$e = \frac{n}{1 - n}$
4	Độ rỗng	$n = \frac{e}{1 + e}$
5	Độ bão hòa	$G = \frac{\Delta \gamma \cdot 0,01W}{\Delta \gamma_o (1 + 0,01W) - \gamma}$
6		$G = \frac{0,01W \cdot \Delta}{e}$
7	Trọng lượng riêng hạt	$\gamma_h = \frac{\gamma_k}{1 - n}$
8		$\gamma_h = \Delta \cdot \gamma_o$
9	Trọng lượng riêng khô	$\gamma_k = \gamma_h (1 - n)$
10		$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + 0,01W}$
11	Trọng lượng riêng đẩy nổi	$\gamma_{\text{đn}} = \frac{(\Delta - 1)\gamma_o}{1 + e}$
12		$\gamma_{\text{đn}} = \gamma_{\text{nn}} - \gamma_o$

Ghi chú: Hệ số 0,01 đặt trước đại lượng W là để chuyển từ số phần trăm sang số thập phân.

4.3. Các chỉ tiêu đánh giá trạng thái của đất:

Trước khi xây dựng các công trình trên một nền đất nào đó công việc đầu tiên đối với chúng ta là cần phải tìm hiểu trạng thái vật lý của nền đất đó, để đánh giá sơ bộ tính chất của nó về các mặt như cường độ và biến dạng, v.v....

Hiện nay người ta thường dùng hai khái niệm cơ bản để nói lên trạng thái vật lý của đất nền là: độ chặt đối với đất rời và độ sệt đối với đất dính.

4.3.1. Đối với đất rời:

4.3.1.1. Chỉ tiêu đánh giá độ chặt của đất rời:

Độ chặt tự nhiên của các đất rời là chỉ tiêu quan trọng để đánh giá trạng thái của đất rời khi làm nền cho các công trình. Vì những loại đất rời này hoàn toàn không có tính dẻo, cho nên trạng thái vật lý của nó được biểu thị bằng độ chặt là hợp lý nhất, nó được xác định từ các số liệu thí nghiệm trong phòng và hiện trường.

Theo các tài liệu tính toán và thống kê các hệ số rỗng ở trạng thái chặt nhất và xốp nhất được xác định trong phòng thí nghiệm đối với các loại cát thạch anh thuộc các nguồn gốc khác nhau, sau đó đối chiếu và điều chỉnh lại với độ chặt tự nhiên của nó người ta lập bảng (I-4) để phân loại độ chặt của đất cát theo hệ số rỗng như sau:

Bảng I - 4: Tiêu chuẩn và độ chặt của đất cát

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

Ngoài ra người ta còn đưa ra chỉ tiêu độ chặt tương đối ký hiệu là D để đánh giá trạng thái của đất cát và được định nghĩa như sau:

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (\text{I} - 16)$$

Trong đó: $e_{\max}$ - Là hệ số rỗng của đất cát ở trạng thái xốp nhất, được xác định trong phòng thí nghiệm bằng cách đổ nhẹ cát khô vào bình có vạch đo dung tích không có chấn động, từ đó xác định được $\gamma_{\min}^k$ và tính $e_{\max}$.

$e_{\min}$ - Là hệ số rỗng của đất cát đó ở trạng thái chặt nhất được xác định trong phòng thí nghiệm, bằng cách đổ cát vào bình có vạch đo dung tích, rung chặt từ đó xác định được $\gamma_{\max}^k$ và tính $e_{\min}$.

e - Là hệ số rỗng của đất cát đó ở trạng thái tự nhiên.

Căn cứ vào độ chặt tương đối D người ta đánh giá độ chặt của đất cát như sau:

$D \leq 1/3$	Đất cát xốp
$1/3 < D \leq 2/3$	Đất cát chặt vừa
$2/3 < D \leq 1$	Đất cát chặt

Việc xác định độ chặt của đất cát bằng thí nghiệm trong phòng vẫn còn nhiều nhược điểm do biện pháp thực hiện trạng thái xốp nhất, chặt nhất chưa đảm bảo chính xác, còn mang tính chủ quan. Hơn nữa hệ số rỗng tự nhiên e_0 của cát cũng khó xác định được vì không lấy được mẫu đất nguyên dạng. Khi đó có thể dùng các phương pháp thí nghiệm tại hiện trường để xác định độ chặt của đất cát ở trạng thái tự nhiên của nó, trong thực tế thường dùng các phương pháp thí nghiệm xuyên động và xuyên tĩnh sẽ được giới thiệu ở chương VI.

Bảng (I-5) và (I-6) giới thiệu trạng thái (độ chặt) của đất thông qua kết quả thí nghiệm ở hiện trường bằng xuyên động và xuyên tĩnh.

Bảng I - 5 : Độ chặt theo thí nghiệm xuyên động

Số lần búa rơi (N)	Độ chặt tương đối (D)	Trạng thái của đất
1 — 4	< 0,2	Rất xốp
5 — 9	0,2 ÷ 0,33	Xốp
10 — 29	0,33 ÷ 0,66	Chặt vừa
30 — 50	0,66 ÷ 1,0	Chặt
> 50	> 1	Rất chặt

Bảng I - 6 : Sức kháng mũi xuyên theo độ chặt của đất cát (100 Kpa)

Độ sâu (m)	Cát thô		Cát vừa		Cát nhỏ	
	Chặt	Chặt vừa	Chặt	Chặt vừa	Chặt	Chặt vừa
5	150	150 - 100	100	100 - 60	60	60 - 30
10	220	220 - 150	150	150 - 90	90	90 - 40

4.3.1.2. Chỉ tiêu đánh giá độ ẩm của đất rời

Đối với đất rời, mức độ khô hay ẩm, ít ảnh hưởng đến cường độ của đất, nên nó giữ nguyên được kết cấu tự nhiên của nó khi độ ẩm thay đổi. Tuy vậy, để chọn độ sâu đặt móng các công trình trên nền đất cát thì đặc trưng này lại rất cần. Vì vậy theo qui phạm về nền dùng độ bão hòa để phân loại trạng thái của đất cát như sau:

$G \leq 0,5$: Thuộc đất hơi ẩm

$0,5 < G \leq 0,8$: Thuộc đất ẩm

$G > 0,8$: Thuộc đất bão hòa nước

4.3.2. Đối với đất dính

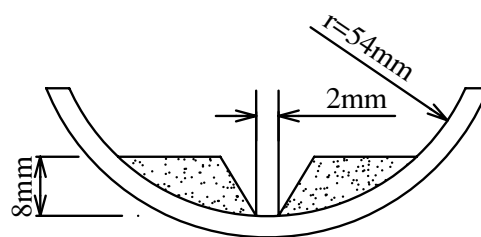
Đối với đất dính thì không thể tách rời trạng thái độ chặt riêng rẽ với trạng thái độ ẩm, đối với đất dính khi lượng nước chứa trong đất thay đổi thì trạng thái vật lý của đất sẽ thay đổi. Các loại đất dính có thể tồn tại ở trạng thái cứng khi độ ẩm rất nhỏ, và khi độ ẩm tăng dần lên thì đất bớt cứng chuyển dần sang trạng thái dẻo, độ ẩm tiếp tục tăng nữa thì đất sẽ dẫn đến trạng thái chảy nhão. Các trạng thái vật lý đó của đất đã phản ánh mật độ phân bố của hạt đất trong môi trường nước. Để đánh giá trạng thái của đất dính người ta dùng đặc trưng độ sệt (hay độ đặc), ký hiệu là B. Công thức định nghĩa của độ sệt là:

$$B = \frac{W - W_d}{W_{nh} - W_d} \quad (I - 17)$$

Trong đó : W, W_{nh} , W_d - Là độ ẩm tự nhiên, giới hạn nhão và giới hạn dẻo của đất

- Giới hạn nhão (W_{nh}): là độ ẩm ranh giới giữa trạng thái dẻo và trạng thái chảy nhão. Nó được xác định bằng cách nhào đất tự nhiên với nước cho đến trạng thái mà khi thả quả chùy tiêu chuẩn nặng 76gam, đầu nhọn 30° . Mũi chùy lún sâu vào đất 10mm trong 5 giây. Hoặc ở Tây Âu và Mỹ thì dùng cách làm của Casagrande: Cho

đất đã nhào trộn vào một bát chỏm cầu ($r = 54\text{mm}$, đất dày 8mm), cắt đất thành hai phần một rãnh hình chữ V, làm rung bằng cách nâng lên thả rơi xuống. Nếu sau 25 lần như vậy hai má đất vừa chập vào nhau thì đất đã tới giới hạn nhão, đem xác định độ ẩm của đất ấy thì đó là giới hạn nhão của đất (Hình I - 9).



Hình I-9

- Giới hạn dẻo (W_d) là độ ẩm ranh giới giữa trạng thái cứng và trạng thái dẻo. Nó được xác định bằng độ ẩm của đất mà ta có thể lăn đất trên một tấm kính mờ cho khô dần và hình thành các dây đất có đường kính 3mm , dài 10cm khi các dây đất này bắt đầu rạn nứt.

Theo quy phạm hiện nay người ta phân trạng thái của đất dính theo các trạng thái như bảng (I - 7).

Bảng I - 7 : Đánh giá trạng thái của đất dính

Đất và trạng thái	Độ sệt B
Đất cát pha (á cát) :	
- Rắn	$B < 0$
- Dẻo	$0 \leq B \leq 1$
- Chảy (nhão)	$B > 1$
Đất sét pha và sét (á sét, sét):	
- Rắn	$B < 0$
- Nửa rắn	$0 \leq B \leq 0,25$
- Dẻo	$0,25 < B \leq 0,5$
- Dẻo mềm	$0,5 < B \leq 0,75$
- Dẻo chảy	$0,75 < B \leq 1$
- Chảy (nhão)	$B > 1$

Trạng thái của dính đất còn có thể xác định bằng phương pháp xuyên tĩnh hiện trường. Tuy vậy, khi sử dụng các kết quả đó cũng cần phải kiểm tra lại theo chỉ tiêu độ sệt xác định qua độ ẩm.

Bảng I - 8: Xác định trạng thái của đất theo kết quả xuyên tĩnh

Sức kháng mũi xuyên (Kpa)	Trạng thái của đất
10.000	Cứng
10.000 - 5.000	Nửa cứng
5.000 - 2.000	Dẻo
2.000 - 1.000	Dẻo mềm
< 1.000	Dẻo chảy

§5. PHÂN LOẠI ĐẤT

Đất được thành tạo trong tự nhiên rất khác nhau về nguồn gốc, thành phần, cấu trúc và tính chất của nó. Do đó không thể nghiên cứu và xác định các tính chất của đất nếu không hệ thống hóa chúng lại theo một quy định nhất định, tức không phân loại chúng. Vì nếu có phân loại chúng, thì mới có cơ sở lựa chọn các phương pháp nghiên cứu phù hợp với thực tế tự nhiên hơn, từ đó có phương hướng đúng đắn sử dụng đất vào mục đích xây dựng các công trình. Để phân loại đất, khi chọn các đặc trưng cần phải chú ý làm sao cho các đặc trưng này thỏa mãn các yêu cầu sau:

- Phản ánh được một cách khách quan và đầy đủ các đặc điểm của đất là một sản vật tự nhiên, thường xuyên chịu ảnh hưởng của môi trường xung quanh.

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

Để phân loại đất rời và đất dính, hiện nay người ta đều xuất phát từ quan điểm cho rằng, các loại đất dù có lịch sử hình thành khác nhau, nhưng chúng có thành phần hạt hoặc chỉ số dẻo giống nhau thì chúng có nhiều tính chất cơ lý giống nhau, các tính chất cơ lý này cho phép cung cấp được đặc trưng xác định về chất lượng xây dựng đối với từng loại.

Đối với đất rời, do tính dính không có nên độ lớn và thành phần cấp phối của hạt đất có khả năng phản ánh được đầy đủ các tính chất cơ lý của đất như tính thấm, tính nén lún và cường độ chống cắt, v.v... Do đó theo qui phạm hiện nay, việc phân loại đất rời theo bảng (I - 9).

Đối với đất dính: Như đã phân tích ở trên, trạng thái dẻo là một trạng thái đặc biệt quan trọng của các loại đất dính, tính dẻo của đất dính là kết quả tác dụng tương hỗ giữa hạt đất và nước. Do đó khi phân loại đất dính làm nền công trình người ta dựa vào chỉ tiêu chỉ số dẻo là thích hợp nhất, chỉ số dẻo ký hiệu là ϕ hoặc là IP (Index plastic) theo bảng phân loại (I - 9)

$$\phi = IP = W_{nh} - W_d \quad (I - 18)$$

Trong đó: W_{nh} , W_d - là độ ẩm giới hạn nhão và độ ẩm giới hạn dẻo của đất.

Bảng I - 9 : Phân loại đất theo quy phạm Việt Nam QPXD 45-78 (CHNT II 15-74)

Số thứ tự	Tên đất	Căn cứ để phân loại
Đất rời		Hàm lượng cỡ hạt
1	Tảng lăn	Cát hạt có $d > 200\text{mm}$ chiếm trên 50%
2	Dăm cuội	Cát hạt có $d > 10\text{mm}$ chiếm trên 50%
3	Sỏi sạn	Cát hạt có $d > 2\text{mm}$ chiếm trên 50%
4	Cát sạn	Cát hạt có $d > 2\text{mm}$ chiếm trên 25%
5	Cát thô	Cát hạt có $d > 0,5\text{mm}$ chiếm trên 50%
6	Cát vừa	Cát hạt có $d > 0,25\text{mm}$ chiếm trên 50%
7	Cát nhỏ	Cát hạt có $d > 0,1\text{mm}$ chiếm trên 75%
8	Cát bụi	Cát hạt có $d > 0,1\text{mm}$ chiếm ít hơn 75%

Đất dính		Chỉ số dẻo IP
9	á cát	$IP < 7$
10	á sét	$7 \leq IP < 17$
11	Sét	$IP \geq 17$

Trong đất thiên nhiên còn gặp một loại đất có kết cấu kém ổn định gọi là đất bùn. Đặc điểm của loại đất này là có kết cấu dễ bị phá hoại khi chịu tác dụng của tải trọng ngoài còn rất nhỏ.

Vì vậy trong tiêu chuẩn xây dựng, các đất này được xếp thành một loại riêng biệt, bao gồm các đất dính ở giai đoạn đầu hình thành, được tạo bởi trầm tích kết cấu trong nước có các quá trình vi sinh vật và ở trạng thái tự nhiên có độ ẩm vượt quá độ ẩm giới hạn nhão và hệ số rỗng vượt quá các trị số trong bảng (I - 10). Tên bùn được qui định theo chỉ số dẻo nêu ở phần trên.

Bảng I - 10 : Phân loại đất bùn

Loại bùn	Hệ số rỗng
- Bùn á cát	$e \geq 0,9$
- Bùn á sét	$e \geq 1,0$
- Bùn sét	$e \geq 1,5$

Việc phân loại đất có thể khác nhau với các nước khác nhau, và ngay cùng một nước, các ngành khác nhau. Với mục đích sử dụng đất khác nhau, có thể có nhiều cách phân loại khác nhau.

Theo AASHTO (American Association of State Highway and Transportation officials): Các đất được chia thành 8 nhóm, đất vô cơ được chia thành 7 nhóm tương tự từ A-1 đến A-7. Các nhóm này được chia thành 12 nhóm phụ. Đất có thành phần hữu cơ cao được xếp loại A-8. Các đất có chứa vật liệu hạt mịn đều được định rõ thêm bằng các chỉ số nhóm của nó, chỉ số càng cao, đất càng kém thích hợp tức là kém ổn định.

Chỉ số nhóm được xác định:

$$G_{(n)} = (F-35)[0,2+0,005(W_{nh}-40)]+0,01(F-15)(IP-10) \quad (I-19)$$

Trong đó: F - Phần trăm qua rây N⁰200 (0,074mm), biểu thị bằng một số nguyên.

W_{nh} - Giới hạn nhão (chảy)

IP - Chỉ số dẻo (Index Plastic).

Các đặc trưng của nhóm và phụ nhóm khác nhau và trình tự phân loại được trình bày theo bảng (I-11).

Theo hệ thống phân loại thống nhất của Mỹ USCS (Unified Soil Classification System - USCS-ASTM. D2487), các đất hạt thô được chia thành:

- + Sỏi và đất sỏi được ký hiệu là G.
- + Cát và đất cát được ký hiệu là S.

Mỗi loại sỏi và cát được chia nhỏ thành 4 nhóm:

- + Vật liệu tương đối sạch, cấp phối tốt, ký hiệu W (Well graded).
- + Vật liệu cấp phối tốt với chất gắn kết rất tốt, ký hiệu là C (Clay).
- + Vật liệu tương đối sạch, cấp phối xấu, ký hiệu P (Poor graded).
- + Vật liệu thô chứa hạt mịn, không bao gồm các nhóm trước ký hiệu M (Silt)

Đất hạt mịn chia làm ba nhóm:

- + Đất cát rất mịn và bụi không hữu cơ, ký hiệu N.
- + Đất sét không hữu cơ, ký hiệu C.
- + Đất sét và bụi hữu cơ, ký hiệu O.

Mỗi nhóm trong ba nhóm của đất hạt mịn này, lại được chia nhỏ theo giới hạn chảy:

- + Đất hạt mịn có $W_{nh} < 50$ có tính dẻo thấp, ký hiệu L (Low plasticity)
- + Đất hạt mịn có $W_{nh} > 50$ có tính dẻo cao, ký hiệu H (High plasticity)

Đất nhiều hữu cơ như đất đầm lầy, than bùn có tính nén lún lớn, không chia nhỏ mà xếp thành một nhóm, ký hiệu Pt, các đặc trưng liên quan của các nhóm khác nhau cho theo bảng (I-12).

Bảng I-11: Phân loại đất và các hỗn hợp nhóm hạt đất của Hiệp hội Đường bộ quốc gia Mỹ M-145 (AASHTO).

Phân loại chung	Vật liệu hạt (35% hoặc thấp hơn qua rây N ^o 200)							Vật liệu sét-bụi(lớn hơn 35% qua rây N ^o 200)			
Phân loại nhóm	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Phân tích bằng rây % qua rây N ^o 10 N ^o 40 N ^o 200	max 50 max 30 max 15	max 50 max 25	min 51 max 10	max 35	max 35	max 35	max 35	min 36	min 36	min 36	min 36
Đặc trưng của phân qua rây N ^o 40 Giới hạn chảy(W _{nh}) Chỉ số dẻo IP	max 6		không dẻo	max 40 max 10	min 41 max 10	max 40 min 11	min 41 min 11	max 40 max 10	min 41 max 10	max 40 min 11	min 41 min 11
chỉ số nhóm (G)	0		0	0		<4		<8	<12	<16	<20
các loại vật liệu hợp thành chính thường gặp	Vụn đá sỏi và cát		Cát mịn	Sỏi và cát chứa sét hoặc bụi				Đất bụi		Đất sét	
Đánh giá chung khi phân cấp	Hoàn hảo đến tốt							Trung bình đến xấu			

Bảng I □ 12: Hệ thống phân loại đất thống nhất
(Unified Soil Classification System USCS-ASTM D.2487)

Phân chia rộng			Ký hiệu	Tên gọi điển hình	Tiêu chuẩn phân loại theo phòng thí nghiệm		
Đất sỏi cuội hơn 50% trên rây N 200 (0,074mm)	Đất sỏi cuội >50 % lượng hạt có đường kính lớn hơn mắt rây N 4 (4,76mm)	Sỏi cuội sạch không hoặc ít có hạt nhỏ	GW	Sỏi cuội cấp phối tốt, sỏi cuội lẫn cát, không hoặc ít hạt nhỏ	Hàm lượng sỏi cuội, cát xác định từ đường cong cấp phối. Tuỳ theo hàm lượng hạt nhỏ hơn mắt rây N° 200 đất sỏi cuội phân biệt như sau:	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$	$Cc = \frac{(D_{30})^2}{[(D_{60}) \times (D_{10})]} = 1:3$
			GP	Sỏi cuội cấp phối kém, sỏi cuội lẫn cát, ít hoặc không có hạt nhỏ		Không đạt những chỉ số yêu cầu cho GW	
		Sỏi cuội lẫn hạt nhỏ (hạt nhỏ đáng kể)	GM _u ^d	Sỏi cuội lẫn bụi cát (trong xây dựng đường phân biệt GM _d và GM _u ; LL ≤ 28; IP ≤ 6 là d, LL > 28 là u)		Các giới hạn Atterberg thấp hơn đường A hoặc IP < 4.	Các giới hạn Atterberg trên đường A, IP trong khoảng 4 - 7 cần có tên kép.
			GC	Sỏi cuội lẫn sét cát		Các giới hạn Atterberg thấp hơn đường A với IP > 7.	
Đất sỏi cuội hơn 50% trên rây N 200 (0,074mm)	Cát < 50 % lượng hạt qua mắt rây N° 4 (4,76mm)	Cát sạch ít hoặc không có hạt nhỏ	SW	Cát cấp phối tốt, có lẫn ít sỏi, ít hoặc không có hạt nhỏ	* Ít hơn 5%: GW, GP, SW, SP	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$	$Cc = \frac{(D_{30})^2}{[(D_{60}) \times (D_{10})]} = 1:3$
			SP	Cát cấp phối kém, cát lẫn sỏi, ít hoặc không có hạt nhỏ	** Lớn hơn 12%: GM, GC, SM, SC	Không đạt những chỉ số yêu cầu cho SW	
		Cát có lẫn hạt nhỏ	SM _u ^d	Cát lẫn bụi. (Chỉ số d, u như trong loại GM)	*** Từ 5% đến 12%: cần dùng một tên gọi kép	Các giới hạn Atterberg thấp hơn đường A hoặc IP < 4.	Vùng gạch chéo, IP trong khoảng 4 - 7 cần có tên kép.
			SC	Sỏi cuội lẫn sét cát		Các giới hạn Atterberg thấp hơn đường A với IP > 7.	

Phân chia rộng			Ký hiệu	Tên gọi điển hình	Tiêu chuẩn phân loại theo phòng thí nghiệm
Đất hạt nhỏ ≥ 50% qua mắt rây N° 200 (0,074mm)	Bụi và sét có giới hạn chảy ≤ 50	ML		Bụi vô cơ và cát rất mịn, cát nhỏ lẫn bụi sét, độ dẻo nhỏ	Biểu đồ tính dẻo
		CL		Sét vô cơ, độ dẻo từ thấp đến trung bình, sét lẫn sỏi cuội, sét lẫn cát, sét lẫn bụi	
		OL		Bụi hữu cơ, sét lẫn bụi hữu cơ độ dẻo thấp	
	Bụi và sét có giới hạn chảy > 50	MH		Bụi vô cơ, cát nhỏ nhiều mica hoặc diatomic, đất bụi, bụi đàn hồi	
		CH		Sét vô cơ, độ dẻo cao, sét béo	
		OH		Sét vô cơ, độ dẻo từ trung bình đến cao, bụi hữu cơ	
	Đất có lượng hữu cơ cao	Pt		Than bùn hoặc các chất có hữu cơ cao	

§.6. MỘT SỐ TÍNH CHẤT CƠ - LÝ THƯỜNG XẢY RA TRONG ĐẤT

6.1. Tính dính của đất

Như chúng ta đã biết, chỉ có các loại đất dính mới có tính dính còn đối với các loại đất rời hoàn toàn không có tính dính. Tính dính là khả năng chịu lực kéo (dù rằng lực đó rất nhỏ) của các loại đất dính. Sở dĩ các loại đất này có thể chịu được lực kéo, vì giữa các hạt đất dính có những liên kết kết cấu giữ chặt nó lại với nhau, cũng chính nhờ có lực dính đó mà các khối đất sét trong thiên nhiên có thể giữ được mái dốc thẳng đứng đến một chiều cao nhất định nào đó, chiều cao này sẽ được tính toán ở chương IV. Dựa vào bản chất và nguyên nhân tạo thành nó, người ta có thể phân ra thành hai loại như sau:

Lực dính do lực hút phân tử gây ra: Dựa theo lý thuyết nước màng mỏng đã trình bày, thì lực hút phân tử có thể phát sinh trực tiếp giữa hai hạt đất với nhau, hoặc phát sinh qua các ion (cation) trung gian gắn liền hai hạt với nhau, hoặc có thể do sức căng mặt ngoài của các màng nước mao dẫn đã được trình bày ở trên. Lực dính này có đặc tính đặc biệt là có khả năng phục hồi lại sau khi bị phá hoại nếu có được những điều kiện như lúc hình thành ban đầu. Loại lực dính thứ hai là do các liên kết xi măng và các liên kết kết tinh có sẵn giữa các hạt, lực dính này được tạo thành do kết quả của sự hóa già các chất keo, sự kết tinh hoặc tái kết tinh các loại muối hòa tan trong nước, v.v... Thuộc loại lực dính này thì không có khả năng phục hồi sau khi đã bị phá hoại - loại lực dính này có tính chất cứng, giòn, ngược lại với loại lực dính do lực hút phân tử lại có tính đàn hồi và tính dẻo nhớt.

6.2. Tính co và nở của đất

Tính co và nở của đất sét là hai mặt ngược nhau của một quá trình. Khi lượng nước chứa trong đất thay đổi thì sẽ sinh ra hiện tượng co và nở của đất, tức là, tính co là khả năng giảm thể tích trong quá trình bốc hơi nước, còn tính nở là khả năng tăng thể tích của đất dính khi ngậm nước.

Trong tự nhiên hiện tượng trương nở thường rất hay gặp do nước mưa, nước mặt đất, nước dưới đất chảy vào các vùng đất dính ở trạng thái khô, đặc biệt ở các vùng khí hậu khô ráo. Hiện tượng trương nở đó thường làm cho cường độ của đất giảm xuống, toàn bộ khối đất bị biến dạng và phá hỏng, do đó gây ra nhiều tác hại cho các công trình xây dựng trên nền đất đó, phá hoại tính ổn định của bờ dốc, bờ đường, gây bùng nền, v.v...

Khi đất sét bị khô thì nước trong màng nước bao quanh dần dần bị bốc hơi, trong quá trình đó, trước hết nước mao dẫn bị bốc hơi trước và khối đất bắt đầu co lại. Màng nước bao quanh mỏng dần làm tăng nồng độ ion trong tầng ion trái dấu, do đó lực hút của các ion đối với hạt sét ở xung quanh tăng lên, vượt quá lực đẩy giữa các hạt sét do tích điện cùng dấu gây ra. Vì vậy các hạt đất bị hút lại gần nhau hơn và khối đất càng co thêm nữa, và đến một lúc nào đó việc giảm thể tích ngừng lại (tương ứng với khi lực đẩy giữa chúng đạt tới một thể cân bằng mới với lực hút) thì trên mặt khối đất xuất hiện các vết nứt có hình chân chim. Đó chính là bản chất của tính chất co rút thể tích khi khô của đất loại sét. Độ ẩm của đất ứng với thời điểm đó gọi là giới hạn co. Khi đất co thì chuyển vị của các điểm trong khối đất xảy ra không giống, do đó gây ra tình hình ứng suất không đều và làm cho khối đất nứt nẻ, cường độ giảm đi, tính thấm tăng lên, vì vậy khi dùng đất đắp đê, đắp đập, hay đắp đường thì cần phải chú ý đến hiện tượng này. Ngược lại, khi đất sét khô, màng nước tại chỗ tiếp xúc giữa các hạt có chiều dày nhỏ. Sau đó nếu gặp nước có nồng độ ion thấp hơn nồng độ ion trong tầng trái dấu giữa các hạt, thì một số ion trong tầng trái dấu sẽ chạy ra ngoài nước tự do. Do tác dụng của lực hút điện phân tử của các hạt đất nên các phân tử nước sẽ thâm nhập vào những nơi màng nước có chiều

dày nhỏ và tách các hạt đất ra, gây nên hiện tượng trương nở của đất. Tác dụng nở của đất có ảnh hưởng lớn đến các công trình xây dựng, do đó cần phải được chú ý thích đáng trong khi thiết kế và xây dựng công trình. Đối với các tường chắn chẳng hạn, khi đất đắp sau tường nở ra thì sẽ xuất hiện một áp lực phụ thêm tác dụng lên tường, ảnh hưởng đến tính ổn định của nó. Tuy nhiên, không phải lúc nào hiện tượng nở của đất cũng có hại, trái lại cũng có trường hợp có thể lợi dụng tính nở của đất để phục vụ công trình. Điều này có thể thấy rõ trong thực tế, người ta có thể dùng áp lực phun dung dịch sét Mômôrêlônít có tính nở lớn vào các lỗ rỗng hoặc khe nứt ở bờ kênh và đất nền để làm giảm tính thấm cho bờ kênh và đất nền.

Tính chất trương nở và co rút có liên quan mật thiết với sự biến đổi độ dày của màng nước bao quanh hạt đất, vì vậy các nguyên nhân ảnh hưởng đến tính chất trương nở và co rút của đất sẽ bao gồm các nhân tố chủ yếu như: Thành phần khoáng vật, thành phần hạt, thành phần hóa học và nồng độ ion trong dung dịch, kết cấu, đặc điểm mối liên kết giữa các hạt và độ rỗng của đất.

6.3. Tính tan rã của đất:

Tính chất tan rã của đất là tính chất của đất khi bỏ vào nước thì phát sinh hiện tượng mất hết tính dính và trở thành một khối rời rạc. Hiện tượng tan rã có thể là do hiện tượng trương nở phát triển mà thành. Trong những điều kiện nhất định khi hiện tượng trương nở phát triển đến một lúc nào đó, thì do màng nước khuếch tán dày lên đến trị số lớn nhất, các hạt sét không còn hút chung các ion hay các phân tử nước nữa, làm mất mối liên kết keo nước giữa các hạt và các hạt sét bị rã rời trong nước.

Các loại đất sét có tính thấm nhỏ, nói chung tốc độ tan rã chậm, hiện tượng tan rã thường phát triển dần dần từ ngoài vào trong, ít khi tan rã thành từng cục. Nếu đất có lỗ rỗng lớn thì trước hết nước ngấm vào các lỗ rỗng này gây ra ứng lực không đồng đều trong khối đất và đầu tiên đất sẽ bị tan rã dọc theo các mặt mềm yếu thành từng cục to nhỏ hình dạng bất kỳ. Các đất loại sét do hàm lượng hạt sét cao nên tác động của tầng khuếch tán đến tính chất tan rã khá rõ rệt, thời gian để màng nước khuếch tán đạt đến độ dày lớn nhất dài hơn, lực hút giữa các hạt còn tương đối lớn. Vì vậy, hiện tượng tan rã trong đất loại sét là một quá trình phát triển tiếp theo quá trình trương nở.

Hiện tượng tan rã có liên quan mật thiết với hiện tượng trương nở cho nên các nhân tố ảnh hưởng của nó cũng là thành phần khoáng vật, thành phần hạt, thành phần hóa học và nồng độ ion trong dung dịch chứa trong đất và nước, kết cấu và cơ cấu của đất.

Khi đánh giá tính chất tan rã của đất người ta thường dùng các chỉ tiêu sau:

- Thời gian tan rã: là thời gian tan rã hoàn toàn của một mẫu đất nhất định.
- Đặc điểm và các hiện tượng xảy ra trong quá trình tan rã.
- Tốc độ tan rã, tính bằng hàm lượng phần trăm phần đất bị tan rã so với mẫu đất ban đầu để trong một đơn vị thời gian.

Tính tan rã của đất có một ý nghĩa thực tế rất lớn khi đánh giá đất làm vật liệu đắp đập, đắp đê, đắp đường, đánh giá ổn định của bờ dốc, bờ kênh đào, đánh giá tính chất chống xói lở của đất v.v... Căn cứ vào đặc tính tan rã của đất ta có thể phán đoán mức độ ảnh hưởng đến việc thi công, sử dụng các công trình mà từ đó đề ra biện pháp xử lý, đề phòng cho thích hợp.

6.4. Hiện tượng Tixotrofia trong đất:

Trong thực tế có thể gặp trường hợp: Khi dưới ảnh hưởng tác dụng của một tải trọng động, một số đất sét và đất bùn có thể chuyển sang trạng thái chảy nhão rồi biến thành dung dịch, lúc này đất hoàn toàn mất hết lực dính kết cấu, và nếu để sau một thời gian không tác dụng tải trọng động nữa, các đất ấy lại hoàn toàn phục hồi các đặc tính cũ như là kết cấu, độ sét, độ rỗng, v.v... Quá trình đó có thể lặp đi lặp

lại nhiều lần. Hiện tượng xảy ra như trên gọi là hiện tượng Tixotrofia. Đất mang tính chất này gọi là đất Tixotrofia.

Qua thực nghiệm người ta đã nhận thấy rằng, hiện tượng Tixotrofia chỉ xảy ra khi có đầy đủ các điều kiện sau:

- Đất chứa nhiều hạt phân tán nhỏ như hạt keo, đặc biệt là chứa nhiều Bentônít hay nói rõ hơn là chứa nhiều loại khoáng vật Mômôrilônít.

- Đất đó phải bão hòa nước.

- Đất đó chịu tác dụng của tải trọng động.

Dựa vào các điều kiện trên có thể nhận thấy rằng hiện tượng Tixotrofia thường hay xảy ra ở những loại đất trầm tích trẻ, chứa nhiều hạt keo.

Vì hiện tượng đó có ảnh hưởng rất lớn tới điều kiện ổn định của các công trình xây dựng, do đó trong xây dựng cần phải quan tâm chú ý đến, đặc biệt là khi thi công đóng cọc có thể gây ra ảnh hưởng hoặc làm hư hỏng các công trình lân cận.

6.5. Hiện tượng biến loãng của đất cát:

Hiện tượng biến loãng (chảy lỏng) của đất cát có thể gặp ở các đất cát nhỏ no nước, khi chịu tải trọng rung ở những điều kiện nhất định. Nếu các loại này được dùng làm nền cho các móng máy, hoặc làm vật liệu đắp các đê, đập thì trong những điều kiện ấy, đất nền sẽ bị đùn ra ngoài, hoặc khối đất đắp sẽ bị đổ sập, gây ảnh hưởng tai hại cho công trình.

Hiện tượng biến loãng này đã được giáo sư N.M.Gerxevanov và giáo sư N.N.Maxlov chỉ rõ rằng: Đất cát nhỏ bão hòa nước phát sinh hiện tượng chảy lỏng (biến loãng) là vì, khi có tác dụng của tải trọng động thì áp lực nước lỗ rỗng xuất hiện đột ngột và có trị số lớn ở tại vị trí tác dụng của tải trọng động đó, rồi truyền đi rất nhanh lên toàn bộ khối đất bão hòa nước. Trong những trường hợp nếu trị số áp lực đó vượt quá trọng lượng bản thân của đất ở trong nước (ứng với dung trọng đẩy nổi), thì các điểm tiếp xúc giữa các hạt bị phá hoại và đất chuyển sang hoàn toàn như một dung dịch (hình I - 10).

Cường độ chống cắt của đất cát lúc này hầu như bằng không và cả khối đất hoàn toàn mất sức chịu tải, dẫn đến sự phá hoại công trình. Và nếu như ngừng tác dụng tải trọng động thì áp lực nước lỗ rỗng của nó giảm xuống, các hạt cát lại dịch lại gần nhau và sắp xếp theo một dạng kết cấu chặt hơn trước, nghĩa là độ rỗng của nó nhỏ hơn trạng thái ban đầu. Căn cứ vào các tài liệu nghiên cứu người ta thấy rằng hiện tượng biến loãng dễ xảy ra hơn cả ở các đất cát có hình dạng tròn nhẵn, đường kính D_{10} của hạt bé hơn 0,1mm, hệ số không đồng đều $C_u < 5$ và độ rỗng (n) vào khoảng 0,44 đồng thời trong đất có chứa một ít hạt sét.



Hình I-10

Hiện tượng biến loãng có ảnh hưởng lớn đến các công trình xây dựng, do đó việc đề phòng, tránh hiện tượng này xảy ra là sự cần thiết đối với chúng ta và hiện nay thường dùng các biện pháp sau đây:

- Giảm bớt cường độ của tải trọng động.
- Làm tăng độ chặt của đất cát.
- Tăng cường khả năng thoát nước của đất cát.
- Cải thiện tình hình phân bố ứng suất trong đất.

Nói chung các biện pháp thường không áp dụng riêng rẽ nhau, mà được áp dụng kết hợp chặt chẽ với nhau thì mới mang lại hiệu quả lớn nhất.

6.6. Tính đầm chặt của đất:

Đất có tính chất là: dưới tác động cơ học như rung, nén, nện các hạt đất sẽ dịch chuyển tạo thành một kết cấu mới chặt hơn. Tính chất này của đất rất thuận lợi cho việc dùng đất làm vật liệu để xây dựng những công trình bằng đất như đắp nền đường,đê,đập. Trong thực tế khi làm nền đường, đắp đập, đắp đê và gia cố nền thường cần phải đầm đất tới một độ chặt cần thiết để cho các công trình nêu trên đủ độ bền vững, ổn định và các tính thấm, tính nén lún, v.v... giảm đi. Các yếu tố chủ yếu ảnh hưởng đến việc đầm chặt đất là: cấp phối của đất, độ ẩm của đất, công đầm nén. Trong phần lớn các trường hợp người ta không thể tạo ra được một cấp phối như ý muốn (bằng cách pha trộn các cỡ hạt) mà chỉ có thể chọn bãi khai thác đất để đắp công trình. Nghĩa là chấp nhận một cấp phối tự nhiên tương đối thích hợp cho việc đầm chặt. Như vậy, việc nghiên cứu tính đầm chặt của đất chỉ còn tìm mối quan hệ giữa dung trọng khô (γ_k), độ ẩm (W) và công đầm (A), từ đó có thể chọn được dung trọng khô, độ ẩm thỏa mãn với yêu cầu của công trình, đồng thời ứng với công đầm nén nhỏ nhất. Việc lựa chọn này dựa trên kết quả thí nghiệm đầm chặt đất.

Nguyên lý thí nghiệm:

Nếu đất khô, độ ẩm nhỏ thì công đầm nén sẽ tiêu hao vào việc khắc phục ma sát giữa các hạt mà không làm cho đất chặt lại được bao nhiêu. Ngược lại nếu đất quá ướt, độ ẩm cao thì màng nước liên kết càng dày đẩy các hạt xa nhau, làm cho đất không thể chặt được. Như vậy với một công đầm nén xác định, cần phải có một độ ẩm tốt nhất để khi đầm nén đất sẽ đạt được độ chặt cao nhất.

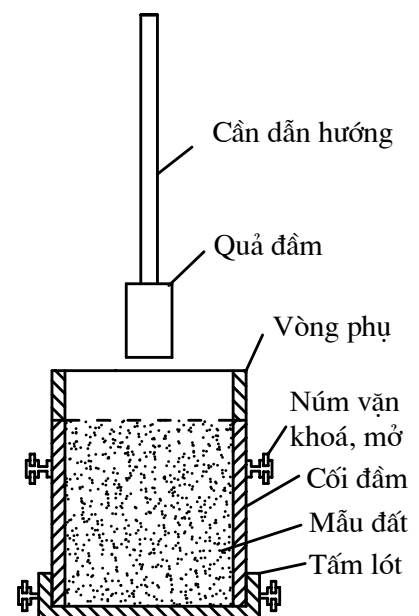
Dụng cụ thí nghiệm trong phòng (Hình I - 11) là một hình trụ tròn bằng kim loại, ở bên dưới có tấm lót, ở bên trên có vành kéo dài có thể tháo rời được. Quả đầm có hình trụ tròn xỏ vào một cần thẳng và di động, cần có tác dụng dẫn hướng và khống chế độ cao rơi, ngoài ra là cần và các dụng cụ thí nghiệm độ ẩm.

Cách thí nghiệm:

Chuẩn bị một lượng đất đủ dùng, khoảng 6-8kg, hong khô trong không khí, nghiền nhỏ (chú ý không làm vỡ hạt), loại bỏ những hạt to quá 20mm. Dùng một ống đo thể tích đo lượng nước đưa vào mẫu đất. Tưới nước vào mẫu đất bằng cách phun mưa trộn rất cẩn thận trong thời gian lâu để đảm bảo mẫu đất ẩm đều. Nếu đất là loại sét thì phủ mẫu bằng vải ẩm để trong nhiều giờ trước khi đem đầm nén.

Cần cối khi chưa có mẫu đất. Cho mẫu đất vào cối từng lớp, thường làm năm lớp. Với mỗi lớp đều đầm (bằng cách thả rơi quả đầm ở một chiều cao xác định) 55 nhát đầm, chú ý sao cho các nhát đầm phân bố đều trên mặt mẫu. Sau khi đầm xong, tháo vành kéo dài ở mặt trên, gọt mẫu đất bằng mặt cối. Cần lại cối đầm có chứa đầy đất. Cuối cùng tháo mẫu đất ra khỏi cối, lấy 2-3 mẫu nhỏ (trên - 10g), đem thí nghiệm xác định độ ẩm.

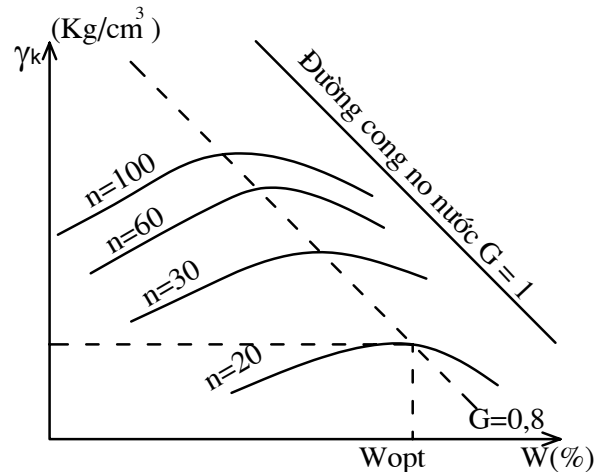
Lặp lại thí nghiệm với mẫu đất thứ hai, gia tăng lượng nước phun tưới vào mẫu đất (không quên trộn cẩn thận và thật lâu): tiếp tục thí nghiệm cho 5-6 mẫu. Với mỗi



Hình I-11

mẫu thí nghiệm ta xác định được trọng lượng thể tích đất (ướt) γ và tương ứng với nó là độ ẩm W , hoặc trọng lượng thể tích đất (khô) γ_k và độ ẩm W .

Kết quả thí nghiệm được thể hiện bằng đường cong, trên đồ thị có trục tung biểu thị $\gamma_k = f(W)$, trục hoành biểu thị W (Hình I -12). Theo đó ta xác định được độ ẩm đầm nén tốt nhất ứng với một công đầm nén xác định. Nếu thay đổi công đầm nén ta thấy: Khi tăng công đầm nén lên thì độ ẩm tốt nhất nhỏ đi một chút (điểm cực trị dịch về bên trái), tất cả các đường cong $\gamma_k = f(W)$ đều tiệm cận một đường thẳng gọi là đường bão hòa.



Hình I-12: Các đường cong đầm chặt

Thí nghiệm đầm chặt nêu trên

người ta thường gọi là thí nghiệm Proctor (tên người đã đề xuất thí nghiệm đầu tiên). Dựa vào nguyên lý thí nghiệm đầm chặt đã nêu trên, sau này người ta đã cải biến đi, nên ở các nước khác nhau có quy định khác nhau về thí nghiệm đầm chặt.

* Thí nghiệm proctor thông thường:

Cối đầm chặt có đường kính bằng 10cm, chiều cao cối đầm là 12,70cm, thể tích cối đầm là 1000cm³. Đầm có đường kính đáy là 10cm, trọng lượng quả đầm 2,5kg. Tấm lót đáy có đường kính 10cm.

Cách thí nghiệm :

- Cho quả đầm rơi tự do với chiều cao 30,5cm, số lớp đất đầm là 3, chiều dày lớp đất là 4cm, số nhát chày đầm cho mỗi lớp là 25 chày, năng lượng đơn vị 5,4kG.cm/cm³. (Năng lượng đơn vị được tính là: trọng lượng quả đầm nhân với chiều cao rơi nhân với số nhát đầm cho mỗi lớp nhân với số lớp đất đầm nén, kết quả đó chia cho thể tích cối đầm).

* Thí nghiệm proctor cải tiến:

Cối đầm chặt có đường kính bằng 12,5 cm, chiều cao cối đầm 12,70cm, thể tích cối đầm 2224cm³. Đầm có đường kính đáy là 5,08cm, trọng lượng quả đầm 4,54kg.

Cách thí nghiệm:

- Cho quả đầm rơi tự do với chiều cao 45,7cm, số lớp đất đầm nén là 5, chiều dày mỗi lớp 2,5cm, số nhát đầm cho mỗi lớp là 55, năng lượng đơn vị 25KG.cm/cm³.

* Thí nghiệm proctor do công binh Mỹ cải tiến:

Cối đầm chặt có đường kính là 15,24cm, chiều cao cối đầm 12,70cm, thể tích cối đầm là 2317cm³. Đầm có đường kính đáy là 5,08cm, trọng lượng quả đầm là 4,54KG, tấm lót đáy dày 5,08cm và đường kính là 15,24cm.

Cách thí nghiệm:

- Cho quả đầm rơi tự do với chiều cao 45,7cm, số lớp đất đầm là 5, chiều dày mỗi lớp 2,5cm, số nhát đầm 55, năng lượng đơn vị 24,5KG.cm/cm³.

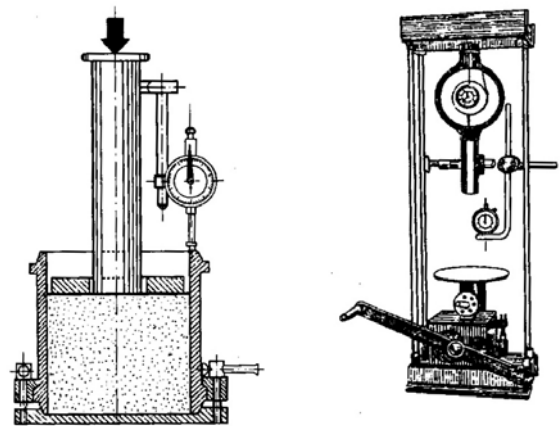
* Thí nghiệm CBR (California Bearing Ratio)

Ở Mỹ và một số nước, trong xây dựng đường ô tô thường dùng chỉ số CBR (viết tắt của tên California Bearing Ratio - Chỉ số chịu tải CBR), 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.

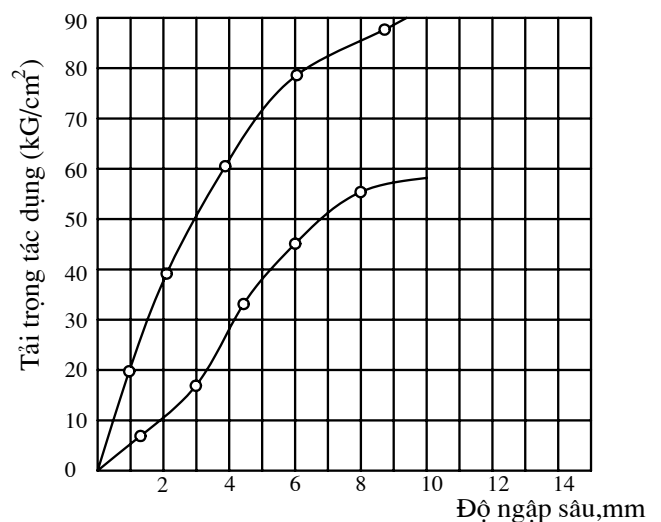
Dụng cụ thí nghiệm (hình I-13): Trụ xuyên tiết diện 3 inch² (19,35cm²), dài khoảng 20cm, gắn vào một giá đỡ có gắn lực kế và đồng hồ đo chuyển vị; một cơ cấu vitme với tay quay nâng hộp mẫu tạo ra sự xuyên ngấp của trụ xuyên.

Hộp mẫu là một cối đầm chặt kiểu Proctor Công binh Mỹ cải tiến, nhưng chiều cao cối lớn hơn, bằng 7 inch (17,78cm); 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 binh Mỹ cải tiến với độ ẩm sai lệch 60,5% 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 (4,54kG). Đưa hộp mẫu vào dưới trụ xuyên, tác dụng lực 10 lbs để trụ xuyên tiếp xúc với mẫu. Gá đồng hồ đo 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 (1,27mm/phút). Trong quá trình xuyên ghi chép áp lực xuyên ứng với các độ sâu xuyên 0,64; 1,27; 1,91; 2,54; 5,08 và 7,62mm.



Hình I-13: Dụng cụ thí nghiệm CBR



Hình I - 14: Đường cong ứng suất □ biến dạng

Kết quả đo được trình bày trên đồ thị thí nghiệm CBR (Hình I - 14)

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 mm.

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.

Giá trị đầu được lấy làm trị số chịu tải CBR trừ khi 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.

6.7. Tính thấm của đất:

Như chúng ta đã biết, tất cả các loại đất trong thiên nhiên đều có lỗ rỗng, các lỗ rỗng này thường nối liền nhau. Cho nên các loại đất trong thiên nhiên ít nhiều đều thấm nước. Tính thấm là một đặc tính quan trọng của đất, cần được chú ý đến khi nghiên cứu các tính chất cơ học của chúng. Tùy theo mức độ thấm nhiều hay ít, lưu lượng nước thấm lớn hay bé trong đất mà quá trình nén lún của đất đó kết thúc nhanh hay chậm. Trong khi nước thấm qua đất còn xuất hiện áp lực thủy động, gây ra hiện tượng xói đùn đất nền dưới các công trình xây dựng nói chung và dưới các công trình thủy lợi nói riêng, ngoài ra còn gây ra các hiện tượng sụt lở các mái dốc.

6.7.1. Định luật thấm

Qua hàng loạt các công trình nghiên cứu của X.A.RôZa, N.M. Gerxevanov, Darcy, Pavlovski.v.v.... cho thấy rằng đối với các loại đất cát vừa, cát nhỏ, cũng như các loại đất sét dẻo. Sự chuyển động của nước trong đất được liệt vào loại chảy tầng. Do đó, đối với các loại đất này, để nghiên cứu hiện tượng thấm, có thể áp dụng định luật Darcy:

$$Q = K.F.t.J \quad (I - 19)$$

trong đó: Q - là lượng nước thấm qua mặt cắt F trong thời gian (t).

F - là diện tích mặt cắt vuông góc với dòng thấm.

t, K - là thời gian và hệ số thấm nước của đất.

J - là Gradien thủy lực.

Theo định luật thấm này, lượng nước thấm chảy qua một mặt cắt nhất định và trong thời gian nhất định là tỷ lệ với gradien thủy lực, thời gian thấm và diện tích mặt cắt ấy. Nếu ký hiệu lượng nước thấm trên một đơn vị diện tích và trong một

đơn vị thời gian là: $V = \frac{Q}{F.t}$ thì ta có: $V = K.J$ (I-19'). (Khi quá trình nước thấm

trong đất diễn ra theo quy luật chảy tầng thì lưu tốc thấm V tỷ lệ thuận với gradien thủy lực J). Biểu thức (I-19') chính là biểu thức toán học của định luật thấm.

Thực tế nước chỉ thấm qua các lỗ rỗng của đất, cho nên lưu tốc thấm thực lớn hơn nhiều lưu tốc thấm V xác định theo biểu thức (I - 19'). Tuy vậy, trong tính toán công trình, để đơn giản hóa và tiện lợi người ta vẫn dùng V theo biểu thức (I - 19').

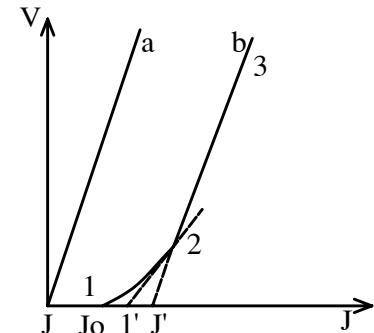
Từ biểu thức (I - 19'), ta thấy rằng, khi gradien thủy lực mà bằng một ($J = 1$) thì hệ số thấm K chính là lưu tốc thấm V , cho nên hệ số thấm K cũng có đơn vị tính là (cm/s) như lưu tốc thấm.

Nhiều thí nghiệm nghiên cứu cho thấy rằng, hệ số thấm K phụ thuộc rất nhiều yếu tố, như thành phần cấp phối, độ rỗng, kết cấu của đất, thành phần dung dịch nước lỗ rỗng và lượng chứa các khí kín, tức là phụ thuộc vào loại đất. Hệ số thấm của một số loại đất trong thiên nhiên có thể thay đổi như sau:

Đất cát	$K = 1.10^{-1} \div 1.10^{-4} \text{ m/s}$
A' cát	$K = 1.10^{-3} \div 1.10^{-6} \text{ m/s}$
A' sét	$K = 1.10^{-5} \div 1.10^{-8} \text{ m/s}$
Sét	$K = 1.10^{-7} \div 1.10^{-10} \text{ m/s}$

6.7.2. Gradient thủy lực ban đầu của đất sét:

Nếu theo biểu thức (I - 19') của định luật Darcy thì vận tốc thấm và gradient thủy lực được liên hệ với nhau bằng một đường thẳng (a) trên hình (I - 15). Tuy vậy, bằng nhiều công trình thực nghiệm đã cho thấy rằng đường thẳng đi qua gốc tọa độ chỉ đúng với các loại đất rời. Còn đối với các loại đất sét thì biểu đồ liên hệ giữa vận tốc thấm và gradient thủy lực là một đường cong lõm xuống và chỉ khi gradient thủy lực tương đối lớn thì quan hệ đó mới là đường thẳng (đường b trên hình I-15). J_0 được



Hình I-15

gọi là gradient thủy lực ban đầu của đất sét. Để tiện dụng, thay cho J_0 người ta kéo dài đoạn thẳng của đường quan hệ $J - V$ cho gặp trục J tại điểm J' . Thay cho J_0 người ta dùng J' để viết biểu thức định luật Darcy cho đất sét là:

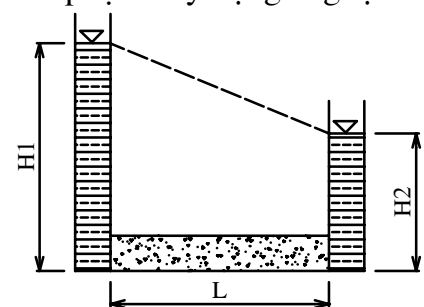
$$v = K(J - J') \quad (\text{I} - 20)$$

Sở dĩ đất sét xảy ra hiện tượng nêu trên là vì trong đất sét có nước liên kết, cho nên quy luật thấm ở loại đất này phức tạp hơn nhiều so với đất rời, ảnh hưởng của nước liên kết này tới hiện tượng thấm rất mạnh mẽ ở các đất sét phân tán cao, có chiều dày màng nước liên kết bằng kích thước các lỗ rỗng trong đất.

6.7.3. Áp lực thủy động trong đất:

Trong quá trình thấm, do sự chuyển động của nước trong đất mà nó tạo ra một áp lực lên các hạt đất và có xu hướng cuốn các hạt đất trôi theo, do đó khi xác định nội lực trong đất nền cần phải biến áp lực đó - Gọi là áp lực thủy động. Ngược lại, đất sẽ có một lực cân bằng áp lực thủy động tác dụng lên khối nước di chuyển.

Áp lực thủy động có thể xác định một cách dễ dàng trong trường hợp nước thấm qua đất có cột nước áp không di chuyển. Giả sử có trường hợp thấm qua một ống đất có chiều dài là L và diện tích mặt cắt là F , dưới tác dụng của sự chênh lệch cột nước ($H_1 - H_2$) như trên hình (I - 16).



Hình: I - 16

Dựa vào hình (I - 16) có thể thiết lập phương trình cân bằng động của đất, cả các lực tác dụng lên khối nước di chuyển như sau:

$$(H_1 - H_2) \cdot F \cdot \gamma_0 + T \cdot F \cdot L + J' = 0 \quad (\text{I}-21)$$

Trong đó: $(H_1 - H_2) \cdot F \cdot \gamma_0$ - là lực gây ra thấm

T - là lực cản đơn vị

$T \cdot F \cdot L$ - là lực cản của khối đất

J' - là lực quán tính.

Do vận tốc thấm của nước trong đất rất nhỏ nên có thể bỏ qua lực quán tính J' nên ta có:

$$(H_1 - H_2) \cdot F \cdot \gamma_0 + T \cdot F \cdot L = 0 \quad (\text{I - 21'})$$

Từ đây rút ra:

$$T = -\frac{H_1 - H_2}{L} \cdot \gamma_0 = -J \cdot \gamma_0 \quad (\text{I - 22})$$

Trong đó: J - là gradien thủy lực

Vì do áp lực thủy động ký hiệu là D có cùng trị số với lực cản, nhưng ngược chiều với lực cản T nên biểu thức xác định áp lực thủy động sẽ là:

$$D = J \cdot \gamma_0 \quad (\text{I - 23})$$

Trong thực tế tính toán công trình, áp lực thủy động được áp dụng rất nhiều, như khi tính toán ổn định mái đất trong trường hợp mực nước hai bên mái đất chênh lệch nhau, hoặc khi tính toán ổn định của đáy hố móng khi thi công bằng cách hút nước từ bên trong hố.

Bài tập : Ví dụ I - 1:

Dùng 1 dao vòng có thể tích là 50cm^3 để lấy mẫu đất nguyên dạng, trọng lượng của đất ướt là 95 gam, trọng lượng sau khi sấy khô là 75 gam, tỷ trọng hạt của đất xác định được là $\Delta = 2,68$. Tính dung trọng tự nhiên γ , độ ẩm W , hệ số rỗng và độ bão hòa G của đất.

Trình tự tính toán như sau:

- Tính dung trọng tự nhiên:

Theo công thức (I-2) ta có:

$$\gamma = \frac{Q}{V} = \frac{95}{50} = 1,9 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

- Tính độ ẩm của đất:

Theo định nghĩa ta có:

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} \cdot 100 = \frac{Q - Q_h}{Q_h} \cdot 100 = \frac{95 - 75}{75} \cdot 100 = 26,70\%$$

- Tính hệ số rỗng:

Theo công thức (1) bảng (I-3) ta có:

$$e = \frac{\Delta \gamma_0 (1 + 0,01 \cdot W)}{\gamma} - 1 = \frac{2,68 \cdot 1 \cdot (1 + 0,01 \cdot 26,7)}{1,9} - 1 = 0,79$$

- Tính độ bão hòa G :

Theo công thức (6) bảng (I-3) ta có:

$$G = \frac{0,01 \cdot W \cdot \Delta}{e} = \frac{0,01 \cdot 26,7 \cdot 2,68}{0,79} = 0,91$$

Ví dụ I-2: Một mẫu đất sét nặng 250 gam với dung trọng $\gamma = 2,0 \text{ g/cm}^3$, tỷ trọng hạt $\Delta = 2,7$, độ ẩm tự nhiên $W = 32\%$.

Bây giờ muốn tăng độ ẩm của toàn bộ mẫu đất lên tới 35%, hỏi phải đổ thêm lượng nước vào là bao nhiêu?

Giải: Muốn tính được lượng nước đổ thêm vào, ta cần tìm lượng nước ứng với độ ẩm 30% và 35%.

- Trước hết cần tìm dung trọng khô (vì cần tìm trọng lượng hạt Q_h).

Theo công thức (10) bảng (I-3) ta có:

$$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + 0,01W} = \frac{2}{1 + 0,01.32}$$

Theo công thức (I-5) ta có thể tính được trọng lượng hạt như sau:

$$Q_h = \gamma_k \cdot V = \gamma_k \cdot \frac{Q}{\gamma} = \frac{2}{1 + 0,01.32} \cdot \frac{250}{2} = 189,4(g)$$

- Trọng lượng nước ứng với độ ẩm 32% là:

$$Q_n(32\%) = Q - Q_h = 250 - 189,4 = 60,6(g)$$

Theo định nghĩa:

$$W = \frac{Q_n}{Q_h}, \text{ do đó ta có thể tính được trọng lượng nước ở 35\% tức là:}$$

$$Q_n(35\%) = 0,35 \cdot Q_h = 0,35 \cdot 189,4 = 66,2(g)$$

Do đó trọng lượng nước phải đổ thêm là:

$$Q_n(35\%) - Q_n(32\%) = 66,2 - 60,6 = 5,6(g)$$

Ví dụ I - 3: Có một công trình xảy ra sự cố người ta cần phải điều tra để tìm ra nguyên nhân của sự cố đó, một trong những công tác điều tra không thể thiếu được là tìm hiểu tình hình nền đất đặt dưới công trình đó. Chẳng may vì điều kiện khách quan một trong những lớp đất dưới công trình không còn đủ số liệu mà chỉ có những chỉ tiêu sau: tỷ trọng hạt $\Delta = 2,68$, độ ẩm $W = 24\%$, chỉ số dẻo $\phi = 12$, độ sệt $B = 0,4$, độ bão hòa $G = 0,8$. Hỏi có thể xác định được dung trọng tự nhiên γ , giới hạn nhão W_{nh} , giới hạn dẻo W_d của đất đó hay không? nếu được thì trị số của chúng bằng bao nhiêu?

Giải : Để có thể xác định được dung trọng tự nhiên rút ra từ công thức tính e , trước hết ta cần xác định hệ số rỗng:

Hệ số rỗng của đất có thể xác định từ công thức :

$$G = \frac{0,01 \cdot W \cdot \Delta}{e} \Rightarrow e = \frac{0,01 \cdot W \cdot \Delta}{G} = \frac{0,01 \cdot 24 \cdot 2,68}{0,8} = 0,804$$

Mặt khác ta có:

$$e = \frac{\Delta \gamma_0 (1 + 0,01 \cdot W)}{\gamma} - 1 \Rightarrow \gamma = \frac{\Delta \gamma_0 (1 + 0,01 \cdot W)}{1 + e} \Rightarrow$$

$$\gamma = \frac{2,68.1(1 + 0,01.24)}{1 + 0,804} = 1,84 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

Từ công thức (I-17) ta có:

$$B = \frac{W - W_d}{W_{nh} - W_d} = \frac{W - W_d}{\phi}$$

Vậy giới hạn dẻo của đất sẽ là:

$$W_d = W - B.\phi = 0,24 - 0,4.0,12 = 0,192 = 19,2\%$$

Do đó ta có giới hạn nhão của đất sẽ là:

$$W_{nh} = \phi + W_d = 12 + 19,2 = 31,2\%$$

Ví dụ I-4: Xác định tên và trạng thái vật lý của một loại đất khi biết $\gamma = 2,01 \text{ t/m}^3$, tỷ trọng hạt $\Delta = 2,77$, giới hạn nhão $W_{nh} = 40,8\%$, giới hạn dẻo $W_d = 19,8\%$, độ ẩm tự nhiên $W = 26,27\%$.

Trình tự tính toán như sau:

- Tính chỉ số dẻo theo công thức (I-18):

$$\phi = W_{nh} - W_d = 40,8 - 19,8 = 21,0\%$$

- Tính độ sệt theo công thức (I-17):

$$B = \frac{W - W_d}{\phi} = \frac{26,27 - 19,8}{21,0} = 0,588$$

- Tính hệ số rỗng theo công thức:

$$e = \frac{\Delta.\gamma_0(1 + 0,01.W)}{\gamma} - 1 = \frac{2,77.1(1 + 0,01.26,27)}{2,01} - 1 = 0,74$$

Kết luận: Đất sét ở trạng thái dẻo mềm.

Ví dụ I-5: Xác định tên đất và trạng thái vật lý của một loại đất khi biết các số liệu thí nghiệm trong phòng như sau: Dung trọng của đất $\gamma = 1,89 \text{ g/cm}^3$, tỷ trọng hạt $\Delta = 2,69$; độ ẩm tự nhiên $W = 13,5\%$ và số liệu cho như bảng sau:

Bảng I-13: Cỡ nhóm hạt và lượng chứa.

Đường kính hạt (mm)	>10	10-2	2-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1	Tổng cộng
Khối lượng mỗi nhóm (g)	4	6	10	13	12	5	50
Phần trăm mỗi nhóm (%)	8	12	20	26	24	10	100

Trình tự tính toán như sau:

Từ số liệu cho ở trên ta có thể khẳng định rằng đây không phải là đất dính, mà là đất rời.

1) Xác định tên đất và hệ số không đồng đều:

Từ kết quả phân tích hạt ở bảng trên ta có:

Những hạt có đường kính trung bình > 10mm chiếm 8% khối lượng

Những hạt có đường kính trung bình $> 2\text{mm}$ chiếm $8+12=20\%$ khối lượng

Những hạt có đường kính trung bình $> 0,5\text{mm}$ chiếm $20+20=40\%$ khối lượng

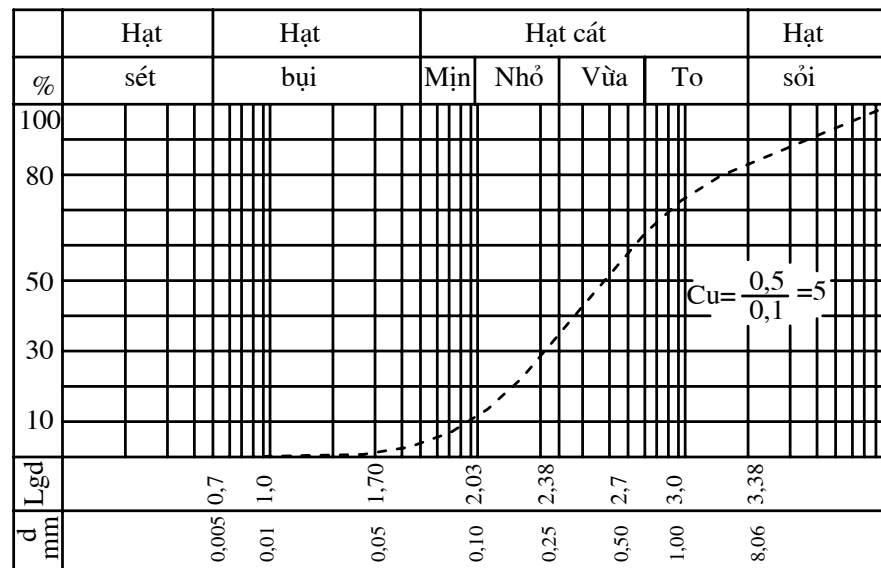
Những hạt có đường kính trung bình $> 0,25\text{mm}$ chiếm $40+26=66\%$ khối lượng

Những hạt có đường kính trung bình $> 0,1\text{mm}$ chiếm $66+24=90\%$ khối lượng

Theo bảng (I-9) và theo kết quả tích lũy phần trăm khối lượng các nhóm hạt nêu trên, thấy khối lượng những hạt có đường kính $> 0,25\text{mm}$ chiếm 66% tổng khối lượng ($>50\%$), cho nên đất này là đất cát vừa.

Hình (I-17) biểu thị đường cong tích lũy hạt của loại cát đó.

Từ hình (I-17) ta có: $D_{60}=0,5\text{mm}$, $D_{10} = 0,1\text{mm}$



Hình I-17 : Đường tích lũy hạt.

- Hệ số không đồng đều của cát đó là:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,5}{0,1} = 5 > 3$$

Như vậy cát không đều hạt.

2. Xác định của đặc trưng vật lý cần thiết

Theo công thức (I-18) ta có hệ số rỗng:

$$e = \frac{\Delta\gamma_0(1+0,01W)}{\gamma} - 1 = \frac{2,69.1(1+0,01.13,5)}{1,89} - 1 = 0,603$$

Theo công thức (6) bảng (I-3) ta có độ bão hòa:

$$G = \frac{0,01.W.\Delta}{\gamma} = \frac{0,01.13,5.2,69}{0,603} = 0,59$$

Kết luận: $0,5 < G = 0,59 < 0,8$ - cát ẩm

$0,55 < e = 0,603 < 0,65$ - cát chặt vừa

CHƯƠNG II: XÁC ĐỊNH ỨNG SUẤT TRONG NỀN ĐẤT**§1. KHÁI NIỆM**

Xác định ứng suất trong đất khi có tải trọng ngoài tác dụng, cũng như dưới tác dụng của trọng lượng bản thân của đất là một vấn đề có tác dụng thực tế lớn. Vì không có những hiểu biết và tính toán cụ thể về sự phân bố ứng suất trong đất thuộc phạm vi nghiên cứu, thì không thể giải quyết được những vấn đề mà ngoài thực tế quan tâm như: Nghiên cứu tính ổn định, cường độ chịu tải và tình hình biến dạng của đất nền dưới móng các công trình xây dựng, v.v...

Tuỳ nguyên nhân gây ra ứng suất trong đất mà có thể phân biệt các loại ứng suất sau:

+ Ứng suất trong đất do trọng lượng bản thân của đất gây ra gọi là ứng suất bản thân.

+ Tải trọng của công trình tác dụng lên nền đất thường thông qua đế móng mà truyền lên nền đất. Do đó, ứng suất ở mặt tiếp xúc giữa đáy móng và nền đất gọi là ứng suất tiếp xúc.

+ Ứng suất trong nền đất do ứng suất đáy móng gây ra gọi là ứng suất phụ thêm.

Vấn đề nghiên cứu sự phân bố ứng suất trong đất, đã được các nhà khoa học trên thế giới quan tâm giải quyết từ lâu, trên cả lĩnh vực lý thuyết và thực nghiệm. Cho đến nay, trong cơ học đất khi giải quyết các vấn đề phân bố ứng suất trong đất người ta vẫn áp dụng các công thức của lý thuyết đàn hồi. Như chúng ta đã biết, đất không phải là một vật liệu đàn hồi, mà là vật liệu đàn hồi có tính rỗng cao. Cho nên, khi sử dụng lý thuyết đàn hồi để tính ứng suất trong nền đất cần được nhìn nhận một cách thận trọng, luôn chú ý đến những hạn chế lý thuyết (không kể đến đầy đủ những điều kiện thực tế) và luôn xét đến khả năng sai khác của những trị số tính toán theo lý thuyết đàn hồi so với thực tế.

Như đã biết, đất là một vật thể nhiều pha tạo thành, ứng suất trong đất bao giờ cũng bao gồm ứng suất tiếp nhận bởi các hạt rắn (gọi là ứng suất hữu hiệu σ_h) và ứng suất truyền dẫn bởi nước (gọi là ứng suất trung tính - hay là áp lực nước lỗ rỗng U). Trong phần tính toán ứng suất trong chương này, sẽ chỉ đề cập đến ứng suất tổng cộng nói chung mà không phân biệt σ_h và U .

Do đất là một vật liệu rời, giữa các hạt đất có lỗ rỗng. Cho nên khi nói ứng suất của đất tại một điểm, là nói ứng suất trung bình giả định tại điểm đó trên một đơn vị tiết diện của cả hạt đất và lỗ rỗng, chứ thực ra không phải là ứng suất tác dụng lên hạt đất. Ngoài ra cũng cần phải lưu ý rằng, trị số ứng suất sẽ xét trong chương này tương ứng với khi biến dạng của đất đã hoàn toàn ổn định dưới tác dụng của tải trọng.

§2 PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DO TẢI TRỌNG NGOÀI GÂY RA

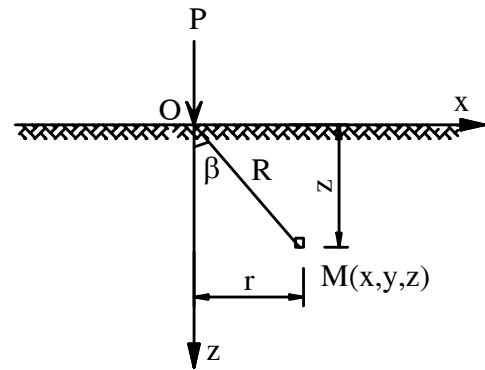
2.1 Bài toán cơ bản - Tác dụng của lực tập trung

Trong thực tế, ít khi có thể gặp trường hợp lực tập trung tác dụng trên nền đất. Vì tải trọng tác dụng bao giờ cũng thông qua đáy móng mà truyền đến đất nền trên một diện tích nhất định. Dù vậy, bài toán này vẫn có một ý nghĩa rất cơ bản về mặt lý thuyết và cũng là cơ sở để giải quyết các bài toán ứng suất khi tải trọng phân bố trên những diện tích và hình dạng nhất định. Khi nghiên cứu trạng thái ứng suất của đất dưới tác dụng của lực tập trung có thể phân biệt thành ba trường hợp: Lực tập trung tác dụng thẳng đứng trên mặt đất, lực tập trung tác dụng nằm ngang trên mặt đất và lực tập trung đặt trong đất, cả ba trường hợp trên khi xác định ứng suất và chuyển vị trong đất, đều xem nền đất là một bán không gian biến dạng tuyến tính.

2.1.1 Lực tập trung tác dụng thẳng đứng trên mặt đất

Xét một điểm M bất kỳ trong nền

đất được xác định trong tọa độ cực là R và β hoặc tọa độ Decac M(x,y,z), khi trên mặt phẳng nửa không gian biến dạng tuyến tính có tác dụng một lực tập trung. Bài toán cơ bản này đã được nhà khoa học Pháp J. Boussinesq giải quyết và rút ra các biểu thức tính toán ứng suất và chuyển vị tại điểm M(x,y,z) từ năm 1885 như sau:



Hình II.1

Sơ đồ tác dụng của lực tập trung

Ứng suất pháp tuyến:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} \quad (\text{II-1a})$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{y^2 \cdot z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)y^2}{(R+z)^2 \cdot R^3} - \frac{z}{R^3} \right] \right\} \quad (\text{II-1b})$$

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{x^2 \cdot z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)x^2}{(R+z)^2 \cdot R^3} - \frac{z}{R^3} \right] \right\} \quad (\text{II-1c})$$

Ứng suất tiếp tuyến

$$\left. \begin{aligned} \tau_{zy} = \tau_{yz} &= \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{y \cdot z^2}{R^5} \\ \tau_{xz} = \tau_{zx} &= \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{x \cdot z^2}{R^5} \\ \tau_{xy} = \tau_{yx} &= \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{1-2\mu}{3} \cdot \frac{(2R+z)xy}{(R+z)^2 \cdot R^3} \right] \end{aligned} \right\} \quad (\text{II-2})$$

Tổng ứng suất chính:

$$\Theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \frac{P}{\pi} (1 + \mu) \frac{z}{R^3} \quad (\text{II - 3})$$

Các chuyển vị theo chiều của các trục:

$$W(Oz) = \frac{P(1 + \mu)}{2 \cdot \pi \cdot E_0} \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1 - \mu) \cdot \frac{1}{R} \right] \quad (\text{II - 4a})$$

$$U(Ox) = \frac{P(1 + \mu)}{2 \cdot \pi \cdot E_0} \left[\frac{x \cdot z}{R^3} - (1 - 2\mu) \cdot \frac{x}{R(R + z)} \right] \quad (\text{II - 4b})$$

$$V(Oy) = \frac{P(1 + \mu)}{2 \cdot \pi \cdot E_0} \left[\frac{y \cdot z}{R^3} - (1 - 2\mu) \cdot \frac{y}{R(R + z)} \right] \quad (\text{II - 4c})$$

Trong đó: μ , E_0 - là hệ số nở hông, môđun tổng biến dạng của đất.

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}, \quad x, y, z - \text{là toạ độ của điểm cần tính.}$$

Vị trí của điểm M trên hình (II-1) có thể xác định qua toạ độ z và r của nó, nên $R = \sqrt{z^2 + r^2}$, thay vào biểu thức (II-1a) ta được:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi \cdot z^2} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} \quad (\text{II - 5})$$

Trong đó: r là khoảng cách tính từ trục Oz đến điểm đang xét

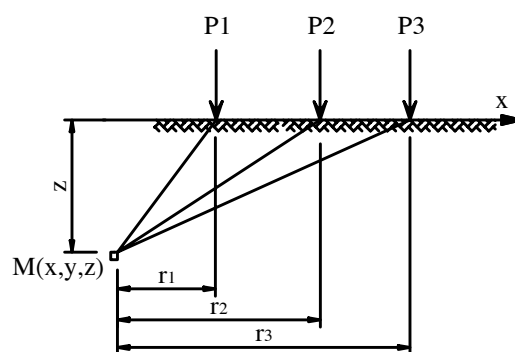
Từ biểu thức (II-5) ta có thể viết:

$$\sigma_z = K \cdot \frac{P}{z^2} \quad (\text{II - 6})$$

Trong đó trị số K là hàm số phụ thuộc vào tỷ r/z và sẽ tra ở bảng (II - 1).

Từ biểu thức (II - 6) có thể nhận xét rằng, đối với những điểm gần điểm đặt lực tập trung, ứng suất nén σ_z sẽ đạt tới trị số lớn và đất ở trạng thái biến dạng dẻo và đó cũng chính là nhược điểm của phương pháp tính toán này. Do đó đối với những điểm này, người ta coi việc tác dụng của ngoại lực được thay thế bằng những lực bề mặt, về mặt tĩnh học tương đương với lực P.

Nếu trên mặt đất có nhiều lực tập trung P_1, P_2, P_3 , v v... tác dụng như hình (II-



Hình II-2: Trường hợp có nhiều lực tập trung tác dụng

2), thì ứng suất tại một điểm bất kỳ trong nền đất sẽ được tính bằng tổng ứng suất của từng lực gây ra tại điểm đó. Nếu dùng ký hiệu như hình (II - 2) thì ta có biểu thức sau:

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \cdot \sum_{i=1}^n K_i \cdot P_i \quad (\text{II} - 7)$$

Ví dụ II-1:

Trên mặt đất tác dụng một lực tập trung thẳng đứng $P=60\text{T}$. Xác định ứng suất thẳng đứng tại điểm A có độ sâu 2m và cách trục đặt lực 1m. (Hình II-3).

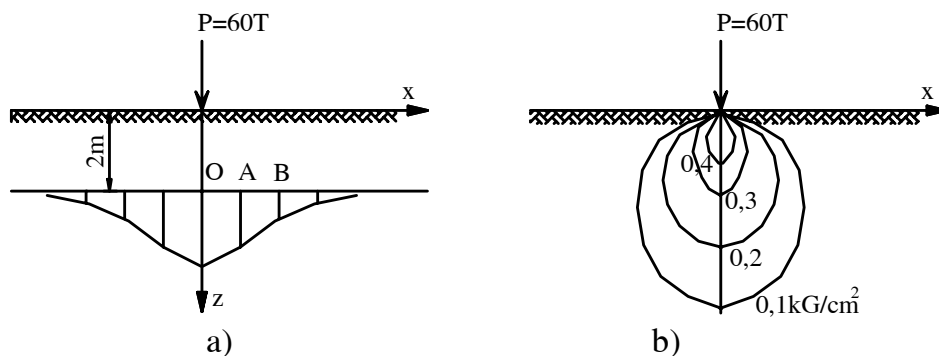
Giải: Cho biết $z = 200\text{cm}$, $r = 100\text{cm}$

Nên ta có: $r/z = 100/200 = 0,5$, tra theo bảng (II-1) sẽ được trị số của $K=0,2733$.

Ứng suất nén thẳng đứng tại điểm A sẽ là:

$$\sigma_z = 0,2733 \cdot \frac{60.000}{200 \times 200} = 0,41 (\text{kG/cm}^2)$$

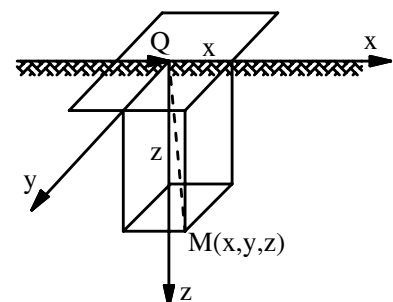
Bằng cách tương tự, xác định ứng suất nén σ_z tại những điểm khác có cùng độ sâu $z=200\text{cm}$ thì sẽ có kết quả được trình bày như trên hình (II-3a) theo dạng biểu đồ ứng suất nén thẳng đứng. Dựa vào biểu đồ σ_z ở hình (II-3a) ta có nhận xét rằng, càng xa trục Oz thì trị số ứng suất σ_z càng giảm dần. Nếu như tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất nén thẳng đứng σ_z cho nhiều điểm trong nền đất và nối các điểm có cùng trị số σ_z với nhau thì sẽ thu được các đường cong đồng ứng suất hay còn gọi là “đường đẳng áp” như trên hình (II-3b).



Hình II-3.a) ứng suất nén trong đất ở độ sâu 2m; b) Các đường đẳng ứng suất

2.1.2 Trường hợp lực tập trung tác dụng nằm ngang trên mặt đất.

Đối với trường hợp lực tập trung nằm ngang tác dụng trên mặt đất có một ý nghĩa rất lớn đối với các công trình thủy lợi: Bài toán này đã được các nhà khoa học Trung Quốc (Huang Wen - Hsi) giải quyết với biểu thức tính ứng suất thẳng đứng là:



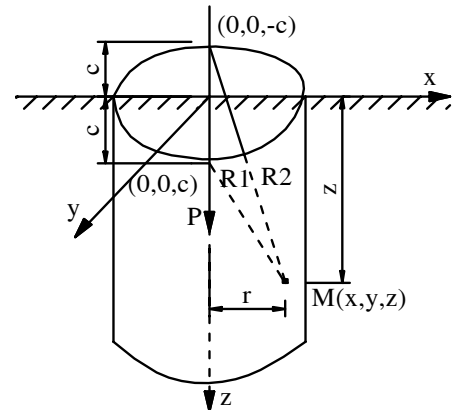
Hình II - 4

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \frac{xz^2}{R^5} \quad (\text{II} - 8)$$

Trong đó: $R^2 = x^2 + y^2 + z^2$

2.1.3 Trường hợp lực tập trung thẳng đứng tác dụng trong nền đất hình (II - 5)

Trong thực tế khi tính toán công trình, có khi cần phải xác định ứng suất và chuyển vị của đất nền dưới tác dụng của lực tập trung đặt ngay trong nền đất (ví dụ: Khi phân tích các thí nghiệm nén sâu, khi nghiên cứu sự làm việc của cọc, v v ...). Bài toán này đã được R.Midlin giải. Với các ký hiệu như hình (II - 5), biểu thức tính ứng suất nén thẳng đứng σ_z và chuyển vị thẳng đứng W sẽ tính là:



Hình II-5

$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\mu)} \left[-\frac{(1-2\mu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\mu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\mu)z(z+c)^2 - 3c(z+c)(5z-c)}{R_2^5} - \frac{30c.z(z+c)^3}{R_2^7} \right] \quad (\text{II} - 9)$$

$$W = \frac{P}{16\pi.G(1-\mu)} \left[\frac{(3-4\mu)}{R_1} + \frac{8(1-\mu)^2 - (3-4\mu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\mu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6c.z(z+c)}{R_2^5} \right] \quad (\text{II} - 10)$$

Trong đó: c - là chiều sâu đặt lực tập trung.

$$G = \frac{E_0}{2(1-\mu)} \text{ là môđun trượt.}$$

$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z-c)^2}, R_2 = \sqrt{r^2 + (z+c)^2}$$

E_0, μ - Mô đun biến dạng và hệ số nở hông của đất.

r - Khoảng cách từ trục tác dụng của lực tập trung đến điểm đang xét.

z - Toạ độ điểm đang xét.

2.2 Phân bố ứng suất trong trường hợp bài toán không gian

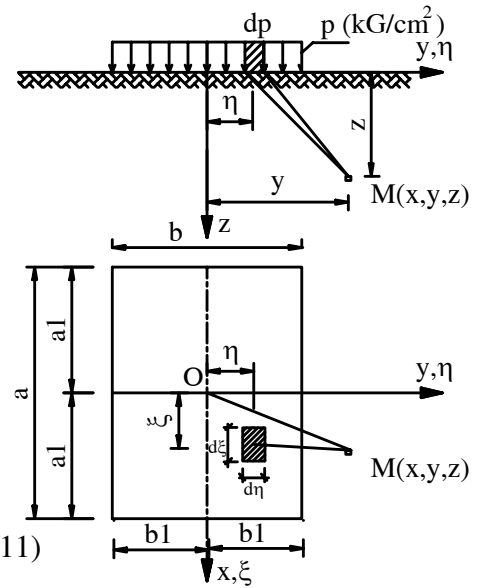
2.2.1 Trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện tích hình chữ nhật

Như đã trình bày ở phần trên, trong thực tế không có lực tác dụng tại một điểm, mà chỉ có tải trọng tác dụng cục bộ. Để xác định ứng suất tại một điểm bất kỳ trong nền đất, dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều trên diện tích hình chữ nhật như hình (II-6). Có thể giải quyết bài toán này bằng cách, lấy một diện tích chịu tải

vô cùng nhỏ $dF = d\xi d\eta$ và xem tải trọng tác dụng trên đó như một lực tập trung $dp = p.d\xi d\eta$ tác dụng tại trọng tâm của diện chịu tải đó. Áp dụng biểu thức (II-1) của J.Boussinesq để tính ứng suất thành phần σ_z tại điểm M bất kỳ, rồi tích phân diện tích F sẽ thu được biểu thức tính ứng suất dưới tác dụng của toàn bộ tải trọng hình chữ nhật như sau:

Hay:

$$\sigma_z^M = \frac{3pz^3}{2\pi} \int_{-b_1}^{b_1} \int_{-a_1}^{a_1} \frac{d\xi.d\eta}{[(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2]^{5/2}} \quad (II-11)$$



Hình II-6: Trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện hình chữ nhật

Trong đó: a_1, b_1 - là nửa cạnh chiều dài và nửa cạnh ngắn của hình chữ nhật.

Giải phương trình tích phân (II-11) rất

phức tạp, nên không được áp dụng rộng rãi trong thực tế. Dưới đây chỉ giới thiệu các biểu thức V.G Carotkin để xác định ứng suất nén thẳng đứng trong các trường hợp đơn giản là:

Đối với các điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua tâm diện chịu tải hình chữ nhật có cạnh bằng $2a_1$ và $2b_1$ (hình II-6) sẽ là:

$$\sigma_z^0 = \frac{2.p}{\pi} \left[\arctg \frac{b_1.a_1}{z\sqrt{b_1^2 + a_1^2 + z^2}} + \frac{b_1.a_1.z(b_1^2 + a_1^2 + 2.z^2)}{(b_1^2 + z^2)(a_1^2 + z^2)\sqrt{b_1^2 + a_1^2 + z^2}} \right] \quad (II-12)$$

Đối với các điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua góc diện tích chịu tải hình chữ nhật có cạnh bằng $2a_1$ và $2b_1$:

$$\sigma_z^g = \frac{2.p}{\pi} \left[\frac{4.a_1.b_1.z(4b_1^2 + 4a_1^2 + 2z^2)}{(4.b_1^2 + z^2)(4a_1^2 + z^2)\sqrt{4.b_1^2 + 4a_1^2 + z^2}} + \arctg \frac{4.a_1.b_1}{z\sqrt{4.b_1^2 + 4a_1^2 + z^2}} \right] \quad (II-13)$$

Việc tính toán các trị số ứng suất sẽ đơn giản hơn nhiều, nếu sử dụng các bảng hệ số tỷ lệ giữa ứng suất và cường độ tải trọng tác dụng, lập cho những điểm ở độ sâu khác nhau đối với các diện chịu tải khác nhau. Trong trường hợp này các biểu thức (II-12) và (II-13) có dạng tương ứng như sau:

Đối với các điểm nằm trên trục đi qua tâm tâm diện chịu tải:

$$\sigma_z^0 = K_0.p \quad (II-12')$$

Đối với các điểm nằm trên trục đi qua góc diện chịu tải:

$$\sigma_z^g = K_g \cdot p \quad (II-13')$$

Trong đó: K_0 và K_g - các hệ số phụ thuộc vào a/b và z/b tra theo bảng (II-2) và (II-3).

Phương pháp điểm góc:

Muốn xác định ứng suất của một điểm bất kỳ trong nền đất, như trên đã trình bày, có thể dùng biểu thức tích phân tổng quát (II-11). Tuy vậy, nếu làm như thế thì việc tính toán sẽ rất phức tạp. Để đơn giản hoá vấn đề tính toán người ta thường dùng phương pháp dựa vào ứng suất của những điểm nằm trên trục đi qua góc diện tích chịu tải hình chữ nhật gọi là phương pháp điểm góc, do D.E.Polsin đề ra đầu tiên (1933). Bản chất của phương pháp này là biến điểm đang xét thành điểm góc chung của các diện chịu tải hình chữ nhật nhỏ được phân chia ra:

Có ba trường hợp cơ bản:

1. Điểm M đang xét nằm trong phạm vi diện chịu tải (hình II-7.a): Ứng suất tại điểm M được tính bằng tổng ứng suất góc do tải trọng tác dụng lên bốn diện chịu tải M_{gah} , M_{hbl} , M_{lcf} và M_{fdg} và ta có:

$$\sigma_z^M = (K_g^I + K_g^{II} + K_g^{III} + K_g^{IV})p \quad (II-14)$$

Trong đó: p - Cường độ tải trọng phân bố đều (kG/cm^2).

$K_g^I, K_g^{II}, K_g^{III}, K_g^{IV}$ - Các hệ số góc xác định theo bảng (II-3), phụ thuộc vào hai tỷ số a/b và z/b , trong đó a và b là chiều dài và chiều rộng hình chữ nhật đang xét tương ứng nói trên, z - Độ sâu điểm đang xét.

2. Điểm M đang xét nằm trên chu vi diện chịu tải (hình II-7.b): Ứng suất tại điểm M bằng tổng ứng suất góc do tải trọng tác dụng trên hai diện chịu tải hình chữ nhật M_{abe} và M_{ecd} và ta có:

$$\sigma_z^M = (K_g^I + K_g^{II})p \quad (II-15)$$

3. Điểm M đang xét nằm ngoài diện chịu tải (hình II-7.c): Khi điểm M nằm ngoài diện chịu tải hình chữ nhật $abcd$, thì cần giả định có những diện tích chịu tải "ảo" như trong hình (II-7.c) và tính trị số σ_z^M theo biểu thức như sau:

$$\sigma_z^M = (K_g^I + K_g^{II} - K_g^{III} - K_g^{IV})p \quad (II-16)$$

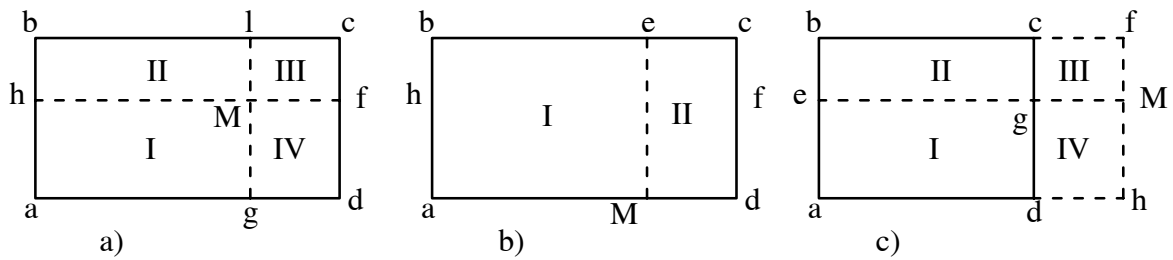
Trong đó:

K_g^I - Hệ số góc tra bảng ứng với hình chữ nhật M_{hae}

K_g^{II} - Hệ số góc tra bảng ứng với hình chữ nhật M_{ebf}

K_g^{III} - Hệ số góc tra bảng ứng với hình chữ nhật M_{gcf}

K_g^{IV} - Hệ số góc tra bảng ứng với hình chữ nhật Mgdh



Hình II-7: Sơ đồ phân chia diện tích tải hình chữ nhật khi xác định ứng suất theo phương pháp điểm góc.

Ví dụ II-2: Có tải trọng $p = 4 \text{ kG/cm}^2$ phân bố đều trên một diện tích hình chữ nhật có kích thước: $(20 \times 10)\text{m}^2$. Xác định ứng suất phụ thêm σ_z tại những điểm nằm dưới tâm ở các chiều sâu 5 m, 10 m và 15 m.

Giải: Tính trị số a/b và z/b rồi tra bảng (II-2) để tìm trị số K_0 :

$$\frac{a}{b} = \frac{20}{10} = 2, \text{ Khi } z = 5\text{m};$$

$$\text{thì: } \frac{z}{b} = \frac{5}{10} = 0,5; K_0 = 0,734; \sigma_z = 0,734 \times 4 = 2,94 \text{ kG/cm}^2.$$

$$z = 10\text{m}; \text{ thì: } \frac{z}{b} = \frac{10}{10} = 1,0; K_0 = 0,470; \sigma_z = 0,470 \times 4 = 1,88 \text{ kG/cm}^2$$

$$z = 15\text{m}; \text{ thì: } \frac{z}{b} = \frac{15}{10} = 1,5; K_0 = 0,288; \sigma_z = 0,288 \times 4 = 1,15 \text{ kG/cm}^2$$

Ví dụ II-3: Tải trọng như ví dụ (II-2) xác định ứng suất phụ thêm tại các điểm L, M ở độ sâu 5 m và có vị trí trên mặt bằng như trên hình (II-8).

Giải: Dùng phương pháp điểm góc ta có:

$$\text{Tại điểm L: } \sigma_z^L = [K_{g(LIAB)} + K_{g(LIDC)}]p$$

$$\text{do đối xứng nên } K_{g(LIAB)} = K_{g(LIDC)}$$

Xét hình chữ nhật LIAB ta có:

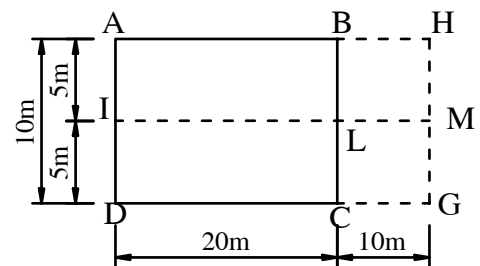
$$\frac{a}{b} = \frac{20}{5} = 4; \frac{z}{b} = \frac{5}{5} = 1, \text{ Tra bảng (II-3) ta}$$

$$\text{được: } K_{g(LIAB)} = 0,204$$

$$\text{Vậy } \sigma_z^L = 2 \times 0,204 \times 4 = 1,63 \text{ kG/cm}^2$$

$$\text{Tại điểm M: } \sigma_z^M = [K_{g(MIAH)} + K_{g(MIDG)} - K_{g(MLBH)} - K_{g(MLCG)}]p$$

$$\text{hay } \sigma_z^M = 2[K_{g(MIAH)} - K_{g(MLBH)}]p$$



Hình II-8

Đối với hình chữ nhật MIAH:

$$\frac{a}{b} = \frac{30}{5} = 6; \frac{z}{b} = \frac{5}{5} = 1; K_{g(MIAH)} = 0,205$$

Đối với hình chữ nhật MLBH:

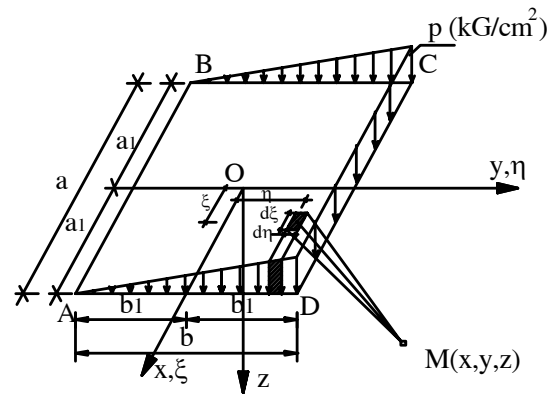
$$\frac{a}{b} = \frac{10}{5} = 2; \frac{z}{b} = \frac{5}{5} = 1; K_{g(MLBH)} = 0,200$$

$$\text{Vậy } \sigma_Z^M = 2[0,205 - 0,200] \cdot 4 = 0,04 \text{ kG/cm}^2$$

Qua hai ví dụ trên có thể nhận xét rằng: Càng đi xuống sâu hoặc càng ra xa khỏi tâm diện tích tác dụng của tải trọng thì trị số ứng suất phụ thêm σ_Z càng giảm dần.

2.2.2 Trường hợp tải trọng phân bố trên diện tích hình chữ nhật theo biểu đồ tam giác:

Trong trường hợp này, cũng như trong trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện tích hình chữ nhật. Ta lấy một diện tích chịu tải phân tố vô cùng nhỏ $dF = d\xi \cdot d\eta$ và xem tải trọng đó tác dụng trên phân bố dF như một lực tập trung $dp = p(\eta) \cdot d\xi \cdot d\eta$ tác dụng tại trọng tâm của phân tố đó như trên hình (II-9). Áp dụng biểu thức (II-1.a) của J.Boussinesq để tính ứng suất thành phần σ_z tại điểm $M(x,y,z)$ bất kỳ trong nền đất, rồi tích phân diện tích ta sẽ thu được biểu thức tính ứng suất dưới tác dụng của toàn bộ tải trọng phân bố trên diện tích hình chữ nhật theo biểu đồ tam giác như sau:



Hình II-9

$$p(\eta) = \frac{p}{2} \cdot \left(1 + \frac{\eta}{b_1} \right) \quad (\text{II-17})$$

Trong đó: $p(\eta)$ - Cường độ tải trọng tại phân tố có diện tích $dF = d\xi \cdot d\eta$.

p - Cường độ tải trọng lớn nhất tác dụng trên diện tích hình chữ nhật.

η - Toạ độ của phân tố dF .

b_1 - Nửa cạnh song song với chiều có tải trọng thay đổi.

Như vậy lực tập trung dp tại trọng tâm của phân tố đó sẽ là:

$$dp = \frac{p}{2} \cdot \left(1 + \frac{\eta}{b_1} \right) \cdot d\xi \cdot d\eta \quad (\text{II-18})$$

Biểu thức tổng quát để tính σ_Z trong trường hợp này sẽ là:

$$\sigma_Z^M = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{4 \cdot \pi} \int_{-a_1}^{+a_1} \int_{-b_1}^{+b_1} \frac{\left(1 + \frac{\eta}{b_1}\right) \cdot d\xi \cdot d\eta}{\left[(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2 + z^2\right]^{5/2}} \quad (\text{II-19})$$

Trong đó: a_1, b_1 - là nửa cạnh chiều dài và nửa cạnh chiều rộng của diện chịu tải hình chữ nhật.

ξ, η - Là toạ độ của điểm đặt lực tập trung dp .

x, y, z - Là toạ độ của điểm M đang xét.

Sau khi tích phân phương trình (II-19) ta sẽ thu được biểu thức tính ứng suất thành phần σ_z cho một điểm có vị trí bất kỳ. Dĩ nhiên, việc thực hiện tính toán với biểu thức trên rất phức tạp, nên người ta không dùng trực tiếp biểu thức đó, mà trong thực tế chỉ giải cho trường hợp đơn giản nhất. Đó là trường hợp, xác định ứng suất nén thẳng đứng của những điểm bất kỳ nằm trên trục thẳng đứng đi qua các điểm góc ở phía có cường độ tải trọng lớn nhất (D) và các điểm góc ở phía có cường độ tải trọng nhỏ nhất (A).

Trường hợp, đối với những điểm nằm trên trục thẳng đứng đi qua góc (A) ta có $x = a_1$ và $y = -b_1$:

$$\sigma_Z^A = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{4 \cdot \pi} \int_{-a_1}^{+a_1} \int_{-b_1}^{+b_1} \frac{\left(1 + \frac{\eta}{b_1}\right) \cdot d\xi \cdot d\eta}{\left[(a_1 - \xi)^2 + (-b_1 - \eta)^2 + z^2\right]^{5/2}} \quad (\text{II-20})$$

Trường hợp đối với những điểm nằm trên trục thẳng đứng đi qua điểm góc D ta có ($x = a_1$; $y = b_1$):

$$\sigma_Z^D = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{4 \cdot \pi} \int_{-a_1}^{+a_1} \int_{-b_1}^{+b_1} \frac{\left(1 + \frac{\eta}{b_1}\right) \cdot d\xi \cdot d\eta}{\left[(a_1 - \xi)^2 + (b_1 - \eta)^2 + z^2\right]^{5/2}} \quad (\text{II-21})$$

Để đơn giản cho việc tính toán các biểu thức trên, người ta đã lập bảng xác định hệ số tỷ lệ, nên các biểu thức (II-20) và (II-21) có thể viết dưới dạng rút gọn như sau:

Đối với những điểm nằm trên trục đi qua góc A:

$$\sigma_Z^A = K_A \cdot p \quad (\text{II-20a})$$

Đối với những điểm nằm trên trục đi qua góc D:

$$\delta_Z^D = K_D \cdot p \quad (\text{II-21a})$$

Trong đó: K_A và K_D - hệ số phụ thuộc vào hai tỷ số a/b và z/b tra theo bảng (II-4) và (II-5).

p - Trị số tải trọng lớn nhất tác dụng trên diện chịu tải hình chữ nhật (kG/cm^2)

Phương pháp điểm góc:

Trong trường hợp tính ứng suất tại một điểm bất kỳ trong nền đất, dưới tác dụng của tải trọng phân bố trên diện tích hình chữ nhật theo quy luật hình tam giác. Ta có thể biến điểm đang xét thành điểm góc của các diện chịu tải nhỏ, rồi tùy thuộc vào vị trí của điểm đang xét mà chia diện chịu tải thành các trường hợp cơ bản và áp dụng phương pháp điểm góc để xác định ứng suất. Phương pháp này được ứng dụng rộng rãi trong thực tế để xét sự phân bố ứng suất trong nền đất cũng như tính lún công trình khi xét đến ảnh hưởng của các móng công trình lân cận.

a) Trường hợp điểm M đang xét nằm trên chu vi hình chữ nhật: (hình II-10.a)

Qua điểm M ta phân hình chữ nhật lớn ABCD thành hình chữ nhật I và hình chữ nhật II (hình I tương ứng với hình chữ nhật ABMN, hình II tương ứng với hình chữ nhật MCDN). Như vậy, hình chữ nhật I chịu tải trọng phân bố theo quy luật hình tam giác có cường độ lớn nhất là p_1 điểm M tương ứng với điểm D đã xét ở trên. Hình chữ nhật II có tải trọng tác dụng theo quy luật hình thang, do đó có thể phân thành tải trọng phân bố đều trên hình chữ nhật có cường độ là p_1 và tải trọng phân bố theo quy luật hình tam giác trên diện tích hình chữ nhật (hình II-10.a) có cường độ lớn nhất là $(p-p_1)$. Vậy ứng suất nén σ_z tại điểm M do toàn bộ tải trọng gây ra trong trường hợp này có thể tính theo biểu thức như sau:

$$\sigma_z^M = K_D^I \cdot p_1 + K_g^{II} \cdot p_1 + K_A^{II} (p - p_1) \quad (II-22)$$

Trong đó: $K_D^I, K_g^{II}, K_A^{II}$ - là hệ số góc của hình I và hình II như phân trên đã xét.

b) Điểm M đang xét nằm trong diện chịu tải hình chữ nhật hình (II-10.b)

Bằng cách phân tích tương tự như trên và ký hiệu như trên hình (II-10.b) ta có thể tính ứng suất nén thẳng đứng σ_z tại điểm M do toàn bộ tải trọng gây ra như sau:

$$\sigma_z^M = (K_D^I + K_D^{II}) p_1 + K_g^{IV} \cdot p_1 + K_A^{IV} (p - p_1) + K_g^{III} \cdot p_1 + K_A^{III} (p - p_1) \quad (II-23)$$

c) Điểm M đang xét nằm ngoài diện chịu tải hình chữ nhật.

Khi điểm M nằm ngoài diện chịu tải hình chữ nhật có thể xảy ra hai trường hợp: Điểm M đang xét nằm ngoài về phía có cường độ tải trọng lớn nhất là p và điểm M đang xét nằm ngoài về phía có cường độ nhỏ nhất (hay là $p = 0$).

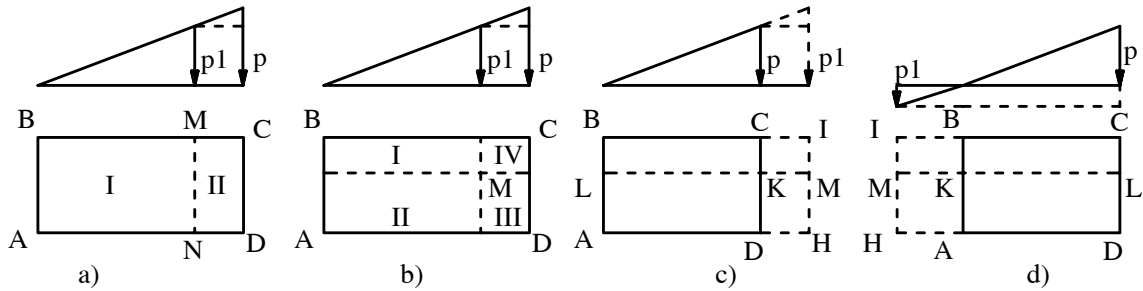
Trường hợp khi điểm M đang xét nằm ngoài về phía có cường độ tải trọng lớn nhất là p , ta cần giả định có những diện chịu tải ảo như trên hình (II-10.c), với cách giả định như vậy kết hợp với sự phân tích lực tác dụng trên các diện tích giả định đó, ta cũng có thể tính ứng suất nén thẳng đứng σ_z tại điểm M trong trường hợp này như sau:

Nếu ta ký hiệu: Hình I là hình MLBI; hình II là hình MLAH, hình III là hình MKCI và hình IV là hình MKDH thì ta có:

$$\sigma_Z^M = K_D^I \cdot p_1 + K_D^{II} \cdot p_1 - [K_g^{III} \cdot p + K_D^{III} (p_1 - p) + K_g^{IV} \cdot p + K_D^{IV} (p_1 - p)] \quad (\text{II-24})$$

Trường hợp khi điểm M nằm ngoài về phía có cường độ tải trọng nhỏ nhất ($p = 0$). Bằng cách phân tích như trên hình (II-10.d) và ký hiệu hình I là hình MLCI; hình II là hình MLDH; hình III là hình MKBI và hình IV là hình MKAH. Ta có thể tính ứng suất nén σ_Z tại điểm M trong trường hợp này như sau:

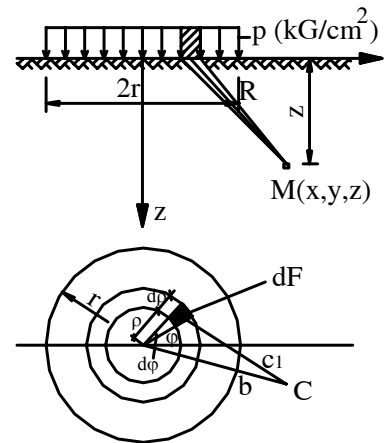
$$\sigma_Z^M = (K_A^I + K_A^{II}) \cdot (p - p_1) - [(K_g^I + K_g^{II}) \cdot p_1 - (K_D^{III} + K_D^{IV}) \cdot p_1] \quad (\text{II-25})$$



Hình II-10: Sơ đồ ứng suất theo phương pháp điểm góc đối với trường hợp tải trọng phân bố trên diện tích hình chữ nhật theo quy luật hình tam giác

2.2.3 Trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện tích hình tròn

Giả sử có tải trọng p phân bố đều trên diện tích hình tròn tâm O có bán kính r . Cần xác định ứng suất do tải trọng đó gây nên ở những điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua một điểm C bất kỳ trên mặt đất. Để tính ứng suất nén thẳng đứng σ_Z của một điểm M bất kỳ trong nền đất trong trường hợp này, ta cũng tách ra một diện tích phân tố vô cùng nhỏ $dF = dp \cdot d\rho \cdot \rho$, và xem tải trọng tác dụng trên diện phân tố như một lực tập trung $dp = p \cdot \rho \cdot d\rho \cdot d\varphi$ tác dụng tại trọng tâm của diện phân tố như hình (II-11). Áp dụng biểu thức (II-1) của J.Boussinesq để tính ứng suất thành phần σ_Z tại một điểm M bất kỳ, rồi tích phân trên toàn bộ diện tích,



Hình II-11

ta sẽ thu được biểu thức tính ứng suất dưới dạng của toàn bộ tải trọng phân bố đều trên diện tích hình tròn như sau:

$$\sigma_Z^M = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{2 \cdot \pi} \int_0^r \int_0^{2\pi} \frac{\rho \cdot d\rho \cdot d\varphi}{R^5} \quad (\text{II-26})$$

Trong đó: $R^2 = z^2 + c_1^2$ mà $c_1^2 = b^2 + \rho^2 - 2 \cdot b \cdot \rho \cdot \cos \varphi$

r - Là bán kính hình tròn của diện chịu tải.

b - Là hình chiếu của khoảng cách từ điểm đang xét tới tâm hình tròn trên mặt phẳng nằm ngang.

ρ - Là khoảng cách từ lực tập trung dp tới tâm hình tròn.

Do đó ta có thể viết:

$$\sigma_Z^M = \frac{3 \cdot p \cdot z^3}{2 \cdot \pi} \int_0^r \int_0^{2\pi} \frac{\rho \cdot d\rho \cdot d\varphi}{(\rho^2 + b^2 + z^2 - 2 \cdot b \cdot \rho \cdot \cos\varphi)^{5/2}} \quad (\text{II-27})$$

Sau khi tích phân và giải phương trình (II-27) ta được biểu thức rút gọn dưới dạng như sau:

$$\sigma_Z^M = K_{tr} \cdot p \quad (\text{II-28})$$

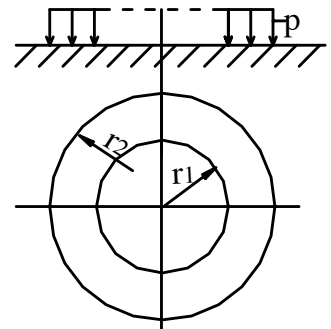
Trong đó: K_{tr} - Hệ số phụ thuộc vào hai tỷ số b/r và z/r tra theo bảng (II-6).

Nếu tính ứng suất thành phần σ_Z cho những điểm nằm trên trục thẳng đứng đi qua tâm hình tròn chịu tải thì biểu thức σ_Z có dạng như sau:

$$\sigma_Z^0 = p \cdot \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{3/2} \right\} = K_{Tr}^0 \cdot p \quad (\text{II-29})$$

Trong đó: K_{Tr}^0 - là hệ số phụ thuộc vào tỷ số r/z tra theo bảng (II-7).

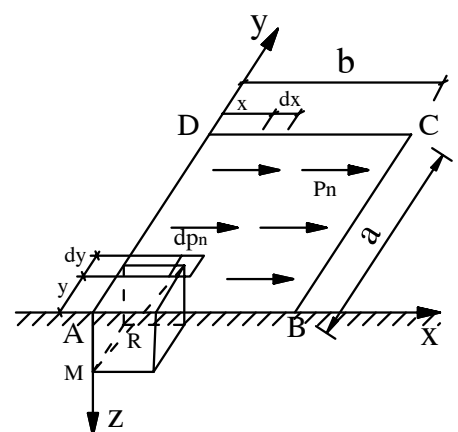
- Cần chú ý rằng chúng ta có thể vận dụng kết quả tính được trong trường hợp trên để tính ứng suất tại một điểm bất kỳ trong trường hợp tải trọng phân bố đều trên hình vành tròn (hình II-12). Lúc này chỉ cần tính hiệu của hai ứng suất σ_Z tương ứng với hai hình tròn có bán kính r_1 và r_2 .



Hình II-12

2.2.4 Tải trọng nằm ngang phân bố đều trên diện tích hình chữ nhật.

Trong trường hợp này tải trọng phân bố như trên hình (II-13), cũng như các trường hợp trên, ta phân tải trọng nằm ngang phân bố đều, thành các tải trọng phân tố tập trung nằm ngang. Sau đó áp dụng công thức (II-8) của trường hợp tải trọng tập trung nằm ngang, rồi tích phân theo toàn bộ diện tích hình chữ nhật chịu tải, ta sẽ có thể tìm được công thức tính ứng suất σ_Z tại những điểm nằm dưới hai điểm góc A, B như sau:



Hình II - 13

$$\sigma_z^M = \frac{3 \cdot p_n \cdot z^3}{2 \cdot \pi} \int_0^a \int_0^b \frac{x \cdot dx \cdot dy}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = \pm K_n \cdot p_n \quad (\text{II-30})$$

Trong đó: K_n - là hệ số phụ thuộc vào a/b và z/b tra theo bảng (II-8).

b - Là chiều dài cạnh song song với chiều tác dụng của tải trọng.

a - Là chiều dài cạnh thẳng góc với chiều tác dụng của lực.

Xét về trị số tuyệt đối mà nói, thì ứng suất tại những điểm có cùng độ sâu z dưới A và B có giá trị bằng nhau, nhưng về dấu thì khác nhau. Về phía điểm A ứng suất có dấu âm (ứng suất kéo), còn về phía B thì ứng suất có dấu dương (ứng suất nén).

Đối với những điểm không nằm dưới góc A và B, khi tính ứng suất σ_z ta có thể áp dụng phương pháp điểm góc như các phần trên đã trình bày.

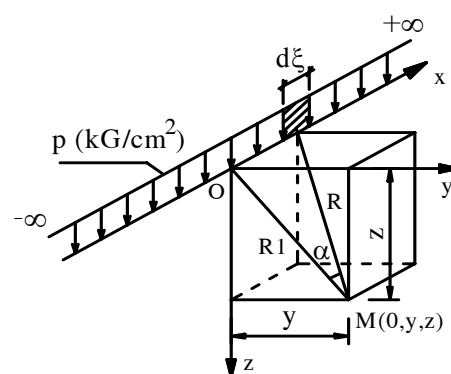
2.3. Phân bố ứng suất trong trường hợp bài toán phẳng

Bài toán phẳng là bài toán mà ứng suất phân bố trong một mặt nào đó sẽ không phụ thuộc vào tọa độ vuông góc với mặt phẳng ấy. Trong thực tế xây dựng, việc xác định sự phân bố ứng suất của nền đất dưới các móng băng tường nhà, tường chắn, đê, đập thủy công, nền đường đất đắp, v.v... đều có thể coi là thuộc bài toán phẳng. Trong trường hợp này, chiều dài của công trình lớn hơn gấp nhiều lần so với chiều rộng của nó. Do đó chỉ cần tách một phần công trình (thường là bằng một đơn vị chiều dài) ra bằng hai tiết diện ngang song song để xét, sự phân bố ứng suất dưới phần công trình đó sẽ tiêu biểu cho trạng thái ứng suất dưới toàn bộ công trình.

Giáo sư N.P.Puzurevski (1923,1929) người đầu tiên đã cho lời giải về sự phân bố ứng suất trong trường hợp chung của bài toán phẳng với giả thiết là sự thay đổi ứng suất tại một điểm đã cho chỉ phụ thuộc vào góc tạo nên bởi bán kính vector và chiều dương của trục nằm ngang. Giáo sư N.M.Gerxevanov (1933) bằng phương pháp các đặc trưng Côsi và hàm số ứng suất có điều kiện đã đưa ra lời giải tổng quát các phương trình tích phân của bài toán phẳng, sau này, V.A.Florin (1959) đã tìm ra được nhiều lời giải chi tiết hơn về bài toán phẳng.

2.3.1 Trường hợp tải trọng phân bố đều theo đường thẳng:

Xét trường hợp khi trên mặt đất có tác dụng một tải trọng thẳng đứng phân bố đều trên đường thẳng dài vô tận (Hình II-14) cũng như trường hợp lực tập trung trên bề mặt nửa không gian biến dạng tuyến tính, trường hợp này, thực ra không bao giờ có thể gặp thấy trong thực tế. Mặc dù vậy, bài toán này vẫn có một ý nghĩa lý thuyết cơ bản và nghiệm của nó được dùng làm cơ sở để giải các trường hợp cụ thể khác nhau của bài toán phẳng, khi trên mặt đất có các tải



Hình II-14

trọng tác dụng với các dạng phân bố khác nhau:

Xét một đoạn vô cùng nhỏ $d\xi$ trên trục phân bố tải trọng, và xem tải trọng tác dụng trên đó như một lực tập trung $dp = p.d\xi$. Áp dụng công thức (II-1a) của J.Boussinesq để tìm ứng suất do lực tập trung dp gây nên tại một điểm M trên mặt yoz, sau đó tích phân từ $-\infty$ đến $+\infty$ ta sẽ được biểu thức tính ứng suất σ_z tại một điểm M trên mặt yoz do toàn bộ tải trọng phân bố đều trên đường thẳng gây nên như sau:

$$\sigma_z^M = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{3.p.z^3.d\xi}{2\pi.R^5} \quad (\text{II-31})$$

$$\text{Trong đó: } R^2 = R_1^2 + \xi^2 = R_1^2 \left(1 + \frac{\xi^2}{R_1^2} \right)$$

Theo trên hình (II-14) ta có: $\xi = R_1.tg\alpha$ hay $d\xi = R_1 \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha} . d\alpha$, ở đây góc α thay

đổi từ $0 \div \frac{\pi}{2}$ hay từ $\frac{\pi}{2} \div 0$ thay vào công thức (II-31) ta có:

$$\sigma_z^M = \frac{3.p.z^3}{2.\pi} . 2. \int_0^{\pi/2} \frac{d\alpha}{\cos^2 \alpha . R_1^4 (1 + tg^2 \alpha)^{5/2}} \quad (\text{II-32})$$

Vì $1 + tg^2 \alpha = \frac{1}{\cos^2 \alpha}$ nên ta có:

$$\sigma_z^M = \frac{3.p.z^3}{\pi.R_1^4} \int_0^{\pi/2} \cos^3 \alpha . d\alpha = \frac{3.p.z^3}{\pi.R_1^4} \left[\int_0^{\pi/2} (1 - \sin^2 \alpha) . d(\sin \alpha) \right]$$

$$\sigma_z^M = \frac{2.p}{\pi} \cdot \frac{z^3}{R_1^4} = \frac{2.p}{\pi} \cdot \frac{z^3}{(y^2 + z^2)^2};$$

Tương tự ta có:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \frac{2.p}{\pi} \cdot \frac{y^2.z}{R_1^4} = \frac{2.p}{\pi} \cdot \frac{y^2.z}{(y^2 + z^2)^2} \\ \tau_{yz} &= \tau_{zy} = \frac{2.p}{\pi} \cdot \frac{y.z^2}{R_1^4} = \frac{2.p}{\pi} \cdot \frac{y.z^2}{(y^2 + z^2)^2} \end{aligned} \right\} \quad \text{II-33}$$

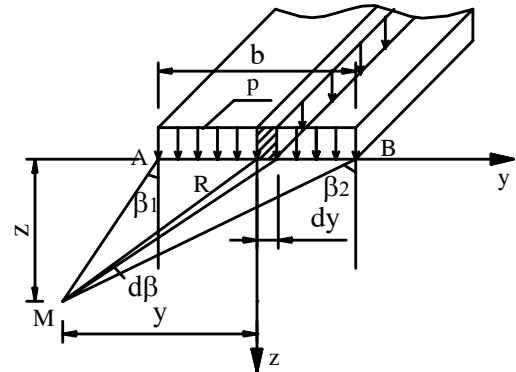
Từ công thức (II-33), ta có nhận xét rằng, trị số ứng suất thành phần không phụ thuộc vào tính chất của đất. Nói một cách rõ ràng hơn là, các ứng suất thành phần σ_z , σ_y , và τ_{yz} trong mặt phẳng yoz không phụ thuộc vào các đặc trưng biến dạng của bán không gian biến dạng tuyến tính như môđun biến dạng E_0 và hệ số nở hông μ , nghĩa là nó sẽ đúng cho bất cứ vật thể nào mà sự phụ thuộc giữa ứng suất và

biến dạng có thể xem như sự phụ thuộc tuyến tính. Đó là một tính chất quan trọng của bài toán phẳng.

2.3.2 Trường hợp tải trọng phân bố đều hình băng:

Trong trường hợp này nếu áp dụng lời giải của Filament ta có thể tách một đoạn phân tố có bề rộng là dy , thì $dP = p \cdot dy$ của đoạn phân tố đó chính là cường độ tải trọng phân bố đều theo đường thẳng (hình II-15). áp dụng công thức (II-33) ta có công thức tính ứng suất σ_z do tải trọng đường thẳng $dP = p \cdot dy$ gây nên tại $M(y,z)$ là:

$$d\sigma = \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \frac{z^3 \cdot dy}{R^4} \quad (\text{II-34})$$



Hình II-15

Để tiện cho việc lấy tích phân, giải bài toán này theo hệ tọa độ cực, bán kính vectơ R và góc β hợp bởi phương của bán kính vectơ R với phương thẳng đứng:

$$\text{Dựa trên hình vẽ (II-15) ta có: } y = z \cdot \tan \beta \text{ và } dy = \frac{z}{\cos^2 \beta} \cdot d\beta; \cos \beta = \frac{z}{R}$$

Thay dy vào công thức (II-34) và đơn giản biểu thức ta có

$$d\sigma = \frac{2 \cdot p}{\pi} \cdot \cos^2 \beta \cdot d\beta \quad (\text{II-35})$$

Tích phân phương trình (II-35) từ β_1 đến β_2 ta được biểu thức tính ứng suất σ_z do toàn bộ tải trọng phân bố đều hình băng gây nên tại $M(y,z)$ là

$$\sigma_z^M = \frac{p}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} (1 + \cos 2\beta) \cdot d\beta = \frac{p}{\pi} \left\{ \beta \right|_{\beta_1}^{\beta_2} + \frac{\sin 2\beta}{2} \Big|_{\beta_1}^{\beta_2} \right\} \quad (\text{II-36})$$

$$\sigma_z^M = \frac{p}{\pi} \left[\beta_2 + \frac{1}{2} \cdot \sin 2\beta_2 - (\pm \beta_1) - \frac{1}{2} \sin(\pm 2\beta_1) \right] \quad (\text{II-37})$$

Bằng cách làm tương tự đối với σ_y và τ_{yz} ta có các biểu thức sau:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y^M &= \frac{p}{\pi} \left[\beta_2 - \frac{1}{2} \cdot \sin 2\beta_2 - (\pm \beta_1) + \frac{1}{2} \cdot \sin(\pm 2\beta_1) \right] \\ \tau_{yz} &= \frac{p}{2 \cdot \pi} [\cos 2\beta_1 - \cos 2\beta_2] \end{aligned} \right\} \quad (\text{II-38})$$

Trị số β_1 lấy dấu (+) khi điểm M nằm ngoài giới hạn dải tải trọng, lấy dấu (-) khi điểm M nằm trong phạm vi dải tải trọng.

Trong đó: β_1 và β_2 là những góc được tạo bởi các đường thẳng nối từ M đến mép A và mép B của dải tải trọng với đường thẳng đứng. Để tiện cho việc tính toán, người ta đã thành lập bảng tính (II-9) cho các trị số $\frac{\sigma_z}{p}$, $\frac{\sigma_y}{p}$, $\frac{\tau_{yz}}{p}$ và trị số $\frac{\Theta}{p}$ tại hai điểm dưới mép tải trọng có thể tra ở bảng (II-10). Người ta đã chứng minh rằng phương của các ứng suất chính tại mỗi điểm trùng hoặc thẳng góc với đường phân giác của góc nhìn 2β (Hình II-15), góc 2β có giá trị bằng $[\beta_2 - (\pm \beta_1)]$. Đối với các điểm M nằm trên đường thẳng đứng Oz đi qua trục đối xứng của dải tải trọng, do tính chất đối xứng nên $\beta_1 = \beta_2 = \beta$; Do đó:

$$\tau_{yz} = \frac{p}{2\pi} (\cos 2\beta_1 - \cos 2\beta_2) = 0 \quad (\text{II-39})$$

Như vậy tại các điểm nằm trên Oz, ứng suất cắt $\tau = 0$, và các ứng suất thành phần σ_z và σ_y tác dụng như các ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z = \sigma_1 &= \frac{p}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) \\ \sigma_y = \sigma_3 &= \frac{p}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) \end{aligned} \right\} \quad (\text{II-40})$$

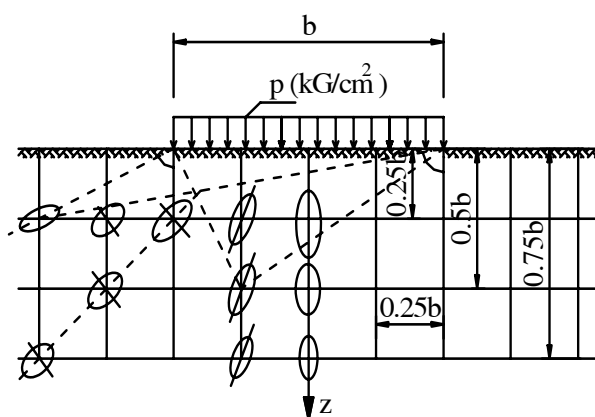
Từ đây ta thấy rằng:

$$\sigma_1 + \sigma_3 = \frac{2p}{\pi} \cdot 2\beta \quad (\text{II-41})$$

Từ biểu thức (II-41) cho thấy: Với một trị số nhất định của cường độ tải trọng p , tổng số ứng suất chính chỉ phụ thuộc vào trị số của góc nhìn 2β mà thôi. Khi điểm M trên đường Oz nằm ngang trên mặt đất, góc 2β có giá trị cực đại là π . Điểm M càng chuyển xuống phía dưới thì góc 2β càng giảm dần và cuối cùng tiến tới không, khi M tiến tới vô cực. Như vậy ta thấy rằng điểm M càng gần tải trọng bao nhiêu thì tổng ứng suất $\sigma_1 + \sigma_3$ càng lớn bấy nhiêu.

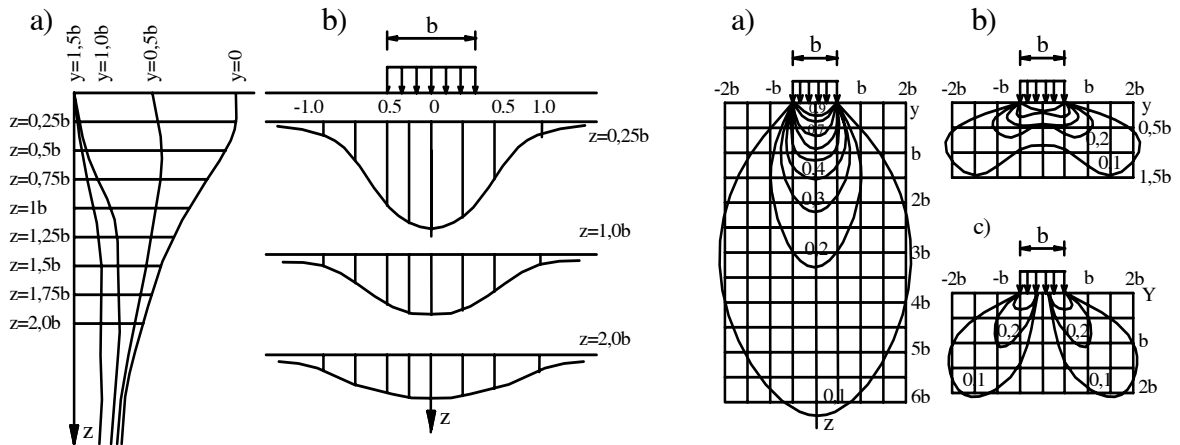
Công thức (II-40) cho phép chúng ta xây dựng các elíp ứng suất đặc trưng cho trạng thái ứng suất tại mỗi điểm trong nền đất. Hai trục của Elíp ứng suất ứng với phương của ứng suất chính (Hình II-16).

Hình (II-17) cho thấy những biểu đồ ứng suất σ_z đối với các diện ngang và dọc của



Hình II-16: Elíp ứng suất dưới tải trọng hình băng

nền đất. Hình (II-18) là các đường đẳng ứng suất (là đường nối của các điểm cùng trị số ứng suất) ở trong nền đất.



Hình II-17: Biểu đồ phân bố ứng suất nén σ_z Hình II-18: a- Các đường đẳng ứng suất σ_z

a - Theo chiều sâu
b - Theo chiều rộng

b - Các đường đẳng ứng suất σ_y
c - Các đường đẳng ứng suất τ

Ví dụ II-4: Một tải trọng phân bố đều hình băng có bề rộng 10 m, cường độ tải trọng $p = 4\text{ kG/cm}^2$. Tìm trị số σ_z tại điểm nằm trên trục đối xứng Oz và ở các độ sâu 5m, 10m và 15m.

Giải: Ở đây theo bài toán cho ta có: $y/b=0$. Dùng bảng (II-9) tra được

$$\text{Với } \frac{z}{b} = \frac{5}{10} = 0,5; \text{ ta có } \frac{\sigma_z}{p} = 0,82; \sigma_z = 0,82 \times p = 0,82 \times 4 = 3,28 \text{ kG/cm}^2$$

$$\text{Với } \frac{z}{b} = \frac{10}{10} = 1,0; \text{ ta có } \frac{\sigma_z}{p} = 0,55; \sigma_z = 0,55 \times p = 0,55 \times 4 = 2,20 \text{ kG/cm}^2$$

$$\text{Với } \frac{z}{b} = \frac{15}{10} = 1,5; \text{ ta có } \frac{\sigma_z}{p} = 0,40; \sigma_z = 0,40 \times p = 0,40 \times 4 = 1,60 \text{ kG/cm}^2$$

So sánh các kết quả của ví dụ này với kết quả của ví dụ (II-2) ta thấy rằng, với cường độ tải trọng và chiều rộng diện tích chịu tải như nhau, tại cùng các độ sâu 5m, 10m, 15m. Trong trường hợp bài toán phẳng biểu đồ ứng suất σ_z tất dần chậm hơn ở trường hợp bài toán không gian. Điều này cũng có thể nhận thấy ngay ở bảng (II-2), khi $\frac{a}{b}$ càng lớn thì hệ số K_0 càng giảm đi chậm hơn.

2.3.3 Trường hợp tải trọng là dải phân bố theo hình tam giác

Trong thực tế thường gặp các loại bài toán xác định ứng suất trong đất dưới tác dụng của tải trọng hình băng phân bố không đều, có cường độ thay đổi theo những quy luật khác nhau. Trường hợp phổ biến nhất trong những loại tải trọng như

vậy là trường hợp tải trọng hình băng phân bố theo quy luật hình tam giác (Hình II-19).

Cũng như các trường hợp trên, trong trường hợp này ta cũng tách ra một phân tố với bề rộng là dy , và tải trọng dp tác dụng trên đoạn phân tố đó chính là cường độ tải trọng phân bố đều trên đường thẳng. Do đó, Từ hình vẽ (II-19) ta có:

$$dp = p_{(y)} \cdot dy \quad (\text{II- 42})$$

Trong đó ta có:

$$p_{(y)} = \frac{p \cdot y}{b}; \quad dy = \frac{R \cdot d\beta}{\cos \beta} \quad \text{và } y = z (\operatorname{tg} \beta -$$

$\operatorname{tg} \beta_1)$

Ở đây : p - là cường độ của tải trọng lớn nhất của hình tam giác

$p_{(y)}$ - cường độ của tải trọng phân bố trên diện phân tố dy

Thay các giá trị trên vào công thức (II - 42) ta có

$$dp = \frac{p \cdot R \cdot z}{b \cdot \cos \beta} \cdot (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \beta_1) d\beta \quad (\text{II - 42}')$$

Vậy ứng suất thẳng đứng do tải trọng đường thẳng với cường độ dp gây nên tại M sẽ là :

$$d\sigma = \frac{2 \cdot p \cdot z^4 \cdot R}{R^4 \cdot \pi \cdot b \cdot \cos \beta} \cdot (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \beta_1) d\beta \quad (\text{II - 43})$$

Thay $z^3 = R^3 \cos^3 \beta$ và sau khi giảm ước ta có :

$$d\sigma = \frac{2 \cdot p \cdot z}{\pi \cdot b} \cdot \cos^2 \beta (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \beta_1) d\beta \quad (\text{II - 43a})$$

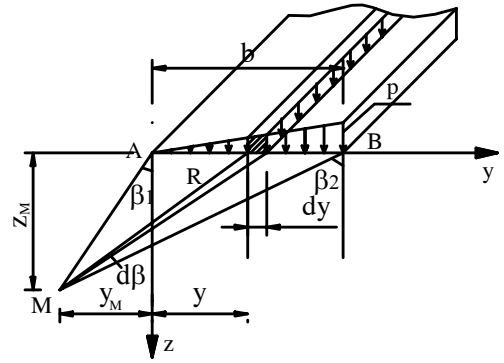
Tích phân biểu thức (II - 43a) từ β_1 đến β_2 ta sẽ có biểu thức tính ứng suất σ_z do toàn bộ tải trọng hình băng phân bố theo quy luật hình tam giác gây nên tại điểm $M(y,z)$ như sau :

$$\sigma_z = \frac{p \cdot z}{\pi \cdot b} \left[\sin^2 \beta_2 - \sin^2 \beta_1 - \operatorname{tg} \beta_1 \left(\beta_2 + \frac{1}{2} \cdot \sin 2\beta_2 - \beta_1 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 \right) \right] \quad (\text{II - 44})$$

Bằng cách lập luận tương tự ta có biểu thức tính σ_y và τ_{yz} như sau :

$$\sigma_y = \frac{p \cdot z}{\pi \cdot b} \left[\cos^2 \beta_2 - 2 \ln \cos \beta_2 - \cos^2 \beta_1 + 2 \ln \cos \beta_1 - \operatorname{tg} \beta_1 \left(\beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 - \beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 \right) \right] \quad (\text{II - 45})$$

$$\tau_{yz} = \frac{p \cdot z}{2 \pi \cdot b} \left[\sin 2\beta_2 - \sin 2\beta_1 + 2(\beta_1 - \beta_2) - \operatorname{tg} \beta_1 (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1) \right] \quad (\text{II - 46})$$

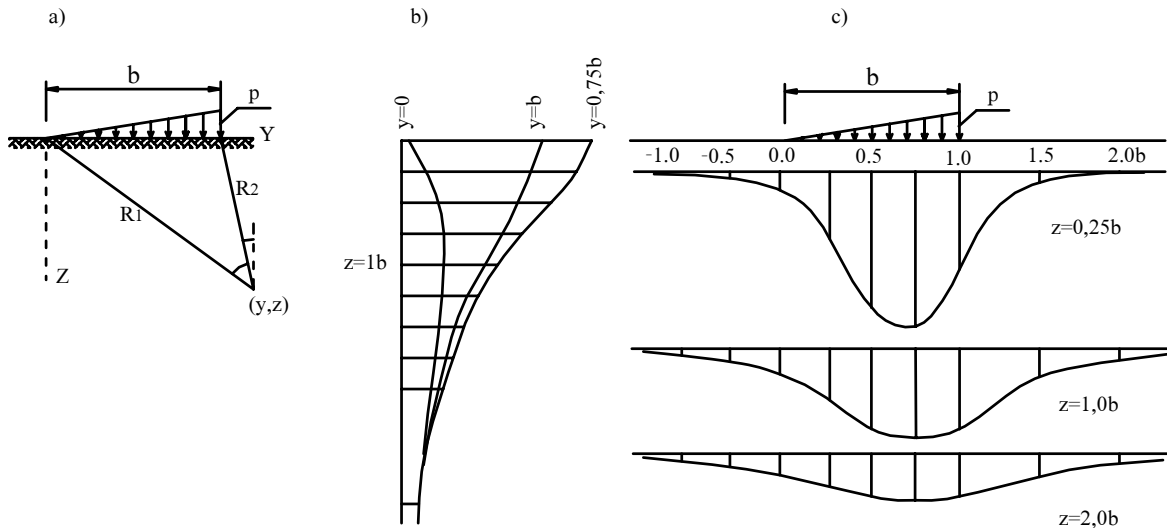


Hình II-19

Để tiện cho việc tính toán σ_z , σ_y , τ_{yz} người ta đã lập bảng tính sẵn các trị số

$$\frac{\sigma_z}{p}, \frac{\sigma_y}{p} \text{ và } \frac{\tau_{yz}}{p} \text{ (Bảng II - 11 và II - 12).}$$

Hình (II - 20) dưới đây sẽ minh họa tình hình phân bố ứng suất σ_z dưới tác dụng của tải trọng hình băng phân bố theo qui luật hình tam giác. Hình (II - 20b,c) biểu diễn các biểu đồ ứng suất σ_z trên tiết diện thẳng đứng và nằm ngang ở trong nền, từ các biểu đồ nhận thấy rằng, ứng suất nén thẳng đứng cực đại nằm trên đường thẳng đứng đi qua gần trọng tâm của tải trọng tam giác.



Hình II-20: Các biểu đồ phân bố ứng suất nén theo mặt cắt thẳng đứng và nằm ngang của khối đất khi có tác dụng của tải trọng tam giác

Ví dụ II - 5 : có tải trọng hình băng phân bố theo qui luật hình tam giác trình bày trên hình (II - 21). Tính trị số ứng suất tại các điểm A, B và C :

Giải :

Tại điểm A ta có: $\frac{y}{b} = \frac{5}{5} = 1; \frac{z}{b} = \frac{5}{5} = 1$

Tra bảng (II - 11) ta có :

$$\frac{\sigma_z}{p} = 0,241 \Rightarrow \sigma_z = 0,241 \cdot 3 = 0,72 \text{ kG/cm}^2$$

Tại điểm B :

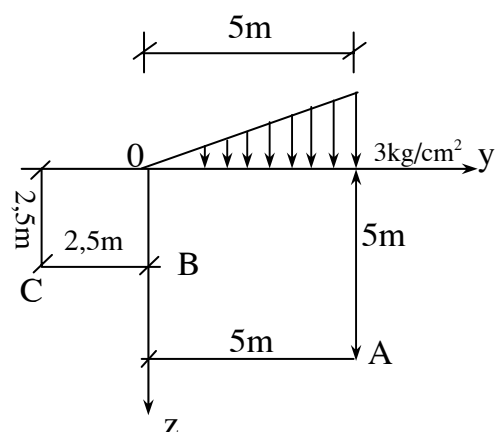
$$\frac{y}{b} = \frac{0}{5} = 0; \frac{z}{b} = \frac{2,5}{5} = 0,5; \frac{\sigma_z}{p} = 0,127$$

$$\Rightarrow \sigma_z = 0,127 \cdot 3 = 0,38 \text{ kG/cm}^2$$

Tại điểm C :

$$\frac{y}{b} = \frac{-2,5}{5} = -0,5; \frac{z}{b} = \frac{2,5}{5} = 0,5; \frac{\sigma_z}{p} = 0,023$$

$$\Rightarrow \sigma_z = 0,023 \cdot 3 = 0,07 \text{ kG/cm}^2$$



Hình II - 21

2.3.4. Trường hợp tải trọng phân bố theo dạng phức tạp :

Trong thực tế chúng ta thường gặp bài toán xác định sự phân bố ứng suất trong nền đất, trong trường hợp trên mặt đất tác dụng bởi một dải tải trọng phân bố theo dạng phức tạp (mặt cắt ngang thân đê, đập đất, nền đường đắp, v.v...). Gặp trường hợp này ta có thể phân biểu đồ tải trọng ra thành các tải trọng cơ bản, hình chữ nhật, hình tam giác. Rồi áp dụng các công thức tính ứng suất thành phần của các tải trọng cơ bản nói trên, sau đó tổng cộng lại ta được trị số ứng suất tại điểm cho trước dưới tác dụng của toàn bộ tải trọng phức tạp đó. Ngoài cách giải quyết trên ra ta có thể dùng biểu đồ của Osterberg để xác định ứng suất trong đất khi có tải trọng phân bố theo quy luật hình tam giác, hình chữ nhật, hình thang tác dụng trên mặt đất ở trường hợp bài toán phẳng (hình II - 22). Ứng suất nén thẳng đứng σ_z được tính theo công thức :

$$\sigma_z = I \cdot p \quad (\text{II} - 47)$$

Trong đó :

I : là hệ số phụ thuộc vào 2 tỷ số $\frac{a}{z}$ và $\frac{b}{z}$ lấy theo hình (II - 22).

a - là chiều dài phần tải trọng tam giác

b - là chiều dài tải trọng hình chữ nhật

z - là chiều sâu của điểm được xét.

Trị số của I xác định bằng biểu đồ (II - 22) bằng cách cộng các hệ số tương ứng với tải trọng ở bên trái và ở bên phải đường thẳng đứng đi qua điểm đang xét, tức là :

$$\sigma_z = (I_t + I_p) \cdot p \quad (\text{II} - 47a)$$

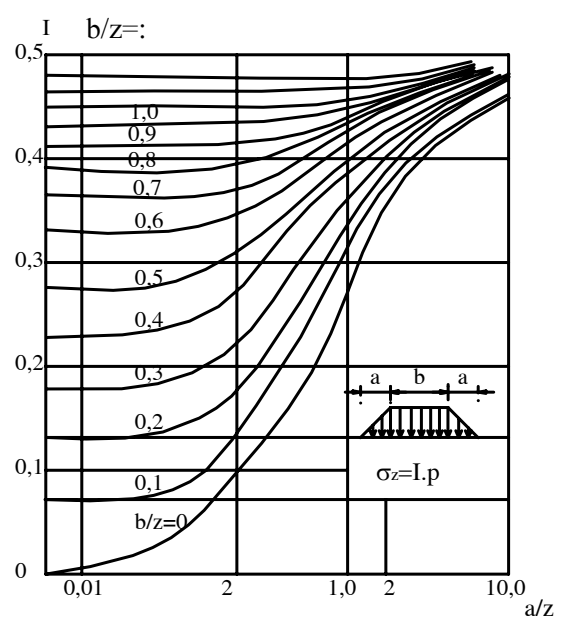
I_t - là hệ số tương ứng với phần tải trọng phía bên trái đường thẳng đứng đó.

I_p - là hệ số tương ứng với phần tải trọng phía bên phải.

Ví dụ II - 6 : Có tải trọng phân bố như trên hình (II - 23). Hãy xác định ứng suất σ_z tại điểm M_1 và M_2 , cho biết $P = 0,9 \text{ kG/cm}^2$

Với điểm M_1

Đối với phần tải trọng ở bên trái



Hình II □ 22: Toán đồ Osterberg để xác định ứng suất

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1; \frac{b_1}{z} = \frac{1}{2} = 0,5$$

Dựa vào biểu đồ (II - 22) tìm được $I_{tr} = 0,397$.

Đối với phần tải trọng bên phải :

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1; \frac{b_2}{z} = \frac{3}{2} = 1,5, \text{ Dựa vào biểu đồ (II - 22) tìm được } I_p = 0,478$$

$$\text{Như vậy ta có : } \sigma_z^{M_1} = (0,379 + 0,478) \cdot 0,9 = 0,79 \text{ kG/cm}^2$$

Với điểm M_2 , ta có thể dùng thêm tải trọng ảo KLMN. Nếu kể cả tải trọng ảo thì ta có

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1; \frac{b'}{z} = \frac{8}{2} = 4, \text{ do đó :}$$

$$I_p = 0,499$$

Nếu chỉ xét riêng tải trọng ảo KLMN ta có :

$$\frac{a}{z} = \frac{2}{2} = 1; \frac{b''}{z} = \frac{2}{2} = 1 \text{ do đó ta}$$

$$\text{có : } I_p = 0,455$$

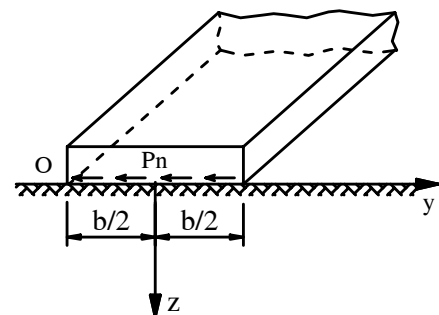
$$\text{Vậy : } \sigma_z^{N_2} = (0,499 - 0,455) \cdot 0,9 = 0,04 \text{ kG/cm}^2$$

2.3.5. Trường hợp tải trọng hình băng phân bố đều nằm ngang

Trong thực tế có nhiều trường hợp, khi tính toán nền đất, ngoài việc xét trường hợp tải trọng thẳng đứng còn phải xác định ứng suất do tải trọng nằm ngang gây nên (Hình II - 24).

Để tính ứng suất tại một điểm bất kỳ trong nền đất, dưới tác dụng của tải trọng hình băng phân bố đều nằm ngang, ta có thể tính theo các biểu thức dưới đây :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= K'_n \cdot p_n \\ \sigma_y &= K''_n \cdot p_n \\ \tau_{yz} &= K'''_n \cdot p_n \end{aligned} \right\}$$



Hình II-24

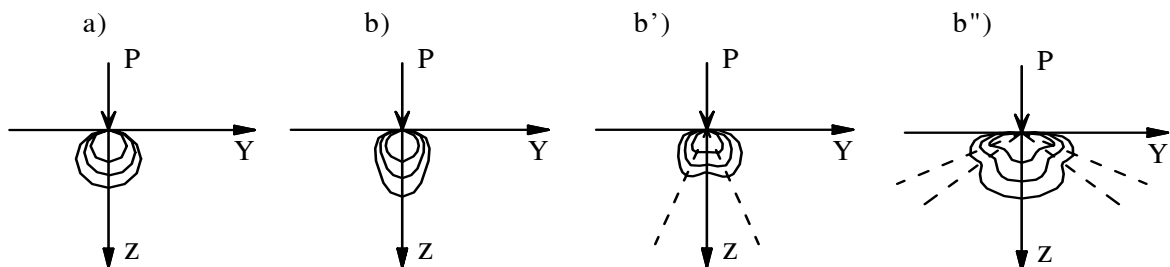
(II - 48)

Trong đó : K'_n, K''_n, K'''_n - là các hệ số phụ thuộc vào hai tỷ số y/b và z/b , các trị số này tra theo bảng (II - 13), cần chú ý rằng chiều tác dụng của tải trọng là chiều âm so với chiều của trục Oy.

§3. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG NỀN ĐẤT CÓ XÉT ĐẾN TÍNH KHÔNG ĐỒNG NHẤT VÀ TÍNH KHÔNG ĐẲNG HƯỚNG CỦA ĐẤT

Trên đây vừa trình bày các phương pháp xác định sự phân bố ứng suất trong nền đất, được coi là đồng nhất đẳng hướng biến dạng tuyến tính, giới hạn bởi một mặt phẳng nằm ngang, phát triển tới vô hạn ra xung quanh, dưới tác dụng của tải trọng ngoài. Trong thực tế thường không có loại đất nào như vậy cả, khái niệm "đồng nhất" ở đây chỉ là khái niệm tương đối. Bởi vì ngay trong cùng một loại đất "đồng nhất" thì các đặc trưng biến dạng và tính chất đàn hồi cũng rất khác nhau, theo hướng khác nhau. Tính chất biến dạng của đất không giống theo các hướng gọi là tính không đẳng hướng.

Phân tích những kết quả của bài toán phân bố ứng suất do tải trọng tập trung tác dụng cho thấy rằng, biểu đồ các đường đồng ứng suất chính trong vật thể không đẳng hướng có dạng rất khác nhau.



Hình II - 25 : Biểu đồ các đường đồng ứng suất chính trong nền đất không đẳng hướng dưới tác dụng của tải trọng dải: a- Vật thể đẳng hướng; b, b', b'' - vật thể không đẳng hướng khi mối tương quan giữa các môđun biến dạng khác nhau.

Trên hình (II - 25) biểu diễn những đường đồng ứng suất chính trong vật thể đồng nhất đẳng hướng, (II - 25a) theo lời giải của Flamăng và trong vật thể không đẳng hướng với mối tương quan giữa các môđun biến dạng khác nhau, (II - 25b, b', b'') theo lời giải của S.G.Lêxnitxki. Trong trường hợp không đẳng hướng này, các đường đồng ứng suất chính có thể có một, hai hoặc ba điểm cực đại với những góc nghiêng của những đường trục cực đại (điểm lồi) không phải lúc nào cũng trùng với phương của lực tác dụng. Hướng của chỗ lồi đó cũng chính là điểm nguy hiểm nhất đối với độ bền vững của khối đất. Sau này A.V.Stêpanov (1950) dựa trên cơ sở lời giải tổng quát của S.G.Lêxnitxki đã nghiên cứu tỉ mỉ hơn trạng thái ứng suất trong bán không gian không đẳng hướng, dưới tác dụng của tải trọng trong điều kiện bài toán phẳng. Ông đã kết luận rằng, trong vật thể không đồng nhất, không đẳng hướng, hướng của các ứng suất lớn nhất không trùng với phương tác dụng của lực và cũng không trùng với phương biến dạng cực đại, đồng thời dọc theo phương có trị số môđun đàn hồi pháp lớn nhất ta thấy có hiện tượng tập trung ứng suất, còn dọc theo phương có trị số môđun đàn hồi pháp nhỏ nhất ta thấy có hiện tượng phân tán ứng suất.

Trường hợp đơn giản nhất là bài toán về sự phân bố ứng suất trong khối đất biến dạng tuyến tính có các môđun biến dạng khác nhau : theo phương ngang E_y và theo phương thẳng đứng E_z . Wölf đã giải bài toán này dưới tác dụng của lực tập trung thẳng đứng và đã thu được những công thức gần đúng sau đây cho các thành phần ứng suất :

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_z &= -K \frac{2p}{\pi} \cdot \frac{z^3}{r^2 \cdot r_1^2} \\ \sigma'_y &= -K \frac{2p}{\pi} \cdot \frac{y^2 \cdot z}{r^2 \cdot r_1^2} \\ \tau'_{yz} &= -K \frac{2p}{\pi} \cdot \frac{y \cdot z^2}{r^2 \cdot r_1^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II} - 49)$$

Trong đó : r - Khoảng cách từ điểm đặt tải trọng đường thẳng tới điểm đang xét

$$r_1 = K \cdot r; \quad K = \sqrt{\frac{E_x}{E_z}} \quad (\text{II} - 50)$$

Nếu đem so sánh công thức đã đưa ra về ứng suất trong trường hợp nền không đẳng hướng đơn giản nhất (II - 49) với công thức trong trường hợp nền đẳng hướng (II - 33) ta có :

$$\sigma'_z = \frac{\sigma_z}{K}; \quad \sigma'_y = \frac{\sigma_y}{K}; \quad \tau'_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{K} \quad (\text{II} - 51)$$

Ở đây : $\sigma_z, \sigma_y, \tau_{yz}$ - ứng suất trong vật thể đẳng hướng.

Khi tác dụng lực tập trung trong trường hợp bài toán không gian, ứng suất nén σ'_z được tính theo công thức sau :

$$\sigma'_z = \frac{p}{\pi} \cdot \frac{z^3 (1 + K + K^3)}{R^5 \cdot K (1 + K)} \quad (\text{II} - 52)$$

Khi $K = 1$ các biểu thức (II - 49) và (II - 52) giống các biểu thức viết cho bán không gian đồng nhất và đẳng hướng. Ở đây cần nhấn mạnh rằng, độ chênh lệch giữa E_z và E_y càng lớn thì tính chất không đẳng hướng thể hiện càng rõ rệt và ảnh hưởng càng nhiều đến trị số ứng suất. Theo lời giải chính xác của L.P.Portaev (1958) trị số ứng suất trong trường hợp nền không đẳng hướng đang xét không những chỉ phụ thuộc vào tỷ số $\frac{E_y}{E_z}$ mà còn phụ thuộc cả vào hệ số nở hông μ nữa.

Vì vậy, nếu môđun biến dạng theo hướng tác dụng của lực lớn hơn so với môđun biến dạng theo phương vuông góc với nó thì sẽ quan sát thấy hiện tượng tập trung ứng suất và ngược lại sẽ quan sát thấy hiện tượng phân tán ứng suất.

Dưới đây ta xét 2 trường hợp đơn giản về sự phân bố ứng suất trong nền đất không đồng nhất không đẳng hướng.

3.1. Trường hợp dưới nền đất là lớp đá cứng :

Đối với trường hợp nền công trình là lớp đất có chiều dày giới hạn, nằm trên nền đá cứng không bị nén ép (Hình II - 26). Sự phân bố ứng suất trong lớp đất bị nén ép chủ yếu phụ thuộc vào kích thước diện chịu tải và chiều dày của lớp đất bị nén ép đó và ít chịu ảnh hưởng vào lực ma sát trên mặt tiếp xúc giữa hai lớp cũng như hệ số nở hông μ .

Đối với bài toán phẳng, khi nền đất chịu tác dụng tải trọng phân bố đều theo đường thẳng, với giả thiết lấy hệ số nở hông $\mu = 0,5$ thì công thức tính ứng suất nén ép thẳng đứng lớn nhất σ_z ở mặt tiếp xúc giữa hai lớp như sau :

$$\sigma_{(z=h)} = 0,822 \frac{p}{h} \quad (\text{II - 53})$$

Với bài toán trên có xét đến lực ma sát của mặt tiếp xúc giữa hai lớp với nhau nhưng lại giả thiết hệ số μ bằng không, ứng suất σ_z lớn nhất ở mặt tiếp xúc trên trực tác dụng lực được tính theo công thức sau :

$$\sigma_{(z=h)} = 0,827 \frac{p}{h} \quad (\text{II - 54})$$

Đối với nền đất đồng nhất, đẳng hướng, cùng điều kiện bài toán như trên, ứng suất σ_z ở tại độ sâu bằng $z=h$ tính theo công thức sau:

$$\sigma_{(z=h)} = 0,636 \frac{p}{h} \quad (\text{II - 55})$$

Trị số này nhỏ hơn các trị số tính σ_z đối với nền không đồng nhất nói trên và chứng tỏ rằng sự có mặt của một lớp đá cứng không bị nén ép ở độ sâu nào đó sẽ dẫn đến hiện tượng tập trung ứng suất nén ép theo phương tác dụng của tải trọng (tức là hiện tượng ứng suất σ_z lớn hơn so với trường hợp nền đồng nhất và đẳng hướng).

Hiện tượng tập trung ứng suất còn quan sát thấy trong trường hợp tải trọng là một dải phân bố đều. K.E.Egorov (1939 ÷ 1960) đã lập công thức tính toán ứng suất phụ thêm trong nền đất có tồn tại lớp đá 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 II - 27).

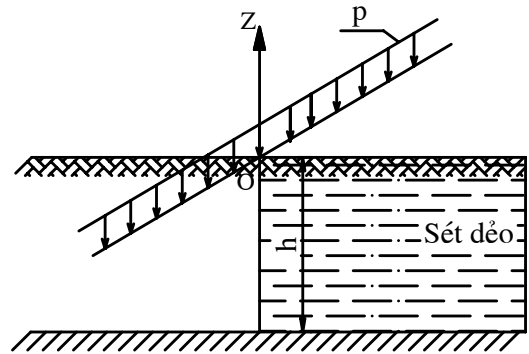
$$\sigma_z = K_E \cdot p \quad (\text{II - 56})$$

Trong đó: $K_E = f\left(\frac{z}{h}, \frac{h}{b_1}\right)$ - Hệ số ứng suất phụ thêm trong nền không đồng nhất của K.E.Egorov; tra bảng (II-14)

z - tọa độ trọng tâm của tiết diện ngang mà tại đó tính ứng suất

h - chiều dày lớp chịu nén

b_1 - nửa chiều rộng của dải tải trọng phân bố đều

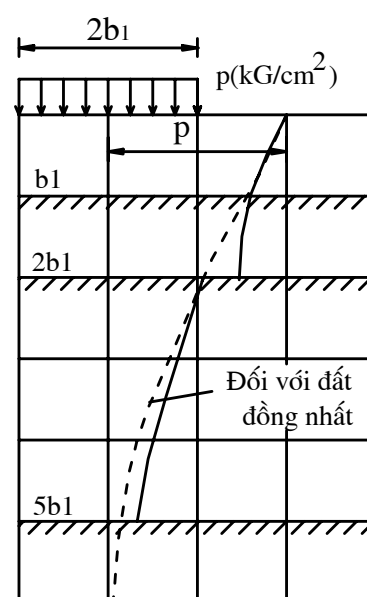


Hình II-26

Bảng II - 14: Hệ số K_E của K.E.Egorov

z/h \ h/b_1	1	2	5
1,0	1,0	1,0	1,0
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	1,022	0,76	0,36

Để minh họa sự phân bố ứng suất nén cực đại trong lớp đất tựa lên nền không lún, trên hình (II - 27) vẽ những biểu đồ phân bố $\sigma_z^{\max}$ dưới tâm móng băng với những chiều dày của lớp chịu nén: $h = b_1$, $h = 2b_1$, $h = 5b_1$. Để tiện so sánh, đường nét đứt chỉ sự phân bố ứng suất nén cực đại khi nền đồng nhất ($h = \infty$). Những số liệu dẫn ra ta thấy rằng : khi chiều dày của lớp chịu nén $h = b_1$, trị số ứng suất nén ép σ_z hầu như không giảm theo chiều sâu, nhưng nếu khi $h \geq 2b_1$ thì trị số ứng suất nén σ_z giảm dần theo chiều sâu, nhưng không giảm nhiều như trong trường hợp đất đồng nhất và đẳng hướng.



Hình II-27

Đối với những trường hợp phức tạp hơn, khi tác dụng tải trọng cục bộ phân bố đều (trong điều kiện bài toán không gian), kết quả tính ứng suất σ_z ở mặt tiếp xúc dưới tâm diện chịu tải đã được M.I.Gorbunov - Poxadov đề nghị tính theo công thức sau:

$$\sigma_z = K_r \cdot p \quad (\text{II-57})$$

Trong đó: $K_r = f(h/b_1, a/b)$ - Hệ số ứng suất M.I.Gorbunov - Poxadov tra bảng (II - 15)

P - Cường độ tải trọng phân bố đều trên diện chịu tải.

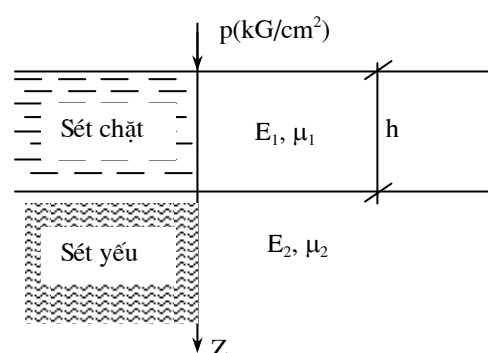
Bảng II - 15 : Hệ số K_r của M.I.Gorbunov - Poxadov

h/b_1	Hình tròn (bán kính b_1)	Hình chữ nhật				Hình băng $\alpha = \infty$
		$\alpha = 1$	$\alpha = 2$	$\alpha = 3$	$\alpha = 4$	
0	1	1	1	1	1	1
0,25	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009	1,009
0,5	1,064	1,053	1,033	1,033	1,033	1,033
0,75	1,072	1,082	1,059	1,059	1,059	1,059
1,00	0,965	1,027	1,039	1,026	1,025	1,025

1,50	0,684	0,762	0,912	0,911	0,902	0,902
2,00	0,473	0,541	0,717	0,769	0,761	0,761
2,50	0,335	0,395	0,593	0,651	0,636	0,636
3,00	0,249	0,298	0,474	0,549	0,560	0,560
4,00	0,148	0,180	0,314	0,392	0,439	0,434
5,00	0,098	0,125	0,222	0,287	0,359	0,359
7,00	0,051	0,065	0,113	0,170	0,262	0,262
10,00	0,025	0,032	0,064	0,098	0,181	0,185
20,00	0,006	0,008	0,016	0,024	0,068	0,086
30,00	0,001	0,001	0,003	0,005	0,014	0,037

3.2. Trường hợp nền đất gồm hai lớp, lớp dưới là lớp mềm yếu.

Đặc điểm của trường hợp này là quan sát thấy hiện tượng phân tán ứng suất, nghĩa là sự tập trung ứng suất giảm so với trường hợp nền đồng nhất, đẳng hướng, nhưng độ giảm không lớn như trường hợp dưới nền đất là lớp đá cứng. Dựa trên cơ sở hàm số của Bessel, Biot giải bài toán không gian dưới tác dụng lực tập trung, đã tìm ra công thức tính ứng suất thẳng đứng lớn nhất trên mặt tiếp xúc giữa hai lớp đất (hình II - 28):



Hình : II - 28

$$\sigma_{(z=h)} = 0,45 \cdot \frac{p}{h} \quad (\text{II - 58})$$

Nếu đem so sánh trị số $\sigma_{z=h}$ trong công thức (II - 58) với trị số ứng suất tính trong điều kiện nền đồng nhất, đẳng hướng, ta thấy trị số ứng suất lớn nhất giảm khoảng 6%. Do đó, trong thực tế tính toán người ta thường bỏ qua ảnh hưởng của lớp đất mềm yếu nằm dưới để tăng thêm hệ số an toàn trong công thức tính toán ứng suất. K.E.Egôrov đã giải bài toán về sự phân bố ứng suất dưới móng băng trong nền đất gồm hai lớp: lớp trên có chiều dày hữu hạn h và lớp dưới phổ biến tới vô tận theo chiều sâu và các phía. ứng suất σ_z cực đại trên mặt tiếp xúc giữa hai lớp đất, dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều hình băng được tính theo biểu thức :

$$\sigma_z = K_e \cdot p \quad (\text{II - 59})$$

Trong đó K_e - hệ số phụ thuộc vào tỷ số $2h/b$ và tham số $\nu = \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{1-\mu_2^2}{1-\mu_1^2}$ và

được tra theo bảng (II - 16), ở đây b là bề rộng của tải trọng hình băng.

Cần chú ý rằng, các trị số K_e tra trong bảng (II - 16) của K.E.Egôrov đều không xét đến ứng suất tiếp tuyến tại mặt tiếp xúc. Hiện tượng phân tán ứng suất, quan sát thấy một cách rõ rệt khi chiều dày lớp đất trên lớn hơn 1/4 chiều rộng móng.

Bảng (II - 16): Bảng giá trị hệ số K_e trong công thức (II-59) của K.E.Egôrov

$2h/b$	$\nu = 1$	$\nu = 5$	$\nu = 10$	$\nu = 20$
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
5,00	0,27	0,17	0,16	0,12

Ví dụ II - 7 : Nền đất gồm hai lớp : lớp trên là cát dày 2m, lớp dưới là bùn. Hãy xác định xem ứng suất nén ép trên mặt tiếp xúc giữa cát và bùn có vượt quá áp lực cho phép đối với bùn là 1 kG/cm^2 hay không, nếu trên mặt lớp đất cát tác dụng tải trọng hình băng với $b = 2\text{m}$ và cường độ phân bố đều $P = 2\text{kG/cm}^2$, cho biết $E_1 = 150 \text{ kG/cm}^2$, $E_2 = 30 \text{ kG/cm}^2$, $\mu_1 = \mu_2 = 0,2$.

Giải : Trước hết xác định hệ số ν :

$$\nu = \frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} = \frac{150}{30} = 5$$

Chiều sâu tương đối : $\frac{2h}{b} = \frac{4}{2} = 2$; Tra theo bảng (II - 16) ta có $K_e = 0,41$

Do đó : $\sigma_{z=h} = 0,41 \cdot P = 0,41 \cdot 2 = 0,82 \text{ kG/cm}^2$

Do đó : ứng suất σ_z tại mặt tiếp xúc giữa hai lớp đất không vượt quá áp lực cho phép đối với đất bùn (1kG/cm^2).

§4. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TIẾP XÚC DƯỚI ĐÁY MÓNG.

Trong các phân trên chúng ta chỉ mới nghiên cứu bài toán phân bố ứng suất trong đất nền, dưới tác dụng của tải trọng ngoài khác nhau mà ta chưa xét đến vấn đề tải trọng đó đặt trên đất như thế nào. Nhìn chung, trừ các công trình xây dựng bằng đất đắp như đê, đập, nền đường, v.v..., tải trọng bên ngoài không trực tiếp tác dụng lên nền, mà được truyền cho đất thông qua móng. Áp lực do toàn bộ tải trọng của công trình (bao gồm cả trọng lượng bản thân móng) thông qua đáy móng mà truyền tới đất nền như thế gọi là **áp lực đáy móng**. Áp lực này tác dụng trực tiếp trên mặt tiếp xúc giữa đáy móng và nền đất nên người ta còn gọi là **áp lực tiếp xúc**. Muốn xác định được tình hình phân bố ứng suất trong nền đất thì trước hết phải biết được tình hình phân bố áp lực dưới đáy móng như thế nào.

Như các kết quả nghiên cứu cho thấy, sự phân bố áp lực đáy móng phụ thuộc vào nhiều nhân tố như dạng tải trọng đặt trên móng, độ cứng của móng, tính biến dạng dẻo trong đất nền, v.v... Cho đến nay, vẫn chưa có được một phương pháp hoàn chỉnh nào để xác định chính xác sự phân bố áp lực dưới đế móng có xét đến đầy đủ các nhân tố ảnh hưởng đó. Các phương pháp xác định áp lực đáy móng hiện nay thường dùng trong thực tế chỉ là những phương pháp gần đúng. Có hai phương pháp chính, đó là phương pháp hệ số nền và phương pháp nền biến dạng tuyến tính. Phương pháp được dùng rộng rãi hơn cả là phương pháp coi đất nền như một môi trường biến dạng tuyến tính được các nhà khoa học N.M.Gerxevanov và I.A.Amacheret đề xuất đầu tiên (1935) và sau này được V.A.Florin, M.I.Gorbunov-Poxadov và B.N.Jemoskin hoàn chỉnh thêm. Bản chất của phương pháp này là coi nền đất như môi trường biến dạng tuyến tính và có xét đến các chuyển vị đàn hồi của tất cả các điểm nằm trong và nằm ngoài phạm vi chịu tải.

Dựa vào đặc trưng độ cứng, người ta phân chia các móng công trình thành 3 loại : móng mềm, móng cứng và móng có độ cứng hữu hạn.

* Móng mềm: Là móng có khả năng biến dạng hoàn toàn cùng cấp với khả năng biến dạng của đất nền. Áp lực dưới đáy móng lúc này phân bố hoàn toàn giống như tải trọng tác dụng lên móng. Nghĩa là trị số áp lực đáy móng trên mặt đất nền tại mỗi điểm trong phạm vi diện chịu tải đều bằng cường độ của tải trọng tại điểm đó.

* Móng cứng: Là móng có khả năng biến dạng vô cùng bé so với đất nền, hoặc bản thân móng không bị biến dạng, lúc này xuất hiện một phản lực từ phía đất nền tác dụng lên đế móng. Chính phản lực này, một mặt sẽ gây ra các nội lực trong kết cấu móng và mặt khác có phản lực tức là sẽ có một tải trọng tương tự tác dụng lên nền đất có cùng trị số nhưng khác dấu. Vì vậy việc nghiên cứu áp lực dưới đế móng cứng có một ý nghĩa thực tế lớn, để kiểm tra cường độ của móng, tính toán kết cấu móng, tính lún cuối cùng cũng như xác định sự phân bố ứng suất dưới sâu trong nền đất.

* Móng cứng hữu hạn: là loại móng có độ cứng trung gian giữa hai loại móng nói trên. Khả năng biến dạng của loại móng này tuy bé nhưng không phải vô cùng bé so với khả năng biến dạng của đất nền.

Với giới hạn trong giáo trình này, ở đây chỉ trình bày phương pháp xác định sự phân bố ứng suất dưới đáy móng cứng, còn đối với móng mềm và móng có độ cứng hữu hạn sẽ được trình bày trong giáo trình Nền và móng. Để tính toán áp lực dưới đáy móng trong trường hợp này, thông thường người ta xem đáy móng là phẳng. Như vậy, biểu đồ chuyển vị $W_0(x)$ của các điểm ở đáy móng sẽ có dạng hình chữ nhật hoặc hình thang với phương trình: $W_0(x) = A.X + B$ (trường hợp bài toán phẳng) hoặc giới hạn bởi một mặt phẳng có độ nghiêng nhất định với phương trình: $W_0(x,y) = A.x + B.y + C$ (trường hợp bài toán không gian)

Các phương trình cơ bản tính toán ứng suất đáy móng dưới đây được thành lập trên cơ sở các giả thiết sau:

- Móng luôn luôn tiếp xúc với mặt nền, do đó chuyển vị theo đường thẳng đứng của mọi điểm trên mặt nền (trong phạm vi đáy móng) đều bằng độ lún của điểm tương ứng tại đáy móng.

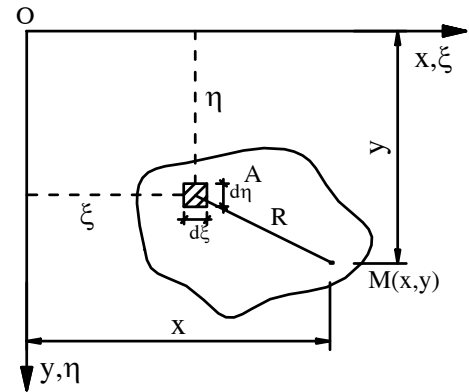
- Giữa tải trọng bên ngoài và phản lực toàn bộ của đất nền đối với móng có sự cân bằng tĩnh học. Phản lực của đất nền có độ lớn bằng áp lực đáy móng, nhưng ngược chiều.

4.1. Trường hợp bài toán không gian:

Xét một điểm A (ξ, η) bất kỳ trên mặt nền trong phạm vi đáy móng F (hình II-29). Vì phân diện tích tại A là $dF = d\xi \cdot d\eta$. Áp lực đáy móng tác dụng trên dF là

$p(\xi, \eta)$. Nếu xem lực này là lực tập trung thì theo công thức (II-4) của J.Boussinesq, dưới tác dụng của lực tập trung $dp = p(\xi, \eta) \cdot d\xi \cdot d\eta$ chuyển vị thẳng đứng dW của một điểm $M(x, y)$ nào đó trên mặt đất nền với $z = 0$ sẽ là:

$$dW = \frac{p(\xi, \eta) \cdot d\xi \cdot d\eta}{\pi \cdot E \cdot R} (1 - \mu^2) \quad (\text{II-60})$$



Hình II-29: Sơ đồ tính trong trường hợp bài toán không gian

Vậy dưới tác dụng của toàn bộ áp lực đáy móng trên toàn bộ diện tích F, thì chuyển vị thẳng đứng của điểm M (x, y) trên mặt đất sẽ là:

$$W = \frac{1 - \mu^2}{\pi \cdot E} \iint_F \frac{p(\xi, \eta) d\xi \cdot d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} \quad (\text{II-61})$$

Nếu $Ax + By + C$ là phương trình chuyển vị của điểm $M' (x, y)$ tại đáy móng (Vị trí của M' hoàn toàn trùng với M) thì ta có phương trình:

$$\frac{1 - \mu^2}{\pi \cdot E} \iint_F \frac{p(\xi, \eta) d\xi \cdot d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} = Ax + By + C \quad (\text{II-62})$$

Ngoài ra, điều kiện cân bằng tĩnh học còn cho ta các phương trình sau:

$$\left. \begin{aligned} \iint_F p(\xi, \eta) \cdot d\xi \cdot d\eta &= P; \\ \iint_F \xi \cdot p(\xi, \eta) d\xi \cdot d\eta &= M(y); \\ \iint_F \eta \cdot p(\xi, \eta) d\xi \cdot d\eta &= M(x); \end{aligned} \right\} \quad (\text{II-63})$$

Trong đó: A, B, C - Các hệ số của phương trình chuyển vị. Khi móng chịu tải trọng trung tâm thì chuyển vị tại mọi điểm đều nhau (tức là không phụ thuộc vào x và y , và $A = B = 0$)

P , M_y , M_x - Ngoại lực và các mômen ngoại lực đối với các trục y và x . Giải các phương trình (II-62) và (II-63), ta sẽ được công thức cho trị số ứng suất đáy móng $p(x, y)$ tại bất cứ điểm nào trên mặt nền trong phạm vi đáy móng.

4.1.1. Trường hợp móng chịu tải trọng thẳng đứng đúng tâm:

Trường hợp này áp lực đáy móng phân bố đều
(Hình II-30) và được tính theo công thức sau:

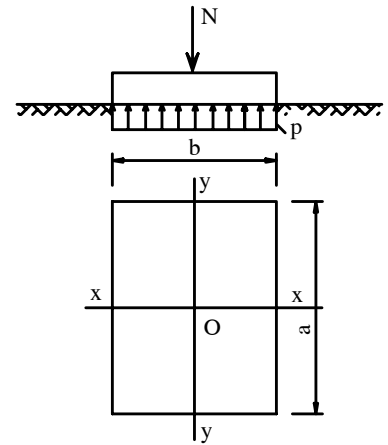
$$P = \frac{N}{F} = \frac{N}{a \cdot b} \quad (\text{II-64})$$

Trong đó: N - Tổng tải trọng thẳng đứng

p - áp lực đáy móng

F - Diện tích đáy móng

a, b - Cạnh dài và cạnh ngắn của móng



Hình II-30

4.1.2. Trường hợp móng chịu tải trọng thẳng đứng lệch tâm hai chiều

Trường hợp tải trọng tác dụng tại điểm B bất kỳ trong phạm vi đáy móng (Hình II-31), áp lực đáy móng tại điểm A bất kỳ ở tại đáy móng được tính theo công thức sau:

$$P = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{J_x} \cdot y + \frac{M_y}{J_y} \cdot x \quad (\text{II-65})$$

Trong đó: x, y là toạ độ của điểm A cần tính áp lực đáy móng. Toạ độ x lấy dấu (+) khi cùng phía với e_x đối trục yy và dấu (-) nếu ở phía bên kia trục yy , toạ độ y xét tương tự như trên.

F - Diện tích đáy móng

N - Tổng tải trọng thẳng đứng

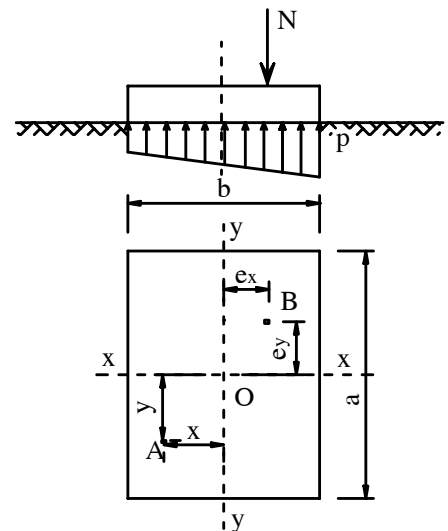
J_x, J_y - Mô men quán tính đối với trục xx và

$$yy: J_x = \frac{b \cdot a^3}{12}; J_y = \frac{a \cdot b^3}{12}$$

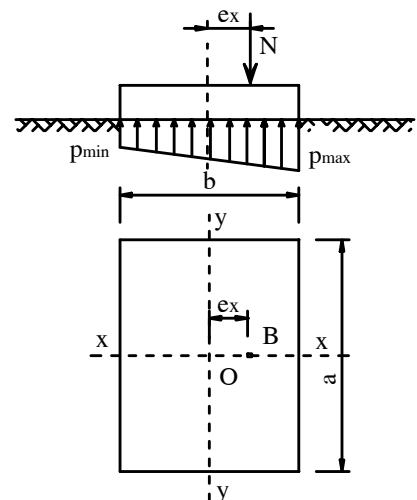
M_x - Mômen đối với trục $x-x$, $M_x = N \cdot e_y$

M_y - Mômen đối với trục $y-y$, $M_y = N \cdot e_x$

e_x, e_y - Độ lệch tâm của tải trọng theo trục x và theo trục y



Hình II-31



Hình II-32

4.1.3. Trường hợp móng chịu tải trọng thẳng đứng lệch tâm một chiều

Nếu tải trọng N đặt trên một trục nào đó, chẳng hạn trên trục $x-x$ (Hình II-32), lúc đó $e_y=0$, do đó áp lực tại đáy móng mép A và B được xác định theo biểu thức sau:

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{6e_x}{b} \right) \quad (\text{II-66})$$

4.2. Trường hợp bài toán phẳng

Cũng lập luận tương tự như đối với bài toán không gian, ta cũng có thể viết được các phương trình chuyển vị cân bằng trong trường hợp này.

Áp dụng công thức chuyển vị của một điểm $M(x, 0, 0)$ dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều trên đường thẳng với cường độ $dp = p(\xi) d\xi$ ta có phương trình sau:

$$W = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1-\mu^2}{E} \int_{-b/2}^{+b/2} p(\xi) \ln |x - \xi| d\xi = A \cdot x + B \quad (\text{II - 67})$$

Và các phương trình cân bằng tĩnh học có thể viết như sau:

$$\left. \begin{aligned} \int_{-b/2}^{+b/2} p(\xi) d\xi &= P \\ \int_{-b/2}^{+b/2} \xi p(\xi) d\xi &= M \end{aligned} \right\} \quad (\text{II - 68})$$

Trong đó: b - Chiều rộng đáy móng

A, B - Các hệ số của phương trình chuyển vị

P - Tổng hợp các tải trọng bên ngoài tác dụng lên móng

M - Tổng hợp mômen các lực tác dụng đối với gốc tọa độ O .

Kết hợp giải hai phương trình (II - 67) và (II - 68) ta sẽ được công thức tính áp lực đáy móng $p(x)$.

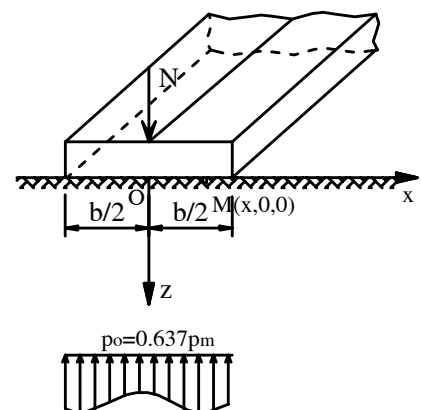
4.2.1. Trường hợp móng cứng hình băng chịu tải trọng trung tâm

Sự phân bố ứng suất dưới đế móng băng cứng (Hình II - 33) được xác định theo công thức sau:

$$p(x) = \frac{2 \cdot p_m}{\pi \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{x}{b_1} \right)^2}} \quad (\text{II - 69})$$

Trong đó: p_m - Áp lực trung bình ở đáy móng

y - Khoảng cách từ tâm móng đến điểm đang xét



Hình II-33

b_1 - Nửa chiều rộng móng

Công thức (II - 69) chứng tỏ rằng sự phân bố ứng suất dưới đáy móng bằng cũng tương tự như trường hợp bài toán không gian và có dạng yên ngựa (Hình II - 33). Trị số áp lực tiếp xúc tại trọng tâm tiết diện ngang của móng bằng một trị số không đổi $p_0 = 0,637p_m$, nghĩa là lớn hơn một chút so với trường hợp hình tròn.

Theo kết quả nghiên cứu về ứng suất ở nền dưới đế móng cứng trong bán không gian đàn hồi không đẳng hướng của G.N.Cavin thì sự phân bố áp lực tiếp xúc không phụ thuộc vào tính chất bất đẳng hướng của môi trường và vẫn biểu diễn bằng công thức (II - 69).

4.2.2. Trường hợp móng cứng hình băng chịu tải trọng lệch tâm

Đối với móng hình băng chỉ cần tính áp lực đáy móng cho 1m dài móng, do đó công thức được tính như sau:

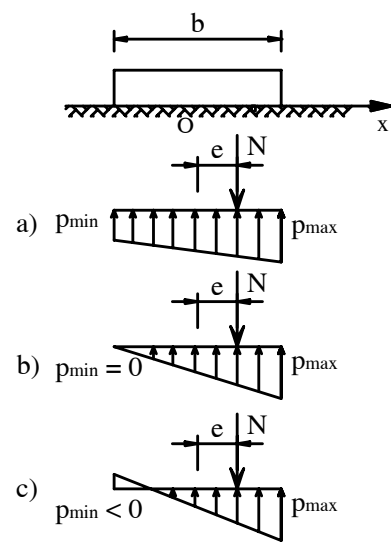
$$P_{\min}^{\max} = \frac{N}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) \quad (\text{II-70})$$

Tuỳ theo độ lệch tâm e , biểu đồ áp lực đáy móng sẽ có dạng như sau: (Hình II-34).

Khi $e < b/6$, biểu đồ có dạng hình thang (Hình II-34a)

Khi $e = b/6$, biểu đồ có dạng hình tam giác (Hình II-34b)

Khi $e > b/6$, tồn tại biểu đồ ứng suất âm, tức tại đó đã xuất hiện lực kéo (Hình II-34c)



Hình II-34

Do đất nền không có khả năng chịu kéo

cho nên trong thiết kế móng các công trình thường không để áp lực đáy móng tồn tại dạng biểu đồ âm và biểu đồ tam giác, vì vậy trong quá trình thiết kế cần phải điều chỉnh tải trọng công trình hướng về tâm móng để áp lực đáy móng phân bố càng đều càng tốt.

§ 5. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DO TRỌNG LƯỢNG BẢN THÂN CỦA ĐẤT GÂY NÊN

Ứng suất bản thân của đất hay còn gọi là ứng suất thường xuyên xuất hiện do trọng lượng của lớp đất nằm trên gây nên, ứng suất này phụ thuộc vào dung trọng của đất và chiều sâu điểm đang xét, ứng suất bản thân của đất xác định sự phân bố ứng suất ban đầu trong khối đất nền thiên nhiên trước khi xây dựng.

Nghiên cứu ứng suất bản thân của đất có ý nghĩa rất lớn khi xác định biến dạng nền công trình cũng như khi nghiên cứu các vấn đề về ổn định và độ bền vững của khối đất.

5.1. Trường hợp đất nền đồng nhất

Đối với trường hợp đất đồng nhất và nếu mặt đất nằm ngang thì trị số ứng suất bản thân của đất sẽ tăng theo chiều sâu z và bằng:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z^{bt} &= \int_0^z \gamma(z).dz \\ \sigma_y^{bt} &= \sigma_x^{bt} = \xi \int_0^z \gamma(z).dz \end{aligned} \right\} \quad (\text{II - 71})$$

Trong đó: $\gamma(z)$ - Dung trọng của đất thiên nhiên thay đổi theo chiều sâu z .

ξ - Hệ số nén hông (áp lực hông) của

đất : $\xi = \frac{\mu}{1-\mu}$;

Ở đây: μ - hệ số nở hông của đất.

Nếu chú ý rằng, đất nền được coi là vật thể bán vô hạn, cho nên bất kỳ mặt phẳng thẳng đứng nào cũng là mặt phẳng đối xứng. Trên mặt phẳng không thể có ứng suất cắt được. Từ đó suy ra:

$$\tau_{yz} = \tau_{zy} = \tau_{xy} = 0 \quad (\text{II - 72})$$

Nếu nền đất đồng nhất và do đó sự thay đổi của dung trọng không đáng kể thì có thể lấy $\gamma(z) = \gamma = \text{const}$. Do đó:

$$\sigma_z^{bt} = \gamma.z \quad (\text{II - 73})$$

$$\text{Và} \quad \sigma_y^{bt} = \sigma_x^{bt} = \xi.\sigma_z^{bt} = \xi.\gamma.z = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma.z \quad (\text{II - 74})$$

Biểu đồ phân bố ứng suất bản thân trường hợp đất đồng nhất có dạng hình tam giác như hình (II - 35).

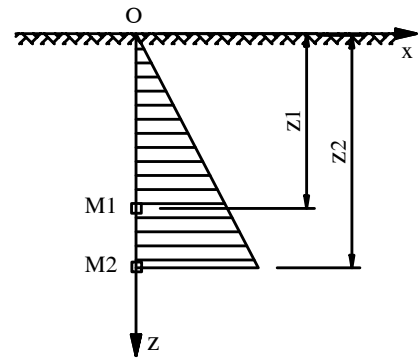
5.2. Trường hợp đất nền gồm nhiều lớp

Trong trường hợp đất gồm nhiều lớp, ứng suất bản thân σ_z^{bt} được tính theo công thức sau:

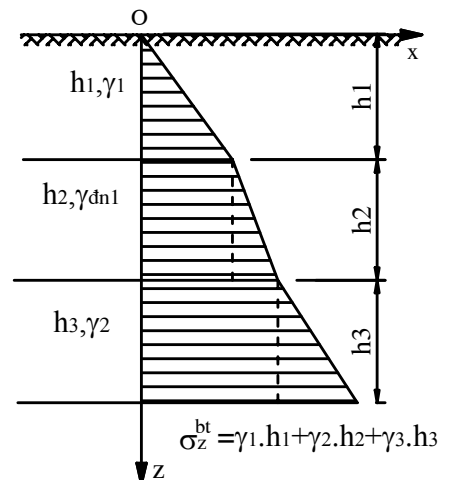
$$\left. \begin{aligned} \sigma_z^{bt} &= \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \dots + \gamma_i h_i \\ \text{Hay} \quad \sigma_z^{bt} &= \sum_{i=1}^{l=n} \gamma_i h_i \end{aligned} \right\} \quad (\text{II - 75})$$

Trong đó: γ_i , h_i là dung trọng, chiều dày của lớp đất thứ (i).

n - số lớp đất



Hình II-35



Hình II-36

Biểu đồ phân bố ứng suất trong trường hợp

này có dạng gãy khúc như hình (II - 36).

5.3. Trường hợp đất nền có nước ngầm:

Nếu đất hoàn toàn bão hoà nước, trong đất tạo thành hai hệ thống áp lực: áp lực của riêng đất gọi là áp lực hữu hiệu và áp lực của nước - gọi là áp lực trung tính. Đối với đất dưới mực nước ngầm, khi tính dung trọng của đất phải kể đến sức đẩy nổi của nước; dung trọng đẩy nổi của đất được tính theo công thức sau:

$$\gamma_{dn} = \frac{\gamma_0 \Delta - \gamma_0}{1 + e} \quad (II - 76)$$

$$\text{Do đó: } \sigma_z^{bt} = \frac{\gamma_0 \Delta - \gamma_0}{1 + e} \cdot Z = \gamma_{dn} \cdot Z \quad (II - 77)$$

$$\sigma_{z(B)}^{bt} = h_1 \cdot \gamma_1 + \gamma_{dn} \cdot h_2 \quad (II - 78)$$

Trong đó: γ_0 - Dung trọng của nước

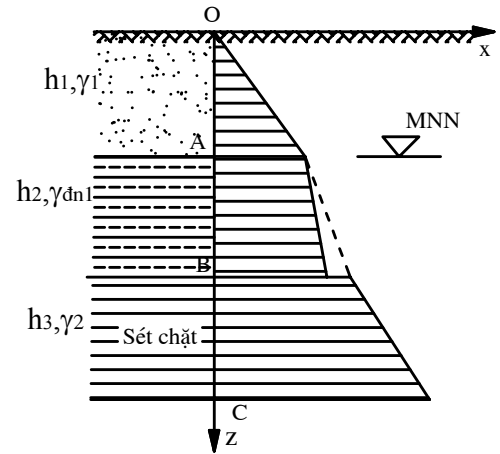
Δ, e - Là tỷ trọng và hệ số rỗng của đất

γ_{dn} - Dung trọng đẩy nổi

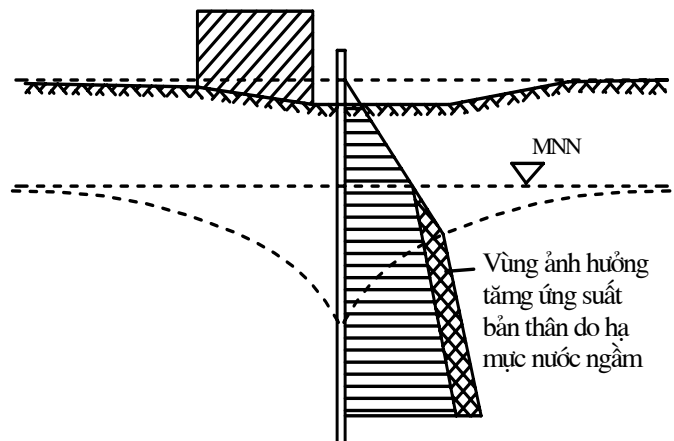
Từ công thức (II - 76) có thể nhận thấy rằng, dung trọng của đất dưới mực nước ngầm bao giờ cũng nhỏ hơn dung trọng của đất tự nhiên nên biểu đồ phân bố ứng suất bản thân của đất trong trường hợp này có dạng đường gãy khúc như trường hợp đất nền không đồng nhất (Hình II - 37).

Thực tế đã chứng minh rằng khi hạ mực nước ngầm quá nhiều sẽ làm tăng ứng suất bản thân của đất và do đó, gây nên hiện tượng đất bị co ép, xuất hiện các biến dạng mặt đất và trong một số trường hợp có thể dẫn đến sự phá hoại hoặc sử dụng không bình thường các công trình xây dựng trên mặt đất (Hình II - 38).

Nếu trong trường hợp, đất dưới mực nước ngầm là loại đất thấm nước thì dùng công thức (II - 78) để tính ứng suất bản thân, còn trong trường hợp phía dưới mực nước ngầm tồn tại một lớp sét chặt mà thực tế có thể coi là không thấm nước (hình II - 37) thì công thức tính ứng suất bản thân như sau:



Hình II - 37



Hình II-37

$$\sigma_Z^{bt}(A) = \gamma_1 h_1$$

$$\sigma_Z^{bt}(B) = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{dn} \cdot h_2$$

Tại mặt lớp sét chặt :

$$\sigma_Z^{bt}(B) = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{dn} \cdot h_2 + \gamma_0 h_2$$

$$\sigma_Z^{bt}(C) = \gamma_1 h_1 + \gamma_{dn} h_2 + \gamma_0 h_2 + \gamma_2 h_3$$

(II - 79)

Trong đó:

γ_1, γ_2 - dung trọng của đất lớp thứ nhất và lớp thứ hai

γ_{dn} - dung trọng đẩy nổi của phần đất lớp thứ nhất nằm dưới mực nước ngầm

γ_0 - dung trọng của nước

5.4. Trường hợp nước có áp:

Nếu một trong những lớp đất nền công trình chứa nước có áp, thì áp lực nước dưới đất sẽ làm giảm ứng suất bản thân của đất nằm dưới tầng cách nước, một đại lượng bằng áp lực dư của nước trên nóc tầng cách nước. Trong trường hợp này, ứng suất bản thân của đất tại điểm M trên hình (II - 40) được tính như sau:

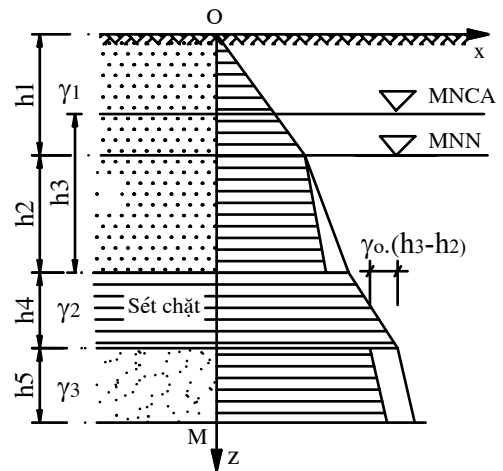
$$\sigma_{Z(M)}^{bt} = \gamma_1 h_1 + \gamma_{dn} h_2 + \gamma_0 h_2 + \gamma_2 h_4 - \gamma_0 (h_3 - h_2) + \gamma_3 h_5 \quad (\text{II - 80})$$

Trong đó:

γ_0 - Dung trọng của nước

$(h_3 - h_2)$ - Trị số chiều cao dư của

nước có áp so với mực nước ngầm



Hình II - 39

Biểu đồ phân bố ứng suất bản thân trong trường hợp này như hình (II - 39)

Ví dụ II - 8: Có một nền đất gồm các lớp đất như sau. Từ trên mặt đất tới mực nước ngầm ở độ sâu 4m là lớp cát pha với dung trọng tự nhiên là $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$. (Hình II - 40); tiếp đó là lớp cát pha dày 4m, nằm dưới mực nước ngầm với trọng lượng riêng hạt đất là $\gamma_h = 2,7 \text{ t/m}^3$, độ rỗng $n = 33\%$; dưới cùng là lớp sét chặt với dung trọng tự nhiên là $\gamma = 2,04 \text{ t/m}^3$. Tính ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây nên tại các điểm A, B, C và vẽ biểu đồ ứng suất đó.

Trình tự tính toán như sau:

$$\text{Tại A: } \sigma_{Z(A)}^{bt} = 0,0019 \times 400 = 0,76 \text{ KG/cm}^2$$

Đối với lớp cát pha nằm dưới mực nước ngầm, phải dùng dung trọng đẩy nổi.

Theo công thức (I - 15) có thể viết:

$$\begin{aligned} \gamma_{dn} &= \frac{\gamma_h - \gamma_0}{1 + e} = (\gamma_h - \gamma_0) \cdot m = (\gamma_h - \gamma_0) \cdot (1 - n) \\ &= (0,0027 - 0,0010) \cdot (1 - 0,33) = 0,0011 \text{ kG/cm}^3 \end{aligned}$$

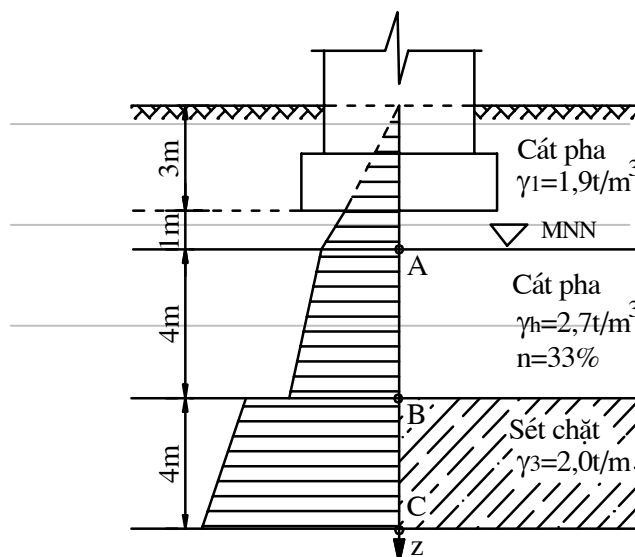
Do đó tại B: $\sigma_{z(B)}^{bt} = 0,76 + 0,0011 \times 400 = 1,2 \text{ (kG/cm}^2\text{)}.$

Lớp sét chặt không thấm nước, do đó tại trên bề mặt của lớp đất sét chặt còn phải chịu trọng lượng của lớp nước phía trên, do đó cũng tại B:

$$\sigma_{z(B)}^{bt} = 1,2 + 400 \times 0,0010 = 1,6 \text{ kG/cm}^2$$

$$\text{Tại C: } \sigma_{z(C)}^{bt} = 1,6 + 400 \times 0,0020 = 2,4 \text{ kG/cm}^2$$

Kết quả tính toán được thể hiện trên hình (II — 40).



Hình II - 40

Bảng II - 1: Giá trị hệ số K để tính ứng suất σ_z do lực tập trung

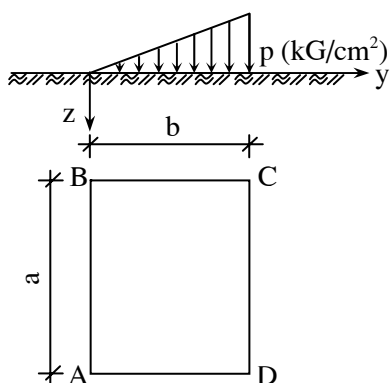
r/z	K	r/z	K	r/z	k	r/z	K
0	0,4775	0,58	0,2313	1,16	0,0567	1,74	0,0147
0,02	0,4770	0,60	0,2214	1,18	0,0539	1,76	0,0141
0,04	0,4756	0,62	0,2117	1,20	0,0513	1,78	0,0135
0,06	0,4732	0,64	0,2024	1,22	0,0489	1,80	0,0129
0,08	0,4699	0,66	0,1934	1,24	0,0466	1,82	0,0124
0,10	0,4657	0,58	0,1846	1,26	0,0443	1,84	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	0,1603	1,32	0,0384	1,90	0,0105
0,18	0,4409	0,76	0,1527	1,34	0,0354	1,92	0,0101
0,20	0,4329	0,78	0,1435	1,36	0,0348	1,94	0,0097
0,22	0,4242	0,80	0,1386	1,38	0,0332	1,96	0,0098
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	0,9085
0,28	0,3954	0,86	0,1196	1,44	0,0283	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	0,3621	0,94	0,0981	1,52	0,0240	2,50	0,0034
0,38	0,3408	0,96	0,0938	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	0,0631	1,66	0,0176	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	0,0628	1,70	0,0160	5,00	0,0001
0,56	0,2414	1,14	0,0595	1,72	0,0153	5,00	0,0000

Bảng II □ 2: Hệ số K_o để tính ứng suất σ_z trên trục đi qua tâm hình chữ nhật chịu tải trọng phân bố đều

$\beta = 2z/b$	Móng tròn	Móng hình chữ nhật với $\alpha = a/b$											Móng băng khi α
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,4	2,8	3,2	4	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,948	0,960	0,968	0,972	0,947	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,881
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,880	0,777
1,2	0,547	0,606	0,654	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,740	0,749	0,753	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,639	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,397	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,304	0,3952	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
2,6	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,374	0,321	0,350	0,369	0,3863	0,400	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,252	0,251	0,267	0,294	0,0314	0,329	0,348	0,360	0,374
3,6	0,100	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,170	0,190	0,214	0,233	0,248	0,270	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,187	0,170	0,218	0,239	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,157	0,192	0,213	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,139	0,170	0,191	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,124	0,152	0,172	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,111	0,136	0,155	0,175	0,200
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,100	0,122	0,141	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,090	0,110	0,128	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,041	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,082	0,100	0,117	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,075	0,091	0,107	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,048	0,051	0,056	0,066	0,069	0,084	0,098	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,046	0,046	0,051	0,060	0,063	0,077	0,091	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,058	0,070	0,084	0,098	0,144
9,2	0,012	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
10	0,015	0,019	0,022	0,025	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126
11	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,044	0,050	0,060	0,071	0,114
12	0,009	0,05	0,018	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,036	0,044	0,051	0,060	0,104

Bảng II □ 3: Hệ số K_g để tính ứng suất σ_z trên trục đi qua góc hình chữ nhật chịu tải trọng phân bố đều

$\frac{a/b}{z/b}$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0	5	6	10
0	0,2500	0,2500	0,2500	2,500	0,2500	2,500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2186	0,2189	0,2190	0,2491	0,2491	0,2491	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2401	0,2120	0,2429	0,2431	0,2437	0,2139	0,2441	0,2442	0,2442	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,6	0,2229	0,2275	0,2300	0,2315	0,2324	0,2329	0,2335	0,2338	0,2338	0,2341	0,2341	0,2312	0,2342	0,2312
0,8	0,1999	0,2075	0,2120	0,2117	0,2165	0,2176	0,2188	0,2191	0,2191	0,2199	0,2200	0,2202	0,2202	0,2202
1,0	0,1752	0,1851	0,1911	0,1955	0,1981	0,1999	0,2020	0,2031	0,2031	0,2040	0,2042	0,2041	0,2015	0,2016
1,2	0,1516	0,1626	0,1705	0,1758	0,1793	0,1818	0,1849	0,1865	0,1865	0,1878	0,1882	0,1885	0,1887	0,1888
1,4	0,1308	0,1423	0,1508	0,1589	0,1613	0,1611	0,1685	0,1705	0,1705	0,1725	0,1730	0,1736	0,1738	0,1740
1,6	0,1123	0,1211	0,1329	0,1396	0,1446	0,1182	0,1530	0,1557	0,1557	0,1584	0,1590	0,1598	0,1601	0,1601
1,8	0,0969	0,1083	0,1172	0,1241	0,1291	0,1331	0,1389	0,1423	0,1423	0,1455	0,1163	0,1474	0,1178	0,1182
2,0	0,0840	0,0947	0,1031	0,1103	0,1158	0,1202	0,1263	0,1300	0,1300	0,1339	0,1350	0,1363	0,1368	0,1374
2,2	0,0732	0,0832	0,0917	0,0984	0,1039	0,1084	0,1119	0,1191	0,1191	0,1236	0,1248	0,1264	0,1271	0,1277
2,4	0,0642	0,0734	0,0813	0,0879	0,0934	0,0979	0,1047	0,1092	0,1092	0,1142	0,1156	0,1175	0,1181	0,1192
2,6	0,0566	0,0651	0,0725	0,0788	0,0842	0,0887	0,0955	0,1003	0,1003	0,1058	0,1073	0,1095	0,1106	0,1116
2,8	0,0502	0,0580	0,0619	0,0709	0,0764	0,0805	0,0875	0,0923	0,0923	0,0982	0,0999	0,1021	0,1036	0,1018
3,0	0,0117	0,0519	0,0583	0,0640	0,0690	0,0732	0,0801	0,0851	0,0851	0,0913	0,0931	0,0959	0,0973	0,0987
3,2	0,0401	0,0167	0,0526	0,0580	0,0627	0,0668	0,0705	0,0786	0,0786	0,0860	0,0870	0,0900	0,0916	0,0933
3,4	0,0361	0,0121	0,0477	0,0527	0,0571	0,0611	0,0677	0,0727	0,0727	0,0793	0,0814	0,0817	0,0861	0,0882
3,6	0,0326	0,0382	0,0433	0,0180	0,0523	0,0561	0,0624	0,0674	0,0674	0,0711	0,0763	0,0799	0,0816	0,0837
3,8	0,0296	0,0348	0,0395	0,0139	0,0479	0,0516	0,0577	0,0626	0,0626	0,0694	0,0717	0,0753	0,0773	0,0796
4,0	0,0270	0,0318	0,0362	0,0103	0,0441	0,0171	0,0535	0,0588	0,0588	0,0660	0,0074	0,0712	0,0733	0,0758
4,2	0,0247	0,0291	0,0333	0,0371	0,0107	0,0139	0,0196	0,0543	0,0543	0,0610	0,0631	0,0674	0,0696	0,0724
4,4	0,0227	0,0268	0,0300	0,0343	0,0376	0,0107	0,0462	0,0507	0,0507	0,0671	0,0597	0,0630	0,0662	0,0692
4,6	0,0209	0,0247	0,0283	0,0317	0,0348	0,0378	0,0136	0,0474	0,0474	0,0540	0,0561	0,0606	0,0630	0,0663
4,8	0,0193	0,0229	0,0262	0,0291	0,0324	0,0352	0,0102	0,0111	0,0111	0,0509	0,0533	0,0576	0,0601	0,0635
5	0,0179	0,0212	0,0243	0,0274	0,0302	0,0328	0,0376	0,0417	0,0417	0,0480	0,0504	0,0547	0,0573	0,0610
6	0,0127	0,0151	0,0174	0,0196	0,0218	0,0238	0,0276	0,0310	0,0310	0,0368	0,0388	0,0131	0,0160	0,0506
7	0,0094	0,0112	0,0130	0,0147	0,0164	0,0180	0,0210	0,0238	0,0238	0,0286	0,0306	0,0316	0,0376	0,0128
8	0,0073	0,0087	0,101	0,0111	0,0127	0,0110	0,0165	0,0187	0,0187	0,0228	0,0216	0,0283	0,0311	0,0367
9	0,0058	0,0069	0,0080	0,0091	0,0102	0,0112	0,0132	0,0152	0,0152	0,0186	0,0202	0,0236	0,0262	0,0119
10	0,0047	0,0058	0,0065	0,0074	0,0083	0,0092	0,0109	0,0125	0,0125	0,0154	0,0167	0,0198	0,0222	0,0289

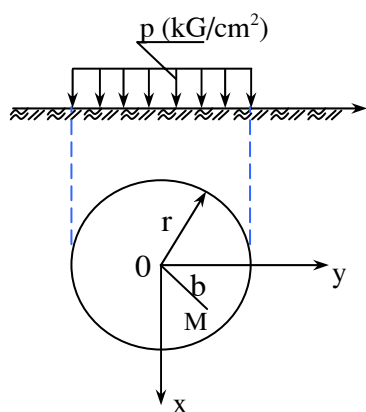


Bảng II - 4: Trị số hệ số K_D để tính ứng suất σ_z của những điểm nằm trên trục qua góc D do tải trọng phân bố theo qui luật tam giác trên hình chữ nhật

$\begin{matrix} \text{a/b} \\ \text{z/b} \end{matrix}$	0,2	0,6	1,0	1,4	1,8	2,0	4,0	10,0
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,2	0,0223	0,0296	0,0304	0,0305	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
0,4	0,0269	0,0487	0,0531	0,0543	0,0546	0,0547	0,0549	0,0549
0,6	0,0259	0,0560	0,0654	0,0684	0,0694	0,0696	0,0702	0,0702
0,8	0,0232	0,0553	0,0688	0,0739	0,0759	0,0764	0,0776	0,0776
1,0	0,0201	0,0508	0,0666	0,0735	0,0766	0,0774	0,0794	0,0796
1,2	0,0171	0,0450	0,0615	0,0698	0,0738	0,0749	0,0779	0,0783
1,4	0,0145	0,0392	0,0551	0,0644	0,0692	0,0707	0,0748	0,0753
1,6	0,0123	0,0339	0,0492	0,0586	0,0639	0,0656	0,0708	0,0715
1,8	0,0105	0,0394	0,0435	0,0528	0,0585	0,0604	0,0666	0,0675
2,0	0,0090	0,0255	0,0384	0,0474	0,0533	0,0553	0,0624	0,0636
2,5	0,0063	0,0183	0,0284	0,0362	0,0419	0,0440	0,0529	0,0548
3,0	0,0046	0,0135	0,0214	0,0280	0,0331	0,0352	0,0449	0,0476
5,0	0,0018	0,0054	0,0088	0,0120	0,0148	0,0161	0,0248	0,0301
7,0	0,0009	0,0028	0,0047	0,0064	0,0081	0,0089	0,0152	0,0212
10,0	0,0005	0,0014	0,0023	0,0033	0,0041	0,0046	0,0084	0,0139

Bảng (II - 5): Trị số hệ số K_A để tính ứng suất σ_z của những điểm nằm trên trục qua góc A do tải trọng phân bố theo quy luật tam giác trên hình chữ nhật

$\begin{matrix} \text{z/b} \\ \text{a/b} \end{matrix}$	0,25	0,50	1,00	1,50	2,00	5,0
0,15	0,020	0,021	0,015	0,010	0,007	0,001
0,30	0,031	0,037	0,029	0,020	0,013	0,003
0,60	0,035	0,053	0,051	0,039	0,029	0,006
1,00	0,036	0,060	0,068	0,053	0,039	0,009
1,50	0,037	0,061	0,075	0,063	0,049	0,012
2,00	0,037	0,062	0,078	0,068	0,055	0,017
3,00	0,037	0,063	0,078	0,071	0,059	0,022
6,00	0,037	0,063	0,079	0,071	0,062	0,026
10,00	0,038	0,064	0,080	0,072	0,063	0,028
20,00	0,038	0,064	0,080	0,072	0,063	0,030



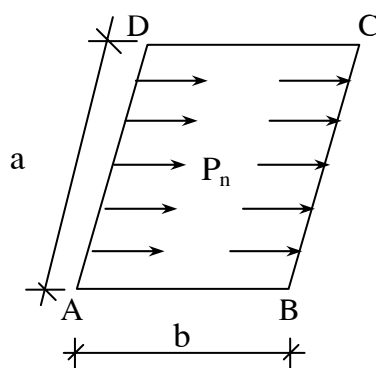
Bảng (II - 6): Trị số hệ số K_{Tr}
để tính ứng suất nén σ_z dưới tải
trọng phân bố đều trên hình tròn

$\frac{b}{r} \backslash \frac{z}{r}$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,20	0,993	0,991	0,987	0,970	0,890	0,469	0,077	0,015	0,005	0,002	0,001
0,4	0,949	0,943	0,920	0,860	0,712	0,435	0,181	0,065	0,026	0,012	0,026
0,6	0,864	0,852	0,813	0,733	0,591	0,400	0,224	0,113	0,056	0,029	0,016
0,8	0,756	0,742	0,699	0,619	0,504	0,366	0,237	0,142	0,083	0,048	0,029
1,0	0,646	0,633	0,593	0,525	0,434	0,332	0,235	0,157	0,102	0,065	0,042
1,2	0,547	0,535	0,502	0,447	0,377	0,300	0,226	0,162	0,113	0,078	0,053
1,4	0,461	0,452	0,425	0,383	0,329	0,270	0,212	0,161	0,118	0,086	0,062
1,6	0,390	0,383	0,362	0,330	0,288	0,243	0,197	0,156	0,120	0,090	0,068
1,8	0,332	0,327	0,311	0,285	0,254	0,218	0,182	0,148	0,118	0,092	0,072
2,0	0,285	0,280	0,268	0,248	0,224	0,196	0,167	0,140	0,114	0,092	0,074
2,2	0,246	0,242	0,233	0,218	0,198	0,176	0,153	0,131	0,109	0,090	0,074
2,4	0,214	0,211	0,203	0,192	0,176	0,159	0,140	0,122	0,104	0,087	0,073
2,6	0,187	0,185	0,176	0,170	0,158	0,144	0,129	0,113	0,098	0,084	0,071
2,8	0,165	0,163	0,159	0,151	0,141	0,130	0,118	0,105	0,092	0,080	0,069
3,0	0,146	0,145	0,141	0,135	0,127	0,112	0,108	0,097	0,087	0,077	0,067
3,4	0,117	0,116	0,114	0,110	0,105	0,098	0,091	0,084	0,076	0,068	0,061
3,8	0,096	0,095	0,093	0,091	0,087	0,083	0,078	0,073	0,067	0,061	0,055
4,2	0,079	0,079	0,078	0,076	0,073	0,070	0,067	0,063	0,059	0,054	0,054
4,6	0,067	0,067	0,066	0,064	0,063	0,060	0,058	0,055	0,052	0,048	0,045
5,0	0,057	0,057	0,056	0,055	0,054	0,052	0,050	0,048	0,046	0,043	0,041
5,5	0,048	0,048	0,047	0,046	0,045	0,044	0,043	0,041	0,039	0,038	0,036
6,0	0,040	0,040	0,040	0,039	0,039	0,038	0,037	0,036	0,034	0,033	0,031

Bảng (II - 7): Trị số hệ số K_{Tr}^0 để tính ứng suất nén σ_z của những điểm nằm trên trục đi qua tâm diện chịu tải hình tròn chịu tác dụng tải trọng phân bố đều.

r/z	K_{Tr}^0	r/z	K_{Tr}^0	r/z	K_{Tr}^0
0,2	0,0571	2,8	0,9620	5,4	0,9940
0,4	0,1996	3,0	0,9684	5,6	0,9946
0,6	0,3695	3,2	0,9735	5,8	0,9951
0,8	0,5239	3,4	0,9775	6,0	0,9956
1,0	0,6465	3,6	0,9808	6,5	0,9965
1,2	0,7376	3,8	0,9835	7,0	0,9972
1,4	0,8036	4,0	0,9857	7,5	0,9977
1,6	0,8511	4,2	0,9876	8,0	0,9981
1,8	0,8855	4,4	0,9891	9,0	0,9987
2,0	0,9106	4,6	0,9904	10,0	0,9990
2,2	0,9291	4,8	0,9915	15,0	0,9997
2,4	0,9431	5,0	0,9925	20,0	0,9999
2,6	0,9537	5,2	0,9933	30,0	1,000

Bảng II-8: Trị số hệ số K_n dùng để xác định ứng suất nén σ_z của những điểm nằm trên trục thẳng đứng đi qua hai điểm góc A và B



Bảng (II - 8)

$\frac{a/b}{z/b}$	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	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
0,1	0,1114	0,1401	0,1479	0,1506	0,1518	0,1523	0,1526	0,1528	0,1592	0,1592	0,1530	0,1530	0,1530
0,4	0,0672	0,1049	0,1217	0,1293	0,1328	0,1347	0,1356	0,1360	0,1365	0,1367	0,1371	0,1375	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
0,8	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
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	0,0796
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
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	0,0538
1,6	0,0077	0,0149	0,0212	0,0265	0,0308	0,0341	0,0366	0,0385	0,0400	0,0410	0,0436	0,0473	0,0447
1,8	0,0058	0,0113	0,0168	0,0206	0,0242	0,0270	0,0293	0,0311	0,0325	0,0336	0,0362	0,0370	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	0,0318
2,5	0,0025	0,0050	0,0073	0,0094	0,0113	0,0130	0,0145	0,0157	0,0167	0,1176	0,0202	0,0211	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	0,0159
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	0,0060
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	0,0030
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	0,0014

Bảng (II - 9): Bảng trị số $\frac{\sigma_z}{p}$; $\frac{\sigma_y}{p}$ và $\frac{\tau_{yz}}{p}$ dùng cho trường hợp tải trọng hình
bằng phân bố đều:

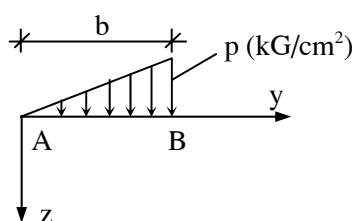
z/b	y/b								
	0			0,25			0,5		
	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\sigma_y}{p}$	$\frac{\tau_{yz}}{p}$	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\sigma_y}{p}$	$\frac{\tau_{yz}}{p}$	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\sigma_y}{p}$	$\frac{\tau_{yz}}{p}$
0,0	1,00	1,00	0	1,00	1,00	0,00	0,50	0,50	0,32
0,1	1,00	0,75	0	0,99	0,69	0,04	0,50	0,44	0,31
0,25	0,96	0,45	0	0,90	0,39	0,13	0,50	0,35	0,30
0,35	0,91	0,31	0	0,83	0,29	0,15	0,49	0,29	0,28
0,50	0,82	0,18	0	0,74	0,19	0,16	0,48	0,23	0,26
0,75	0,67	0,08	0	0,61	0,10	0,13	0,45	0,14	0,20
1,00	0,55	0,04	0	0,51	0,05	0,10	0,41	0,09	0,16
1,25	0,46	0,02	0	0,44	0,03	0,07	0,37	0,06	0,12
1,50	0,40	0,01	0	0,38	0,02	0,06	0,33	0,04	0,10
1,75	0,35	-	0	0,34	0,01	0,04	0,30	0,03	0,08
2,00	0,31	-	0	0,31	-	0,03	0,28	0,02	0,06
3,00	0,21	-	0	0,21	-	0,02	0,20	0,01	0,03
4,00	0,16	-	0	0,16	-	0,01	0,15	-	0,02
5,00	0,13	-	0	0,13	-	-	0,12	-	-
6,00	0,11	-	0	0,10	-	-	0,10	-	-

z/b	y/b								
	1,0			1,5			2,0		
	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\sigma_y}{p}$	$\frac{\tau_{yz}}{p}$	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\sigma_y}{p}$	$\frac{\tau_{yz}}{p}$	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\sigma_y}{p}$	$\frac{\tau_{yz}}{p}$
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,1	0,01	0,08	0,02	0,00	0,03	0,00	0,00	0,02	0,00
0,25	0,02	0,17	0,05	0,00	0,07	0,01	0,00	0,04	0,00
0,35	0,04	0,20	0,08	0,01	0,10	0,02	0,00	0,05	0,01
0,50	0,08	0,21	0,13	0,02	0,12	0,04	0,00	0,07	0,02
0,75	0,15	0,22	0,16	0,04	0,14	0,07	0,02	0,10	0,04
1,00	0,19	0,15	0,16	0,07	0,14	0,10	0,03	0,13	0,05
1,25	0,20	0,11	0,14	0,10	0,12	0,10	0,04	0,11	0,07
1,50	0,21	0,08	0,13	0,11	0,10	0,10	0,06	0,10	0,07
1,75	0,21	0,06	0,11	0,13	0,09	0,10	0,07	0,09	0,08
2,00	0,20	0,05	0,10	0,14	0,07	0,10	0,08	0,08	0,08
3,00	0,17	0,02	0,06	0,13	0,03	0,07	0,10	0,04	0,07
4,00	0,14	0,01	0,03	0,12	0,02	0,05	0,10	0,03	0,05
5,00	0,12	-	-	0,11	-	-	0,09	-	-
6,00	0,10	-	-	0,10	-	-	-	-	-

Trị số $\frac{\Xi}{p}$ dùng cho trường hợp tải trọng hình băng

Bảng (II - 10)

	Tải trọng hình băng phân bố đều, thẳng đứng (xét các điểm nằm dưới A, B)	Tải trọng hình băng phân bố đều nằm ngang (xét các điểm nằm dưới A)	Tải trọng hình băng phân bố theo hình tam giác (Xét các điểm nằm dưới A)	Sơ đồ tải trọng
0	0,0000	0,0000	0,0000	
0,1	0,9365	1,4690	0,1469	
0,2	0,8743	1,0371	0,2074	
0,3	0,8146	0,0939	0,2382	
0,4	0,7578	0,0306	0,2522	
0,5	0,7048	0,5123	0,2561	
0,6	0,6560	0,4231	0,2538	
0,7	0,6110	0,3540	0,2478	
0,8	0,5704	0,2995	0,2396	
0,9	0,5335	0,2559	0,2303	
1,0	0,5000	0,2206	0,2206	
1,2	0,4423	0,1679	0,2014	
1,4	0,3949	0,1312	0,1837	
1,6	0,3556	0,1050	0,1679	
1,8	0,3228	0,0856	0,1541	
2,0	0,2952	0,0710	0,1421	
2,2	0,2716	0,0598	0,1315	
2,4	0,2513	0,0510	0,1223	
2,6	0,2338	0,0439	0,1142	
2,8	0,2184	0,0382	0,1070	
3,0	0,2048	0,035	0,1006	
3,2	0,1928	0,0297	0,0949	
3,4	0,1821	0,0264	0,0898	
3,6	0,1725	0,0239	0,0832	
3,8	0,1638	0,0213	0,0810	
4,0	0,1560	0,0193	0,0772	
4,2	0,1488	0,0176	0,0737	
4,4	0,1423	0,0160	0,0705	
4,6	0,1363	0,0147	0,0670	
4,8	0,1308	0,0135	0,0649	
5,0	0,1257	0,0125	0,0624	
6,0	0,1051	0,0087	0,0523	
7,0	0,0903	0,0064	0,0450	
8,0	0,0792	0,0049	0,0395	
9,0	0,0704	0,0039	0,0351	
10,0	0,0635	0,0032	0,0317	



Trị số của hệ số $\frac{\sigma_z}{p}$ dùng cho trường hợp tải trọng hình băng phân bố theo hình tam giác

Bảng II - 11

$\frac{y/b}{z/b}$	-1,5	-1,0	-0,5	0	0,25	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,250	0,500	0,750	0,50	0,000	0,000	0,000
0,25	-	-	0,001	0,075	0,256	0,480	0,643	0,421	0,015	0,003	0,000
0,50	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1,00	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,50	0,020	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041
2,00	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050
3,00	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050
4,00	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,049
5,00	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,068	0,065	0,061	0,051	0,047
6,00	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

Bảng II □ 12: Trị số của $\frac{\sigma_y}{p}$ và $\frac{\tau_{yz}}{p}$ dùng cho trường hợp tải trọng hình băng, phân bố theo hình tam giác.

$\frac{y/b}{z/b}$		-1,00	-0,75	-0,5	-0,25	0,00	+0,25	+0,5	+0,75
0,01	σ_y/p	0,006	0,015	0,467	0,718	0,487	0,249	0,026	0,005
	τ_{yz}/p	0,000	-0,001	-0,313	0,009	0,010	0,010	0,005	0,000
0,1	σ_y/p	0,054	0,132	0,321	0,452	0,376	0,233	0,116	0,049
	τ_{yz}/p	-0,008	-0,034	-0,272	0,040	0,075	0,078	0,044	0,008
0,2	σ_y/p	0,097	0,186	0,230	0,259	0,269	0,219	0,146	0,084
	τ_{yz}/p	-0,028	-0,091	-0,231	0,016	0,108	0,129	0,075	0,025
0,4	σ_y/p	0,128	0,160	0,127	0,099	0,130	0,148	0,142	0,114
	τ_{yz}/p	-0,071	-0,139	-0,167	-0,020	0,104	0,138	0,108	0,060
0,6	σ_y/p	0,116	0,112	0,074	0,046	0,065	0,095	0,114	0,108
	τ_{yz}/p	-0,093	-0,132	-0,122	-0,025	0,077	0,123	0,112	0,080
0,8	σ_y/p	0,093	0,077	0,046	0,025	0,035	0,062	0,085	0,091
	τ_{yz}/p	-0,096	-0,112	-0,090	-0,021	0,056	0,100	0,104	0,085
1,0	σ_y/p	0,072	0,053	0,029	0,013	0,020	0,041	0,061	0,074
	τ_{yz}/p	-0,089	-0,092	-0,068	-0,017	0,040	0,079	0,091	0,083
1,2	σ_y/p	0,048	0,038	0,020	0,009	0,013	0,028	0,047	0,058
	τ_{yz}/p	-0,080	-0,076	-0,053	-0,014	0,030	0,065	0,081	0,077

1,4	σ_y/p	0,042	0,027	0,014	0,007	0,008	0,019	0,033	0,045
	τ_{yz}/p	-0,070	-0,062	-0,042	-0,010	0,023	0,051	0,066	0,069
2,0	σ_y/p	0,019	0,012	0,005	0,002	0,003	0,008	0,015	0,022
	τ_{yz}/p	-0,046	-0,037	-0,023	-0,006	0,012	0,028	0,041	0,048

Bảng II - 13: Trị số của hệ số K'_n , K''_n và K'''_n dùng cho trường hợp tải trọng hình băng phân bố đều, nằm ngang

$\begin{matrix} y/b \\ z/b \end{matrix}$		-1,00	-0,75	-0,5	-0,25	0,00	+0,25	+0,5	+0,75
0,01	K'_n	0,001	0,001	0,318	0,001	0,000	-0,001	-0,318	-0,001
	K''_n	0,699	0,024	2,645	0,697	0,000	-0,697	-2,645	-1,024
	K'''_n	-0,008	-0,021	-0,494	-0,935	-0,848	-0,935	-0,494	-0,021
0,1	K'_n	0,011	0,042	0,315	0,039	0,00	-0,039	-0,315	-0,042
	K''_n	0,677	0,917	0,154	0,618	0,000	-0,618	-1,154	-0,937
	K'''_n	-0,082	-0,180	-0,437	-0,685	-0,752	-0,685	-0,437	-0,180
0,2	K'_n	0,038	0,116	0,306	0,103	0,000	-0,103	-0,306	-0,116
	K''_n	0,619	0,759	0,731	0,459	0,000	-0,459	-0,731	-0,759
	K'''_n	-0,147	0,270	-0,376	-0,469	-0,538	-0,469	-0,376	-0,270
0,4	K'_n	0,103	0,199	0,274	0,159	0,000	-0,159	-0,274	-0,199
	K''_n	0,461	0,456	0,350	0,216	0,000	-0,216	-0,356	-0,456
	K'''_n	-0,208	-0,274	-0,269	-0,215	-0,260	-0,215	-0,269	-0,274
0,6	K'_n	0,144	0,212	0,234	0,147	0,000	-0,147	-0,234	-0,212
	K''_n	0,319	0,272	0,189	0,101	0,000	-0,101	-0,189	-0,272
	K'''_n	-0,204	-0,221	-0,188	-0,143	-0,129	-0,143	-0,188	-0,221
0,8	K'_n	0,158	0,197	0,194	0,121	0,000	-0,121	-0,0094	-0,107
	K''_n	0,217	0,167	0,105	0,050	0,000	-0,050	-0,0105	-0,197
	K'''_n	-0,177	-0,169	-0,130	-0,087	-0,070	-0,087	-0,0130	-0,169
1,0	K'_n	0,157	0,175	0,159	0,096	0,000	-0,096	-0,159	-0,175
	K''_n	0,147	0,105	0,061	0,027	0,000	-0,027	-0,061	-0,105
	K'''_n	-0,146	-0,127	-0,091	-0,055	-0,046	-0,055	-0,091	-0,127
1,2	K'_n	0,147	0,153	0,131	0,078	0,000	-0,078	-0,131	-0,153
	K''_n	0,102	0,068	0,037	0,013	0,000	-0,013	-0,037	-0,068
	K'''_n	-0,117	-0,096	-0,067	-0,037	-0,026	-0,037	-0,067	-0,096
1,4	K'_n	0,133	0,132	0,108	0,061	0,000	-0,061	-0,108	-0,132
	K''_n	0,072	0,045	0,024	0,009	0,000	-0,009	-0,024	-0,045
	K'''_n	-0,094	-0,073	-0,047	-0,026	-0,017	-0,026	-0,047	-0,073
2,0	K'_n	0,096	0,085	0,064	0,034	0,000	-0,034	-0,064	-0,085
	K''_n	0,027	0,015	0,007	0,003	0,000	-0,003	-0,007	-0,015
	K'''_n	-0,049	-0,035	-0,020	-0,010	-0,006	-0,010	-0,020	-0,035

CHƯƠNG III : BIẾN DẠNG VÀ ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

Một trong những nhiệm vụ chủ yếu của những người làm công tác xây dựng là phải đảm bảo điều kiện ổn định và độ bền vững của công trình với các hao phí vật liệu, biện pháp an toàn và sức lao động ít nhất. Cho nên việc nghiên cứu chất lượng nền đất hay nói một cách khác là vấn đề xác định biến dạng của đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài là một vấn đề phức tạp và rất quan trọng, có ý nghĩa về mặt lý thuyết và thực tiễn lớn trong thiết kế nền móng công trình.

Đất là môi trường rời rạc phân tán và có tính rỗng lớn, do đó khi chịu tác dụng của tải trọng công trình và trọng lượng bản thân đất, đất nền sẽ bị biến dạng, do thể tích lỗ rỗng giảm đi khi nước và không khí trong lỗ rỗng thoát ra ngoài và các hạt rắn sắp xếp lại ở trạng thái chặt hơn làm cho mặt nền hạ thấp xuống, hiện tượng này gọi là lún của nền đất.

Khi xây dựng công trình, người thiết kế luôn luôn quan tâm đến trị số độ lún và đặc biệt là khả năng lún không đều giữa các bộ phận của công trình, bởi vì trị số độ lún tuyệt đối của nền đất dù có lớn nhưng nếu giống nhau ở mọi điểm thì không gây ra sự nguy hiểm mà chỉ dẫn tới những khó khăn cho việc sử dụng công trình. Nhưng độ lún không đều của nền đất sẽ gây ra những ứng suất phụ thêm trong các kết cấu của công trình, đặc biệt là trong các hệ kết cấu siêu tĩnh và do đó có thể làm cho công trình bị hư hỏng. Độ lún không đồng đều xuất hiện trong đất nền dưới móng công trình có thể do nhiều nguyên nhân trực tiếp hoặc gián tiếp. Chẳng hạn như trong đất nền dưới móng công trình có những túi bùn hoặc các lớp đất yếu phân bố không đều, hoặc do tải trọng tác dụng trên các móng khác nhau, hoặc do các móng có kích thước khác nhau đặt liền nhau, hoặc do mực nước ngầm thay đổi v.v... Trong các trường hợp vừa nêu trên, căn cứ vào tình hình địa chất và hình thức kết cấu của mỗi loại công trình cụ thể mà chọn biện pháp xây dựng thích hợp.

Cần chú ý rằng, biến dạng của đất có đặc điểm khác với biến dạng của vật thể liên tục, đó là mối quan hệ giữa biến dạng và thời gian. Đối với các vật liệu liên tục, biến dạng của nó đạt tới trị số ổn định ngay sau khi có tác dụng của tải trọng. Còn đối với đất, thì biến dạng xuất hiện đồng thời với tải trọng tác dụng nhưng phải trải qua một thời gian mới đạt đến trị số ổn định. Do đó vấn đề tính lún theo thời gian của nền đất cũng là vấn đề hết sức quan trọng.

Như vậy nhiệm vụ tính toán và thiết kế nền móng về phương diện độ lún cần phải được đảm bảo các điều kiện chủ yếu sau đây:

$$\left. \begin{array}{l} S_{tt} \leq S_{gh} \\ \Delta S_{tt} \leq \Delta S_{gh} \\ S_t \leq S_{tgh} \\ \theta_{tt} \leq \theta_{gh} \end{array} \right\} \quad (III-1)$$

Trong đó: S_{tt} , ΔS_{tt} , S_t , θ_{tt} : Là độ lún tuyệt đối, độ lún không đồng đều, độ lún theo thời gian và góc nghiêng tính toán của công trình.

S_{gh} , ΔS_{gh} , S_{tgh} , θ_{gh} : Là độ lún tuyệt đối, độ lún không đồng đều, độ lún theo thời gian và góc nghiêng giới hạn của công trình theo quy trình quy định.

Xác định độ lún của công trình trên nền đất thiên nhiên là một vấn đề hết sức phức tạp, vì bản thân đất là một môi trường phức tạp gồm nhiều pha (hạt, nước, khí) cho nên hiện nay cũng có rất nhiều lý thuyết khác nhau để xác định trị số độ lún.

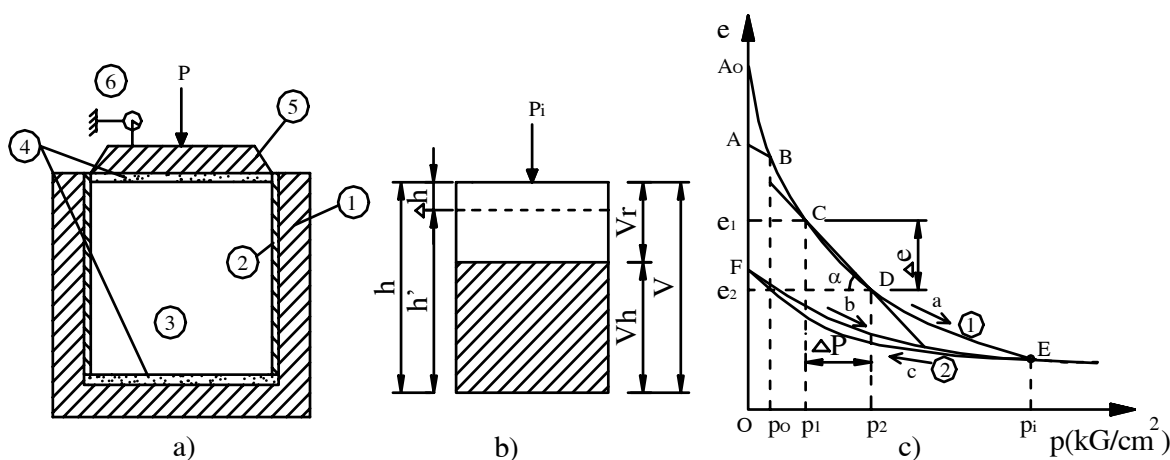
§ 2. TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT

Tính biến dạng của đất là sự chuyển vị của các hạt đất, dưới tác dụng của tải trọng nén. Biến dạng của đất thực chất là quá trình sắp xếp lại các hạt rắn kèm theo sự giảm thể tích lỗ rỗng và đồng thời làm tăng độ chặt của đất. Chính sự có mặt của các lỗ rỗng này đã làm cho tính nén chặt của đất gấp hàng trăm hàng nghìn lần tính nén chặt của các vật thể rắn khác. Từ đó ta thấy rằng, nếu xác định được quá trình nén chặt của đất tức là ta đã xác định được biến dạng của đất và giải quyết được vấn đề độ lún của công trình. *Cơ sở lý luận để nghiên cứu biến dạng của đất là nguyên lý quan hệ tuyến tính giữa biến dạng và ứng suất.*

2.1. Các nghiên cứu về tính chất biến dạng của đất:

2.1.1. Thí nghiệm nén lún không nở hông và định luật nén lún của đất:

Thí nghiệm nén lún mẫu đất trong phòng được thực hiện trong thiết bị nén (Hình III-1a). Bộ phận chủ yếu của thiết bị này gồm 1 hộp cứng ①, trong đó có 1 dao vòng ② cùng với mẫu đất ③. Để cho nước trong các lỗ rỗng có thể thoát ra trong quá trình nén đất, mẫu đất được lót ở trên và ở dưới bằng hai tấm đá thấm kèm với giấy thấm hình tròn ④. Khi thí nghiệm tải trọng được truyền lên mẫu đất qua một nắp truyền lực ⑤. Biến dạng của mẫu đất ở từng thời gian được đo bằng một chuyển vị kế ⑥. Quá trình thí nghiệm tải trọng được tăng từng cấp. Ứng với mỗi cấp tải trọng, đợi để mẫu đất ổn định về lún mới tiếp tục tăng cấp khác.



Hình III-1. a) Sơ đồ thiết bị nén; b) Sơ đồ mẫu đất phân tố; c) Đường cong nén lún

Xét một mẫu đất phân tố có chiều cao ban đầu là h và giả sử mẫu đất phân tố này gồm hai phần thể tích hạt rắn và thể tích lỗ rỗng ứng với hệ số rỗng ban đầu là e_0 . Từ giả thiết có ý nghĩa thực tiễn, dưới tác dụng của tải trọng p , biến dạng của mẫu đất phân tố chỉ do sự giảm thể tích lỗ rỗng gây ra, còn thể tích hạt rắn thì không thay đổi, có thể dùng sơ đồ mẫu đất (hình III-1b) để lập quan hệ giữa biến thiên thể tích của mẫu đất và hệ số rỗng:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} \quad (\text{III-2})$$

Nhưng $\Delta V = \Delta h.F$ và $V = h.F$ (F - diện tích mặt cắt ngang của mẫu đất, Δh : chênh lệch chiều cao trước và sau khi nén lún của mẫu đất).

Do đó từ biểu thức (III-2) suy ra:

$$\Delta h = S = \frac{e_0 - e_i}{1 + e_0} . h$$

$$\text{Vậy} \quad e_i = e_0 - \frac{S}{h}(1 + e_0) \quad (\text{III-3})$$

Biểu thức (III-3) được dùng để lập quan hệ giữa hệ $e = f(p)$ (hình III-1c). Quan hệ đó biểu diễn khả năng nén chặt của mỗi loại đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài, và trong Cơ học đất thường gọi là đường cong nén. Để nghiên cứu tính nở của đất người ta giảm tải theo từng cấp và tiến hành đo độ nở của đất theo từng cấp cho đến khi hiện tượng nở kết thúc.

Như vậy đường cong nén có hai nhánh: nhánh thứ nhất ①, thu được khi tăng tải trọng gọi là đường cong nén, và nhánh thứ ② thu được khi giảm tải, gọi là đường cong nở (hình III-1c). Nhiều thí nghiệm chứng minh rằng quá trình nén và quá trình nở của đất là những quá trình không hoàn lại. Nghĩa là đường cong nén không trùng với đường cong nở.

Đường cong nén ép đặc trưng cho khả năng nén chặt của đất, có nghĩa là khả năng giảm độ rỗng dưới tác dụng của tải trọng ngoài. Với các đất có tính nén lún lớn, khi tăng tải trọng nén, hệ số rỗng giảm nhanh, đường cong nén hạ thấp đột ngột. Ngược lại với các đất có tính nén lún ít, với cùng áp lực đơn vị như vậy lượng biến thiên của hệ số rỗng rất nhỏ, đường nén ép thoải. Tính nén lún của đất ứng với tải trọng p_1 được đặc trưng bởi độ dốc của đường cong nén ép tại điểm ứng với p_1 ấy (điểm c). Nếu tăng cho p_1 một gia số Δp nào đó thì theo hình (III-1c), hệ số rỗng e giảm đi một lượng Δe với điểm tương ứng với p_1 ta có.

$$\lim_{\Delta p \rightarrow 0} \frac{\Delta e}{\Delta p} = - \operatorname{tg} \alpha = -a \quad (\text{III-4})$$

Trong đó: $a = \operatorname{tg} \alpha$ - hệ số góc của đoạn thẳng CD, đặc trưng cho tính nén lún của đất, gọi là hệ số nén lún.

Hay viết dưới dạng vi phân thì có :

$$\frac{de}{dp} = -a$$

$$\text{suy ra : } de = -adp \quad (\text{III-5})$$

Với lượng biến thiên không lớn lắm của áp lực nén (khoảng 1-3kG/cm²), đoạn cong CD của đường cong nén có thể coi gần đúng là đường thẳng. Do đó phương trình (III-5) có thể viết dưới dạng:

$$e_1 - e_2 = a (p_2 - p_1) \quad (\text{III-6})$$

Quan hệ (III-5) hoặc (III-6) là một trong những quan hệ quan trọng của Cơ học đất, hay nói rõ hơn quan hệ đó chiếm một vị trí chủ đạo trong tất cả mọi vấn đề thực tế xác định độ lún dưới công trình. Quan hệ đó được gọi là định luật nén lún và được phát biểu như sau: *"Với những lượng biến thiên không lớn lắm của áp lực nén, biến thiên của hệ số rỗng tỷ lệ bậc nhất với biến thiên của áp lực ấy"*.

Trong thực tế xây dựng thường dựa vào trị số của hệ số nén lún a_{1-2} (hệ số nén lún của đất với biến thiên áp lực trong khoảng từ 1-2kG/cm²) để phân chia tính nén lún của đất như sau:

Đất có tính nén lún nhỏ khi $a \leq 0,001 \text{ cm}^2/\text{kG}$.

Đất có tính nén lún vừa khi $0,001 < a \leq 0,1 \text{ cm}^2/\text{kG}$.

Đất có tính nén lún lớn khi $a > 0,1 \text{ cm}^2/\text{kG}$.

Nếu nén đất cho đến tải trọng p_i ta sẽ được đường cong nén a (Hình III-1c), sau đó dỡ tải hết ta được đường cong nở EF(c) không trùng với đường cong nén ban đầu. Nhánh mới của đường cong nén khi cấp tải trọng lớn hơn cấp tải trọng khi cất tải sẽ lại trùng với đường cong nén ban đầu. Như vậy ở cùng một khoảng áp lực nén, biến dạng của đất phụ thuộc vào chu trình nén của đất. Đường cong nén a gọi là đường cong nén sơ cấp, còn đường cong nén b gọi là đường cong nén thứ cấp. Thực nghiệm đã chứng tỏ rằng đường cong nén là một đường cong logarit, do đó ta có:

$$e_i = e_o - C_c \log \frac{p_i}{p_o} \quad (\text{III-7})$$

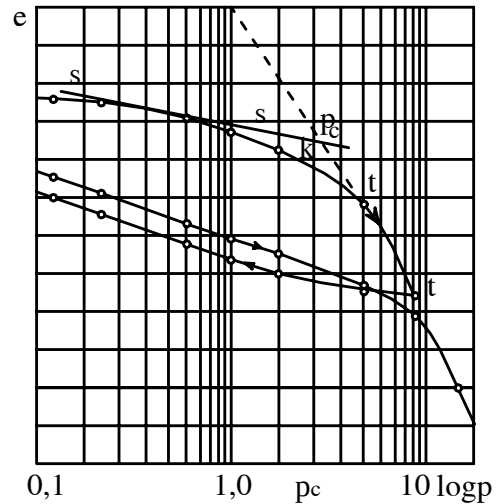
Trong đó: e_o - Hệ số rỗng ứng với áp lực nén p_o (trị số p_o ứng suất bản thân của đất tại vị trí lấy mẫu).

C_c - Thường gọi là chỉ số nén.

$$\text{Do đó: } C_c = \frac{e_o - e_i}{\log \frac{p_i}{p_o}} \quad (\text{III-7'})$$

Ta thấy rằng, chỉ số nén C_c là hằng số đối với một loại đất và không có thứ nguyên, còn hệ số nén lún a không phải là hằng số đối với một loại đất, nó tùy thuộc vào trị số của tải trọng tác dụng và có thứ nguyên: cm²/kG.

Nếu biểu diễn kết quả thí nghiệm nén trên đồ thị $e=f(\log p)$ như hình (III-2), ta sẽ được hai đoạn thẳng: Đoạn đầu ss có độ dốc nhỏ, đoạn sau tt có độ dốc lớn, hai đoạn thẳng này nối nhau bởi một đoạn cong và chúng gặp nhau ở điểm k, điểm này tương ứng với áp lực nén p_c mà ta gọi là áp lực tiền cố kết. Tức là trước đây, trong lịch sử của nó, mẫu đất đã được nén đến p_c . Như vậy đoạn ss có độ dốc nhỏ vì nó ứng với chu trình nén thứ cấp, còn đoạn tt có độ dốc lớn vì nó ứng với chu trình nén sơ cấp. Dựa vào vị trí (độ sâu h) của mẫu đất lấy tại hiện trường về làm thí nghiệm hay



Hình III-2: Biểu đồ quan hệ $e-\log p$

dựa vào hệ số quá cố kết là OCR (Overconsolidation Ratio) (tức là $R_c = p_c/p_0$); p_0 - ứng suất bản thân của đất tại hiện trường, người ta phân biệt thành 3 trường hợp sau:

- $p_c < \gamma h$: Đất dưới cố kết, nghĩa là đất chưa lún xong dưới tác dụng của trọng lượng bản thân các lớp đất đè lên, tức là $OCR < 1$.

- $p_c = \gamma h$: Đất cố kết bình thường, đất đã lún xong dưới tác dụng của các lớp đất đè lên nó, tức là $OCR = 1$.

- $p_c > \gamma h$: Đất quá cố kết, trong lịch sử tồn tại nó đã từng bị nén lún bởi một áp lực lớn hơn áp lực hiện đang đè lên nó, tức là $OCR > 1$. Trên đồ thị $e=f(\log p)$ trên hình (III-2) ta dễ dàng xác định được chỉ số nén:

$$C = \frac{e_1 - e_2}{\log p_2 - \log p_1} \quad (\text{III-8})$$

Khi p_1, p_2 nằm trong đoạn ss ta có chỉ số nén tái cố kết C_r , còn khi p_1, p_2 nằm trong đoạn tt ta có chỉ số nén sơ cấp C_c ; e_1, e_2 là các hệ số rỗng ứng với các áp lực nén p_1 và p_2 .

Ngoài hệ số nén lún a trên đây để mô tả biến dạng lún của đất, trong Cơ học đất còn thường dùng một số chỉ tiêu khác nữa là: Môđun biến dạng E_0 , Hệ số nén lún tương đối (a_0 hay m_v), Môđun biến dạng không nở hông (M), Môđun thoát nước (E'), Môđun không thoát nước (E_u).

- Môđun biến dạng E_0 khác với môđun đàn hồi E ở chỗ nó xét đến cả biến dạng đàn hồi và biến dạng dư của đất, trong khi môđun đàn hồi E chỉ xét đến các biến dạng thuần túy đàn hồi mà thôi.

Đối với các đất sét cứng, để xác định môđun biến dạng E_0 , không cần nén các mẫu đất này dưới tải trọng trùng phục, mà chỉ cần nén chúng một lần, sau đó tính E_0 theo công thức:

$$E_0 = \frac{\sigma_z}{\lambda_z} \quad (\text{III-9})$$

Trong đó : λ_z là tỷ số giữa biến dạng toàn bộ S và chiều cao ban đầu h của mẫu đất, tức là:

$$\lambda_z = \frac{S}{h} \quad (\text{III-10})$$

Đối với các đất sét dẻo và đất cát lẫn hạt nhỏ thì để xác định môđun biến dạng E_0 , cần phải thí nghiệm các đất này dưới tải trọng trùng phục trong thiết bị nén không cho nở hông. Lúc này, vì các áp lực hông σ_x và σ_y không phải bằng không, mà có một giá trị nhất định, nên độ lún đàn hồi tương đối λ_z xác định theo biểu thức quen thuộc trong sức bền vật liệu là:

$$\lambda_z = \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu (\sigma_x + \sigma_y)] \quad (\text{III-11})$$

Trong điều kiện nén đất không cho nở hông, ta có $\sigma_x = \sigma_y = \xi \cdot \sigma_z$ với ξ là hệ số nén hông.

Thay các giá trị σ_x và σ_y này vào (III-11) và giải ra cho giá trị của E_0 như sau:

$$E_0 = \frac{\sigma_z}{\lambda_z} (1 - 2\mu\xi) \quad (\text{III-12})$$

Có thể biến đổi biểu thức này, bằng cách biểu diễn hệ số nén hông ξ quan hệ số poatxong μ của đất. Tương tự như biểu thức (III-11) có thể viết cho λ_x như sau :

$$\lambda_x = \frac{1}{E_0} [(\sigma_x - \mu(\sigma_z + \sigma_y))] \quad (\text{III-13})$$

Vì trong điều kiện nén của đất không cho nở hông nên $\lambda_x = 0$ và như trên đã biết $\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z$ nên:

$$\lambda_x = \frac{1}{E_0} [\xi \cdot \sigma_z - \mu(\sigma_z + \xi \sigma_z)] = 0$$

Từ đây rút ra :

$$\mu = \frac{\xi}{1 + \xi} \quad \text{và} \quad \xi = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (\text{III-14})$$

Từ thí nghiệm nén đất không nở hông ta có:

$$\lambda_z = \frac{s}{h} = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \quad (\text{III-15})$$

Thay ξ ở (III-14) và λ_z ở (III-15) vào (III-12), sẽ được biểu thức xác định môđun biến dạng E_0 trong thí nghiệm nén đất không cho nở hông:

$$E_0 = \sigma_z \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) \left(\frac{1+e_0}{e_0 - e_1} \right) = \beta \cdot \frac{1+e_0}{e_0 - e_1} \cdot \sigma_z \quad (\text{III-16})$$

Trong đó: $\beta = \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right)$

Hệ số nở hông μ và hệ số nén hông ξ gắn liền với nó bởi công thức (III-14) là những đại lượng xác định được bằng thí nghiệm. Như nhiều kết quả nghiên cứu cho thấy μ và ξ thay đổi tùy theo loại đất, và trong cùng một loại đất thì phụ thuộc vào hệ số rỗng, lượng chứa nước và điều kiện tăng tải. Khi không có số liệu thí nghiệm μ và ξ có thể lấy theo bảng sau :

Bảng III-1 : Hệ số nén hông và nở hông của đất.

Loại đất	Hệ số nén hông ξ	Hệ số nở hông μ
Đất cát	0,33 ~ 0,43	0,25 ~ 0,30
Đất sét cứng	0,28 ~ 0,40	0,20 ~ 0,30
Đất sét pha	0,49 ~ 0,59	0,33 ~ 0,37
Đất sét dẻo	0,61 ~ 0,82	0,30 ~ 0,45

- Hệ số nén lún tương đối (hay hệ số nén thể tích ký hiệu là a_0 (hay m_v) là:

$$a_0 = \frac{e_1 - e_2}{(p_2 - p_1)(1 - e_1)} = \frac{a}{1 + e_1} \quad (\text{III-17})$$

- Mô đun biến dạng không nở hông là M (hay E_s):

$$M = \frac{1}{a_0} = \frac{1}{m_v} \quad (\text{III-18})$$

- Mô đun thoát nước (E'): thu được bằng cách thí nghiệm trong điều kiện cho thoát nước:

$$E' = \frac{M'(1 + \mu')(1 - 2\mu')}{1 - \mu'} = \left(1 - \frac{2\mu'^2}{1 - \mu'} \right) M' = \beta \cdot M' \quad (\text{III-19})$$

Trong đó: μ' , M' hệ số nở hông, mô đun biến dạng không nở hông thu được trong điều kiện thoát nước.

- Mô đun không thoát nước (E_u) thu được bằng cách thí nghiệm trong điều kiện không cho thoát nước:

$$E_u = \frac{M(1 + \mu_u)(1 - 2\mu')}{1 - \mu'} = 1,5M \frac{1 - 2\mu'}{1 - \mu'} \quad (\text{III-20})$$

Trong đó: μ_u - hệ số nở hông trong điều kiện không thoát nước; $\mu_u = 0,5$ (bằng của nước).

Tuỳ theo từng trường hợp cụ thể, khi tính toán độ lún của nền đất trong thực tế mà ta có thể sử dụng mô đun biến dạng của đất khác nhau cho phù hợp với sơ đồ tính toán. Thông thường khi tính lún không nở hông áp dụng cho trường hợp móng bè, còn tính lún nở hông áp dụng cho tất cả các trường hợp khác. Tuy vậy, ở Việt Nam ta lâu nay vẫn sử dụng bài toán không nở hông cho mọi trường hợp. Kết quả này có sai nhưng cũng có thể chấp nhận được vì hệ số $\beta \approx 0,8$ xấp xỉ với 1.

2.1.2. Tính nén lún của đất:

Độ lún của nền đất gồm ba phần: đó là lún tức thời (S_{tt}), lún cố kết thấm (S_c) và lún từ biến (S_t), nghĩa là:

$$S = S_{tt} + S_c + S_t \quad (\text{III-21})$$

- Độ lún tức thời là khi nước chưa kịp thoát đi, đất biến dạng như vật thể đàn hồi.

- Độ lún cố kết là do sự giảm thể tích lỗ rỗng khi nước thoát dần ra ngoài.

- Độ lún từ biến là do biến dạng của bản thân hạt đất.

Việc phân biệt rõ ràng ba độ lún nêu trên là điều khó khăn, tuỳ theo loại đất và tính chất của nó mà người ta có thể phân biệt được như sau:

Đối với đất sét: Ba độ lún nêu trên là rõ ràng và có thể tách biệt được. Những nghiên cứu mới nhất cho thấy như sau:

Độ lún tức thời nhỏ, có khi không phải là quá nhỏ mà có thể bỏ qua. Trong một số trường hợp chúng có thể chiếm tới 10% tổng độ lún. Độ lún tức thời được tính qua mô đun đàn hồi không thoát nước (E_u).

Độ lún cố kết (thấm) là phần chủ yếu, thường chiếm trên 90% độ lún tổng. Tuy vậy trong một số trường hợp nó chỉ chiếm khoảng 50% độ lún tổng.

Độ lún từ biến không nhỏ, nhất là đối với đất sét yếu và rất yếu. Đôi khi chúng có thể chiếm tới 40÷50% độ lún tổng.

Đối với đất cát: Do tính thấm quá nhanh, do đó không thể tách rời lún tức thời và lún cố kết được, vì vậy tổng độ lún sẽ là:

$$S = S_{tt+c} + S_t \quad (\text{III-22})$$

Trong đó : S_{tt+c} : Là độ lún tức thời và cố kết, được tính qua mô đun biến dạng E_{tt+c} , thường cũng ký hiệu E_0 , nếu không lấy được mẫu đất nguyên dạng về thí nghiệm, khi đó trị số E_0 sẽ được xác định qua thí nghiệm hiện trường.

Độ lún từ biến là độ lún do biến dạng bản thân của hạt đất được tính từ sau khi kết thúc quá trình cố kết thấm của đất và được tính theo biểu thức lý thuyết sau:

$$S_t = C_{\alpha\varepsilon} \cdot \log \frac{t_2}{t_1} h_i \quad (\text{III-23})$$

Trong đó: t_1 - thời gian của thời điểm kết thúc cố kết thấm.

t_2 - tại thời gian tính toán độ lún từ biến .

$C_{\alpha\varepsilon}$ - chỉ số nén từ biến cải biên và được tính:

$$C_{\alpha\varepsilon} = \frac{C_{\alpha e}}{1 + e_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log(t_1/t_2)(1 + e_1)} \quad (\text{III-24})$$

$C_{\alpha e}$ - là chỉ số nén từ biến tính từ đồ thị $e = f(p)$.

Thông thường $C_{\alpha\varepsilon} = (0,015 \div 0,032) \cdot C_c$: với đất than bùn và hữu cơ thì $C_{\alpha\varepsilon}$ khoảng $0,065C_c$, thậm chí cao hơn.

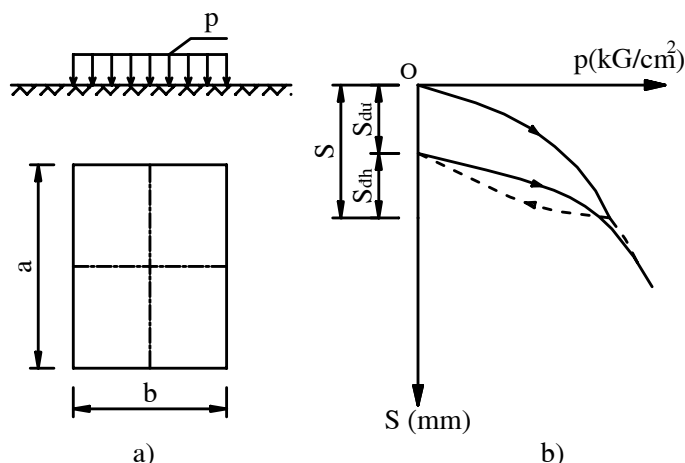
Riêng đối với đất cát theo Schimertmann cho rằng:

$$S_t = S_{tt+c} \cdot 0,2 \log(10t_2) \quad (\text{III-25})$$

2.2. Các đặc điểm biến dạng của đất:

2.2.1. Nguyên lý biến dạng tuyến tính:

Như trong chương I đã trình bày, đất là một vật thể phân tán, vụn rời gồm các hạt khoáng vật riêng biệt không liên kết với nhau, hoặc liên kết với nhau bằng một lực không đáng kể. Dưới tác dụng của tải trọng ngoài cũng như trọng lượng bản thân đất, ứng suất trong đất sẽ truyền từ hạt nọ sang hạt kia qua các điểm tiếp xúc giữa các hạt. Vì vậy mà trong lý thuyết ứng suất và biến dạng áp dụng cho đất có những đặc điểm riêng biệt. Một trong những đặc điểm quan trọng đó là khi gia tải và cất tải trọng, trong đất luôn luôn quan sát thấy biến dạng đàn hồi và biến dạng dư. Nghĩa là đất không tuân theo định luật đàn hồi của Húc.



Hình III-3: Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng trong trường hợp tổng quát tác dụng của tải trọng hữu hạn. a) Sơ đồ tải trọng, b) Sơ đồ biến dạng

Trường hợp tổng quát của sự phụ thuộc giữa biến dạng và ứng suất trong đất là dưới tác dụng của tải trọng cục bộ (hình III-3a) trên mặt đất, biểu đồ quan hệ giữa biến dạng tổng quát của đất dưới bàn nén và giá trị tải trọng ngoài trình bày trên hình (III-3b). Khi phân tích quan hệ giữa biến dạng và ứng suất cần phân biệt đối với loại đất: đất rời và đất dính.

Đối với đất rời: Khi tác dụng tải trọng ngoài lên chúng và sau đó cất tải, đều quan sát thấy cả biến dạng đàn hồi và biến dạng dư, nhưng biến dạng dư quan sát thấy thường xuyên hơn và thậm chí xuất hiện khi tải trọng còn rất nhỏ - đó là sự chuyển vị và sự trượt của các hạt cát một cách tương đối với nhau. Trị số của biến dạng dư bao giờ cũng lớn hơn nhiều so với trị số của biến dạng đàn hồi.

Đối với đất dính: Đặc tính biến dạng của đất dính phụ thuộc căn bản vào cường độ của tải trọng tác dụng. Nếu khi tác dụng tải trọng không lớn lắm, dưới tác dụng của nó mà trong đó lực dính kết của đất không bị phá vỡ thì đất sẽ biến dạng như vật thể rắn, và khi cất tải chỉ cho trị số biến dạng đàn hồi. Tuy nhiên trong thực tế rất ít gặp những loại đất như vậy, trong nhiều trường hợp đất dính có mối liên kết không đều, một phần lực liên kết bị phá hủy ngay với cấp tải trọng rất nhỏ, còn phần khác thì bị phá hủy với những cấp tải trọng lớn hơn, v.v... Do đó trong các loại đất ấy

khi gia tải và cất tải thường quan sát thấy cả biến dạng đàn hồi và biến dạng dư, trong đó biến dạng dư thường lớn hơn biến dạng đàn hồi.

Biến dạng dư của đất chủ yếu do lỗ rỗng của đất giảm nhỏ bởi các hạt đất di chuyển và dịch sát vào nhau sau khi liên kết của đất bị phá hoại, là biến dạng đặc trưng cho vật thể phân tán nói chung, và cho đất nói riêng.

Nguyên nhân gây nên biến dạng dư của đất là:

- Khả năng của đất không thể khôi phục lại kết cấu ban đầu sau khi cất tải.
- Mối liên kết kết cấu của đất và của các hạt khoáng vật bị phá hủy.
- Một phần không khí và nước thoát ra khỏi lỗ rỗng của đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài.

Biến dạng đàn hồi của đất sinh ra do:

- Khả năng khôi phục lại hình dạng ban đầu của cốt đất và bản thân hạt đất.
- Khả năng khôi phục của lớp nước màng mỏng xung quanh hạt đất.
- Khả năng khôi phục lại hình dạng của các bọt khí kín trong đất.

Giáo sư N.M. Gerxevanov (1931) đã chứng minh rằng, sự phụ thuộc giữa tổng biến dạng và ứng suất là sự phụ thuộc tuyến tính thì khi xác định ứng suất trong đất hoàn toàn có cơ sở sử dụng các phương trình của lý thuyết đàn hồi, còn khi xác định tổng biến dạng của đất phải thêm điều kiện sự phụ thuộc của hệ số rỗng đối với áp lực, thay môđun đàn hồi bằng môđun tổng biến dạng và hệ số áp lực hông bằng hệ số nở hông. Cơ sở lý luận ấy trong Cơ học đất gọi là: " Nguyên lý biến dạng tuyến tính " của đất. Nguyên lý trên được suy ra khi nghiên cứu trường hợp nén mẫu đất không có điều kiện nở hông.

2.2.2. Ảnh hưởng của phương pháp gia tải và các điều kiện gia tải đến biến dạng của đất:

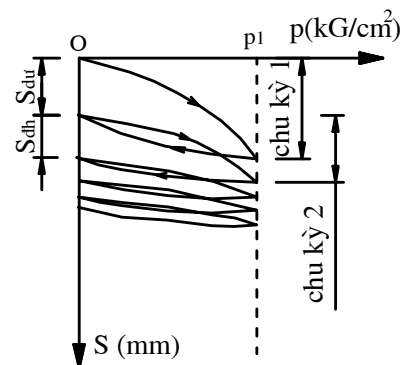
Tải trọng ngoài có thể đặt vào đất nền bằng nhiều phương pháp khác nhau, điều kiện gia tải và thời gian tác động của tải trọng cũng rất khác nhau. Do đó làm ảnh hưởng rất lớn đến biến dạng của đất.

a) Ảnh hưởng của tải trọng tác dụng theo chu kỳ đến biến dạng của đất:

Nếu nén đất với một tải trọng p_1 cho đến khi ổn định về lún rồi cất tải cho đến khi hết nở, sau đó tiếp tục lặp đi lặp lại quá trình đó nhiều lần với tải trọng p_1 không đổi thì tính chất biến dạng của đất có thể biểu diễn như trên hình (III-4).

Từ hình (III-4) có thể nhận thấy rằng :

Phần biến dạng đàn hồi bằng hiệu số giữa biến dạng tổng quát và biến dạng dư thay đổi không đáng kể.



Hình III-4: Quan hệ $p-s$ khi tải trọng tác dụng theo chu kỳ

Biến dạng dư của mỗi chu kỳ đều giảm đi khi số chu kỳ tăng lên, nhưng tổng biến dạng dư của đất vẫn tăng lên theo số chu kỳ tác dụng tăng và khi đất đã đạt tới giới hạn nén chặt, thì dù số chu kỳ có tăng lên nhưng tính chất biến dạng của những chu kỳ tiếp theo đều không thay đổi, nghĩa là chỉ còn biến dạng đàn hồi chứ không còn biến dạng dư.

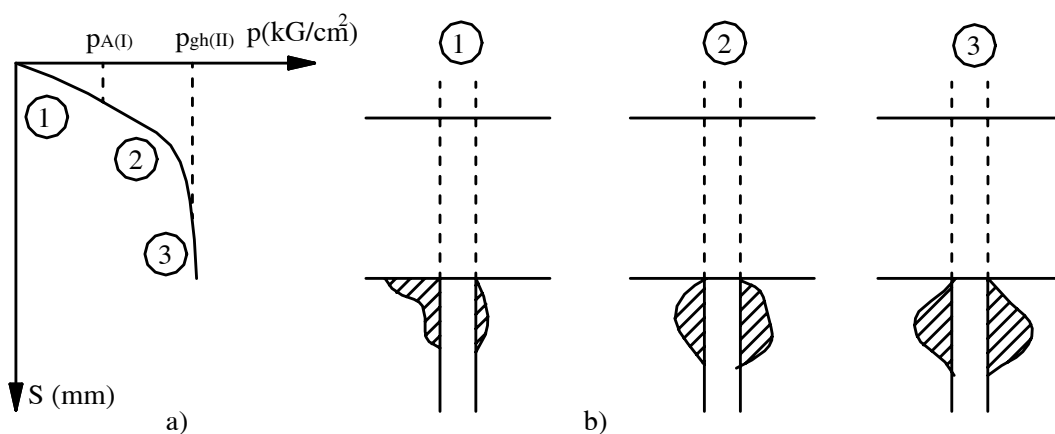
Biến dạng tổng quát của đất (gồm biến dạng đàn hồi và biến dạng dư) tăng dần theo sự tăng của số chu kỳ tác dụng, cho tới một trị số nào đó ứng với trạng thái gọi là trạng thái giới hạn nén chặt thì biến dạng tổng quát sẽ không đổi, nghĩa là lúc bấy giờ chỉ xuất hiện biến dạng đàn hồi mà thôi.

Những vấn đề trình bày ở trên đã được xác minh hoàn toàn phù hợp với các kết quả nghiên cứu đặc điểm đàn hồi của nền đất ở hiện trường, cũng như các thí nghiệm ở trong phòng.

b) Ảnh hưởng của tải trọng tăng liên tục đến biến dạng của đất:

Trong thí nghiệm nén đất bằng bàn nén cứng với tải trọng tăng liên tục, trạng thái ứng suất trong đất sẽ chuyển từ giai đoạn này sang giai đoạn khác. Giai đoạn nén chặt, giai đoạn trượt cục bộ và sau một thời gian tác dụng của tải trọng sẽ chuyển thành trượt mạnh (phá hoại hoàn toàn).

Các kết quả thí nghiệm được phân theo các giai đoạn đặc trưng của trạng thái ứng suất. Trên hình (III-5b) phía trái biểu diễn các chuyển vị đứng trước các lớp đất trên trục chịu tải, còn phía phải biểu diễn chuyển vị ngang (trượt) của những điểm nằm trên trục đứng qua mép bàn nén.



Hình III-5: Sơ đồ chuyển vị của các hạt đất theo chiều sâu.

a) Quan hệ giữa độ lún s và tải trọng p

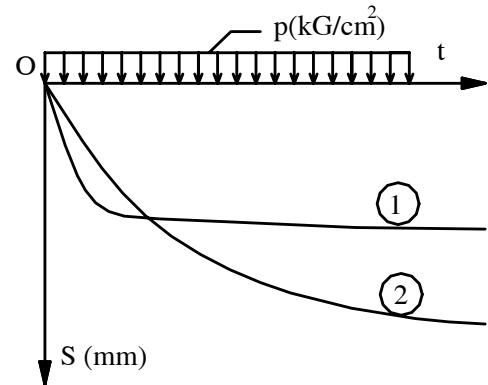
b) Chuyển vị của các hạt (phía trái trục - chuyển vị đứng - phía phải trục chuyển vị ngang).

Trong giai đoạn thứ ① độ lún toàn phần của bàn nén chủ yếu do chuyển vị đứng của đất gây nên, trong giai đoạn hai ② độ lún do chuyển vị đứng và chuyển vị ngang của của đất tạo nên với mức độ như nhau và cuối cùng là khi trượt hoàn toàn ứng với giai đoạn ba ③ giai đoạn này chuyển vị ngang bắt đầu vượt hơn chuyển vị

đúng, mặc dù đặc điểm chung của biến dạng trượt vẫn không có gì thay đổi. Khi thiết kế các công trình, tải trọng được xác định từ điều kiện không cho phép xảy ra giai đoạn trượt, cho nên giai đoạn thứ nhất, giai đoạn nén chặt có ý nghĩa đặc biệt và được chú ý nhiều trong tính toán độ lún của công trình.

c) Ảnh hưởng của tải trọng không đổi đến đặc tính nén lún của đất cát và đất sét.

Nếu trị số của tải trọng tác dụng không đổi mà nhỏ hơn trị số của tải trọng giới hạn ban đầu theo điều kiện cân bằng giới hạn (p_A), thì trong mọi điểm của đất dưới diện chịu tải chỉ xuất hiện sự nén chặt. Sự nén chặt hoàn toàn và sự ổn định độ lún xảy ra trong những khoảng thời gian khác nhau đối với các đất khác nhau. Đây là một đặc điểm làm cho biến dạng của đất khác với biến dạng của các vật thể khác.



Hình III-6: Quan hệ độ lún và thời gian của đất cát (1) và đất sét (2).

Đối với vật thể khác yếu tố thời gian không có tác dụng đáng kể trong biến dạng, với đất thì ngược lại, tuy biến dạng xuất hiện đồng thời với áp lực, nhưng phải trải qua một thời gian nhất định mới đạt tới trị số ổn định cuối cùng.

Với những thí nghiệm đất trực tiếp trong điều kiện tự nhiên và quan trắc độ lún các công trình đều chứng tỏ rằng, với tải trọng không đổi quan hệ giữa thời gian và độ lún có thể biểu diễn theo hình (III-6).

Trường hợp một ① quan sát thấy ở các loại cát, sỏi, cuội và nói chung là ở các loại đất hạt lớn với kích thước của các lỗ rỗng tương đối lớn. Độ lún của các móng công trình đặt trên các loại đất ấy, lúc không bão hòa cũng như khi bão hòa nước, đều xảy ra rất nhanh, bởi vì trong đất hạt lớn, nước và khí được ép thoát ra rất dễ dàng từ các lỗ rỗng, còn lún ổn định xảy ra trong một thời gian rất ngắn.

Trường hợp thứ hai ② xảy ra trong các đất phân tán nhỏ, chủ yếu trong các đất sét và bùn, những lỗ rỗng của chúng (đặc biệt trong các loại đất sét) ở trạng thái tự nhiên thường chứa đầy nước. Tốc độ và độ lún ổn định phụ thuộc vào tốc độ ép thoát nước từ các lỗ rỗng ra và phụ thuộc vào tính từ biến của các hạt cốt liệu đất. Đối với các loại đất sét có tính thấm nước yếu, quá trình nén lún xảy ra một cách hết sức chậm chạp và độ lún đạt đến trị số ổn định trong khoảng thời gian kéo dài.

2.3. Các nhân tố chủ yếu ảnh hưởng đến biến dạng lún của đất

Biến dạng lún của đất phụ thuộc vào nhiều nhân tố mà trong đó chủ yếu là :

1.- *Độ chặt ban đầu của đất*: Độ chặt ban đầu của đất có quan hệ chặt chẽ với độ bền vững của khung kết cấu. Đất càng chặt thì khung kết cấu càng vững chắc, và tính lún càng bé. Vì thế, đối với các loại đất có độ rỗng lớn, trước khi xây dựng công

trình, có khi người ta dùng phương pháp nén trước để giảm độ rỗng ban đầu của đất, làm cho công trình xây dựng lên sau đó ít bị lún.

2.- *Tình trạng kết cấu của đất*: Kết cấu của đất càng bị xáo trộn, thì cường độ liên kết giữa các hạt càng yếu đi, do đó tính nén lún của đất càng tăng. Thực tế đã cho thấy rằng, cùng một loại đất, nhưng nếu kết cấu bị xáo động hay phá hoại thì đất sẽ lún nhiều hơn so với khi kết cấu còn nguyên dạng. Vì vậy khi đào hố móng công trình cần chú ý hết sức bảo vệ sao cho đất dưới đáy hố khỏi bị phá hoại kết cấu.

3.- *Lịch sử chịu nén*: Có thể nhận thấy trên hình (III-1c) với cùng một tải trọng nén p giống nhau, giá trị của hệ số rỗng sẽ khác nhau, tùy theo chỗ nó được xác định theo đường nén ban đầu hay đường nén lại. Đồng thời, cũng có thể thấy rằng tùy theo lúc ban đầu đất được nén đến tải trọng lớn hay bé bao nhiêu mà sẽ có đường nén lại khác nhau. Các đất mà trong lịch sử chưa từng chịu áp lực lớn hơn tải trọng thiết kế hiện nay, thì gọi là đất nén chặt bình thường. Ngược lại, nếu đã bị nén dưới những tải trọng lớn hơn thế gọi là đất quá nén. Do đó khi tính toán lún của nền đất dưới công trình cần phải biết, so với tải trọng thiết kế, đất nền là thuộc loại đất nén chặt bình thường hay quá nén, để chọn đường cong xác định hệ số rỗng e cho thích hợp.

4.- *Tình hình tăng tải*: Tình hình tăng tải bao gồm độ lớn của cấp tải trọng, loại tải trọng và khoảng thời gian giữa hai lần tăng tải. Cấp gia tải càng lớn và tốc độ gia tải càng nhanh thì kết cấu của đất càng bị phá hoại, và khả năng lún của đất càng lớn. Đồng thời với cùng giá trị cấp gia tải, tốc độ gia tải càng lớn thì khả năng biến dạng sẽ càng lớn. Vì vậy, để đánh giá được đúng đắn các số liệu thí nghiệm, cần nén các mẫu đất theo đúng các quy định về độ lớn cấp tải trọng và tốc độ tăng tải có ghi trong các quy trình về thí nghiệm đất. Tải trọng động làm cho đất cát nén chặt nhanh hơn so với đất dính và ngược lại dưới tác dụng của tải trọng tĩnh tính nén lún của đất cát rất yếu so với đất sét.

§ 3. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CUỐI CÙNG CỦA NỀN ĐẤT

Trong thực tế hiện tượng lún của nền không xảy ra tức thời, mà lại xảy ra trong một thời gian sau đó mới kết thúc. Độ lún của nền đất đạt đến trị số lớn nhất trong một khoảng thời gian nào đó ứng với một cấp tải trọng nhất định gọi là: *Độ lún cuối cùng của nền đất*.

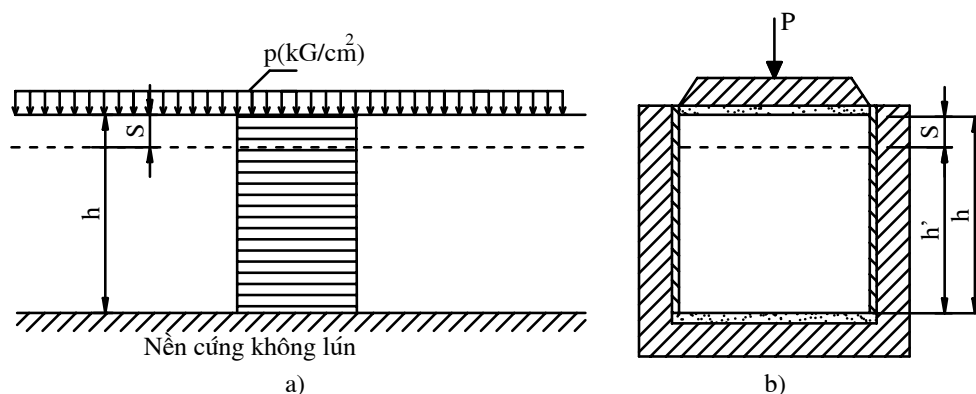
Hiện nay dùng hai phương pháp tính toán độ lún cuối cùng của nền đất đó là: Phương pháp Cộng lún từng lớp và phương pháp Lý thuyết đàn hồi. Cả hai phương pháp này đều dựa trên cơ sở giả thiết đất nền là bán không gian biến dạng tuyến tính, giả thiết này được xem là thỏa mãn điều kiện cho phép áp dụng định luật nén lún và lý thuyết đàn hồi để tính toán độ lún cuối cùng của nền đất.

3.1 Trường hợp cơ bản: Độ lún của đất trong các trường hợp thí nghiệm nén:

3.1.1. Bài toán một chiều:

Giả sử có một lớp đất chịu nén chiều dày là h (nằm trên một nền cứng không nén lún) đang ở trạng thái chịu tải trọng phân bố đều kín khắp trên bề mặt với cường

độ là p_1 , cần xác định độ lún cuối cùng của lớp đất đó khi nó chuyển sang chịu tải trọng phân bố đều p_2 kín khắp trên mặt. Bài toán này được gọi là bài toán một chiều cơ bản. Trong trường hợp này, với sự phân bố của tải trọng như vậy, thì lớp đất đó chỉ có khả năng biến dạng theo chiều thẳng đứng mà không có khả năng nở hông. Vì thế bài toán này cũng chính là bài toán xác định biến dạng của mẫu đất thí nghiệm nén không nở hông (hình III-7b).



Hình III-7: a) Sơ đồ nén lớp đất khi có tải trọng kín khắp
b) Sơ đồ nén mẫu đất trong hộp nén

Để xác định độ lún của đất trong trường hợp này, có thể tính bằng hai cách như sau:

Cách I: Nếu xét một mẫu đất phân tố có diện tích mặt cắt là F và chiều cao trước khi nén lún là h . Sau khi nén lún chiều cao của mẫu đất còn lại là h' (hình III-7b). Vậy lượng lún tương ứng là S được tính như sau :

$$S = \lambda_z \cdot h \quad (\text{III-26})$$

Trong đó: λ_z : là biến dạng tương đối của mẫu đất mà ta có thể tính được theo biểu thức (III-12) và thay $\sigma_z = p$:

$$\lambda_z = \frac{p}{E_0} \cdot \beta \quad (\text{III-27})$$

Do đó độ lún cuối cùng của mẫu đất sẽ là :

$$S = \frac{p \cdot \beta \cdot h}{E_0} \quad (\text{III-28})$$

Cách II: Ở cách tính này với giả thiết, bỏ qua biến dạng đàn hồi của bản thân hạt đất, và xem sự nén lún của mẫu đất chỉ là do sự giảm thể tích lỗ rỗng gây ra, nghĩa là thể tích các hạt đất không thay đổi trước và sau khi nén. Nên có thể viết phương trình sau:

$$F \cdot h \cdot m_1 = F \cdot h' \cdot m_2 \quad (\text{III-29})$$

Trong đó: m_1 và m_2 là thể tích hạt đất trong một đơn vị thể tích ở trạng thái ban đầu và sau khi nén và được xác định theo công thức :

$$m_1 = 1/(1+e_1) \quad , \quad m_2 = 1/(1+e_2)$$

Ở đây e_1 và e_2 là hệ số rỗng của đất trước và sau khi nén lún. Thay m_1 và m_2 vào công thức (III-29) sẽ có :

$$F \cdot h \cdot \frac{1}{1+e_1} = F \cdot h' \cdot \frac{1}{1+e_2} \Rightarrow h' = h \cdot \frac{1+e_2}{1+e_1} \quad (\text{III-30})$$

Từ hình (III-7b) có thể nhận thấy rằng độ lún toàn phần S của đất sẽ bằng hiệu số giữa chiều cao ban đầu của mẫu đất và chiều cao cuối cùng sau khi lún, nghĩa là :

$$S = h - h' \quad (\text{III-31})$$

Từ công thức (III-30) và (III-31) có thể rút ra:

$$S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot h \quad (\text{III-32})$$

Nếu chú ý đến định luật nén lún, từ công thức (III-6) có thể viết dưới dạng sau: $e_1 - e_2 = a(p_2 - p_1) = a \cdot p$. Do đó, công thức (III-32) được xác định như sau:

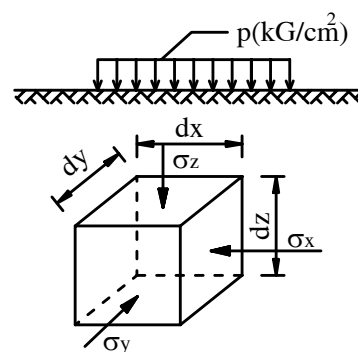
$$S = \frac{a \cdot p}{1 + e_1} \cdot h \quad (\text{III-33})$$

Đại lượng $\frac{a}{1 + e_1}$ chính là hệ số nén tương đối a_0 của đất, thay hệ số a_0 vào (III-33) thì sẽ có:

$$S = a_0 \cdot p \cdot h \quad (\text{III-34})$$

3.1.2.- Trường hợp bài toán không gian

Phương pháp tính lún, khi áp dụng trong điều kiện bài toán một chiều, do không xét đến biến dạng nở hông của đất nên thường cho kết quả bé hơn thực tế, nhất là khi đất nền thuộc các loại đất sét yếu hoặc các đất sét dẻo, có khả năng nở hông rất nhiều trong khi lún. Thật vậy, khi mặt nền chịu tác dụng của tải trọng công trình, một điểm bất kỳ trong nền sẽ chịu ba thành phần ứng suất phụ thêm pháp tuyến $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ có tác dụng gây ra biến dạng theo ba hướng đó là biến dạng thẳng đứng và biến dạng nở hông. Vì vậy đối với các công trình xây dựng trên các loại đất này, trong nhiều trường hợp, cần tính lún có xét đến biến dạng nở hông của đất.



Hình III-8: Sơ đồ khối đất phân tố khi biến dạng

Để tính lún có xét đến biến dạng nở hông của đất nền, thường xuất phát từ các biểu thức sau đây của lý thuyết đàn hồi, trong đó môđun đàn hồi E được thay bằng môđun tổng biến dạng của đất E_0 .

$$\left. \begin{aligned} \lambda_z &= \frac{1}{E_0} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (a) \\ \lambda_y &= \frac{1}{E_0} [\sigma_y - \mu(\sigma_z + \sigma_x)] \quad (b) \\ \lambda_x &= \frac{1}{E_0} [\sigma_x - \mu(\sigma_z + \sigma_y)] \quad (c) \end{aligned} \right\} \quad (III-35)$$

Xét biến dạng thể tích tương đối $\frac{\Delta V}{V}$ của một khối đất phân tố có các cạnh bằng dx, dy, dz (hình III-8):

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{dx(1+\lambda_x).dy(1+\lambda_y).dz(1+\lambda_z) - dx.dy.dz}{dx.dy.dz} \quad (III-36)$$

Giải ra và bỏ qua các đại lượng vô cùng bé bậc cao sẽ có:

$$\frac{\Delta V}{V} = \lambda_x + \lambda_y + \lambda_z \quad (III-37)$$

Mặt khác khi xem biến dạng mẫu đất chỉ do sự giảm thể tích lỗ rỗng gây ra ta có:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad (III-38)$$

Cần chú ý rằng giá trị e_2 ở đây cần phải được xác định trong điều kiện nén lún có nở hông của đất.

Thay phương trình (III-35) vào (III-37) và giải chung với (III-38) sẽ được:

$$E_0 = \frac{1+e_1}{e_1-e_2} (1-2\mu)(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (III-39)$$

Thay E_0 vào (III-35a) sẽ được công thức tính biến dạng tương đối của đất theo trục z trong điều kiện bài toán ba chiều (không gian):

$$\lambda_z = \frac{1}{1-2\mu} \left[\frac{\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)}{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z} \right] \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \quad (III-40)$$

Vì vậy độ lún của một lớp đất có chiều dày h trong điều kiện bài toán ba chiều là :

$$S = \lambda_z \cdot h = \frac{1}{1-2\mu} \left[\frac{\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)}{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z} \right] \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot h \quad (III-41)$$

3.1.3 - Trường hợp bài toán phẳng

Đối với trường hợp này, vì $\lambda_y = 0$, nên từ công thức (III-35b) có thể rút ra: $\sigma_y = \mu (\sigma_x + \sigma_z)$ thay σ_y vào công thức (III-41) sẽ được công thức tính độ lún của một lớp đất có chiều dày h trong điều kiện bài toán hai chiều (bài toán phẳng):

$$S = \frac{1}{1-2\mu} \left[\frac{\sigma_z - \mu(\sigma_z + \sigma_x)}{\sigma_z + \sigma_x} \right] \cdot \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot h \quad (\text{III-42})$$

Để tính lún theo các công thức (III-41) và (III-42) thì, như trên đã nói, cần có giá trị e_2 được xác định trong điều kiện nén có nở hông. Nhưng vì thí nghiệm khá phức tạp, nên thông thường vẫn áp dụng kết quả của thí nghiệm nén không nở hông để xác định e_2 nhưng lúc này cần chú ý rằng: Nếu chú ý đến điều kiện nén không nở hông thì :

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z \quad (\text{III-43})$$

Nếu gọi Θ là tổng ứng suất thì :

$$\Theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_z + 2 \cdot \frac{\mu}{1-\mu} \cdot \sigma_z = \frac{1+\mu}{1-\mu} \sigma_z \quad (\text{III-44})$$

Tương tự đối với bài toán phẳng:

$$\Theta' = \sigma_x + \sigma_z = \frac{1}{1-\mu} \sigma_z \quad (\text{III-45})$$

Vì vậy, khi dùng đường cong nén lún $e - p$ để xác định e_2 dùng trong tính lún có xét đến nở hông thì trên đường cong này phải lấy giá trị của hệ số rỗng e_2 ứng với áp lực p bằng :

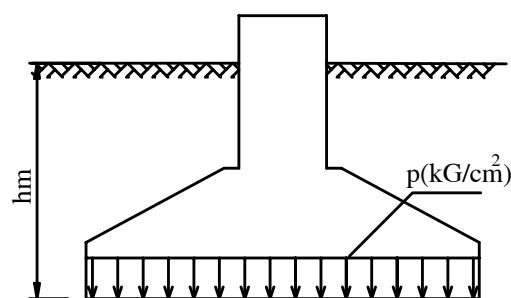
$$\text{Đối với bài toán không gian : } p = \frac{1-\mu}{1+\mu} \cdot \Theta$$

$$\text{Đối với bài toán phẳng : } p = (1-\mu) \cdot \Theta'$$

3.2. Tính toán độ lún cuối cùng của nền đất dưới móng công trình.

3.2.1. Khái niệm về áp lực gây lún:

Áp lực gây lún là áp lực phụ thêm do tải trọng của công trình truyền qua móng xuống đất nền gây ra lún. Trong thực tế, khi xây dựng các công trình thì bao giờ cũng đặt móng của công trình thấp hơn mặt đất, hay nói rõ hơn là đặt móng ở một chiều sâu nhất



Hình III-9

định nào đó trong đất (hình III-9). Vì thế không phải toàn bộ tải trọng do công trình tác dụng trên đáy móng p gây ra lún, mà phần tải trọng gây ra lún được xác định theo công thức sau:

$$\sigma_{gl} = p - \gamma \cdot h_m \quad (\text{III-46})$$

Trong đó: σ_{gl} : gọi là áp lực gây lún;

γ : dung trọng của đất từ đáy móng trở lên;

h_m : độ sâu đặt móng.

Sở dĩ áp lực gây lún được xác định theo công thức (III-46) là vì: Khi xây móng do việc đào hố móng, đất nền được giảm tải một phần. Do đó, khi bắt đầu xây móng cho đến khi trọng lượng của phần móng bằng trọng lượng của phần đất đào đi, thì trạng thái ứng suất của nền đất từ đáy móng trở xuống hoàn toàn không thay đổi và do đó nền đất sẽ không bị lún. Nền đất chỉ bị lún khi trọng lượng của móng và công trình lớn hơn trọng lượng khối đất đã bị đào đi, vì thế gọi là: *áp lực gây lún*.

3.2.2. Tính toán độ lún cuối cùng theo phương pháp cộng lún từng lớp:

Nếu lớp đất chịu nén có chiều dày lớn, thì biểu đồ phân bố ứng suất nén σ_z do tải trọng của công trình gây ra, có dạng giảm dần theo chiều sâu một cách rõ rệt và việc sử dụng trực tiếp các công thức của bài toán một chiều sẽ dẫn đến những sai số lớn. Để xác định độ lún trong trường hợp này, có thể áp dụng phương pháp cộng lún từng lớp để tính. Nội dung cơ bản của phương pháp này là đem chia nền đất thành những lớp nhỏ phân tố có chung một tính chất bởi những mặt phẳng nằm ngang, sao cho biểu đồ phân bố ứng suất nén do tải trọng của công trình gây nên trong phạm vi mỗi lớp nhỏ thay đổi không đáng kể và độ lún toàn bộ của nền đất sẽ bằng tổng cộng độ lún của từng lớp nhỏ đã được chia, tức là :

$$S = \sum_{i=1}^n S_i \quad (\text{III-47})$$

Trong đó : S - độ lún toàn bộ của nền đất;

S_i - độ lún của lớp phân tố thứ i .

Trong trường hợp bài toán không gian, trị số S_i được tính toán theo công thức sau:

$$S_i = \lambda_{zi} \cdot h_i = \frac{1}{1 - 2\mu_i} \left[\frac{\bar{\sigma}_{zi} - \mu_i (\bar{\sigma}_{xi} + \bar{\sigma}_{yi})}{\bar{\sigma}_{zi} + \bar{\sigma}_{xi} + \bar{\sigma}_{yi}} \right] \frac{e_{li} + e_{2i}}{1 + e_{li}} \cdot h_i \quad (\text{III-48})$$

Trong trường hợp bài toán phẳng trị số S_i được tính theo công thức sau:

$$S_i = \frac{1}{1 - 2\mu_i} \cdot \left[\frac{\bar{\sigma}_{zi} - \mu_i (\bar{\sigma}_{zi} + \bar{\sigma}_{xi})}{\bar{\sigma}_{zi} + \bar{\sigma}_{xi}} \right] \cdot \frac{e_{li} - e_{2i}}{1 + e_{li}} \cdot h_i \quad (\text{III-49})$$

Trong đó: $\bar{\sigma}_{xi}, \bar{\sigma}_{yi}, \bar{\sigma}_{zi}$ - Thành phần ứng suất pháp trung bình của lớp đất phân tố thứ i , theo chiều x, y, z ;

μ_i - Hệ số nở hông của lớp đất phân tố thứ i ;

h_i - Chiều dày của lớp đất phân tố thứ i .

Trong trường hợp bài toán một chiều (Hình III-10), do không xét đến hiện tượng nở hông của đất, nên trị số S_i được tính toán theo biểu thức đơn giản sau đây:

$$S_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} \cdot h_i \quad (\text{III-50})$$

Hoặc biểu thức (III-50) còn có thể viết dưới dạng sau:

$$S_i = \frac{\beta_i}{E_{oi}} \cdot p_i \cdot h_i \quad (\text{III-51})$$

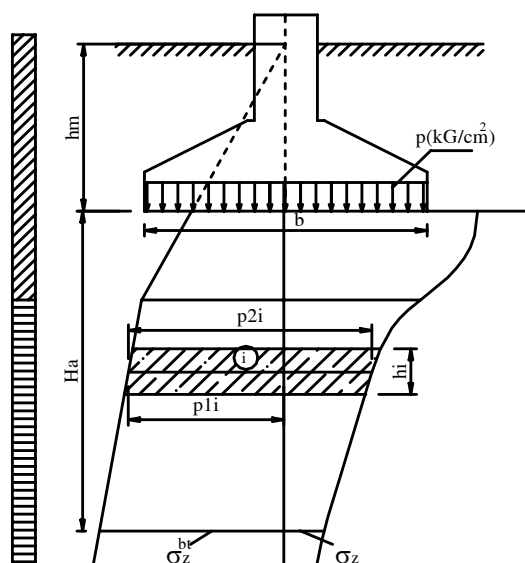
$$S_i = a_{oi} \cdot p_i \cdot h_i \quad (\text{III-52})$$

Trong đó: $p_i = \frac{\sigma_{zi-1} + \sigma_{zi}}{2}$

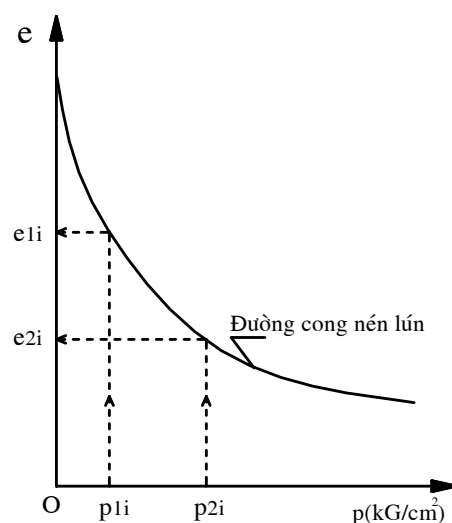
σ_{zi-1} và σ_{zi} - Ứng suất nén ở mặt trên và mặt dưới lớp đất thứ i (hình III-10) của ký hiệu khác như các phần trên đã trình bày.

- Khi tính toán độ lún theo các công thức (III-48), (III-49) và (III-50) các trị số $\bar{\sigma}_{zi}$, $\bar{\sigma}_{xi}$, $\bar{\sigma}_{yi}$ được xác định theo như chương II đã trình bày, còn các trị số μ_i ; e_{1i} ; e_{2i} thì được xác định bằng thí nghiệm.

Dựa vào kết quả thí nghiệm nền đất, có thể xác định được các trị số e_{1i} và e_{2i} (hình III-11). Trị số e_{1i} ứng với trị số áp lực ban đầu p_{1i} được lấy bằng áp lực trung bình của mỗi lớp đất do trọng lượng bản thân của đất, ứng với trạng thái đất nền khi chưa có công trình, còn e_{2i} ứng với trị số áp lực p_{2i} , được lấy bằng tổng áp lực trung bình của mỗi lớp đất do trọng lượng bản thân của đất và do tải trọng ngoài gây ra, ứng với trạng thái đất nền sau khi đã xây dựng công trình.



Hình III-10: Sơ đồ tính toán lún theo phương pháp cộng lún từng lớp



Hình III-11: Biểu đồ thí nghiệm nén lún của đất.

Trị số áp lực p_{li} được xác định theo công thức

$$p_{li} = \overline{\sigma}_{zi}^{bt} \quad (III-53)$$

Trong đó
$$\overline{\sigma}_{zi}^{bt} = \frac{\sigma_{zi-1}^{bt} + \sigma_{zi}^{bt}}{2} \quad (III-54)$$

$$\sigma_{zi}^{bt} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (III-55)$$

σ_{zi-1}^{bt} và σ_{zi}^{bt} - ứng suất ở mặt trên và mặt dưới lớp đất phân tố thứ i, do trọng lượng bản thân của các lớp đất phía trên gây ra;

γ_i - Trọng lượng thể tích (dung trọng) của lớp đất thứ i;

Khi đất không bão hoà nước thì γ_i là trọng lượng thể tích ứng với độ ẩm tự nhiên. Nhưng nếu đất nằm dưới mực nước ngầm thì biểu thức (III-55) tính γ_i ứng với trọng lượng thể tích của đất đầy nổi ký hiệu là γ_{dn} . Trị số này được tính theo công thức:

$$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta_i - \Delta_{0i}) \gamma_0}{1 + e_i} \quad (III-56)$$

Trong đó: Δ_i và Δ_0 và γ_0 - Tỷ trọng của đất, của nước và dung trọng của nước.

e_i - Hệ số rỗng của đất tại lớp phân tố thứ i.

Xác định trị số e_{2i} thường phức tạp hơn so với e_{1i} vì e_{2i} phụ thuộc vào điều kiện làm việc của đất nền (có nở hông hay không nở hông).

Nếu đất nền có hiện tượng nở hông (ứng với bài toán phẳng và bài toán không gian) thì trị số e_{2i} được xác định như ở mục (3.1.2) và (3.1.3) đã giới thiệu.

Đối với bài toán một chiều (ứng với đất nền không nở hông) trị số p_{2i} được xác định theo công thức sau:

$$p_{2i} = p_i + p_{li} \quad (III-57)$$

Sau khi đã tính toán được các trị số p_{1i} và p_{2i} ứng với từng trường hợp cụ thể thì có thể dễ dàng xác định được các hệ số e_{1i} và e_{2i} trên biểu đồ thí nghiệm nén lún.

Đối với các nước Tây Âu - Bắc Mỹ, khi tính độ lún họ rất ít dùng các biểu thức (III-50), (III-51), (III-52), thay vào đó họ sử dụng công thức sau:

$$S_i = \left[C_1 \log \frac{p}{p_c} + C_2 \log \frac{p_c}{p_0} \right] \frac{h_i}{1 + e_0} \quad (III-58)$$

Nếu $p > p_c \geq p_0$: thì $C_1 = C_c$ và $C_2 = C_r$

Nếu $p_c > p > p_0$: thì $C_1 = C_2 = C_r$

Nếu $p > p_0 = p_c$: thì $C_1 = C_2 = C_c$

Lý do họ thường dùng công thức (III-58) là vì, họ cho rằng đường cong nén ở hình (III-1c) và đường cong (1) ở hình (III-2) là không đúng thực tế, cần được hiệu chỉnh lại.

Khi áp dụng phương pháp cộng lún từng lớp để tính độ lún ổn định cuối cùng của toàn bộ nền đất thì cần phải biết các yếu tố liên quan như áp lực gây lún, chiều dày lớp đất cần chia và chiều sâu vùng ảnh hưởng (chịu nén).

- Áp lực gây lún được tính theo công thức (III-46) đã giới thiệu.

- Khi chia nền đất thành những lớp đất nhỏ phân tố, thì cần chú ý đến tính chất không đồng nhất của chúng. Theo lý thuyết thì cần chia sao cho trong phạm vi mỗi lớp đất phân tố, ứng suất σ_z xem như thay đổi không đáng kể. Trong thực tế, chiều dày lớp đất phân tố thường lấy nhỏ hơn hoặc bằng 4/10 chiều rộng đế móng ($h_i \leq 0,4b$). Khi chia lớp cần chú ý rằng, vì biểu đồ phân bố ứng suất ở các chiều sâu gần đáy móng có dạng thay đổi nhiều nên các lớp phân tố ở đây lấy mỏng hơn, còn ở dưới có thể lấy dày hơn.

Một trong những yếu tố quan trọng có ảnh hưởng trực tiếp đến kết quả tính toán độ lún là việc xác định chiều sâu vùng chịu nén H_a . Nếu trong nền đất dưới đế móng ở một độ sâu trong vùng chịu nén có một tầng cứng (đá) thì trị số H_a lấy bằng toàn bộ chiều dày lớp đất, kể từ đáy móng đến tầng cứng ấy. Còn các trường hợp khác, chiều sâu vùng hoạt động chịu nén được chọn theo điều kiện sau:

$$\sigma_z \leq 0,2\sigma_z^{bt} \quad (III-59)$$

Trong đó σ_z - ứng suất phụ thêm ở độ sâu H_a kể từ đáy móng.

Ví dụ III-1: Xác định độ lún ổn định trong trường hợp không xét đến biến dạng nở hông của móng hình vuông có kích thước $a = b = 400$ cm. Móng đặt ở độ sâu $h = 200$ cm. Áp lực trung bình dưới đế móng $\sigma_0 = 2,36$ kG/cm². Móng được đặt trên lớp á sét dày 320 cm và lớp sét dày hơn 120 cm. Đặc tính cơ lý của đất như sau:

- Đối với á sét: $\gamma = 1,8$ t/m³; $a_{01} = 0,02$ cm²/kG và $\mu_{01} = 0,25$

- Đối với lớp sét; $\gamma = 2,0$ t/m³, $a_{02} = 0,01$ cm²/kG và $\mu_{02} = 0,30$

- Trình tự tính toán như sau:

1/ Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân của đất. Áp dụng công thức (III-55) sẽ có:

- Ở độ sâu đế móng $z = 0$:

$$\sigma_{z=0}^{bt} = 0,0018 \times 200 = 0,36 \text{ kG / m}^2$$

- Ở độ sâu đế móng $z = 320$ cm (kể từ đế móng):

$$\sigma_{z=320}^{bt} = 0,018 \times 200 + 0,018 \times 320 = 0,936 \text{ kG / cm}^2$$

- Ở độ sâu đế móng $z = 640$ cm (kể từ đế móng):

$$\sigma_{z=640}^{bt} = 0,936 + 0,002 \times 320 = 1,576 \text{ kG/cm}^2$$

2/ Xác định áp lực gây lún theo công thức (III-46):

$$\sigma_{gl} = 2,36 - 0,018 \cdot 200 = 2,0 \text{ kG/cm}^2$$

3/ Chia chiều sâu vùng chịu nén ở dưới đáy móng thành các lớp đất nhỏ có chiều dày h_i . Dựa vào quy phạm trị số h_i sẽ lấy bằng $0,2b$ hoặc $0,4b$ ở đây chọn $h_i = 0,2b = 0,2 \cdot 400 = 80$ cm.

4/ Xác định trị số ứng suất nén phụ thêm σ_{zi} ở các độ sâu khác nhau (kể từ đáy móng). Khi diện chịu tải là hình vuông hoặc hình chữ nhật, trị số σ_{zi} được tính toán theo công thức: $\sigma_{zi} = K_0 \cdot \sigma_{gl}$.

Hệ số K_0 phụ thuộc vào các tỷ số $\frac{a}{b}$ và $\frac{z_i}{b}$, tra theo bảng (II-2). Kết quả tính toán trị số σ_{zi} ở các độ sâu khác nhau được giới thiệu trong bảng (III-2)

Bảng (III-2) Trị số σ_{zi} ở các độ sâu khác nhau ứng với ví dụ (III-1).

Lớp đất	z_i (cm)	$\frac{z_i}{b}$	$\frac{a}{b}$	K_0	σ_{zi} (kG/cm ²)	σ_{zi}^{bt} (kG/cm ²)	E_{oi} (kG/cm ²)	S_i (cm)
Á sét	0	0	1,00	1,000	2,00	0,36	41,50	9,6
	80	0,2	1,00	0,960	1,92			
	160	0,4	1,00	0,800	1,60			
	240	0,6	1,00	0,606	1,212			
	320	0,8	1,00	0,449	0,898	0,936		
Sét	400	1,0	1,00	0,396	0,672		74	1,9
	480	1,2	1,00	0,257	0,514			
	560	1,4	1,00	0,201	0,402			
	640	1,6	1,00	0,160	0,320	1,576		

5/ Xác định chiều sâu vùng chịu nén, dựa vào điều kiện (III-59) tại độ sâu $z = 640$ cm thấy điều kiện này thoả mãn.

$$0,320 \leq 0,2 \cdot 1,576 = 0,315 \text{ kG/cm}^2$$

6/ Xác định trị số mô đun biến dạng E_{oi} của lớp đất nằm trong vùng chịu nén, theo biểu thức (III-28), (III-33), (III-34) trong đó trị số β lấy như sau: đối với lớp á sét $\beta = 0,83$ còn với sét $\beta = 0,74$.

- Đối với lớp á sét:

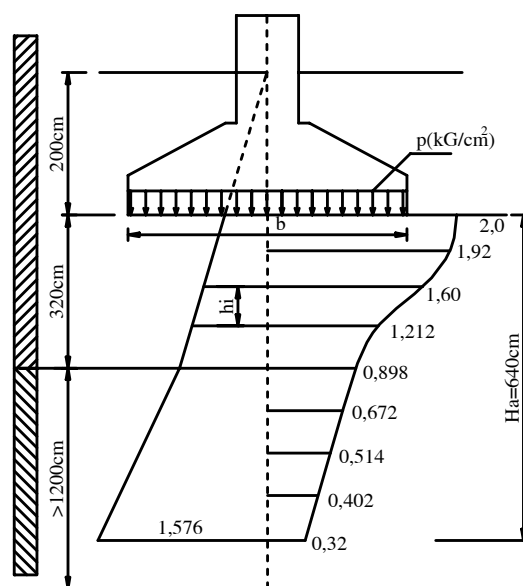
$$E_{01} = \frac{\beta_1}{a_{01}} = \frac{0,83}{0,02} = 41,50 \text{ kG/cm}^2$$

Đối với lớp sét:

$$E_{02} = \frac{\beta_2}{a_{02}} = \frac{0,74}{0,01} = 74 \text{ kG/cm}^2$$

7/ Tính độ lún ổn định theo công thức (III-51)

Độ lún toàn bộ của nền đất bao gồm độ lún lớp á sét và lớp sét nằm trong vùng chịu nén.



Hình III-12: Sơ đồ tính toán độ lún

Độ lún trong phạm vi lớp á sét:

$$S_1 = \frac{0,83}{41,5} \cdot 80 \left[\frac{2,0}{2} + 1,92 + 1,60 + 1,212 + \frac{0,898}{2} \right] = 9,6 \text{ cm}$$

Độ lún trong phạm vi lớp sét:

$$S_2 = \frac{0,74}{74} \cdot 80 \left[\frac{0,898}{2} + 0,672 + 0,514 + 0,402 + \frac{0,32}{2} \right] = 1,9 \text{ cm}$$

Độ lún của toàn bộ nền đất:

$$S = S_1 + S_2 = 9,6 + 1,9 = 11,5 \text{ cm.}$$

3.2.3 Tính toán độ lún cuối cùng bằng cách sử dụng các kết quả của lý thuyết đàn hồi

Như đã trình bày ở trên, mặc dù đất nền không phải là vật thể đàn hồi, ngoài biến dạng đàn hồi, còn có cả biến dạng dư, nhưng lý thuyết đàn hồi vẫn còn có hiệu quả đối với môi trường đất khi tải trọng của công trình tác dụng lên đất nền không lớn lắm. Do đó, khi tính toán độ lún cuối cùng, có thể trực tiếp sử dụng những thành quả đã đạt được trong lý thuyết đàn hồi. Tuy nhiên, để xét đến đặc tính của đất, thì trong tất cả các biểu thức có chứa trị số E (môđun đàn hồi) sẽ được thay bằng trị số môđun biến dạng của đất E_0 .

Như trong chương II đã trình bày, khi nền đất có chiều dày vô hạn, độ lún (chuyển vị thẳng đứng) của những điểm trên mặt đất ($z=0$) nằm cách điểm đặt lực tập trung P một đoạn R , được xác định theo biểu thức của J.Bussinesq:

$$W(x,y,0) = s(x,y,0) = \frac{P(1-\mu_0^2)}{\pi \cdot E_0 \cdot R} \quad (\text{III-60})$$

Công thức (III-60) là cơ sở để lập các công thức tính toán độ lún ổn định cuối cùng của nền đất cho các dạng của tải trọng bất kỳ.

Trong đó: $S(x,y,0)$ - độ lún của một điểm bất kỳ trên mặt đất có tọa độ x,y .

μ_0, E_0 - Hệ số nở hông, mô đun biến dạng của đất.

3.2.3.1 Tính toán độ lún ổn định của nền đất đồng nhất có chiều dày vô hạn.

Trong trường hợp tải trọng phân bố có cường độ là $p(\xi, \eta)$ trên diện tích F (hình III-13) thì trị số độ lún tại một điểm bất kỳ nằm trên mặt đất, dựa vào biểu thức (III-60) được xác định như sau:

$$S_{(x,y,0)} = \frac{(1-\mu_0^2)}{\pi E_0} \iint_F \frac{p(\xi, \eta) \cdot d\xi \cdot d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} \quad (\text{III-61})$$

Dựa vào công thức (III-61), ứng với mỗi loại diện chịu tải cụ thể (hình chữ nhật, hình tròn, v.v..), có thể tìm được các công thức tính toán độ lún như sau :

Đối với diện chịu tải hình chữ nhật chịu tải trọng thẳng đứng và phân bố đều: độ lún tại tâm hình chữ nhật $M(0,0,0)$ sẽ là :

$$S_M^0 = \frac{p(1-\mu_0^2)}{\pi E_0} \int_{-\frac{a}{2}}^{+\frac{a}{2}} \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{\xi^2 + \eta^2}} = \frac{2p(1-\mu_0^2)}{\pi E_0} \left[a \ln \frac{\sqrt{a^2 + b^2} + b}{\sqrt{a^2 + b^2} - b} + b \ln \frac{\sqrt{a^2 + b^2} + a}{\sqrt{a^2 + b^2} - a} \right] \quad (\text{III-62})$$

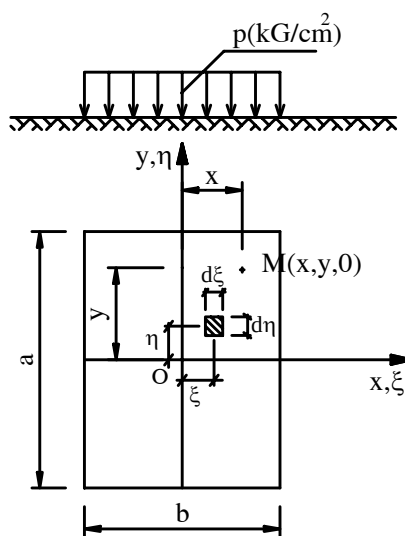
Độ lún trung bình của hình chữ nhật sẽ là:

$$S_m = \frac{2p(1-\mu_0^2)}{\pi E_0} \left[a \ln \frac{\sqrt{a_1^2 + b_1^2} + b_1}{\sqrt{a_1^2 + b_1^2} - b_1} + b \ln \frac{\sqrt{a_1^2 + b_1^2} + a_1}{\sqrt{a_1^2 + b_1^2} - a_1} - \frac{2}{3} \cdot \frac{(a_1^2 + b_1^2)^{\frac{3}{2}} - (a_1^3 + b_1^3)}{b_1 \cdot a_1} \right] \quad (\text{III - 63})$$

Trong đó : a và b - cạnh dài và cạnh ngắn của diện chịu tải, a_1 và b_1 - nửa cạnh dài và cạnh ngắn của diện chịu tải.

Phân tích các công thức đã tìm được ở trên, đồng thời kết hợp với những nhận xét trong thực tế qua những thí nghiệm bần nén có kích thước, hình dáng và độ cứng khác nhau ở trong mô hình cũng như ở hiện trường, người ta đưa ra công thức xác định trị số độ lún ổn định đối với diện chịu tải hình chữ nhật như sau:

$$S = \frac{p(1-\mu_0^2) \cdot b \cdot \omega}{E_0} \quad (\text{III - 64})$$



Hình III-13: Sơ đồ tính toán độ lún khi tải trọng phân bố

ω - Hệ số đặc trưng cho độ cứng và hình dạng của móng tra bảng (III-3)

Hệ số ω_0 ứng với độ lún lớn nhất tại tâm đối với móng mềm, hệ số ω_c ứng với độ lún ở điểm góc, hệ số ω_m ứng với độ lún trung bình của móng và hệ số ω_{const} ứng với độ lún của móng tuyệt đối cứng.

Bảng (III - 3): Trị số của hệ số ω

Hình dạng móng	ω_c	ω_0	ω_m	ω_{const}
Tròn	0,64	1,00	0,85	0,75
Vuông $\alpha = a/b = 1$	$1/2 \omega_0$	1,12	0,95	0,88
Chữ nhật : $\alpha = a/b$				
1,5		1,36	1,15	1,88
2,0		1,53	1,30	1,22
3,0		1,78	1,53	1,44
4,0		1,96	1,70	1,61
5,0		2,10	1,83	1,52
6,0	$1/2 \omega_c$	2,23	1,96	—
7,0		2,33	2,04	—
8,0		2,42	0,12	—
9,0		2,49	2,19	—
10,0		2,53	2,25	2,12
20,0		2,95	2,64	—
30,0		3,23	2,88	—
40,0		3,42	3,07	—
50,0		3,54	3,22	—
100,0		4,00	3,69	—

3.2.3.2. Tính toán độ lún ổn định khi nền đất gồm nhiều lớp.

Trong thực tế nền đất thường gồm nhiều lớp đất có tính chất cơ lý khác nhau, do đó, công thức tính toán độ lún sẽ phức tạp hơn nhiều, để giải quyết vấn đề này, K.E.Egorov đã đề nghị phương pháp tính toán gần đúng bằng cách đổi nền đất gồm nhiều lớp thành nền đất đồng nhất, trong đó mỗi một lớp đất trong nền được coi như kéo dài theo cả hai phía : phía trên đến tận đáy móng còn phía dưới đất vô tận, độ lún của mỗi lớp có thể tính toán theo công thức (III - 64) với hệ số ω được thay bằng hệ số K (theo đề nghị của K.E.Egorov). Độ lún toàn bộ của nền đất chính bằng tổng độ lún của các lớp đất đó.

Nếu xét một lớp thứ i trong nền đất, có mặt trên của lớp ở độ sâu z_{i-1} và đáy ở độ sâu z_i (hình III - 14)

Độ lún của lớp đất có chiều dày z_{i-1} là :

$$S_{z_{i-1}} = \frac{p \cdot b (1 - \mu_0^2)}{E_0} K_{i-1} \quad (\text{III} - 65)$$

Tương tự, độ lún của lớp đất có chiều dày z_i là :

$$S_{z_i} = \frac{p \cdot b (1 - \mu_0^2)}{E_0} K_i \quad (\text{III} - 66)$$

Như vậy độ lún của lớp đất đang xét sẽ là :

$$S_i = S_{z_i} - S_{z_{i-1}} = \frac{p \cdot b (1 - \mu_0^2)}{E_0} (K_i - K_{i-1}) \quad (\text{III} - 67)$$

Và độ lún của toàn bộ nền đất sẽ là :

$$S = p \cdot b \sum_{i=1}^n \frac{1 - \mu_{0i}^2}{E_{0i}} (K_i - K_{i-1}) \quad (\text{III} - 68)$$

Khi trong nền đất có tầng cứng không lún nằm gần mặt đất, để xét đến ảnh hưởng của sự tập trung ứng suất, K.E.Egorov đã đề nghị nhân biểu thức (III - 68) với hệ số hiệu chỉnh M:

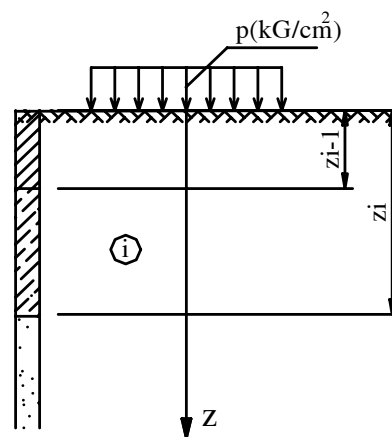
$$S = M \cdot p \cdot b \sum_{i=1}^n \frac{1 - \mu_{0i}^2}{E_{0i}} (K_i - K_{i-1}) \quad (\text{III} - 69)$$

Hệ số K_i phụ thuộc vào tỷ số a/b , z/b , và M có thể tra trong bảng (III - 4).

Khi xác định độ lún toàn bộ bằng cách cộng từng lớp này, giới hạn của vùng chịu nén cũng lấy theo điều kiện (III - 59) như đã trình bày ở phần trên.

Phương pháp tính lún này của K.E.Egorov đã xét đến ảnh hưởng của nhiều yếu tố như biến dạng nở hông, tính không đồng nhất giữa các lớp đất, chiều dày giới hạn của nền cũng như hiện tượng tập trung ứng suất. Theo kết quả quan trắc thực tế một số công trình, có thể sơ bộ nhận xét rằng phương pháp này cho những kết quả tương đối phù hợp với thực tế.

Dựa vào sở các nguyên lý trên, hiện nay tiêu chuẩn xây dựng TCXD - 45 - 78 đã nêu công thức tính độ lún của nền móng riêng theo sơ đồ tính nền dưới dạng lớp đàn hồi biến dạng tuyến tính có chiều dày hữu hạn như sau :



Hình III-14: Sơ đồ tính toán độ lún trong trường hợp nền đất nhiều lớp

$$S = p.b.M \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_{0i}} \quad (\text{III} - 70)$$

Các ký hiệu như trên đã trình bày, hệ số K_i phụ thuộc vào a/b , h/b tra theo bảng (III - 4), còn hệ số $M = f(h/b)$ tra theo bảng (III - 5).

Cũng tương tự, trong quy phạm tính toán nền các công trình thuỷ lợi đã nêu công thức tính độ lún tại điểm góc của móng trong nền đất đồng nhất có dạng như sau :

$$S = \frac{b.p}{E_0} . K_z \quad (\text{III} - 71)$$

Trong đó : K_z hệ số phụ thuộc vào tỷ số: a/b , z/b và μ_0 , các trị số K_z ứng với $\mu_0 = 0,1 - 0,4$ được tra theo bảng (III - 6). Trong quy phạm này cũng đã nêu công thức tính và bảng tính sẵn độ lún trung bình của móng khi trong nền đất xuất hiện tầng đá cứng.

Bảng III - 4: Trị số của hệ số K_i và M

z/b	Hình tròn	Trị số của hệ số K_i khi tỷ số $\alpha = a/b$						Hệ số M
		$\alpha = 1$	$\alpha = 1,5$	$\alpha = 2,0$	$\alpha = 3$	$\alpha = 5$	M. bảng $\alpha = \infty$	
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,5
0,2	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104	
0,4	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208	1,4
0,6	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311	
0,8	0,348	0,381	0,395	0,397	0,397	0,412	0,412	1,3
1,0	0,411	0,446	0,476	0,484	0,484	0,484	0,511	
1,2	0,461	0,499	0,543	0,561	0,666	0,566	0,605	1,2
1,4	0,501	0,524	0,601	0,626	0,640	0,640	0,687	
1,6	0,532	0,577	0,647	0,682	0,706	0,708	0,763	1,1
1,8	0,558	0,606	0,688	0,730	0,764	0,772	0,831	
2,0	0,579	0,630	0,722	0,773	0,816	0,830	0,812	
2,2	0,596	0,651	0,751	0,809	0,861	0,885	0,949	
2,4	0,611	0,668	0,776	0,841	0,902	0,932	1,001	
2,6	0,624	0,683	0,798	0,868	0,939	0,977	0,050	
2,8	0,635	0,697	0,818	0,893	0,971	1,018	1,095	
3,0	0,645	0,709	0,836	0,913	1,000	1,057	1,138	
3,5	0,664	0,732	0,869	0,959	1,062	1,138	1,233	

4,0	0,679	0,751	0,879	0,995	1,111	1,205	1,316	
4,5	0,691	0,766	0,918	1,022	1,151	1,262	1,390	
5,0	0,700	0,777	0,935	1,045	1,183	1,309	1,450	

Bảng III - 5: Hệ số M

Các giới hạn của tỷ số $m' = h/b$ hoặc $m' = h/r$	Hệ số M
$0 < m' \leq 0,5$	1,0
$0,5 < m' \leq 1$	0,95
$1 < m' \leq 2$	0,90
$2 < m' \leq 3$	0,80
$3 < m' \leq 5$	0,75

Ví dụ III - 2: Xác định độ lún ổn định theo phương pháp của K.E.Egorov của móng có kích thước $a \times b = 300 \times 300$ cm, áp lực trung bình dưới đế móng $P = 2,36 \text{ kG/cm}^2$. Móng đặt ở độ sâu $h = 200$ cm. Đất nền dưới đế móng gồm hai lớp: lớp trên là lớp á sét có $\gamma_1 = 1,8 \text{ t/m}^3$ và $E_{01} = 100 \text{ kG/cm}^2$, lớp dưới là lớp sét có $\gamma_2 = 2,0 \text{ t/m}^3$ và $E_{02} = 50 \text{ kG/cm}^2$. Lớp trên có chiều dày 2,4m, lớp dưới dày vô tận. Hệ số nở hông chung $\mu_0 = 0,30$.

Giải: Trình tự tính toán như sau:

1. Xác định áp lực gây lún theo công thức (III - 46):

$$\sigma_{gl} = 2,36 - 0,0018 \times 200 = 2,0 \text{ kG/cm}^2$$

2. Xác định vùng chiều sâu chịu nén, ở độ sâu $Z = 540$ cm (kể từ đáy móng) ta có:

$$\sigma_{Z=540}^{bt} = 1,39 \text{ kG/cm}^2 \quad ; \quad \text{và} \quad \sigma_{Z=540} = 0,26 \text{ kG/cm}^2$$

Như vậy điều kiện $\sigma_Z \leq 0,2 \cdot \sigma_Z^{bt}$ được thoả mãn vì:

$$0,26 < 0,2 \times 1,39 = 0,278 \text{ kG/cm}^2$$

Do đó chiều sâu vùng chịu nén $H_a = 540$ cm.

3. Xác định độ lún ổn định theo biểu thức (III-69):

- a. Xác định các hệ số K_i theo bảng (III-4), với $\frac{a}{b} = \frac{300}{300} = 1$

$$\text{và} \quad \frac{h}{b} = \frac{240}{300} = 0,80, \quad \text{do đó} \quad K_1 = 0,381.$$

$$\text{Với} \quad \frac{a}{b} = 1 \quad \text{và} \quad \frac{H_a}{b} = \frac{540}{300} = 1,8 \Rightarrow K_2 = 0,606$$

- b. Xác định hệ số M. Hệ số M ở đây được lấy bằng 1,0

c. Độ lún ổn định của móng sẽ là :

$$S = 300 \times 2,0(1-0,3^2) \left(\frac{0,381}{100} + \frac{0,606 - 0,381}{50} \right) = 5,0 \text{ cm}$$

Bảng III-6a: Bảng giá trị hệ số K_z trong công thức (III-71)

$\begin{matrix} a/b \\ z/b \end{matrix}$	1,0	1,25	1,5	2,0	3,00	5,00	10,00
$\mu_0 = 0,1$							
0,00	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	0,275	0,258
1,60	0,299	0,311	0,317	0,323	0,326	0,324	0,324
2,00	0,338	0,358	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	0,555	0,619	0,672	0,758	0882	1,040	1,259

Bảng III-6b: Bảng giá trị hệ số K_z trong công thức (III-71)

$\begin{matrix} a/b \\ z/b \end{matrix}$	1,0	1,25	1,50	2,00	3,00	5,00	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	0,077
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	0,98	0,398	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	0,337	0,460	0,477	0,482	0,482
3,60	0,405	0,436	0,458	0,484	0,505	0,515	0,515
4,0	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	0,670	0,613
6,00	0,456	0,498	0,530	0,575	0,624	0,655	0,668
8,00	0,475	0,522	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	0,007	0,219

Bảng III-6c: Bảng giá trị hệ số K_z trong công thức (III-71) , $\mu_0 = 0,3$

$\begin{matrix} a/b \\ z/b \end{matrix}$	1,0	1,25	1,50	2,00	3,00	5,00	10,0
0,4	0,064	0,064	0,064	0,063	0,062	0,061	0,061
0,8	0,138	0,137	0,138	0,135	0,133	0,131	0,133
1,2	0,203	0,206	0,206	0,205	0,201	0,201	0,199
1,6	0,255	0,258	0,265	0,266	0,2640	0,260	0,258
2,0	0,293	0,305	0,312	0,317	0,317	0,316	0,311
2,4	0,322	0,340	0,350	0,359	0,362	0,360	0,357
2,8	0,345	0,367	0,381	0,394	0,402	0,401	0,398
3,2	0,364	0,389	0,405	0,424	0,436	0,439	0,434
3,6	0,379	0,407	0,426	0,448	0,464	0,472	0,466
4,0	0,391	0,421	0,443	0,470	0,491	0,500	0,495
5,0	0,414	0,450	0,475	0,512	0,543	0,559	0,560
6,0	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	0,159

Bảng III-6d giá trị số K_z trong công thức (III-71)

$a/b \backslash z/b$	1,00	1,25	1,50	2,00	3,00	5,00	10,00
$\mu_0 = 0,4$							
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,4	0,046	0,045	0,044	0,043	0,041	0,040	0,041
0,8	0,111	0,108	0,106	0,104	0,101	0,199	0,099
1,2	0,172	0,169	0,170	0,166	0,162	0,158	0,155
1,6	0,220	0,224	0,225	0,223	0,218	0,213	0,209
2,4	0,287	0,299	0,306	0,312	0,312	0,305	0,300
2,8	0,310	0,326	0,336	0,346	0,349	0,343	0,340
3,2	0,324	0,350	0,332	0,374	0,380	0,376	0,368
3,6	0,340	0,371	0,380	0,398	0,410	0,408	0,401
4,0	0,353	0,379	0,392	0,419	0,435	0,458	0,429
5,0	0,376	0,406	0,429	0,458	0,484	0,494	0,489
6,0	0,387	0,425	0,451	0,487	0,522	0,539	0,538
8,0	0,410	0,450	0,480	0,524	0,572	0,610	0,616
10,0	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	0,069

3.2.4. Tính toán độ lún có xét đến ảnh hưởng của các móng xung quanh:

Nếu ở bên cạnh hoặc xung quanh móng đang xét có các móng khác thì khi tính toán độ lún, cần phải xét đến ảnh hưởng của các móng đó gây nên.

Để tính lún có xét đến ảnh hưởng của các móng xung quanh, hiện nay thường dùng phương pháp cộng biểu đồ ứng suất.

Nội dung phương pháp cộng biểu đồ ứng suất: Do ảnh hưởng của các móng xung quanh làm cho ứng suất gây lún trong nền đất dưới móng đang xét tăng lên và do đó, độ lún cũng tăng lên. Sau khi đã vẽ được biểu đồ ứng suất gây lún tổng cộng do các móng xung quanh gây ra thì có thể vận dụng phương pháp cộng lún từng lớp để tính độ lún ổn định của móng đang xét (hình III-15).

Phương pháp tính lún có xét đến ảnh hưởng của các móng xung quanh bằng cách cộng biểu đồ ứng suất có ưu điểm là dùng được trong mọi trường hợp tải trọng khác nhau và diện chịu tải bất kỳ.

Theo quy phạm QPXD 45-70, nếu điều kiện sau đây được thoả mãn thì cần thiết phải tính toán độ lún ảnh hưởng của các móng xung quanh.

$$K_a \cdot L_t \leq L_a \quad (\text{III} - 72)$$

Trong đó : $K_a = \frac{0,60}{b} (E_0 - 100) + 1$

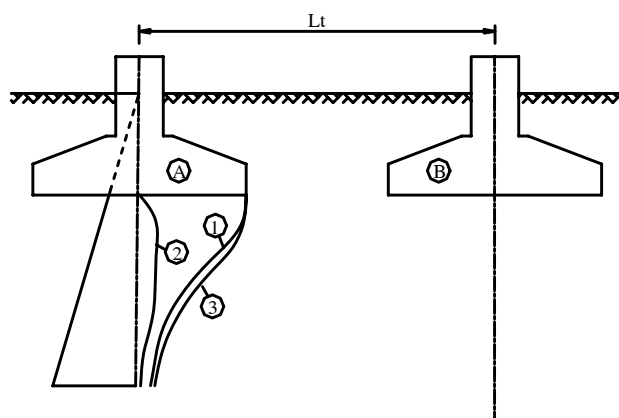
Ở đây : 0,60 - Hệ số có thứ nguyên (cm^3/kg);

b - Chiều rộng đế móng gây ra ảnh hưởng (cm);

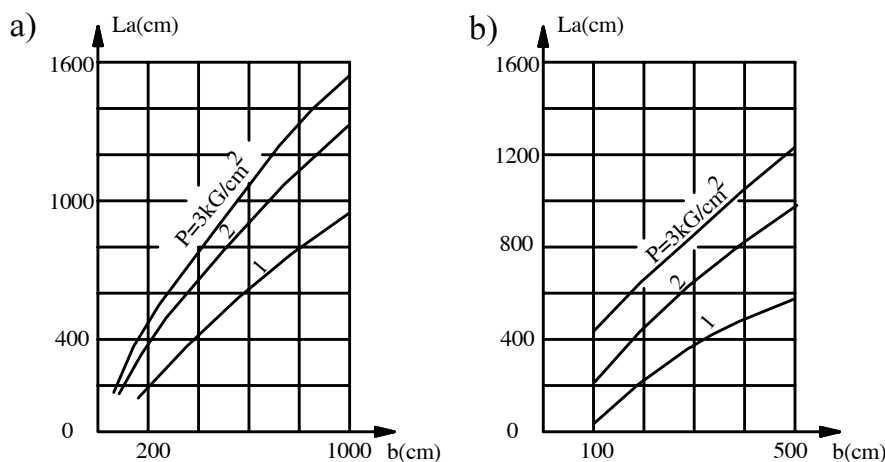
E_0 - Môđun biến dạng trung bình của đất trong phạm vi chiều dày vùng chịu nén (kg/cm^2);

L_t - Khoảng cách thực tế giữa các trục móng (cm);

L_a - Khoảng cách được xác định theo biểu đồ (hình III-16).



Hình III-15: Biểu đồ ứng suất gây lún do ảnh hưởng của các móng xung quanh: 1/ Do móng A, 2/ Do móng B gây ra ở móng A, 3/ Biểu đồ tổng cộng



Hình III-16: Biểu đồ xác định trị số L_a

a. Đối với móng hình vuông b, đối với móng hình chữ nhật khi $a/b \geq 7,5$

Khi $1 < a/b < 5$ thì trị số L_a có thể xác định bằng cách nội suy giữa hai biểu đồ ở hình (III - 16).

Ví dụ III-3: Xác định độ lún của móng băng A có xét đến ảnh hưởng của móng băng B theo phương pháp cộng biểu đồ ứng suất, kích thước và khoảng cách giữa hai móng A và B được chỉ rõ ở hình (III-17).

Đặc điểm và địa chất của đất nền như sau : trên cùng là lớp đất đắp có trọng lượng thể tích $\gamma = 1,7 \text{ T/m}^3$, lớp thứ hai là lớp cát bụi có chiều dày hơn 25m. Tính chất cơ lý của lớp cát bụi như sau: $\Delta = 2,66$, $\gamma = 1,80 \text{ T/m}^3$, $W = 23 \%$, $e_0 = 0,68$, $E_0 = 100 \text{ kG/cm}^2$. ở chiều sâu 4,5 m (kể từ mặt đất) xuất hiện mực nước ngầm. áp lực trung bình dưới đế móng A là $p_A = 1,85 \text{ kG/cm}^2$ và đế móng B là $p_B = 1,95 \text{ kG/cm}^2$.

Trình tự tính toán như sau :

1/ Xác định áp lực gây lún theo công thức (III-46):

- Đối với móng A : $\sigma_{glA} = 1,85 - (0,0017 \times 100 + 0,0018 \times 100) = 1,5 \text{ kG/cm}^2$.

- Đối với móng B : $\sigma_{glB} = 1,95 - (0,0017 \times 100 + 0,0018 \times 100) = 1,6 \text{ kG/cm}^2$.

2/ Xác định chiều dày của mỗi lớp đất phân tố để vẽ biểu đồ ứng suất nén trong phạm vi vùng chịu nén:

$$h_i = 0,4 b = 0,4 \times 280 = 112 \text{ cm}$$

3/ Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất nén do bản thân móng A và biểu đồ ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra. Kết quả tính toán được trình bày ở bảng (III-7)

4/ Kiểm tra điều kiện để tính toán độ lún ảnh hưởng. ứng với $p_B = 1,95 \text{ kG/cm}^2$ và $b = 400 \text{ cm}$, tra biểu đồ (hình III - 16) ta có : $L_a = 810 \text{ cm}$. Từ hình (III-17) ta có : $L_t = 600 \text{ cm}$. Dựa vào các số liệu đã có ta tính được:

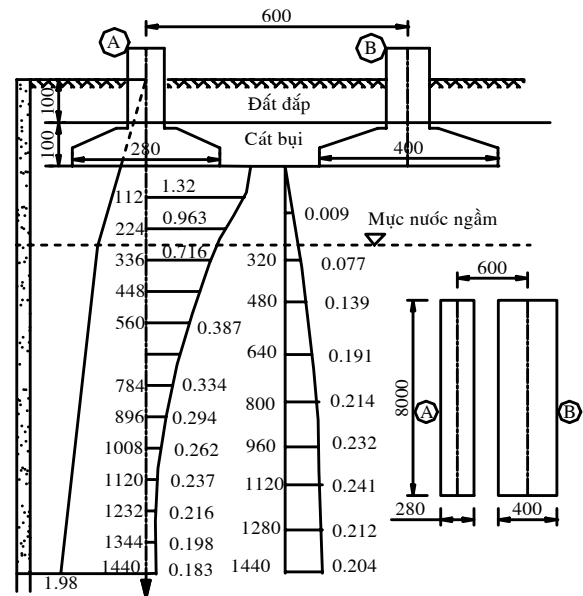
$$K_a = \frac{0,60}{400} (100 - 100) + 1 = 1,0$$

Thay tất cả các trị số đã biết vào điều kiện (III-72) ta thấy thoả mãn :

$$1,00.600 = 600 < 810 \text{ cm}$$

Do đó cần phải tính toán độ lún ảnh hưởng của máy B lên móng A.

5/ Áp dụng phương pháp điểm góc, xác định ứng suất trên trục đi qua trọng tâm của móng A do tải trọng tác dụng trên móng B gây ra. Kết quả tính toán được trình bày trong bảng (III-8).



Hình III-17: Sơ đồ tính toán độ lún ứng với ví dụ III-3

§4. LÝ THUYẾT CỐ KẾT THẨM VÀ TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN THEO THỜI GIAN

Khi thiết kế các công trình, biết độ lún ổn định cuối cùng của nền đất cũng chưa đủ để làm sáng tỏ điều kiện làm việc bình thường của công trình mà còn phải biết quá trình lún của công trình, nghĩa là phải biết độ lún ứng với một thời điểm nào đó trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình. Sở dĩ như vậy là biến dạng lún của đất, nhất là đất loại sét không xảy ra ngay và kết thúc ngay sau khi tải trọng công trình tác dụng mà còn tăng thêm trong một thời gian nhất định, có khi rất dài hàng chục năm hoặc trăm năm mới đạt đến giới hạn ổn định.

Thực tế xây dựng trong những năm qua đã chứng minh rằng, sự an toàn của công trình không những chỉ phụ thuộc vào trị số tuyệt đối về độ lún, mức độ lún không đều của nền đất, mà còn phụ thuộc vào tốc độ lún theo thời gian. Trong nhiều trường hợp mặc dù độ lún cuối cùng giữa các bộ phận của công trình không chênh lệch nhau lớn lắm, nhưng trong quá trình cố kết (nén chặt) của đất, nếu tốc độ lún lớn hơn giới hạn quy định thì có thể làm cho độ lún không đều vượt quá giới hạn cho phép làm cho công trình bị hư hỏng.

Để xác định độ lún của nền đất theo thời gian dưới tác dụng của tải trọng, hiện nay có nhiều phương pháp tính toán khác nhau, xây dựng trên cơ sở những lý thuyết khác nhau về sự cố kết của đất. Tuy nhiên tất cả những lý thuyết nêu ra chỉ gần đúng so với thực tế, bởi vì các giả thiết tính toán cũng như các điều kiện ban đầu và các điều kiện để giải các bài toán cố kết của đất chưa thỏa mãn được đầy đủ các vấn đề phức tạp xảy ra trong môi trường đất.

Như ta đã biết, lún của nền đất là chỉ do đất giảm thể tích lỗ rỗng, nếu đất bão hòa nước, hiện tượng lún của đất chỉ xảy ra khi nước trong các lỗ rỗng phải đồng thời được thoát ra ngoài nền đất và người ta gọi đó là **quá trình cố kết thẩm**. Tùy theo nước thẩm theo mấy phương mà người ta gọi đất cố kết theo một chiều hay hai chiều và ba chiều.

Thực tế thì hầu hết các nền đất cố kết theo hai hoặc ba chiều, nhưng do khó khăn trong việc xác định các điều kiện biên thực tế nên thông thường người ta vẫn dùng lời giải của bài toán cố kết thẩm một chiều. Do vậy, ở đây chỉ giới thiệu chủ yếu phương pháp tính toán độ lún chưa ổn định theo lý thuyết cố kết của Terzaghi-Gerxevanov. Phương pháp này tuy có một số thiếu sót nhất định nhưng tương đối đơn giản dễ dàng và đủ chính xác đối với nền bão hòa nước.

Trong thực tế, khi tính toán độ lún theo thời gian người ta thường dùng một khái niệm gọi là **độ cố kết**. Theo định nghĩa độ cố kết U_t là tỷ số giữa độ lún S_t của nền đất ở thời điểm (gian) t đang xét và độ lún ổn định cuối cùng S ứng với thời gian $t=\infty$, tức là:

$$U_t = \frac{S_t}{S} \quad (\text{III} - 73)$$

Dựa vào công thức trên, có thể tính toán được trị số độ lún S_t ở thời gian t bất kỳ nếu biết được U_t như sau:

$$S_t = U_t \cdot S \quad (\text{III} - 74)$$

Ở đây ta có nhận xét rằng: ở thời điểm $t = 0$ thì có độ cố kết $U_t = 0$ thì $S_t = 0$ và khi $t = \infty$ thì độ cố kết $U_t = 1$ và $S_t = S$

Trong thời gian $0 < t < \infty$ thì $0 < U_t < 1$ và $S_t < S$

4.1. Lý thuyết cố kết thấm của K.Terzaghi và phương trình vi phân cố kết thấm

Khi nghiên cứu vấn đề biến dạng các mẫu đất trong phòng thí nghiệm, cũng như ngoài hiện trường đã đề cập đến vai trò của cố kết như một tính chất cơ học đặc thù của đất, làm cho biến dạng của đất phụ thuộc vào thời gian, chứ không xảy ra tức thời như các vật thể liên tục khác. Ảnh hưởng của quá trình cố kết đối với biến dạng của đất chỉ thể hiện rõ rệt, mạnh mẽ ở các đất dính như đất sét, còn đối với các đất rời thì nó ít có ý nghĩa thực tế.

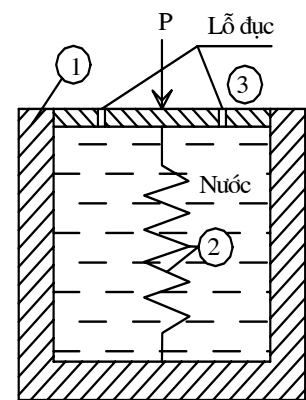
Hiện tượng cố kết của các đất sét no nước đã được K.Terzaghi giải thích dựa trên cơ sở lý thuyết cố kết thấm. Theo lý thuyết này, thì yếu tố quyết định quá trình cố kết là sự thoát nước tự do trong các lỗ rỗng ra ngoài, do đất sét có tính thấm bé, nước lỗ rỗng không thể thoát ra nhanh được, nên biến dạng lún của đất cũng không thể xảy ra tức thời, mà phải có thời gian để hoàn thành.

Để mô tả quá trình nén lún (quá trình cố kết) của đất. K. Terzaghi đã kiến nghị một mô hình cố kết, gồm một bình chứa đầy nước 1 với một lò xo 2, gắn liền với một nắp pistông có đục lỗ (Hình III-18). Khi cho tác dụng trên nắp bình một tải trọng với cường độ p , thì ngay lúc bắt đầu tăng tải, toàn bộ tải trọng ấy đều do nước trong bình tiếp thu, và lò xo chưa bị biến dạng. Tiếp đó, dưới tác dụng của gradien thủy lực tăng lên, nước trong bình bắt đầu thoát ra qua lỗ đục trên nắp, áp lực trong nước giảm dần, phần tải trọng truyền lên lò xo tăng lên dần và lò xo ngày càng bị nén, làm cho nắp bình dần dần lún xuống, quá trình đó cứ tiếp tục mãi cho đến lúc gradien thủy lực giảm xuống bằng không và nước trong bình không thoát ra ngoài nữa. Lúc đó, lò xo bị nén đến mức tối đa và nắp bình ngừng lún. Như vậy, tại thời điểm bất kỳ khi $0 < t < \infty$ ứng suất do tải trọng ngoài gây ra gồm hai phần, ứng suất hữu hiệu p_h (do lò xo tiếp thu) và ứng suất trung tính p_w (do nước tiếp thu), tức là:

$$p = p_h + p_w \quad (\text{III} - 75)$$

Ở đây, nếu coi nước trong bình như là mô hình hóa của nước trong đất, các lò xo coi như là cốt đất và các lỗ của nắp pistông coi như lỗ rỗng trong đất. Thì rõ ràng là hoạt động của mô hình trên đây nói lên tương tự quá trình cố kết của đất sét bão hòa nước trong thực tế của nền công trình.

Theo mô hình này có thể nhận thấy rằng, khi có tải trọng công trình tác dụng, trong nền đất có xảy ra sự phân bố lại ứng suất, sức chống kháng của cốt đất tăng lên dần theo thời gian cùng với sự tăng của ứng suất do cốt đất tiếp thu tải trọng



Hình III-18

ngoài, chính phân tải trọng p_h mới làm cho các hạt đất xích lại gần nhau tức là làm cho nền đất lún xuống, cho nên muốn biết quan hệ giữa độ lún và thời gian, thì cần phải biết quan hệ giữa p_h và thời gian. Tuy vậy cũng có thể tìm quan hệ giữa p_w và thời gian đơn giản và dễ hơn.

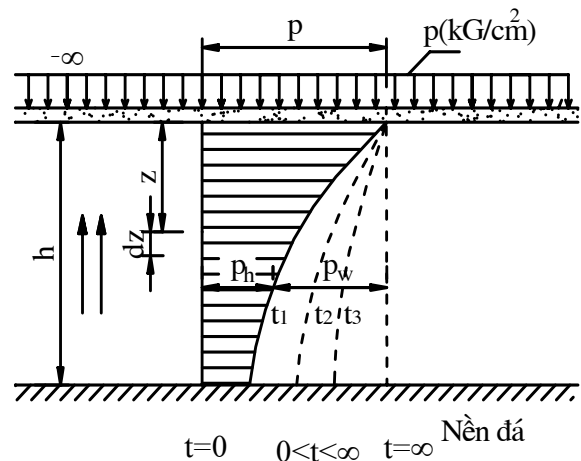
Thực tế đã cho thấy rằng, giữa các kết quả tính toán ra theo lý thuyết cổ kết thấm này và các số liệu thực đo ở hiện trường, đôi khi có những khác biệt lớn. Sở dĩ, như vậy là vì trong lý thuyết này chưa xét đến ảnh hưởng của một số nhân tố quan trọng (như: chưa xét đến sự thay đổi tính nén, trị số gradient thủy lực ban đầu, biến dạng từ biến của hạt đất, biến dạng của các thành phần trong đất và biến dạng tương hỗ giữa chúng với nhau v.v...) trong đó trước hết phải kể đến vai trò quan trọng của từ biến do tính nhớt các khung kết cấu gây ra.

Ngày nay, qua nhiều công trình nghiên cứu của nhiều tác giả trong và ngoài nước đã xác nhận rằng hiện tượng cổ kết của các đất dính no nước không chỉ phụ thuộc vào sự thoát nước tự do trong các lỗ rỗng, mà bao gồm hai quá trình chính: cổ kết thấm và biến dạng từ biến của các hạt đất. Theo phương hướng đó, nhiều tác giả như: V.A.Florin, V.G.Korotkin, N.N.Vcrigin, L.Renchilic, Ganillo, Trần Tổng Cơ, R.E.Gibson v.v... đã tiến hành nghiên cứu và đã kiến nghị những lý thuyết hoặc công thức thực nghiệm, nhằm làm cho các kết quả lý luận phù hợp với thực tế hơn.

Để thành lập phương trình cơ bản của bài toán cổ kết thấm một chiều, làm cơ sở cho việc rút ra các công thức tính lún của nền đất theo thời gian sau này, đều xuất phát từ các giả thiết cơ bản sau đây:

- Đất ở trạng thái hoàn toàn bão hòa nước, trong đất không có khí kín hoặc nếu có thì cũng chỉ chiếm một thể tích khá nhỏ, có thể bỏ qua được.
- Nước trong lỗ rỗng và hạt đất xem như không nén được
- Quá trình thoát nước lỗ rỗng chỉ xảy ra theo chiều thẳng đứng.
- Tốc độ lún của đất chỉ phụ thuộc vào tốc độ thoát nước lỗ rỗng, không phụ thuộc vào các yếu tố khác.
- Tốc độ thấm của nước trong lỗ rỗng rất nhỏ, do đó có thể áp dụng được định luật Darcy trong tính toán quá trình cổ kết của đất.
- Hệ số thấm K và hệ số nén lún a của đất không thay đổi trong quá trình cổ kết.

Khi xét quá trình nén lún của một lớp đất sét bão hòa nước, có chiều dày là h , dưới tác dụng tải trọng phân bố đều kín khắp (tương tự bài toán nén lún một chiều - khi nén mẫu đất sét no nước trong thiết bị không cho cho nở hông, trong thiết bị này tấm đá thấm lót dưới mẫu được thay bằng một tấm kim loại. Do đó, nước chỉ



Hình III-19: Sơ đồ tính toán trong trường hợp bài toán cổ kết thấm một chiều

thoát ra theo chiều đi lên mà thôi) thì tại các thời điểm khác nhau biểu đồ phân bố áp lực hữu hiệu p_h [hoặc áp lực trung tính p_w có dạng đường cong như hình (III - 19)].

Để xác định trị số của các áp lực này, một số tác giả như K.Terzaghi, N.M.Gerxovanov và V.A.Florin đã dựa vào giả thiết cơ bản là: *lượng tăng lưu lượng nước bằng lượng giảm độ rỗng của đất*. Nếu xét lớp đất phân tố có chiều dày dz và diện tích tiết diện ngang bằng một đơn vị, nằm trong khối đất ở độ sâu z , theo giả thiết trên có thể viết:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{\partial n}{\partial t} \quad (\text{III - 76})$$

Trong đó: q và n - là lưu lượng nước và độ rỗng của đất.

Công thức (III - 76) là phương trình cơ bản của lý thuyết cố kết thấm đồng thời cũng là trường hợp đặc biệt của phương trình vi phân liên tục trong bài toán không gian về chuyển động của nước ngầm do viện sĩ N.N.Pavlovski đưa ra (1922).

Theo định luật thấm của Darcy thì lưu lượng nước q thấm qua khối đất phân tố tỷ lệ thuận với tốc độ thấm V và tiết diện F mà dòng thấm đi qua, tức là:

$$q = v \cdot F = K_z \cdot \frac{\partial H}{\partial z} ; \quad (\text{do } F=1 \times 1) \quad (\text{III - 77})$$

Trong đó: K_z : hệ số thấm theo trục z

H : cột nước áp tác dụng ở mặt cắt đang xét, chính bằng chiều cao của cột nước trên mặt cắt ấy.

$$H = \frac{p_w}{\gamma_0} \quad \text{hay} \quad \frac{\partial H}{\partial z} = \frac{1}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial p_w}{\partial z} \quad (\text{III - 78})$$

Trong đó: γ_0 : trọng lượng riêng của nước.

Thay công thức (III - 78) vào (III - 77) sau đó lấy vi phân q theo z sẽ được:

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{K_z}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \quad (\text{III - 79})$$

Mặt khác theo định nghĩa của độ rỗng là:

$$n = \frac{V_r}{V} = \frac{e}{1 + e} \quad (\text{III - 80})$$

Trong quá trình nén đất hệ số rỗng e thay đổi (giảm đi) nhưng vì trị số $(1 + e)$ về tỷ lệ mà xét, thì thay đổi ít hơn so với bản thân e và để đơn giản trong việc lấy đạo hàm cho nên có thể coi mẫu số trong công thức (III - 80) là không đổi và bằng $(1 + e_{tb})$, trong đó e_{tb} là hệ số rỗng trung bình tính theo hệ số rỗng trước và sau khi chịu tải trọng. Từ đó có thể viết phương trình (III - 80) dưới dạng gần đúng như sau:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{1}{1 + e_{tb}} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (\text{III - 81})$$

Từ định luật nén lún của đất (công thức III - 5) có thể viết :

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -a \cdot \frac{\partial p_h}{\partial t} \quad (\text{III - 82})$$

Theo công thức (III - 75) có thể viết:

$$p_h = p - p_w \text{ hay } \frac{\partial p_h}{\partial t} = - \frac{\partial p_w}{\partial t} \quad (\text{III - 83})$$

Thay công thức (III - 83) và (III - 82) vào (III - 81) sẽ được:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{a}{1 + e_{tb}} \cdot \frac{\partial p_w}{\partial t} \quad (\text{III - 84})$$

Thay công thức (III - 84) và (III - 79) vào phương trình cơ bản của lý thuyết thấm (III - 76) ta có:

$$- \frac{K_z}{\gamma_0} \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} = - \frac{a}{1 + e_{tb}} \cdot \frac{\partial p_w}{\partial t} \quad (\text{III - 85})$$

$$\text{hay: } \frac{\partial p_w}{\partial t} = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb})}{\gamma_0 \cdot a} \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \quad (\text{III - 86})$$

Nếu ký hiệu: $C_v = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb})}{\gamma_0 \cdot a}$: Hệ số cố kết thì công thức (III - 86) được viết

gọn dưới dạng sau:

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} \quad (\text{III - 87})$$

Phương trình (III - 87) hoặc phương trình (III - 86) là phương trình vi phân cổ kết thấm đối với đất sét bão hòa nước trong điều kiện bài toán một chiều, phương trình này cho phép xác định áp lực trung tính p_w (hay áp lực hữu hiệu p_h) của những điểm ở độ sâu z bất kỳ, tại thời điểm bất kỳ t , khi nền đất chịu tác dụng tải trọng không đổi.

4.2. Tính toán độ lún của nền đất theo thời gian trong điều kiện bài toán một chiều:

4.2.1. Trường hợp nền đồng nhất:

4.2.1.1. Trường hợp cơ bản:

Xét trường hợp đơn giản nhất, khi lớp đất có chiều dày h nằm trên một tầng cứng không thấm nước và chịu tác dụng của một tải trọng phân bố đều kín khắp trên mặt như hình (III - 19). Lúc này công thức tính toán áp lực trung tính p_w , được rút ra trên cơ sở của phương trình vi phân cổ kết thấm (III - 87). Phương trình này là phương trình vi phân đạo hàm riêng loại Parabolic với các hệ số không đổi, tương tự như phương trình của bài toán truyền nhiệt. Nghiệm của nó có thể tìm được bằng cách tìm các nghiệm riêng, thỏa mãn các điều kiện biên và từ các nghiệm riêng đó tìm ra nghiệm tổng quát bằng những phương pháp toán học.

Trong trường hợp này các điều kiện ban đầu và điều kiện biên được thỏa mãn một cách dễ dàng, nếu dựa vào sự phân tích quá trình cổ kết xảy ra trong lớp đất ấy.

Ở thời gian ban đầu, ngay khi gia tải thì toàn bộ tải trọng đều do nước trong các lỗ rỗng tiếp thu. Do đó, ở mọi điểm trong đất áp lực trung tính p_w có giá trị bằng cường độ P của tải tọng ngoài, ở các thời gian trung gian, ở ngay trên mặt đất là nơi thoát nước ra ngoài, áp lực trung tính của nước lỗ rỗng giảm xuống bằng không ($p_w = 0$), còn ở mặt tiếp xúc với tầng không thấm nước thì $\frac{\partial p_w}{\partial z}$ bằng không. Cuối cùng ở thời điểm $t = \infty$, thì mọi điểm trong nền đất áp lực trung tính của nước lỗ rỗng hoàn toàn tiêu tán và bằng không. Các điều kiện ban đầu và điều kiện biên có thể viết gọn như sau:

$$\left. \begin{array}{ll} \text{Khi } t = 0 \text{ và } 0 \leq z \leq h & \text{thì } p_w = p \\ 0 < t < \infty \text{ và } z = 0 & \text{thì } p_w = 0 \\ 0 < t < \infty \text{ và } z = h & \text{thì } \frac{\partial p_w}{\partial z} = 0 \\ t = \infty \text{ và } 0 \leq z \leq h & \text{thì } p_w = 0 \end{array} \right\} \quad (\text{III} - 88)$$

Nếu áp dụng phương pháp tách biến số để tìm các nghiệm riêng thỏa mãn các điều kiện (III - 88) và vận dụng lý thuyết chuỗi Fourier để từ các nghiệm riêng đó tìm ra nghiệm tổng quát, thì kết quả sau khi giải phương trình (III - 87) là:

$$p_w(z,t) = \frac{4P}{\pi} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i} \cdot e^{-i^2 \cdot N} \cdot \sin\left(\frac{i\pi \cdot z}{2 \cdot h}\right) \quad (\text{III} - 89)$$

$$\text{Trong đó: } N = \frac{\pi^2 \cdot C_v}{4 \cdot h^2} \cdot t \quad - \text{ Nhân tố thời gian}$$

$p_w(z,t)$ - áp lực trung tính trong lỗ rỗng ở độ sâu z tại thời điểm t đang xét;

e - cơ số logarit tự nhiên

i - số nguyên lẻ.

Sau khi đã xác định được trị số áp lực trung tính thì có thể tìm được độ cố kết và độ lún của nền đất theo thời gian.

Thực vậy, độ lún của toàn bộ lớp đất có chiều dày h ở thời gian t sẽ là:

$$S_t = \int_0^h a_o \cdot p_h(z,t) dz \quad (\text{III} - 90)$$

$$\text{hoặc: } S_t = a_o \int_0^h [p - p_w(z,t)] dz \quad (\text{III} - 91)$$

Tương tự như trên, độ lún cuối cùng ứng với thời gian ổn định ($t = \infty$) sẽ là:

$$S_t = a_o \int_0^h p \cdot dz \quad (\text{III} - 92)$$

Từ đó công thức tính độ cố kết có thể xác định như sau:

$$U_t = \frac{S_t}{S_{t=\infty}} = 1 - \frac{\int_0^h p_w(z,t) dz}{\int_0^h p \cdot dz} \quad (\text{III} - 93)$$

Nếu thay $p_w(z,t)$ từ công thức (III-89) vào công thức (III-93) ta được:

$$U_{0,t} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} e^{-i^2 \cdot N} \quad (\text{III} - 94)$$

Vì chuỗi hội tụ nhanh nên chỉ cần lấy một số hạng đầu tiên cũng đủ chính xác, tức là:

$$U_{0,t} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-N} \quad (\text{III} - 94a)$$

Công thức (III - 94) là công thức dùng để xác định độ cố kết U_t trong trường hợp trên mặt đất tác dụng tải tọng phân bố đều kín khắp, mà trong cơ học đất quy ước gọi là trường hợp 0.

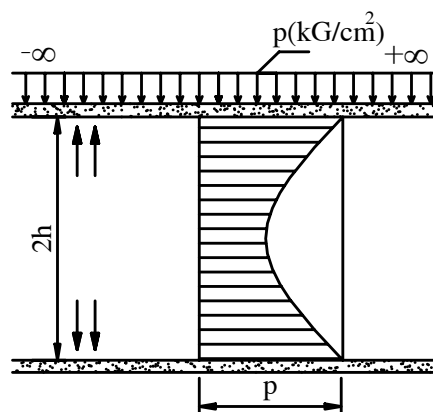
Trị số độ lún trong trường hợp này sẽ là:

$$S_t = a_0 \cdot h \cdot p \cdot \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} \cdot e^{-i^2 \cdot N} \right] \quad (\text{III} - 95)$$

Cũng cần chú ý rằng, bài toán cố kết thấm đang xét (Hình III - 19) hoàn toàn tương đương với bài toán cố kết thấm khi lớp đất có chiều dày $2h$ nằm ở giữa hai lớp thoát nước và chịu tác dụng tải trọng phân bố đều kín khắp trên mặt đất (Hình III - 20).

Trong trường hợp này nước tự do trong các lỗ rỗng sẽ thấm theo cả hai chiều lên trên và xuống dưới.

Để tính toán áp lực nước lỗ rỗng vẫn có thể dùng công thức (III - 89) nhưng với sự chú ý rằng, trị số h ở đây là một nửa chiều dày của lớp đất cố kết chứ không phải là toàn bộ chiều dày lớp đất như trong trường hợp trên.



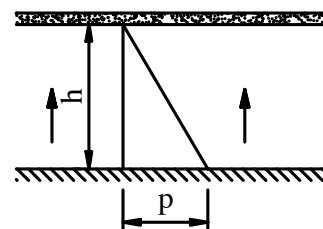
Hình III-20

4.2.1.2. Các trường hợp tải trọng khác:

Ngoài sơ đồ cố kết (trường hợp 0) đã trình bày ở trên, trong thực tế khi tính lún của nền đất theo thời gian còn gặp một số sơ đồ khác nữa, được quy ước là trường hợp I, trường hợp II, trường hợp 0 - I và trường hợp 0 - II.

Nguyên tắc chung để giải bài toán cố kết thấm ứng với các sơ đồ cố kết giới thiệu ở trên, là dựa vào phương trình vi phân cố kết thấm (III - 86) và căn cứ vào các điều kiện biên ứng với mỗi trường hợp trên ta có:

Trường hợp I: ứng với khi đất lún dưới tác dụng của trọng lượng bản thân. Biểu đồ phân bố ứng suất cuối cùng lúc này không có dạng hình chữ nhật- trường hợp 0, mà có dạng hình tam giác đỉnh quay lên trên (Hình III - 21) cũng bằng cách



Hình III-21: Trường hợp I

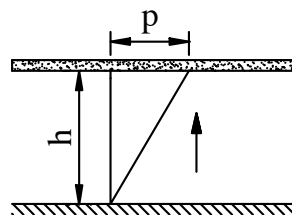
tương tự như trường hợp 0, người ta đã tìm được công thức tính toán trị số áp lực trung tính $p_w(z,t)$ độ cố kết $U_{1,t}$:

$$p_w(z,t) = \frac{8}{\pi^2} \cdot p \cdot \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} \cdot \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right) \cdot \sin\left(\frac{i\pi \cdot z}{2h}\right) \cdot e^{-i^2 N} \quad (\text{III-96})$$

Độ cố kết :

$$U_{1,t} = 1 - \frac{32}{\pi^3} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^3} \cdot \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right) \cdot e^{-i^2 \cdot N} = 1 - \frac{32}{\pi^3} \cdot e^{-N} \quad (\text{III-97})$$

- *Trường hợp II*: Trong thực tế, ứng với trường hợp khi 1 lớp đất lún dưới ảnh hưởng của tải trọng cục bộ tác dụng trên bề mặt, lúc này biểu đồ ứng suất do tải trọng ngoài gây ra có dạng hình tam giác đỉnh quay xuống dưới (Hình III - 22). Tương tự như trên, các trị số cần thiết để tính toán có thể viết dưới dạng sau:



Hình III-22: Trường hợp II

Trị số áp lực trung tính:

$$p_w(z,t) = \frac{4p}{\pi} \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} \cdot \left[1 - \frac{2}{i\pi} \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right) \right] \cdot \sin\left(\frac{i\pi z}{2h}\right) \cdot e^{-i^2 N} \quad (\text{III - 98})$$

Độ cố kết:

$$U_{2,t} = 1 - \frac{16}{\pi^2} \cdot \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^2} \cdot \left[1 - \frac{2 \sin\left(\frac{i\pi}{2}\right)}{i\pi} \right] \cdot e^{-i^2 N} = 1 - \frac{16}{\pi^2} \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) \cdot e^{-N} \quad (\text{III - 99})$$

So sánh các công thức (III - 94), (III - 97) và (III - 99), có thể thấy rằng độ cố kết giữa các trường hợp 0, trường hợp I và trường hợp II có sự liên hệ với nhau và được biểu thị qua công thức đơn giản sau đây:

$$U_{2,t} = 2 \cdot U_{0t} - U_{1,t} \quad (\text{III - 100})$$

Dựa vào công thức (III - 100), cho phép có thể xác định trực tiếp độ cố kết trường hợp II qua độ cố kết của trường hợp 0 và trường hợp I, các trị số U_{0t} và $U_{1,t}$ có thể tra ở bảng (III - 9).

Trong thực tế, để tiện cho việc tính toán theo các trường hợp cụ thể, có thể dùng bảng (III - 10), trong đó trị số của N phụ thuộc vào độ cố kết U_t . Nếu đã biết trước được trị số của U_t thì có thể tìm ngay được trị số của N tương ứng với trường hợp khảo sát và ngược lại.

Bảng III - 9: Trị số của U_{0t} và U_{1t}

N \ U _t	U _{0,t}	U _{1,t}	N \ U _t	U _{0,t}	U _{1,t}
0,01	0,115	0,013	0,70	0,597	0,488
0,10	0,230	0,082	0,80	0,636	0,536

0,20	0,321	0,161	1,00	0,702	0,620
0,30	0,393	0,238	1,50	0,819	0,770
0,40	0,454	0,303	2,00	0,890	0,860
0,50	0,507	0,374	2,50	0,933	0,915
0,60	0,555	0,434	3,00	0,960	0,949

Bảng III - 10: Trị số của N để tính lún theo thời gian

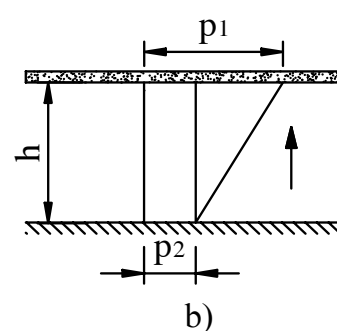
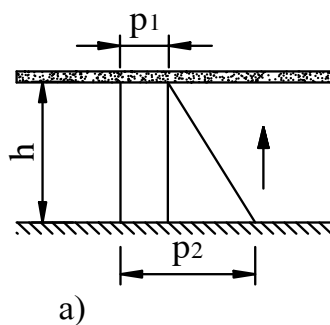
U_t	Trị số của N ứng với sơ đồ			U_t	Trị số của N ứng với sơ đồ			U_t	Trị số của N ứng với sơ đồ		
	0	1	2		0	1	2		0	1	2
0,05	0,05	0,06	0,002	0,40	0,31	0,55	0,13	0,75	1,18	1,42	0,88
0,10	0,02	0,12	0,005	0,45	0,39	0,63	0,18	0,80	1,40	1,64	1,08
0,15	0,04	0,18	0,010	0,50	0,49	0,73	0,24	0,85	1,69	1,93	1,36
0,20	0,08	0,25	0,020	0,55	0,59	0,84	0,32	0,90	2,65	2,35	1,77
0,25	0,12	0,31	0,04	0,60	0,71	0,95	0,42	0,95	2,80	3,17	2,54
0,30	0,17	0,39	0,06	0,65	0,84	1,10	0,54	1,00			
0,35	0,24	0,47	0,090	0,70	1,00	1,24	0,69				

- Trường hợp 0-I và 0-II:

Nếu tải trọng tác dụng trên nền đất là một tổ hợp của các tải trọng ứng với trường hợp 0 và I hoặc II thì biểu đồ phân bố ứng suất sẽ có dạng hình thang.

- Trường hợp 0-I:

tương ứng với khi nền đất lún, dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều kín khắp và do trọng lượng bản thân (Hình III - 23a)



Hình III-23: a) Trường hợp 0-I; b) Trường hợp 0-II

- Trường hợp 0-II: tương ứng với khi nền đất lún dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều kín khắp và tải trọng cục bộ trên mặt đất (Hình III - 23.b)

Độ cố kết U_t đối với các trường hợp 0-I và 0-II thì có thể tính được dựa vào bảng (III-11) và dựa vào các liên hệ sau:

$$\text{Trường hợp 0-I: } N_{0-I} = N_o + (N_1 - N_o) \cdot J \quad (\text{III - 101})$$

$$\text{Trường hợp 0-II: } N_{0-II} = N_2 + (N_o - N_2) \cdot J' \quad (\text{III - 102})$$

Các hệ số J và J' trong các công thức trên phụ thuộc vào tỷ số $v = \frac{p_1}{p_2}$. Trong đó p_1 áp lực nén ở mặt trên; p_2 : áp lực nén ở mặt dưới và có thể tra trong bảng (III - 11).

Bảng III - 11: Trị số của J và J'

Đối với sơ đồ 0-1				Đối với sơ đồ 0-2			
V	J	v	J	v	J'	v	J'
0,0	1,00	0,5	0,36	1,0	1,00	7,0	0,30
0,1	0,84	0,6	0,27	1,5	0,83	9,0	0,25
0,2	0,69	0,7	0,19	2,0	0,71	12,0	0,20
0,3	0,56	0,8	0,12	3,0	0,55	15,0	0,15
0,4	0,45	0,9	0,06	4,0	0,45	20,0	0,13
0		1,0	0,00	5,0	0,39		

Nhìn chung khi tính toán độ lún của đất nền theo thời gian, trong thực tế thường gặp hai trường hợp sau đây:

- Yêu cầu xác định độ cố kết U_t và độ lún S_t của đất nền nếu đã biết thời gian cố kết t . Trong trường hợp này, dựa vào các số liệu đã cho (như các đặc trưng a , K_z , e , h) có thể xác định được hệ số cố kết C_v theo công thức (III - 86) và trị số N . Sau khi đã xác định được N , dựa vào sơ đồ cố kết tương ứng với trường hợp bài toán cụ thể và dùng bảng (III - 9) hoặc bảng (III - 10) có thể tính toán được độ cố kết U_t và do đó xác định được độ lún theo thời gian S_t .

- Trường hợp ngược lại so với trên nếu thời gian t cố kết chưa biết, nhưng độ cố kết U_t đã được xác định thì có thể tìm được trị số tương ứng với sơ đồ cố kết thông qua U_t và dựa vào bảng (III - 9) và (III - 10). Sau khi đã biết trị số N , có thể tìm được thời gian cố kết t .

Ví dụ III - 4: Xác định độ lún của một lớp đất sét đồng nhất trên nền đá cứng không thấm ứng với thời gian 1 năm và 5 năm sau, cho biết tải trọng tác dụng lên lớp đất phân bố đều kín khắp với cường độ $p = 2\text{kg/cm}^2$. Lớp đất dày 5m, hệ số nén

tương đối $a_0 = \frac{a}{1+e} = 0,01 \text{ cm}^2/\text{kG}$, hệ số thấm $K_z = 1 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$

Trình tự tính toán như sau:

- Trước tiên cần xác định sơ đồ cố kết, ở đây là sơ đồ "0"

- Xác định trị số: $N = \frac{\pi^2 \cdot C_v}{4 \cdot h^2} \cdot t$

$$C_v = \frac{K_z \cdot (1+e_1)}{a \cdot \gamma_0} = \frac{K_z}{a_0 \cdot \gamma_0} = \frac{1 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7}{0,01 \cdot 0,001} = 30000 \text{ cm}^2/\text{năm}$$

$$(1 \text{ cm/s} = 3 \cdot 10^7 \text{ cm/năm})$$

$$\text{Nên: } N = \frac{3,14^2 \cdot 30000}{4.500^2} \cdot t = 0,3t$$

- Tính U_t ứng với $t = 1$ năm

Biết $N = 0,3 \cdot 1 = 0,3$, từ bảng (III - 9) tra ra được $U_{ot} = 0,393$

- Tính U_t ứng với $t = 5$ năm

Biết $N = 0,3 \cdot 5 = 1,5$; từ bảng (III - 9) tra ra được $U_{ot} \approx 0,819$

- Tính độ lún ổn định của lớp đất

$$S = a_0 \cdot h \cdot p = 500 \cdot 0,01 \cdot 2,0 = 10\text{cm}$$

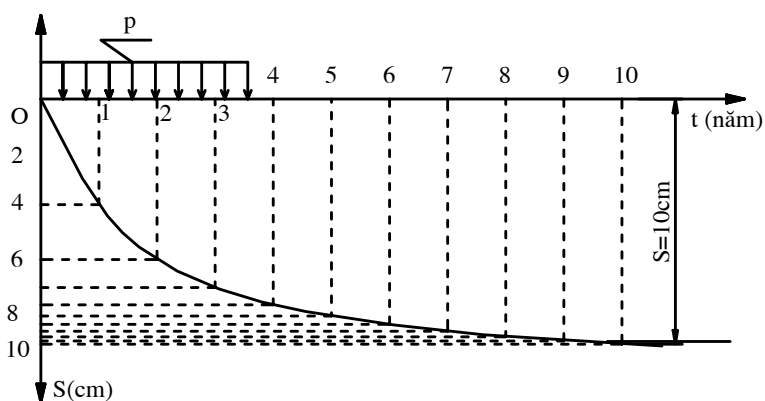
- Tính độ lún S_t ứng với $t = 1$ năm và $t = 5$ năm theo công thức (III - 95)

$$S_t = U_t \cdot S$$

Để vẽ được đường quá trình lún $S_t \sim t$ (Hình III-24) có thể tính thêm các thời gian tương ứng và kết quả như bảng (III - 12)

Bảng (III - 12)

t	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10 năm
N	0,3	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8	2,1	2,4	2,3	3,0
U_t	0,393	0,555	0,76	0,819	0,87	0,89	0,80	0,93	0,95	0,960
S_t	3,93	5,55	6,7	7,6	8,19	6,7	8,9	9,0	9,5	9,6 (cm)



Hình III-24: Biểu đồ quan hệ $S-t$ trong ví dụ III-4

Ví dụ III - 5: Tính độ lún theo thời gian của một lớp đất sét đồng nhất dày 8m, nằm trên lớp đá không thấm nước. Ứng suất phân bố theo dạng hình thang từ $p_1 = 2,4 \text{ kG/cm}^2$ ở mặt trên đến $p_2 = 1,6 \text{ kG/cm}^2$ ở độ sâu $z = 8\text{m}$. Cho biết hệ số rỗng trung bình của đất ứng với lúc ban đầu là $e_1 = 0,88$ và ứng với áp lực $p = 2 \text{ kG/cm}^2$ là $e_2 = 0,83$ hệ số thấm của đất $K = 0,6 \cdot 10^{-10} \text{ cm/s}$

+ Trình tự cách giải như sau:

- Trước tiên cần xác định sơ đồ cốt kết ở đây thuộc sơ đồ 0-II

$$\text{- Xác định trị số } N_{0-II} = \frac{\pi^2 \cdot K(1+e_{tb})}{4h^2 \cdot \gamma_0 \cdot a} \cdot t$$

$$\text{Trong đó: } a = \frac{e_1 - e_2}{P} = \frac{0,88 - 0,83}{2,0} = 0,025 \text{ cm}^2/\text{kG}$$

$$K = 0,6 \cdot 10^{-8} \text{ cm/S} = 0,6 \cdot 10^{-8} \cdot 3 \cdot 10^7 \text{ cm/năm} = 1,8 \cdot 10^{-1} \text{ cm/năm}$$

Vậy:

$$N_{0-II} = \frac{3,14^2 \cdot 1,8 \cdot 10^{-1} \cdot (1 + 0,855)}{4.800^2 \cdot 0,025 \cdot 0,001} = \frac{1}{19} \cdot t \Rightarrow t = 19 \cdot N_{0-II}$$

- Tỷ số: $v = \frac{p_1}{p_2} = \frac{2,4}{1,6} = 1,5$ - từ bảng (III - 11) tra ra ta được $J' = 0,83$

- Tính độ lún ổn định của lớp đất:

$$S = h \cdot \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} = 800 \cdot \frac{0,88 - 0,83}{1 + 0,88} = 21,3 \text{ cm}$$

Ta tự cho: $U_t = 0,25$. Vậy $S_t = S \cdot U_t = 21,3 \cdot 0,25 = 5,3 \text{ cm}$

Ứng với $U_t = 0,25$ tra bảng (III - 10) được $N_0 = 0,12$ và $N_2 = 0,04$

$$N_{0-II} = N_{II} + (N_0 - N_{II}) \cdot J' = 0,04 + (0,12 - 0,04) \cdot 0,83 = 0,105$$

Do đó: $t_{0,25} = 19 \cdot N_{0-II} = 19 \cdot 0,105 = 2 \text{ năm}$

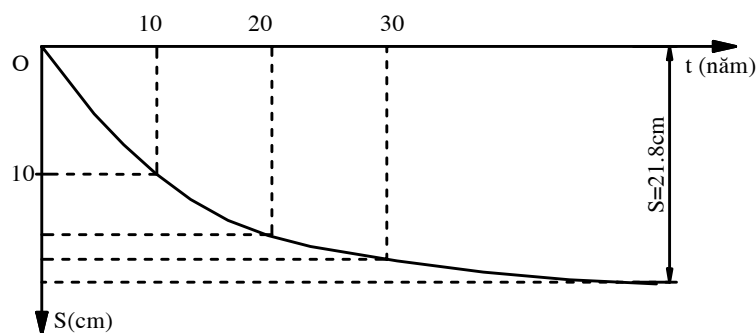
Bằng cách tính tương tự ta có:

$$U_t = 0,5; \quad S_t = 10,7 \text{ cm}; \quad t_{0,5} = 8,5 \text{ năm}$$

$$U_t = 0,75; \quad S_t = 16,0 \text{ cm}; \quad t_{0,75} = 21,5 \text{ năm}$$

$$U_t = 0,85; \quad S_t = 18,1 \text{ cm}; \quad t_{0,85} = 31,0 \text{ năm}$$

Trên cơ sở các kết quả tính toán, có thể xây dựng đường cong của sự phụ thuộc giữa độ lún và thời gian (Hình III - 25)

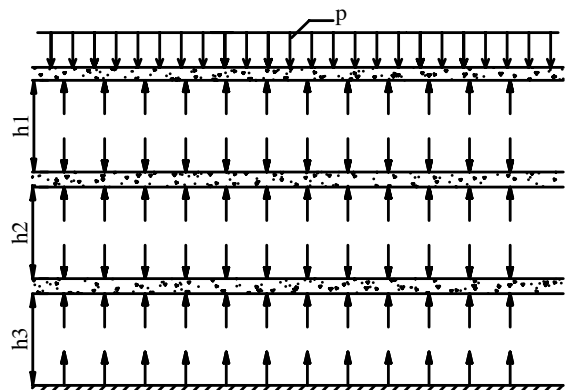


Hình III-25: Cho ví dụ III-5

4.2.2. Trường hợp nền đất gồm nhiều lớp:

Khi nền đất gồm nhiều lớp đất có tính chất khác nhau việc xác định độ lún theo thời gian trở thành vấn đề rất phức tạp so với nền đất đồng nhất.

Trong trường hợp đơn giản, khi giữa các lớp đất sét có xen kẽ các lớp đất cát (Hình III - 26) thì quá trình cố kết của toàn bộ nền đất sẽ bao gồm quá trình cố kết của từng lớp đất riêng rẽ nằm trong phạm vi chịu nén.



Hình III-26: Trường hợp nền nhiều lớp

Để tính toán độ lún theo thời gian của từng lớp đất, có thể sử dụng các công thức đã giới thiệu ở phần trên. Đối với các trường hợp khác, người ta có thể dùng phương pháp sai phân hoặc phương pháp lớp tương đương để giải bài toán cố kết. Tất cả các phương án nêu ra trên chỉ là các phương pháp gần đúng, trong đó phương pháp sai phân được dùng rộng rãi hơn vì có thể lập chương trình cho máy tính điện tử, còn phương pháp lớp tương đương tuy đơn giản nhưng kém chính xác.

Phương pháp sai phân:

Nội dung cơ bản của phương pháp sai phân là thay thế các đại lượng vi phân vô hạn bằng các đại lượng sai phân hữu hạn và biến đổi phương trình vi phân thành phương trình sai phân rồi sau đó dùng các phương pháp toán giải tích thông thường để tìm ra nghiệm tổng quát.

Trước tiên hãy khảo sát trường hợp đơn giản nhất là trường hợp bài toán một chiều trong nền đồng nhất.

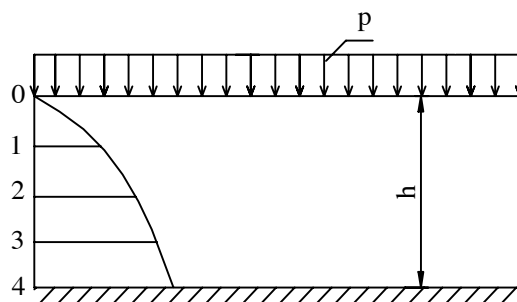
Để giải bài toán cố kết theo phương pháp sai phân, cần thực hiện theo các bước như sau:

- Khi dùng phương pháp này, cần phải biến đổi phương trình vi phân cố kết thấm (III-86) biểu diễn dưới áp lực nước lỗ rỗng p_w , thành phương trình cố kết biểu diễn dưới dạng cột nước áp H . Phương trình (III-86) khi đó sẽ là:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \quad (\text{III} - 103)$$

Trong đó: $H = \frac{p_w}{\gamma_0}$

- Chia lớp đất chịu nén thành nhiều lớp nhỏ có chiều dày bằng nhau bởi những mặt cắt ngang tại các độ sâu: $z_0 = 0$; $z_1 = \Delta z$; $z_2 = 2\Delta z$ v.v..... Các điểm cần xác định trị số cột nước áp là giao điểm giữa các mặt cắt ngang với trục z . Ở mỗi điểm, trị số cột nước áp được tính toán với các thời gian khác nhau. $t_0 = 0$; $t_1 = \Delta t$; $t_2 = 2\Delta t$; v.v... (Hình III - 27).



Hình III-27

- Ký hiệu cột nước áp tại điểm K ở thời gian t là $H_{t,k}$; cột nước áp tại điểm đó ở thời gian tiếp theo sau đó là $H_{t+1,k}$. Các cột nước áp tại hai điểm lân cận ở thời gian t ký hiệu là $H_{t, k-1}$ và $H_{t,k+1}$.

- Chuyển các đại lượng vi phân vô hạn thành các đại lượng sai phân hữu hạn. Khi đó có thể viết như sau:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{H_{t+1,k} - H_{t,k}}{\Delta t} \quad (\text{III-104})$$

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = \frac{\frac{H_{t,k+1} - H_{t,k}}{\Delta z} - \frac{H_{t,k} - H_{t,k-1}}{\Delta z}}{\Delta z} = \frac{1}{\Delta z^2} \cdot (H_{t,k+1} + H_{t,k-1} - 2H_{t,k}) \quad (\text{III-105})$$

Thay các công thức (III-104) và (III-105) vào công thức (III-103) sau khi biến đổi được là:

$$H_{t+1,k} = (1 - 2\alpha) \cdot H_{t,k} + \alpha(H_{t,k+1} + H_{t,k-1}) \quad (\text{III} - 106)$$

Trong đó:

$$\alpha = C_v \cdot \frac{\Delta t}{\Delta z^2} \quad (\text{III} - 107)$$

Trong tính toán cụ thể, theo V.A.Florin, đối với bài toán một chiều, trị số α nên lấy bằng 0,5. Khi đó công thức (III - 106) sẽ là:

$$H_{t+1,k} = \frac{H_{t,k+1} + H_{t,k-1}}{2} \quad (\text{III} - 108)$$

Tức là giá trị cột nước áp H tại một số điểm nút K và ở một thời gian $t + 1$ bất kỳ bằng trị số trung bình số học của các giá trị cột nước áp ứng với thời gian $t = 0$. Sau đó áp dụng công thức (III - 108) để lập bảng tính toán trị số cột nước áp ứng với thời gian $t_1 = \Delta t$. Tiếp theo, với các kết quả tính lại lập bảng cho thời gian $t_2 = 2\Delta t$ v.v... Căn cứ vào các trị số H đã tìm được, có thể vẽ được biểu đồ phân bố áp lực nước lỗ rỗng ở thời gian bất kỳ.

Khi nền đất gồm hai lớp hoặc ba lớp, cách giải quyết căn bản không có gì khác. Chẳng hạn, khảo sát nền đất gồm hai lớp và giả thiết rằng đáy của lớp thứ hai không thấm nước.

Nếu gọi, $K_{1,z}$ là hệ số thấm lớp thứ nhất và $K_{2,z}$ là hệ số thấm của lớp thứ hai và nếu chọn $\alpha = 0,5$ thì từ công thức (III - 107) có thể viết:

Đối với lớp thứ nhất:

$$\frac{K_{1z} \cdot (1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\Delta t_1}{\Delta z^2} = 0,5 \quad (\text{III} - 109)$$

Đối với lớp thứ hai:

$$\frac{K_{2z} (1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\Delta t_2}{\Delta z^2} = 0,5 \quad (\text{III} - 110)$$

Từ các công thức (III - 109) và (III - 110) rút ra:

$$\Delta t_1 = \Delta t_2 \cdot \frac{K_{2z}}{K_{1z}} \quad (\text{III} - 111)$$

Công thức (III - 111) dùng để xác định các khoảng thời gian cần thiết khi tính toán cột nước áp.

Dựa vào công thức (III - 108) có thể tính toán cột nước áp ở một thời điểm bất kỳ, trừ ở mặt phân giới giữa hai lớp. Để xác định cột nước áp ở mặt phân giới giữa hai lớp, có thể dựa vào điều kiện liên tục của dòng nước thấm, tức là:

$$K_{1z} \cdot \left(\frac{\partial H}{\partial z} \right)_1 = K_{2z} \cdot \left(\frac{\partial H}{\partial z} \right)_2 \quad (\text{III} - 112)$$

Nếu viết điều kiện (III - 112) dưới dạng sai phân thì ta có:

$$K_{1z} \cdot (H_{t,k} - H_{t,k-1}) = K_{2z} \cdot (H_{t,k-1} - H_{t,k}) \quad (\text{III} - 113)$$

Hoặc:

$$H_{t,k} = \frac{K_{1z} H_{t,k-1} + K_{2z} \cdot H_{t,k+1}}{K_{1z} + K_{2z}} \quad (\text{III} - 114)$$

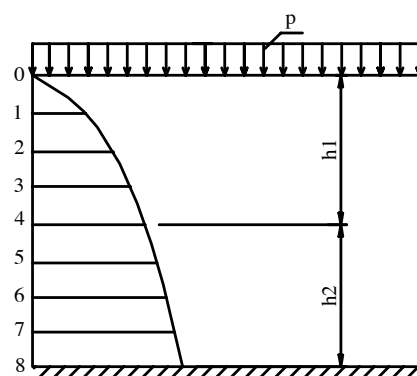
Nếu thay $K_{1z} = n \cdot K_{2z}$ thì công thức (III - 114) trở thành

$$H_{t,k} = H_{t,k+1} - \frac{H_{t,k+1} - H_{0,k-1}}{1 + \frac{1}{n}} \quad (\text{III} - 115)$$

Nếu trường hợp đang khảo sát ở đây như hình (III - 28) khi mặt phẳng phân giới trùng với điểm nút số 4 và $K_{1z} = 4 \cdot K_{2z}$, lúc đó công thức (III - 115) được viết như sau:

$$H_{t,4} = H_{t,5} - \frac{H_{t,5} - H_{t,3}}{1,25} \quad (\text{III}-116)$$

Công thức (III - 115) dùng để tính cột nước áp đối với các nút ở mặt phẳng phân giới giữa hai lớp đất. Kết quả áp dụng phương pháp sai phân cho phép có thể xác định và vẽ được biểu đồ áp lực nước lỗ rỗng ở thời gian bất kỳ đối với nền đất gồm hai lớp đất.



Hình III-28

4.3. Tính toán độ lún của nền đất theo thời gian trong điều kiện bài toán phẳng và bài toán không gian

Tính toán độ lún theo thời gian trong điều kiện bài toán phẳng và bài toán không gian thì phức tạp hơn nhiều so với bài toán một chiều.

Với chú ý tổng quát trong quá trình nén chặt các đất bão hòa, không những chỉ xảy ra chuyển động (thấm) của nước, mà còn xảy ra chuyển động ngược chiều của các hạt rắn, chuyển động đó cũng tuân theo định luật đường thấm của tính thấm (theo định luật gọi là định luật thấm tổng hợp) và căn cứ vào kết quả thực nghiệm giả thiết rằng với hình dạng bất kỳ của đường cong nén, lượng biến thiên hệ số rỗng chỉ phụ thuộc vào tổng ứng suất chính Θ' , và dựa vào cơ sở phương trình vi phân liên tục chuyển động của nước ngầm do N.N.Pavlovski lập ra V.A.Florin đã rút ra phương trình vi phân cổ kết thấm đối với đất sét bão hòa nước trong bài toán phẳng và bài toán không gian như sau:

- Đối với bài toán phẳng:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{2 \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\partial \Theta'}{\partial t} + C'_z \nabla^2 H \quad (\text{III} - 117)$$

$$\text{Trong đó: } C'_z = \frac{K_z \cdot (1 + \xi_0)}{2a_0 \cdot \gamma_0} \quad (\text{III} - 118)$$

ξ_0 : hệ số áp lực hông của đất ở trạng thái tĩnh

Θ' : tổng ứng suất chính ở điểm khảo sát tải trọng ngoài gây ra;

$\nabla^2 H$: toán tử Laplace đối với hàm số của cột nước áp H

$$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \quad (\text{III - 119})$$

- Đối với bài toán không gian:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{3 \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\partial \Theta'}{\partial t} + C''_z \nabla^2 H \quad (\text{III - 120})$$

Trong đó:

$$C''_z = \frac{K_z \cdot (1 + 2 \cdot \xi_0)}{3 a_0 \cdot \gamma_0} \quad (\text{III - 121})$$

$$\nabla^2 H = \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} \quad (\text{III - 122})$$

$$a_0 = \frac{a}{1 + e_{tb}}$$

Để giải các bài toán phẳng và bài toán không gian trong lý thuyết cổ kết thấm hiện nay có thể dùng phương pháp tích phân bằng số hoặc phương pháp sai phân. Nếu dùng phương pháp sai phân thì trị số α lúc đó được chọn như sau:

- Đối với bài toán không gian:

$$\alpha = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb}) \cdot (1 + 2 \cdot \xi_0)}{3 a_0 \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta z^2} = \frac{1}{6} \quad (\text{III - 123})$$

- Đối với bài toán phẳng:

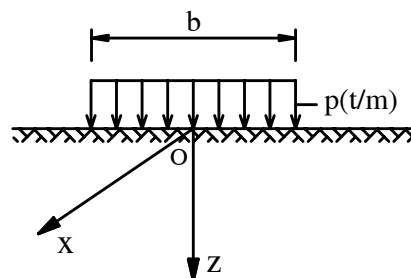
$$\alpha = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb}) \cdot (1 + \xi_0)}{2 a_0 \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta z^2} = \frac{1}{4} \quad (\text{III - 124})$$

Sau đây chỉ giới thiệu tóm tắt một số kết quả giải trong một số trường hợp cụ thể hay dùng trong thực tế:

4.3.1. Trường hợp tải trọng phân bố đều trên hình băng (bài toán phẳng):

Để tiến hành giải bài toán cổ kết trong trường hợp này, một số tác giả đã kiến nghị các phương pháp tính toán khác nhau theo V.A.Flovin, thì dùng phương pháp sai phân để tìm lời giải, còn N.N.Verigin đã cho kết quả dưới dạng giải tích (dạng chuỗi số). Trị số áp lực nước lỗ rỗng p_w trong trường hợp này đã được N.N.Verigin tìm ra bằng phương pháp dòng xoáy tuyến tính (được ông nghiên cứu ra cho bài toán thấm không ổn định quanh vai đập) và

được viết dưới dạng đơn giản sau đây (Hình III - 29):



Hình III - 29

$$p_w = \frac{p}{\pi b} \cdot W \left[\frac{W}{\sqrt{1+W^2}} \cdot \operatorname{erf}(V \cdot \sqrt{1+W^2}) - \operatorname{erf}(V, W) \exp(-V^2) \right] \quad (\text{III} - 125)$$

Hoặc:

$$\frac{p_w \cdot b}{p} = \frac{W}{\pi} \cdot \left[\frac{W}{\sqrt{1+W^2}} \cdot \operatorname{erf}(V \cdot \sqrt{1+W^2}) - \operatorname{erf}(V, W) \exp(-V^2) \right] \quad (\text{III} - 126)$$

Trong đó:

$$V = \frac{z}{2 \cdot \sqrt{C_z \cdot t}}; \quad W = \frac{b}{2} \quad (\text{III} - 127)$$

Tỷ số $\frac{p_w \cdot b}{p} \cdot 10^5$ phụ thuộc vào các tham số V và W có thể tra ở bảng (III-13)

Khi xác định cột nước cho bài toán cụ thể đầu tiên dựa vào những số liệu đã cho tính ra hệ số cố kết C_z của đất, sau đó xác định các đại lượng V và W, dựa vào các đại lượng V, W theo bảng (III-13) tìm được tỷ số $\frac{p_w \cdot b}{p} \cdot 10^5$ và bài toán đã được giải quyết.

Bảng III - 13: Trị số: $10^5 \cdot p_w \cdot b / p$

W \ V	0,10	0,20	0,50	1,00	2,00	5,00
α	317	1250	7120	22.500	90.600	156.000
1,00	136	541	3260	11.600	57.800	97.800
0,75	72,8	290	2300	6.600	36.200	65.400
0,50	25,7	103	63	246	16400	32.400
0,30	3,25	24,5	152	512	4.760	10.800
0,200	1,53	7,47	46	18,9	1.600	3.910
0,10	0,386	0,947	5,43	21,7	184	50
0,05	0,031	0,122	0,765	3,24	26,5	749

4.3.2. Trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện chịu tải hình chữ nhật:

Đối với trường hợp lực phân bố đều trên diện chịu tải hình chữ nhật này, đã được R.E.Gibson và G.M.Namee tiến hành giải và đã cho công thức xác định độ cố kết U_c ở điểm góc diện chịu tải trong trường hợp nền đồng nhất:

$$U_c = \frac{\int_0^N \frac{1}{\sqrt{t}} \cdot \operatorname{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \cdot \operatorname{erf} \frac{\lambda}{2\sqrt{t}} dt}{\int_0^\infty \frac{1}{\sqrt{t}} \cdot \operatorname{erf} \frac{1}{2\sqrt{t}} \cdot \operatorname{erf} \frac{\lambda}{2\sqrt{t}} dt} \quad (\text{III} - 128)$$

Trong đó:

$$N : \text{nhan tố thời gian} \quad N = \frac{C''_z t}{L^2}$$

L : chiều dài diện chịu tải

λ : tỷ số cạnh của diện chịu tải

t : thời gian kể từ thời điểm đặt tải trọng

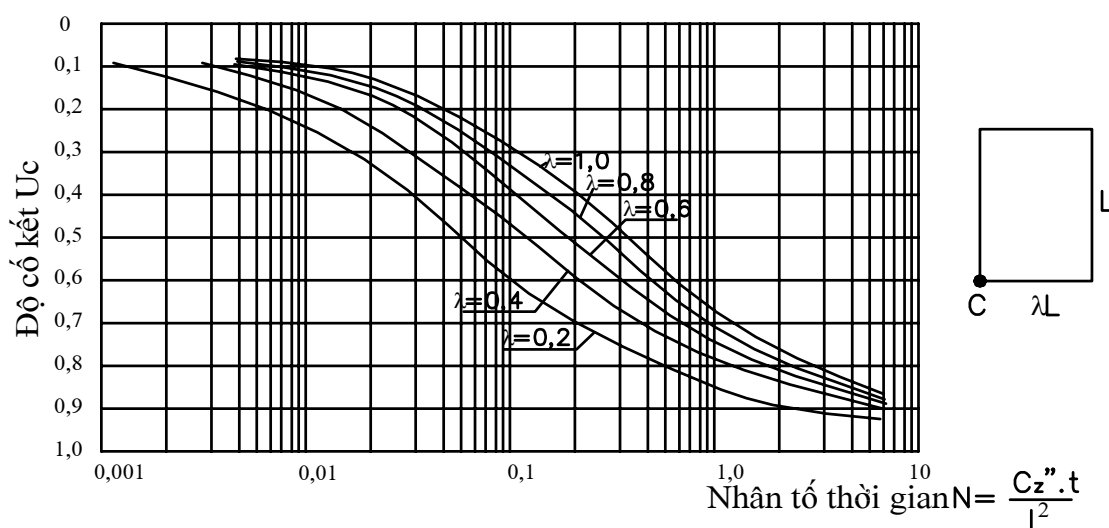
C''_z : hệ số cố kết tính theo công thức (III - 121)

Để tiện cho việc tính toán, các tác giả trên đã lập biểu đồ xác định độ cố kết U_c phụ thuộc vào nhân tố thời gian N đối với các trị số λ khác nhau (Hình III - 30).

Sau khi đã xác định được độ cố kết U_c thì có thể tính toán độ lún S_t tại điểm góc ở thời điểm bất kỳ:

$$S_t = S_c \cdot U_c \quad (\text{III - 129})$$

S_c : độ lún tại góc của diện chịu tải tính theo công thức (III-64)



Hình III - 30: Biểu đồ xác định độ cố kết U_c ở điểm góc diện chịu tải

4.3.3. Trường hợp lực phân bố đều trên diện chịu tải hình tròn:

Đối với trường hợp này (Hình III - 31) N.N.Verigin đã cho lời giải có dạng đơn giản sau đây:

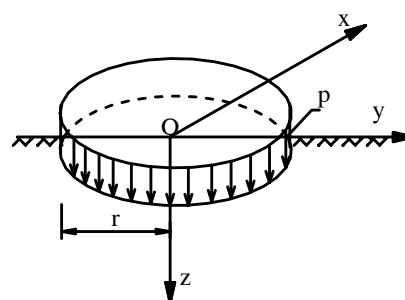
$$p_w = p \cdot \left[\operatorname{erf} V - \frac{1}{(\sqrt{1+W^2})} \cdot \operatorname{erf} (V \sqrt{1+W^2}) \right] \quad (\text{III - 130})$$

Hoặc:

$$\frac{p_w}{p} = \operatorname{erf} V - \frac{1}{(\sqrt{1+W^2})} \cdot \operatorname{erf} (V \sqrt{1+W^2}) \quad (\text{III - 131})$$

Trong đó:

$$V = \frac{z}{2 \cdot (\sqrt{C_z \cdot t})}, \quad W = \frac{r}{z}$$



Hình III-31

r - bán kính hình tròn.

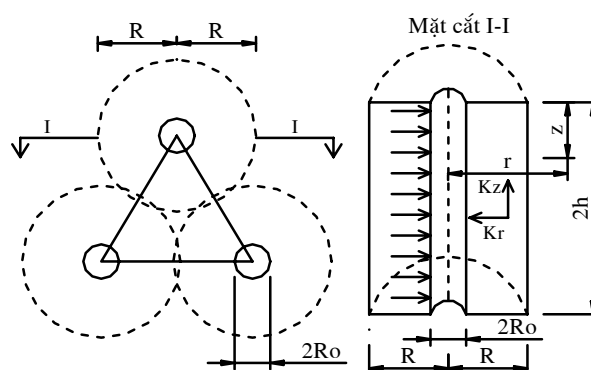
Tỷ số $p_w \cdot 10^5 / p$ phụ thuộc vào V và W có thể tra bảng (III - 14)

Bảng III - 14: Trị số $p_w \cdot 10^5 / p$

$\begin{matrix} W \\ \backslash \\ V \end{matrix}$	0,10	0,20	0,50	1,00	2,00	5,00
∞	4,98	1940	10600	29.300	68.400	80.400
1,00	216	846	5020	16.800	52.600	63.700
0,75	117	456	2750	9850	39500	5.500
0,50	41,4	162	797	3780	21.200	32.400
0,30	10,4	39,2	240	938	6920	13.800
0,20	3,14	12,3	75,4	238	2390	5.500
0,10	0,403	1,67	9,52	43,7	332	873
0,05	0,0648	0,228	1,23	4,72	42,1	115

4.3.4. Trường hợp bài toán cổ kết đối xứng:

Bài toán cổ kết đối xứng trục được áp dụng để tính toán độ lún theo thời gian trong trường hợp nền đất có giếng cát bố trí theo phương thẳng đứng. Trong trường hợp này, nước lỗ rỗng sẽ thoát ra ngoài không những theo hướng thẳng đứng mà còn theo cả hướng bán kính của giếng cát. Do đó quá trình cố kết của nền đất được tiến hành nhanh hơn và đất mau chóng đạt đến giới hạn ổn định hơn.



Hình vẽ III-32

Trong trường hợp đơn giản, khi giả thiết rằng các đặc trưng của đất nền và tải trọng của công trình là không thay đổi theo thời gian ($a = \text{const}; K = \text{const}, p = \text{const}$). L.Rendulic đã kiến nghị phương trình vi phân cổ kết đối xứng trục có dạng như sau : (Hình III-32).

$$\frac{\partial p_w}{\partial t} = C_z \frac{\partial^2 p_w}{\partial z^2} + C_r \left(\frac{\partial^2 p_w}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial p_w}{\partial r} \right) \quad (\text{III} - 132)$$

Trong đó: r - khoảng cách từ điểm đang xét đến trục z ;

$$C_z = \frac{K_z \cdot (1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_0} : \text{hệ số cố kết theo hướng trục.}$$

$$C_r = \frac{K_r \cdot (1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_0} : \text{hệ số cố kết theo hướng xuyên tâm.}$$

K_z và K_r : hệ số thấm của đất theo hướng thẳng đứng và theo hướng xuyên tâm.

Giáo sư N.Carillo đã giải phương trình (III - 132) với quan niệm rằng dòng chảy không gian hướng tâm có thể phân thành dòng chảy phẳng hướng tâm và dòng chảy tuyến tính. Sau khi giải phương trình trên N.Carillo đã đề nghị công thức xác định độ cố kết toàn phần có dạng như sau:

$$1 - U_t = (1 - U_r) \cdot (1 - U_z) \quad (\text{III - 133})$$

Trong đó:

U_t : độ cố kết toàn phần của đất;

U_r và U_z : độ cố kết theo phương hướng tâm và phương thẳng đứng.

Các đại lượng U_r và U_z lấy bằng

$$U_r = F(N_r) \text{ và } U_z = F_1(N_z) \quad (\text{III - 134})$$

Trong đó: N_r và N_z : các thừa số thời gian tương ứng:

$$N_r = \frac{C_r}{4R^2} \cdot t ; \quad N_z = \frac{C_z}{h^2} \cdot t \quad (\text{III - 135})$$

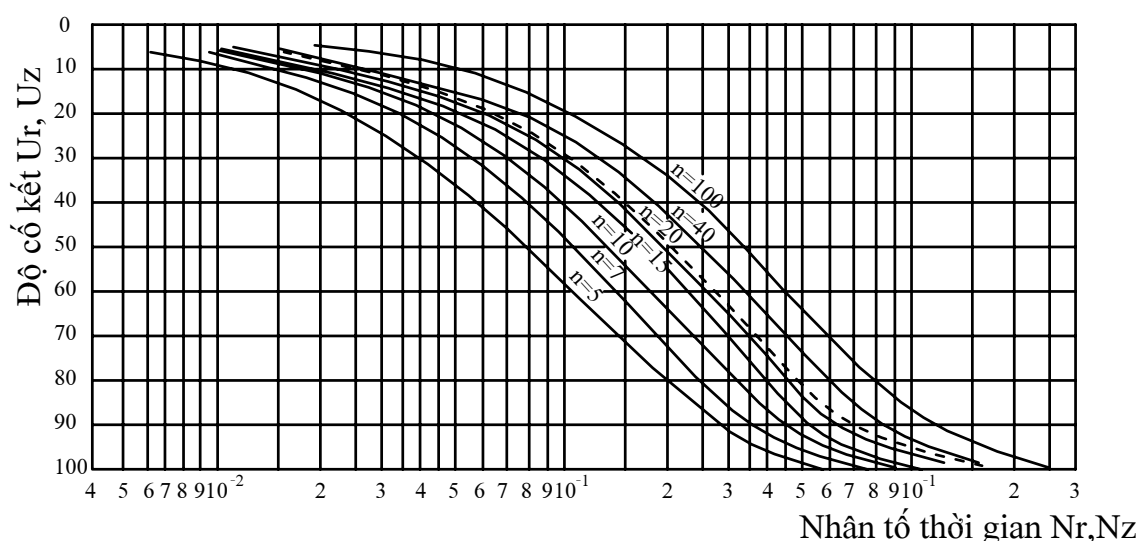
R : khoảng cách giữa các giếng cát thoát nước

h : chiều sâu lớp nén chặt

Để xác định các hàm số F và F_1 trong công thức (III - 134), K.Terzaghi đã đưa ra biểu đồ liên hệ giữa độ cố kết U_r và U_z với thừa số thời gian N (Hình III - 32)

ở đó đường cong trung bình (chấm gạch) tương ứng với trị số U_r (với tỷ số $\frac{R}{R_0} = n =$

10 và với $n = 100$). Xác định được độ cố kết U_z và U_r rồi thì dễ dàng tính ra độ cố kết toàn phần của đất theo công thức (III - 133).



Hình III-33: Toán đồ xác định cố kết U_r, U_z theo N_r, N_z và $n=R/R_0$

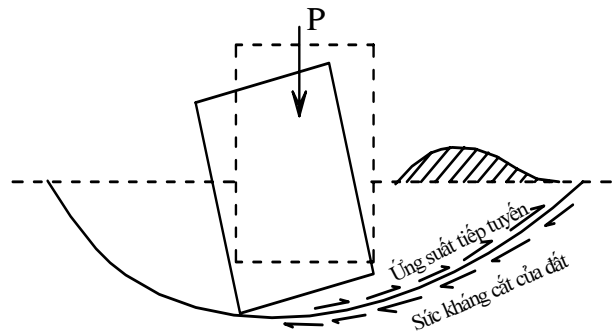
CHƯƠNG IV: CƯỜNG ĐỘ VÀ ỔN ĐỊNH CỦA NỀN ĐẤT

§1. KHÁI NIỆM CHUNG.

Muốn cho các công trình xây dựng sử dụng được bình thường, điều cần thiết là phải đảm bảo cho các công trình đó không làm việc ở trạng thái giới hạn. Theo quan niệm hiện nay, một công trình cùng với nền của nó được gọi là ở trạng thái giới hạn khi công trình bị mất ổn định (bị trượt, lật, đổ...), hoặc khi kết cấu công trình bị hư hỏng toàn bộ hoặc cục bộ ảnh hưởng tới việc sử dụng bình thường và an toàn của công trình. Như vậy khi tính toán và thiết kế công trình, cần phải phân biệt được hai trạng thái giới hạn: Trạng thái giới hạn về biến dạng và trạng thái giới hạn về cường độ và ổn định của nền.

Trong chương III đã nghiên cứu các biến dạng của nền có thể làm cho công trình lún quá mức, nghiêng quá mức, chênh lệch lún giữa các bộ phận của công trình quá mức, dẫn đến công trình không thể sử dụng hoặc khai thác bình thường được. Nhưng đất nền có thể bị phá hoại khi độ lún chưa phải là lớn lắm. Đó là kết quả của biến dạng trượt và trôi xung quanh móng.

Biến dạng trượt: Xuất hiện dưới tác dụng của ứng suất thành phần tiếp tuyến do trọng lượng bản thân của đất cũng như do trọng lượng của công trình gây ra. Biến dạng trượt có thể chỉ là sự chuyển vị ngang do phân tố đất này trượt lên phân tố đất khác mà không tạo thành mặt trượt. Biến dạng trượt còn có thể là sự chảy lư biến rất chậm, dưới tác dụng của tải trọng



Hình IV-1

không đổi, trong trường hợp này mặt trượt biến thiên không rõ ràng và biến dạng trượt có thể là sự chuyển vị tương đối nhanh làm cho phần đất nọ trượt lên phần đất kia tạo thành một mặt trượt nhất định, khá rõ rệt. Trường hợp này xảy ra khi ứng suất tiếp tuyến đối với tất cả các mặt phân tố trên mặt trượt lớn hơn sức chống cắt cực đại của đất tại mặt trượt này (Hình IV-1). Vấn đề đặt ra ở đây là nền công trình phải được tính toán như thế nào để trong nền đất không xuất hiện biến dạng trượt và đảm bảo được độ ổn định của nền. Nói rõ hơn là, cần phải xác định sức chịu tải của nền đất, để từ đó khống chế tải trọng giới hạn của công trình được phép tác dụng lên nền đất. "*Cường độ tải trọng ngoài đặt trên nền đất sao cho trạng thái ứng suất trong đất không dẫn đến tình trạng biến dạng trượt phá hỏng nền đất gọi là cường độ chịu tải của đất, hay còn gọi là sức chịu tải của đất*".

Vấn đề nghiên cứu cường độ chịu tải của nền đất có một ý nghĩa thực tế rất lớn. Trong thiết kế công trình xây dựng, cách lựa chọn kiểu móng và độ sâu đặt móng v.v... đều phải dựa trên cơ sở đánh giá đúng đắn sức chịu tải của nền đất. Muốn công trình vừa vững chắc, bền lâu lại vừa tiết kiệm được vật liệu xây dựng và đỡ hao phí nhân công khi thi công, nhất định không thể không dựa vào cường độ chịu tải của đất nền được. Như vậy nội dung chủ yếu của vấn đề cường độ chịu tải là

gì? Như trên đã trình bày, khối đất bị trượt là do tại mặt trượt ứng suất cắt τ đã vượt quá sức chống cắt S của đất, như vậy rõ ràng cần phải xét đến hai yếu tố: sức chống cắt của đất và ứng suất tiếp tuyến của đất do tải trọng ngoài gây ra trong nền đất, và từ đó rút ra cường độ tải trọng ngoài cho phép tác dụng trên nền đất.

Muốn giải quyết đúng đắn vấn đề cường độ chịu tải của nền đất, cần kết hợp chặt chẽ ba biện pháp: Nghiên cứu lý luận, nghiên cứu thực nghiệm và quan trắc thực tế. Cơ sở lý luận khi nghiên cứu biến dạng trượt là lý thuyết đàn hồi - dẻo, hay nói một cách chính xác hơn là lý thuyết cân bằng cực hạn. Theo lý thuyết này, sự phá hủy độ ổn định của khối đất là do sự phát triển các biến dạng trượt trong phạm vi một vùng nhất định gọi là vùng biến dạng dẻo, còn sự mất ổn định của đất tại một điểm là sự xuất hiện biến dạng trượt hay biến dạng dẻo tại điểm đó thôi. Để hiểu biết được quy luật thành tạo và phát triển vùng biến dạng dẻo, trước hết cần xét xem trạng thái ứng suất của đất như thế nào để có thể xảy ra các quá trình biến dạng trượt và sức chống cắt của đất phụ thuộc vào những yếu tố nào?

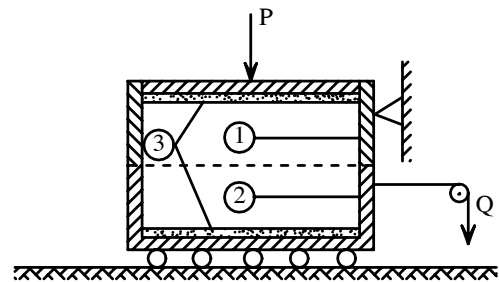
§2. SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT

Sức chống cắt của đất hay còn gọi là cường độ chống cắt của đất là lực chống trượt lớn nhất trên một đơn vị diện tích tại mặt trượt khi khối đất này trượt lên khối đất kia, nó là yếu tố chủ yếu quyết định đối với sự ổn định của nền và an toàn của công trình. Cường độ chống cắt của đất nó phụ thuộc vào ứng suất pháp do tải trọng ngoài tác dụng tại mặt trượt và vào loại đất, tính chất cơ lý của đất.

2.1. Sức chống cắt cực hạn của đất, định luật cắt của đất.

2.1.1. Thí nghiệm cắt đất trực tiếp:

Thí nghiệm cắt đất trực tiếp được tiến hành trên máy cắt trong phòng thí nghiệm. Các máy cắt trực tiếp cấu tạo trên cơ sở cho mẫu đất trực tiếp chịu tác dụng của một lực, làm cho nó bị cắt theo một mặt phẳng đã định trước. Sơ đồ thiết bị dùng để cắt đất trực tiếp gồm một hộp cắt bằng kim loại, có 2 thớt có thể trượt lên nhau một cách dễ dàng. Trong đó 1 thớt được giữ yên không cho chuyển động, còn thớt kia có thể chuyển động song song với mặt tiếp xúc giữa 2 thớt (Hình IV-2). Ở các kiểu này khác nhau thớt trượt có thể là thớt trên hay thớt dưới của hộp. Tùy theo cách tác dụng lực cắt khác nhau, có thể phân máy cắt trực tiếp thành hai loại: máy cắt ứng biến và máy cắt ứng lực.



Hình IV-2: Dụng cụ thí nghiệm cắt đất
1) Thớt trên; 2) Thớt dưới; 3) Đá thấm và giấy thấm.

Khi thí nghiệm cắt, mẫu đất được đặt trong lòng hộp cắt, với phía trên và phía dưới mẫu đất có lót giấy thấm và đá thấm.

a. Đối với đất rời:

Sau khi nén mẫu đất trên với một tải trọng thẳng đứng P nhất định, đợi cho mẫu đất hoàn toàn ổn định về biến dạng lún. Rồi đem cắt trực tiếp mẫu đất với tải trọng ngang tăng dần đến một vị trí tối đa nào đó (Q), mẫu đất bị cắt hoàn toàn. Trị số ứng suất cắt τ tại mỗi điểm trên mặt trượt, khi đất bị trượt dưới áp lực nén σ được xác định bằng cách lấy lực cắt chia cho diện tích mặt cắt của mẫu đất.

$$\tau = \frac{Q}{F}; \text{ tương tự } \sigma = \frac{P}{F} \quad (\text{IV} - 1)$$

Trong đó: F : diện tích tiết diện ngang của mẫu đất.

Cứ làm như vậy, ta thực hiện nhiều thí nghiệm để xác định sức chống cắt cực đại của đất ứng với mỗi áp lực nén khác nhau (thường là 3 - 4 mẫu). Dựa vào các kết quả thí nghiệm cắt đất, có thể xây dựng đồ thị của sự phụ thuộc giữa ứng suất nén σ và ứng suất cắt τ (Hình IV - 3). Qua nhiều thí nghiệm đã chứng minh rằng thực tế đường sức chống cắt của đất rời không hẳn là một đường thẳng, nhưng nói chung người ta chấp nhận đường sức chống cắt của đất rời là một đường thẳng đi qua gốc tọa độ và nghiêng với trục áp lực σ một góc là φ .

Biểu thức toán học của đồ thị trượt như sau:

$$S = \tau_{gh} = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{IV} - 2)$$

Trong đó: S - sức chống cắt cực đại của đất;

τ_{gh} - ứng suất cắt giới hạn;

σ - áp lực nén ;

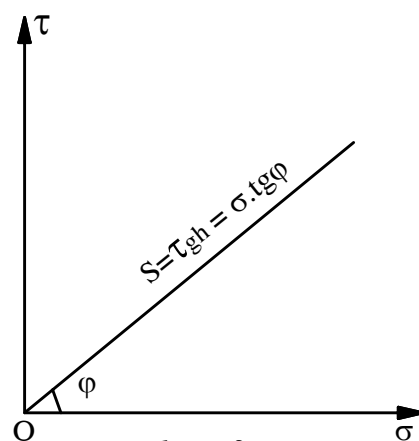
φ - góc ma sát trong của đất.

Biểu thức (IV-2) là biểu thức sức chống cắt của đất rời do C.A.Coulomb tìm ra đầu tiên vào năm 1773 và mang tên định luật cắt của đất - Hay thường gọi là định luật Coulomb. Định luật này có thể phát biểu như sau: “*Sức chống cắt cực hạn của đất rời là sức cản ma sát, tỷ lệ thuận với áp lực nén thẳng đứng.*”

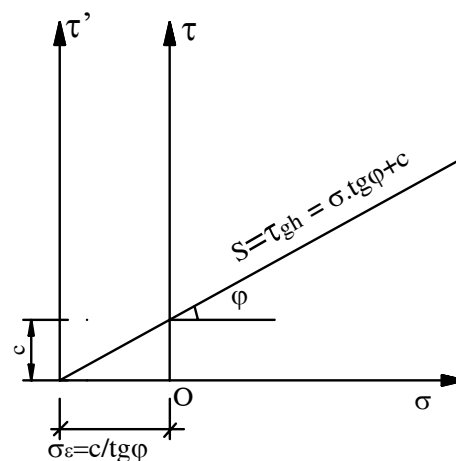
b. Đối với đất dính:

Như trong chương I đã trình bày, đất dính (sét, á sét, á cát) khác với đất rời ở chỗ là giữa các hạt đất liên kết với nhau bởi màng nước hấp thụ, các vật chất keo dính và các vật chất gắn kết xi măng. Do đó, ngay khi biến dạng trượt còn rất nhỏ, đất dính cũng đã có một cường độ chống cắt nhất định. Vì vậy, đối với đất dính, ngoài thành phần ma sát trong ra còn có thành phần lực dính cũng tham gia vào sức chống cắt của đất.

Bằng các thí nghiệm tương tự như đất rời,



Hình IV-3



Hình IV-4

người ta được đồ thị sự phụ thuộc giữa ứng suất cắt τ và ứng suất nén thẳng đứng có dạng một đường thẳng cắt qua trục tung một đoạn bằng c (hình IV-4) được xác định theo công thức sau:

$$S = \tau_{gh} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c \quad (\text{IV-3})$$

Trong đó: c - lực dính kết đơn vị của đất

Các ký hiệu khác như công thức (IV-2).

Công thức (IV-3) là công thức toán học của định luật Coulomb viết cho đất dính và có thể phát biểu như sau: “*Sức chống cắt cực đại của đất dính là hàm số bậc nhất đối với áp lực nén thẳng đứng và gồm hai thành phần: lực dính kết c không phụ thuộc vào áp lực nén thẳng đứng và $\sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$ tỷ lệ thuận với lực nén thẳng đứng.*” Nói chung việc phân chia hai thành phần riêng biệt của sức chống cắt đối với đất dính là một việc hết sức khó khăn và phức tạp. Bởi vì bất kỳ một sự thay đổi nào tuy là rất nhỏ của áp lực nén, không những chỉ liên quan tới phần này hay phần kia mà liên quan tới cả hai phần.

Nếu kéo dài đường Coulomb (Hình IV-4) gặp trục hoành $O\sigma$ tại O' và chuyển trục τ thành τ' , ta có hệ trục tọa độ $\tau'O'\sigma$ thì trị số lực dính kết c có thể xác định bằng công thức sau:

$$c = \sigma_{\varepsilon} \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{IV - 4})$$

Trong đó: σ_{ε} : “áp lực dính” nghĩa là áp lực tương đương với tác dụng của lực dính trong đất:

$$\sigma_{\varepsilon} = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \quad (\text{IV - 5})$$

Với hệ trục tọa độ này, có thể biểu diễn cường độ chống cắt của đất như sau:

$$S = \tau_{gh} = (\sigma + \sigma_{\varepsilon}) \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{IV - 6})$$

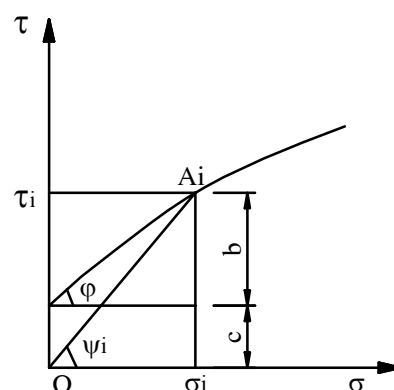
Cần phải chú ý rằng Định luật C.A.Coulomb trình bày ở trên là những quan hệ đường thẳng, chỉ phản ánh gần đúng cường độ chống cắt của đất. Trong thực tế nhiều kết quả nghiên cứu cho thấy quan hệ giữa cường độ chống cắt S của đất và áp lực pháp tuyến σ không phải là đường thẳng mà là dạng đường cong (Hình IV-5).

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

$$S = \tau_{gh} = \sigma_i \cdot \operatorname{tg} \psi_i \quad (\text{IV - 7})$$

Trong đó: ψ_i - Góc chống cắt, góc nghiêng của đoạn thẳng nối gốc tọa độ với điểm A_i trên đường Coulomb ứng với ứng suất pháp σ_i (Hình IV- 5).

$\operatorname{tg} \psi_i$ - Hệ số chống cắt của đất, có thể suy ra từ (IV-5a) như sau:



Hình IV-5

$$\operatorname{tg}\psi_i = \frac{\tau_i}{\sigma_i} = \frac{b+c}{\sigma_i} = \frac{b}{\sigma_i} + \frac{c}{\sigma_i} = \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma_i}$$

$$\text{Tức là:} \quad \operatorname{tg}\psi_i = \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma_i} \quad (\text{IV - 8})$$

Với cách xác định này, cường độ chống cắt của đất dính chỉ dùng một tham số duy nhất là góc ψ_i để gộp chung cả yếu tố ma sát và lực dính lại với nhau.

Trong các công thức (IV-2) và (IV-3) các đại lượng φ và c gọi là các tham số toán học sức chống cắt của đất. Cho đến nay, định luật Coulomb vẫn có giá trị thực tiễn nhất định đối với việc tính toán cường độ chịu tải và ổn định của các khối đất, vẫn còn áp dụng rộng rãi trong thực tế Cơ học đất, mặc dù với những tiến bộ mới trong nghiên cứu vấn đề này, đã thấy rõ những điểm không hợp lý của định luật này. Điều căn bản là, theo Coulomb đối với mỗi trạng thái nhất định của đất, các tham số φ và c là những hằng số, còn theo quan điểm mới ngày nay thì ngay với cùng một loại đất các tham số φ và c thay đổi phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau: như áp lực nén, áp lực nước trong lỗ rỗng, độ chặt, độ ẩm, v.v....

Từ những phân tích trên, có thể nhận ra rằng việc xác định các tham số φ và c bằng phương pháp cắt đất trực tiếp trong phòng thí nghiệm sao cho phù hợp với tình hình làm việc thực tế của nền đất là một việc khó khăn và phức tạp, bởi vì phương pháp này có những nhược điểm sau:

- Việc quy định trước mặt trượt là một sự tùy tiện, không thể xem là hoàn toàn hợp lý được. Trong thực tế, mẫu đất có thể bị cắt theo những mặt trượt khác với mặt trượt quy định. Từ đó dẫn đến kết quả sai lệch đối với những đất không đồng nhất, dị hướng và nứt nẻ, không phản ánh được đúng đắn tình hình làm việc thực tế của đất nền.

- Trong quá trình cắt đất, diện tích mặt cắt càng ngày càng bé đi, do đó ứng suất cắt không phải có một giá trị nhất định mà luôn luôn thay đổi, ứng suất cắt tại mặt cắt tập trung lại ở các mép mẫu là chủ yếu, ngoài ra lại còn không khống chế được sự thoát nước.

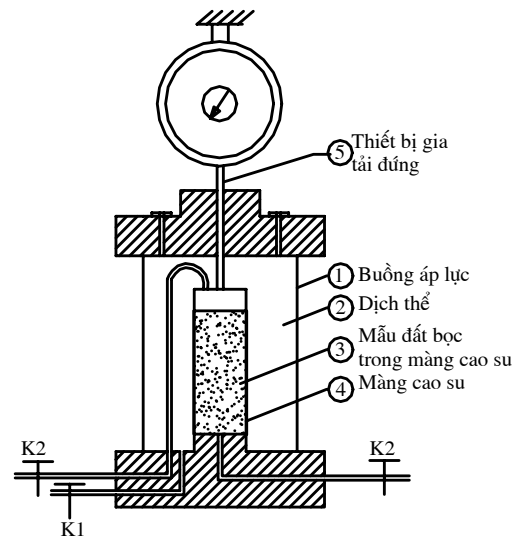
- Khi thí nghiệm đất sét cứng, cát hạt to, đất phân lớp, đất rất yếu v.v... thì không nên dùng thiết bị cắt phẳng thông thường.

Tuy có nhiều nhược điểm như đã kể, nhưng do ưu điểm của phương pháp là thiết bị, thao tác đơn giản. Cho nên phương pháp cắt đất trực tiếp hiện nay vẫn được áp dụng rộng rãi trong các phòng thí nghiệm ở tất cả các nước trên thế giới.

2.1.2. Phương pháp cắt đất gián tiếp bằng máy nén ba trục:

Khác với trong các thiết bị cắt trực tiếp, trong các thiết bị cắt gián tiếp, mẫu đất không chịu một lực cắt trực tiếp tác dụng lên mà được nén bởi một tổ hợp các tải trọng theo chiều các trục X, Y và Z. Cấu tạo của máy nén 3 trục có thể mô tả sơ lược như sau: bao gồm 3 bộ phận chủ yếu là: bộ phận tăng tải, bộ phận đo lường và bộ phận bình chịu áp. Bộ phận bình chịu áp lực là một hộp hình trụ tròn, cấu tạo rất kín, với bề mặt xung quanh làm bằng kính hữu cơ ①, nắp trên và đáy làm bằng kim loại, nhờ khóa K_1 có thể bơm vào trong bình một dịch thể ② (thường là bằng nước hay

glyxêrin), mẫu đất ③ được bọc trong một màng cao su mỏng ④, đặt trong bình chịu áp lực nén theo ba trục. Áp lực nén là áp lực thủy tĩnh của dịch thể nên $\sigma_2 = \sigma_3$; phía trên và dưới mẫu đất đều được lót màng thấm nước. Pistong ⑤ đặt trên mẫu đất, cho phép có thể gia tải áp lực nén σ_1 theo phương thẳng đứng, khóa K_2 có thể đóng hoặc mở tự do đảm bảo điều kiện thoát nước hoặc không thoát trong mẫu đất khi thí nghiệm cắt. Các thiên phân kế biểu thị cho bộ phận đo lường, dùng để đo các áp lực σ_1 , $\sigma_2 = \sigma_3$, áp lực nước lỗ rỗng của mẫu đất, biến dạng của mẫu đất trong quá trình cắt v.v.... (Hình IV-6)



Hình IV-6: Sơ đồ máy nén ba trục

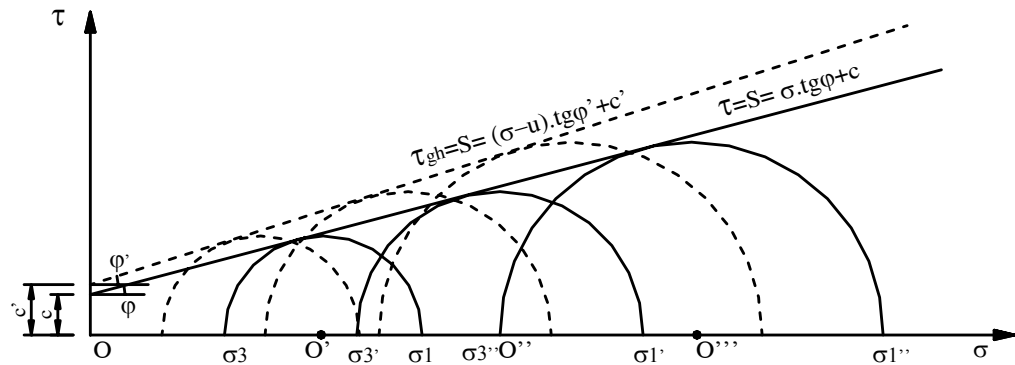
Cách thí nghiệm được tiến hành như sau: Đặt mẫu đất thí nghiệm vào vị trí, sau đó bơm dịch có áp vào bình, lúc này trị số ứng lực tác dụng theo ba trục $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ và bằng áp lực thủy tĩnh của dịch thể. Vòng tròn Mohr biểu diễn trạng thái ứng suất trong trường hợp này thu về một điểm trên trục σ . Nếu gia tải trọng đứng P lên Pistong thì trị số ứng suất chính lớn nhất sẽ là: $\sigma_1 = P/F$, trong đó F là diện tích tiết diện ngang của mẫu đất và $\sigma_2 = \sigma_3$ bằng áp lực thủy tĩnh.

Như trong giáo trình sức bền vật liệu đã cho thấy, khi vật liệu chịu áp lực tác dụng như đã mô tả ở trên thì sự phá hoại của nó không phụ thuộc vào trị số tuyệt đối của các ứng suất chính, mà phụ thuộc chủ yếu vào tỷ số ứng suất chính σ_1 / σ_3 . Như vậy, mẫu đất có thể bị trượt theo một mặt nào đó bằng cách giữ nguyên trị số σ_3 rồi ép piston để tăng σ_1 cho đến khi mẫu đất bị phá hoại. Với cách thí nghiệm này cần tiến hành ít nhất hai mẫu đối với đất dính, còn đất rời chỉ cần một mẫu, với mẫu thứ nhất giữ nguyên trị số σ_3 không đổi và tăng dần áp lực thẳng đứng σ_1 tới khi mẫu đất phá hoại. Nhờ lý thuyết vòng tròn Mohr, có thể xây dựng được vòng tròn Mohr giới hạn đối với mẫu thứ nhất thông qua ứng suất chính lớn nhất σ_1 và ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 (vòng tròn có tâm O' trên hình IV - 7). Mẫu thứ hai tăng trị số áp lực thủy tĩnh lên σ'_3 rồi giữ nguyên không đổi, sau đó tăng trị số áp lực thẳng đứng cho tới khi mẫu đất phá hoại ứng với σ'_1 . Bằng cách làm tương tự xây dựng được vòng tròn Mohr giới hạn cho mẫu thứ hai và thứ ba. Đường bao của các vòng tròn Mohr giới hạn trên là đường biểu diễn định luật Coulomb, vì nó là quỹ tích của những điểm nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn. Đối với đất cát, đường này có dạng như một đường thẳng đi qua gốc tọa độ, còn đối với đất dính thì nó có dạng một đường thẳng cắt tung độ ở một trị số bằng trị số lực dính của đất.

Khi đã có đường biểu diễn định luật Coulomb về sức chống cắt thì việc xác định các tham số φ và c giống như thí nghiệm cắt đất trực tiếp.

Như đã trình bày ở trên, có thể nhận thấy rằng, thiết bị nén ba trục có nhiều đặc điểm ưu việt như: Nó không gò ép mẫu đất phải phá hoại theo một hoặc một số

mặt phẳng định trước, mà để cho quá trình biến dạng thể tích phát triển theo tương quan giữa các ứng suất chính, cho phép xác định đồng bộ các chỉ tiêu tính chất của đất, điều phối được quá trình thoát nước đồng thời xác định được áp lực nước lỗ rỗng và cả lượng nước thoát ra, nên hiện nay, thiết bị nén ba trục có khuynh hướng thay thế dần các dụng cụ nén một trục không nở hông và cắt phẳng.



Hình IV-7: Đường bao ứng suất giới hạn khi thí nghiệm cắt đất bằng máy nén ba trục

2.1.3. Thiết bị nén đất một trục:

Về nguyên lý mà nói, thì thí nghiệm nén đất một trục được xây dựng trên cùng những cơ sở lý thuyết với thí nghiệm nén ba trục, chỉ khác là tải trọng nén hông này có giá trị bằng không. Vì vậy thí nghiệm này còn gọi là thí nghiệm nén đất không hạn chế nở hông.

Mẫu đất làm thí nghiệm có dạng hình trụ với chiều cao lớn hơn gấp $1,5 \div 2,0$ lần đường kính. Khi thí nghiệm, mẫu đất được nén dưới một tải trọng thẳng đứng $P \approx \sigma_1$ với giá trị tăng dần trong điều kiện áp lực hông $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, cho đến khi mẫu đất phá hoại và đo được góc nghiêng giữa mặt phá hủy với mặt phẳng nằm ngang là α .

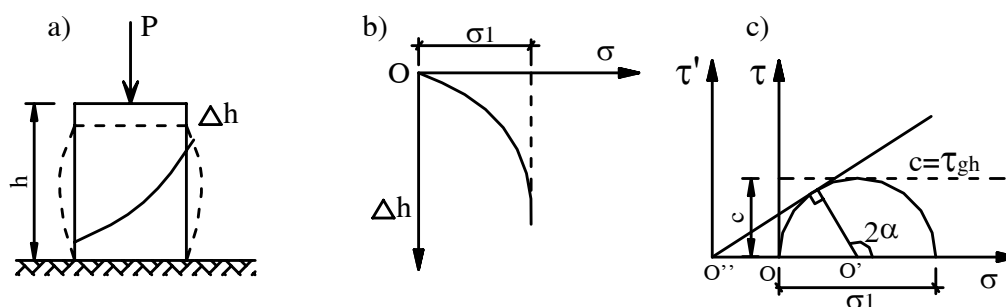
Nếu dùng vòng tròn ứng suất Mohr để biểu diễn kết quả thí nghiệm, thì có thể thấy rằng, trong trường hợp nén một trục, khi $\sigma_3 = 0$ thì chỉ có thể vẽ được một vòng tròn Mohr giới hạn mà thôi, vòng tròn Mohr này có đường kính là trị số σ_1 và tiếp xúc với trục tung. Đường bao của Coulomb là đường tiếp tuyến với vòng tròn tại điểm mà bán kính vectơ hợp với trục hoành một góc 2α (Hình IV - 8). Từ hình (IV - 8- c) có thể viết:

$$\varphi = 2\alpha - 90^\circ \quad (IV-9)$$

$$\text{Và: } \frac{\sigma_1}{2} = \left(\frac{c}{\operatorname{tg}\varphi} + \frac{\sigma_1}{2} \right) \cdot \sin \varphi \quad (IV-10)$$

$$\text{Do đó: } c = \frac{\sigma_1}{2} \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{\sigma_1}{2 \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)} \quad (IV-11)$$

Phương pháp thí nghiệm này chỉ thích hợp với loại đất dính mà biến dạng phá hủy khi nén mang tính chất trượt khi tải trọng nén rất bé, khi biến dạng chưa quá 10% chiều cao của mẫu.



Hình IV □8: Sơ đồ thí nghiệm nén đất một trục và vòng tròn Mohr giới hạn tương ứng

Trong công thức (IV - 11) có chứa 2 ẩn số chưa biết φ và c , nên muốn dùng nó để xác định c thì trước hết phải tìm φ bằng cách đo góc α của mặt phá hoại. Tuy vậy, giá trị góc α khó đo được chính xác trên mẫu đất, do đó giá trị của c tính theo công thức (IV - 11) cũng không được chính xác. Riêng trong trường hợp đối với đất sét thuần túy chịu tác dụng cắt nhanh không thoát nước, thì góc ma sát trong có thể xem bằng không và lúc đó công thức (IV - 11) dùng để xác định c của các đất này rút gọn chỉ còn là:

$$c = \frac{\sigma_1}{2} \quad (\text{IV-12})$$

Nếu chú ý tính chất của các đất sét thuần túy, cường độ chống cắt chỉ là do lực dính kết tạo thành thì biểu thức toán học viết cho định luật cắt sẽ là:

$$S = c = \frac{\sigma_1}{2} \quad (\text{IV-13})$$

Và giá trị của nó có thể xác định trên đồ thị của vòng tròn Mohr giới hạn bằng cách vẽ một đường thẳng song song với trục hoành và tiếp xúc với vòng tròn Mohr giới hạn ở đỉnh cao nhất của nó (Hình IV - 8c - đường gạch đứt quãng).

2.2. Các yếu tố ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất:

Để tính toán các nền công trình về mặt chịu tải và ổn định, ngoài điều kiện có lý thuyết ứng dụng thích hợp, còn cần phải có các chỉ tiêu chính xác về cường độ chống cắt của đất.

Như trong chương I đã giới thiệu, các loại đất trong thiên nhiên có cấu tạo bản thân phức tạp, nên cường độ chống cắt của đất không phải là một đại lượng cố định, mà sức chống cắt của đất là một đặc trưng có tính chất thay đổi tùy theo ảnh hưởng của nhiều yếu tố khác nhau. Để có được những số liệu tính toán đáng tin cậy, khi thí nghiệm xác định đặc trưng ấy, cần phải cố gắng làm sao cho các điều kiện thí nghiệm phản ánh được đúng đắn tình hình làm việc thực tế của đất ở hiện trường. Thực tế đã cho thấy rằng, cùng một loại đất sét, nhưng khi thí nghiệm trong những điều kiện khác nhau (tình hình thoát nước, tình hình gia tải,...) cho kết quả khác nhau rất xa. Đối với đất cát, khi thí nghiệm trong những điều kiện khác nhau như thế, cũng cho những kết quả không giống nhau, nhưng mức độ chênh lệch không lớn lắm như các loại đất sét.

Sở dĩ có các kết quả khác nhau như vậy là vì, cường độ chống cắt của đất phụ thuộc vào nhiều nhân tố rất phức tạp, sau đây ta xét đến các nhân tố chủ yếu ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất.

2.2.1. Ảnh hưởng của áp lực nước lỗ rỗng trong đất:

Một trong những yếu tố quan trọng ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất là áp lực nước lỗ rỗng, áp lực nước lỗ rỗng này gắn liền một cách chặt chẽ với tình hình tăng tải, tình hình thoát nước và quá trình cố kết của đất, làm cho các tham số sức chống cắt ϕ và c không còn là những hằng số theo quan điểm của Coulomb nữa.

Như đã biết, yếu tố làm cho đất chặt lên và do đó cường độ chống cắt của nó ngày càng tăng trong quá trình cố kết là áp lực có hiệu. Xuất phát từ quan điểm đó K.Tezaghi đã kiến nghị bỏ khuyết công thức (IV-3) của Coulomb bằng cách đưa vào đây áp lực có hiệu ($\sigma - U$) thay cho tổng ứng suất σ , đồng thời thay các tham số sức chống cắt ϕ và c của Coulomb bằng các trị số ϕ' và c' ứng với trường hợp khi áp lực có hiệu được tách ra khỏi tổng ứng suất, và công thức toán học biểu diễn định luật chống cắt được viết dưới dạng sau:

$$S = \tau_{gh} = (\sigma - U) \operatorname{tg} \phi' + c' \quad (\text{IV-14})$$

Chính vì thế, nên phương pháp cắt đất này được gọi là phương pháp ứng suất có hiệu. Thiết bị thí nghiệm ở đây là thiết bị nén ba trục. Khi thí nghiệm, bằng bộ phận đo áp, đối với mỗi mẫu thí nghiệm đều xác định được áp lực nước lỗ rỗng U ứng với khi mẫu đất bắt đầu bị cắt. Dựa vào các giá trị ứng suất σ_1 , σ_3 và U thu được, ta tính các giá trị $(\sigma_1 - U)$ và $(\sigma_3 - U)$, trên cơ sở các kết quả tính toán được, vẽ ra các vòng tròn Mohr giới hạn ứng với các ứng suất có hiệu tác dụng trên các mẫu đất (đường nét đứt hình IV-7). Cuối cùng, nối liền các vòng tròn này bởi một đường bao gần đúng như một đường thẳng, dựa vào đường này có thể xác định được các giá trị ϕ' và c' .

Theo đó A.Cazagrande đề nghị phân biệt sức chống cắt của đất thí nghiệm theo ba sơ đồ: cắt nhanh, cắt chậm và cắt nhanh cố kết.

Nội dung cơ bản của *phương pháp cắt nhanh* [được ký hiệu theo sơ đồ UU]*: là nhằm làm sao cho trong quá trình thí nghiệm, nước lỗ rỗng không thoát được ra ngoài, mẫu đất không được cố kết dưới các tải trọng tác dụng lên nó và độ chặt của đất không tăng lên so với độ chặt ban đầu. Để thực hiện được yêu cầu đó, khi cắt đất với máy nén ba trục, vòi nước ở đáy hộp K2 cần được đóng kín trong suốt quá trình thí nghiệm, còn thí nghiệm trên máy cắt trực tiếp, thì cả tải trọng nén và tải tọng cắt đều phải được tăng lên tức thời để cho mẫu đất bị cắt mà nước lỗ rỗng không thoát ra. Có thể nhận xét rằng, trong thực tế khi cắt nhanh với máy cắt trực tiếp, thì dù thao tác có thành thạo đến đâu cũng khó bảo đảm cho nước lỗ rỗng hoàn toàn không thoát ra ngoài. Các thông số sức chống cắt từ thí nghiệm này ký hiệu ϕ_u , c_u .

Phương pháp cắt chậm [được ký hiệu là sơ đồ CD]*: Cần bảo đảm cho nước lỗ rỗng thoát ra ngoài, mẫu đất được cố kết đầy đủ dưới các tải trọng tác dụng lên nó và độ chặt của đất tăng lên đến mức độ tối đa mà có thể đạt đến dưới các tải trọng ấy. Muốn vậy, khi thí nghiệm bằng máy nén ba trục, vòi nước K2 cần luôn luôn để

mở trong qua 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 lên rất chậm. Các thông số sức chống cắt của thí nghiệm này thường ký hiệu ϕ' , c' .

Phương pháp cắt nhanh cố kết [được ký hiệu là sơ đồ CU]*: là phương pháp trung gian giữa 2 phương pháp nói trên. Khi thí nghiệm cắt đất theo phương pháp này với máy nén 3 trục, vòi thoát nước K2 cần để mở trong quá trình tăng tải trọng hông, còn sau đó, khi tăng tải trọng nén thì đóng vòi lại. Khi dùng máy 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 lên thật nhanh. Các thông số sức chống cắt ký hiệu là ϕ_{cu} , c_{cu} .

Việc phân chia các trường hợp khác nhau của sức chống cắt, có một ý nghĩa thực tế lớn. Khi xác định các tham số ϕ và c để đánh giá sức chịu tải và ổn định của nền công trình, cần phải chọn phương pháp thí nghiệm nào phản ánh đúng với tình hình làm việc của đất nền trong thực tế.

Rõ ràng là độ bền chống cắt của đất bất kỳ phụ thuộc chủ yếu vào áp lực nước lỗ rỗng tồn tại lúc xảy ra phá hoại. Áp lực lỗ rỗng dư có thể được tạo ra do các ứng suất trực tiếp tác dụng vào đất và có xu hướng thay đổi thể tích đất trong khi cắt. Mặt khác, áp lực lỗ rỗng dư thường bị tiêu tan do thoát nước. Tốc độ tiêu tan áp lực lỗ rỗng dư, và từ đó độ bền chống cắt có thể phát triển ở hiện trường thì phụ thuộc đáng kể vào tính thấm và kích thước của khối đất chịu ảnh hưởng của ứng suất cắt. Chúng cũng phụ thuộc vào tốc độ tác dụng của ứng suất; một sự thay đổi rất chậm của ứng suất tác dụng lên khối đất có tính thấm kém không thể tạo ra các áp lực lỗ rỗng nào lớn hơn so với trường hợp ứng suất tác dụng nhanh trong đất có tính thấm nước cao. Các nhận xét này là cơ sở để đánh giá độ bền chống cắt trong các bài toán thực tế hoặc để lựa chọn phương pháp thí nghiệm cắt phù hợp với bài toán.

Trong phần lớn các trường hợp, cát và cuội sỏi với hệ số thấm lớn hơn khoảng 10^{-4} cm/Sec, có tính thoát nước đủ lớn để làm tiêu tan áp lực lỗ rỗng do tác dụng của tải trọng trên móng, nên người ta bỏ qua ảnh hưởng của áp lực nước lỗ rỗng đến sức chống cắt của đất cát. Tuy nhiên, cũng có những trường hợp phải chú ý đến áp lực nước lỗ rỗng khi xác định sức chống cắt đó là: Khi đánh giá ổn định của một khối cát nằm khá sâu so với mặt nước tự do hoặc khi cát có chứa một lượng hạt nhỏ nào đó, nếu ứng suất tác dụng rất nhanh và khi khối cát có kích thước lớn, thì ứng suất có thể tạo ra áp lực nước lỗ rỗng mà nó không thể tiêu tan đủ nhanh để duy trì độ bền chống cắt. Trong các trường hợp đó, xét đến áp lực nước lỗ rỗng (U), trên cơ sở biểu thức chung của Coulomb cần phải xác định sức chống cắt của cát như kiến nghị của K.Terzaghi:

$$S = \tau' = (\sigma - U).tg\phi \quad (IV-14')$$

Góc ma sát trong (ϕ) thì vẫn cần phân biệt (ϕ') ứng với trường hợp cắt chậm và (ϕ_{cu}) ứng với trường hợp cắt nhanh cố kết.

Trong tự nhiên, phần lớn đất hạt mịn chứa một lượng nước đáng kể; khá nhiều đất là gần như bão hòa hay bão hòa hoàn toàn. Vì vậy độ bền của đất bão hòa là vấn đề thực tiễn quan trọng cho đến nay, vẫn còn khó khăn trong việc đo lường

*UU: Unconsolidated □ Undrained; CD: Consolidated □ Drained; CU: Consolidated □

xác định áp lực nước lỗ rỗng (U) trong thực hành một cách rộng rãi; mặt khác thực tế thì sự phân phối, sự chuyển hoá giữa áp lực hữu hiệu (hạt) và áp lực nước lỗ rỗng không đơn giản như lý thuyết cổ kết thấm của K.Terzaghi mà còn phụ thuộc nhiều yếu tố (áp lực nước ban đầu, độ bền kết cấu, v.v...). Vì vậy hiện nay trong thực hành người ta vẫn sử dụng rộng rãi các biểu thức xác định sức chống cắt giới hạn của đất theo Coulomb (IV-3) và theo lý thuyết (cổ kết thấm) K.Terzaghi (IV-14), nhưng chú ý khi lựa chọn các đặc trưng sức chống cắt của đất (ϕ, c) phù hợp với sơ đồ của bài toán.

- Khi gia tải nhanh và đất hoàn toàn không thoát nước (UU), thì đất sét bão hoà không có ma sát trong ($\phi_u=0$), sức kháng cắt hoàn toàn do lực dính sinh ra, ta gọi đó là sức kháng cắt không thoát nước ($\tau_{\max} = S_u = c_u = \frac{\sigma_1}{2}$).

- Khi gia tải chậm [CD], với đất sét cổ kết thường, sức kháng cắt hoàn toàn do ma sát trong, còn lực dính $c'=0$ (với đất quá cổ kết, ta vẫn có $c'>0$, nhưng c' tương đối nhỏ).

- Khi gia tải cổ kết chậm, cắt nhanh [CU], sức kháng cắt được xác định $\phi_{cu}>0$ và $c_{cu}>0$.

2.2.2. Ảnh hưởng của thành phần khoáng, hình dạng và cấp phối hạt đất:

Đối với đất cát, thì hình dạng và cấp phối hạt đất đóng một vai trò quan trọng, hạt càng to đều và hình dạng càng gồ ghề thì cường độ chống cắt càng lớn. Đối với đất sét, thì trong các yếu tố nói trên yếu tố thành phần khoáng có ảnh hưởng lớn hơn cả vì chính thành phần khoáng quyết định chiều dày và độ nhớt của lớp nước màng mỏng bao quanh hạt đất, do đó mà nó ảnh hưởng đến lực dính và cường độ chống cắt của đất sét.

2.2.3. Ảnh hưởng của độ ẩm:

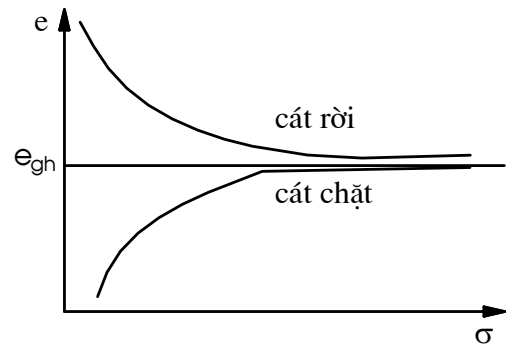
Đối với đất cát, như nhiều thí nghiệm đã cho thấy rằng, góc ma sát trong của đất ở trạng thái khô và khi ẩm ướt khác nhau rất ít (vào khoảng $1^\circ - 2^\circ$), nên ảnh hưởng của độ ẩm đến cường độ chống cắt của đất cát có thể bỏ qua. Còn đối với đất dính (sét), khi độ ẩm càng tăng, thì chiều dày lớp nước màng mỏng sẽ càng lớn, độ chặt cũng như lực dính giữa các hạt giảm xuống và do đó cường độ chống cắt sẽ bé đi. Vai trò của độ ẩm với cường độ chống cắt có một ý nghĩa đặc biệt quan trọng ở các đất sét thuần túy. Như đã trình bày ở phần trên, ở các đất này, cường độ chống cắt hoàn toàn phụ thuộc vào lực dính, chứ không phụ thuộc vào áp lực. 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.

Các kết quả thí nghiệm của Giáo sư N.N.Maslov cho thấy rằng khi độ ẩm tăng lên thì góc ma sát trong ϕ và lực dính kết c sẽ giảm xuống theo quy luật đường cong. Do đó sức chống cắt của đất cũng yếu đi rất nhiều. Kết luận này một lần nữa được chứng minh bằng các tài liệu thí nghiệm đất của giáo sư Hough. Ông đã khẳng định rằng, đối với tất cả các loại đất sét, sức chống cắt cực hạn giảm khi độ ẩm tăng

lên. Đó là đặc tính thể hiện rất rõ rệt của tất cả các vật thể phân tán nói chung và của đất nói riêng.

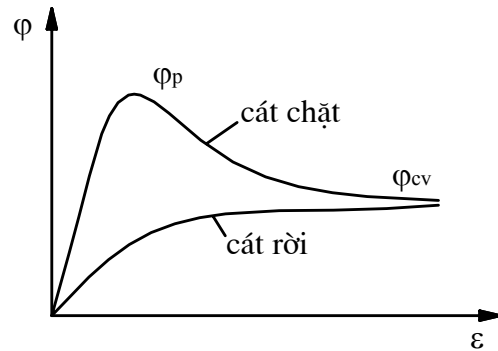
2.2.4. Ảnh hưởng của độ chặt ban đầu :

Độ chặt ban đầu của đất cũng là một yếu tố ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất, nhưng vai trò ảnh hưởng của nó chỉ thể hiện ở các đất cát mà thôi. Có thể nhận thấy rằng, với các đất cát chặt thì lực ma sát và lực hút giữa các hạt với nhau đều lớn. Do đó mà cường độ chống cắt của các đất này lớn. Còn đối với các đất cát rời thì trái lại các lực ma sát và lực hút giữa các hạt với nhau đều bé và do đó mà cường độ chống cắt của các đất này sẽ bé hơn.



Hình IV-9a

Điều đáng chú ý ở đây là, nếu đất ban đầu ở trạng thái chặt, thì trong quá trình cắt, đất ngày càng rời ra, hệ số rỗng ngày càng tăng dần và tiến tới một trị số giới hạn gọi là e_{gh} . Ngược lại, nếu cùng một loại đất ấy, nhưng ban đầu ở trạng thái rời thì trong quá trình cắt đất ngày càng chặt dần, hệ số rỗng của nó ngày càng giảm đi và cuối cùng tiến đến trị số e_{gh} nói trên (Hình IV-9a). Điều này cũng được thể hiện trong nghiên cứu mối quan hệ giữa góc ma sát trong và mức độ biến dạng (ε) của đất. Với một loại đất cát nhưng để ở hai mẫu có trạng thái khác nhau, một mẫu cát chặt, một mẫu cát rời. Sau đó đem thí nghiệm nén ba trục ta sẽ xác định được góc φ như hình (IV-9.b).



Hình IV-9b

Với cát chặt, ban đầu góc φ đạt giá trị cực đại là φ_p (nó thường là giá trị báo cáo từ thí nghiệm nén ba trục, do đó thường ký hiệu là φ_{tc} với tc là viết tắt của Triaxial compression). Tuy nhiên, cả cát chặt và cát rời (cùng loại cát, chỉ khác về độ chặt) sẽ cùng giá trị φ_{cv} (cv có nghĩa là thể tích mẫu đất sau đó không thay đổi - Constant Volume) ở một biến dạng ε_{cv} khá lớn. Tùy thuộc độ chặt và áp lực lên mẫu đất φ_p có thể lớn hơn φ_{cv} từ $0 \div 8^\circ$, thậm chí còn hơn. Với cát rời, $\varphi_p = \varphi_{cv}$.

Góc φ ước tính theo nghiên cứu này không được ghi chép đầy đủ, để an toàn trong thiết kế nên chọn φ_{cv} .

2.2.5 ảnh hưởng của tải trọng tác dụng:

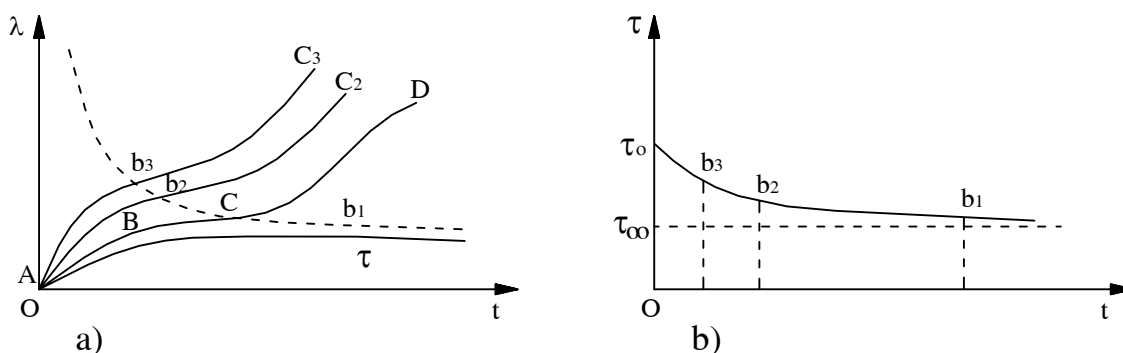
Cường độ chống cắt của đất phụ thuộc vào ứng suất pháp tuyến do tải trọng ngoài gây ra, khi ứng suất pháp càng lớn thì cường độ chống cắt của đất sẽ càng lớn, đây là điều khác biệt quan trọng của đất so với các loại vật liệu xây dựng khác.

2.3. Từ biến của đất sét và sự ảnh hưởng của nó đến cường độ chống cắt:

Từ biến là sự tăng dần các biến dạng thể tích và biến dạng hình dáng của vật liệu theo thời gian trong điều kiện nhiệt độ, tải trọng, v.v... không thay đổi. Khi xét đến vấn đề cố kết của các đất sét, trong chương III đã đề cập đến vấn đề, sự tăng dần biến dạng lún của chúng do ảnh hưởng tính nhớt của khung kết cấu, tức là đã nói đến từ biến của đất ấy trong điều kiện nén lún một chiều. Ở đây, từ biến của các đất sét sẽ được xét đến trong điều kiện khi đất chịu tải trọng cố.

Từ biến của các đất sét khi chịu cắt gắn với sự tăng dần biến dạng hình dáng của khung kết cấu có tính nhớt theo thời gian. Tuy vậy, như nhiều thí nghiệm đã cho thấy, không phải với bất kỳ độ lớn nào của tải trọng, trong đất sét cũng xuất hiện hiện tượng ấy. Mà chỉ khi nào ứng suất cắt vượt quá một giới hạn nhất định, đất sét mới thể hiện tính từ biến.

Nhiều thí nghiệm đã chứng tỏ rằng, quan hệ giữa biến dạng tương đối λ của mẫu đất theo chiều ngang dưới các tải trọng cắt khác nhau với thời gian t là một đường cong như hình (IV-10).



Hình IV - 10

Từ hình (IV-10a) có thể nhận thấy rằng, khi τ còn bé thì mẫu đất có một biến dạng tức thời, sau đó tốc độ biến dạng $\frac{d\lambda}{dt} = 0$, tức là tính từ biến lúc này chưa thể hiện được, khi tải trọng cắt lớn hơn một giới hạn nhất định, thì sau biến dạng tức thời, đất chuyển sang một giai đoạn đặc trưng với sự giảm dần của tốc độ biến dạng $\frac{d\lambda}{dt}$, và gọi là giai đoạn từ biến không ổn định (đoạn AB trên hình IV-10a). Tiếp đó, đất chuyển sang giai đoạn từ biến ổn định với $\frac{d\lambda}{dt} = \text{const}$ (đoạn BC). Và cuối cùng, khi biến dạng có giá trị quá lớn, thì mẫu đất bị phá hoại (đoạn CD), giới hạn nói trên gọi là thêm từ biến, càng tăng tải trọng cắt lên quá trên thêm từ biến, thì sự phá hoại của mẫu đất càng xảy ra sớm.

Căn cứ vào các đường cong quan hệ $\lambda - t$ ở trên có thể thấy, cường độ chống cắt không giữ nguyên một giá trị cố định, trái lại, giảm dần theo thời gian. Dựa vào các điểm b_1 , b_2 và b_3 ứng với lúc đất bắt đầu phá hoại dưới các tải trọng τ_1 , τ_2 và τ_3 khác nhau, có thể vẽ được biểu đồ quan hệ $\tau - t$ như trên hình (IV-10b). Từ biểu đồ này dễ dàng nhận thấy rằng, ban đầu, ngay lúc mới tăng tải trọng, cường độ chống

cất của đất có giá trị lớn nhất, ký hiệu τ_0 . Tiếp đó, thời gian cất càng kéo dài, thì cường độ chống cất của đất càng giảm đi, cuối cùng tiến đến một giới hạn ổn định, giá trị ổn định đó được gọi là cường độ chống cất lâu dài τ_α của đất, hay còn gọi là giới hạn độ bền vững lâu dài của đất khi trượt.

Theo M.N.Goldstein thì sở dĩ trong đất xuất hiện biến dạng từ biến và độ bền vững lâu dài giảm dần theo thời gian là do tính chất biến dạng và độ bền vững của đất không đồng đều cho nên sự phá hủy các mặt tiếp xúc giữa các hạt không phải cùng một lúc. Nơi nào mà sức chống cất yếu nhất các mặt tiếp xúc sẽ bị phá hủy trước, và cứ như vậy, sự phá hủy này sẽ gây ảnh hưởng đến các hạt bên cạnh và dần dần hình thành ổ trượt, "ổ trượt" phát triển thành mặt trượt. Các kết quả thí nghiệm cho hay rằng, sự giảm sức chống cất của đất gây nên bởi sự phá hủy các mặt tiếp xúc dòn và sự xoay hướng lại các hạt dẹt thường được kết thúc trong giai đoạn từ biến đầu tiên, tức là trong giai đoạn từ biến tắt dần và trong giai đoạn từ biến ổn định, trong khi đó sự phá hủy các mặt tiếp xúc dẻo vẫn tiếp diễn và được bù trừ bằng sự xuất hiện các mặt tiếp xúc mới.

Các giả thuyết giải thích hiện tượng cường độ chống cất giảm dần theo thời gian của các tác giả đều dựa trên cơ sở lý luận về các liên kết trong đất dính. Như đã biết, ngoài yếu tố ma sát, cường độ của đất dính còn phụ thuộc vào các liên kết keo và liên kết cứng giữa các hạt, hơn nữa khi phá hoại thì các liên kết cứng khó hồi phục, còn các liên kết keo thì hồi phục được một phần hoặc toàn bộ. Khi cất đất thì các liên kết cũng bị phá hoại và không hồi phục lại, còn các liên kết keo thì bị phá hoại dần dần. Trong quá trình đó, các hạt đất, ban đầu sắp xếp lung tung, dần dần hướng theo phương cất, do đó làm cho cường độ chống cất ngày càng giảm xuống.

Cũng chính nhờ lý luận về các liên kết trong đất sét này, cho phép giải thích vì sao trên đường quan hệ $\lambda - t$ có hình thành giai đoạn từ biến không ổn định. Lúc này, đồng thời với hiện tượng một số liên kết bị phá hoại, trong đất xảy ra tình hình một số liên kết mới hình thành. Quá trình này càng tiếp diễn thì sẽ đến lúc số liên kết bị phá hoại tương đương với số liên kết hồi phục và đường quan hệ $\lambda - t$ chuyển sang giai đoạn từ biến ổn định. Nếu tải trọng cất lớn hơn thêm từ biến, thì tiếp theo đó, trong đất số liên kết bị mất đi sẽ nhiều hơn so với số liên kết mới hình thành và cuối cùng, đất sẽ bị phá hoại.

Nếu muốn cất đất cho nó bị phá hoại tức thời, thì phải đồng thời khắc phục cả lực ma sát và lực dính bao gồm các liên kết cứng và liên kết keo, do đó cần có tải trọng cất τ_0 lớn. Nếu thời gian cất đất lâu hơn, thì do sự sắp xếp lại của các hạt, nên cường độ chống cất của đất giảm đi và tải trọng τ cần thiết để làm cho mẫu đất bị phá hoại cũng bỏ đi. Thời gian cất đất càng lâu, thì tải trọng cần thiết càng bé và cuối cùng tiến đến giá trị bằng τ_∞ .

Tuy nhiên, không phải bất kỳ đất nào cũng thể hiện tính chất giảm cường độ khi kéo dài thời gian cất như trên, đất cát chẳng hạn, không thể hiện tính từ biến khi cất. Đối với các đất sét có tính từ biến rõ ràng khi chịu nén, với thời gian cất lớn, cường độ chống cất không những không giảm mà còn tăng lên. Một số tác giả cho rằng, từ biến khi cất chỉ thể hiện ở các đất sét yếu, ít thấm và có độ ẩm cao.

S3. TRẠNG THÁI CÂN BẰNG GIỚI HẠN TẠI MỘT ĐIỂM TRONG NỀN ĐẤT VÀ ĐIỀU KIỆN CÂN BẰNG GIỚI HẠN MOHR - COULOMB

3.1 Trạng thái cân bằng bên và trạng thái cân bằng giới hạn tại một điểm bất kỳ trong nền đất:

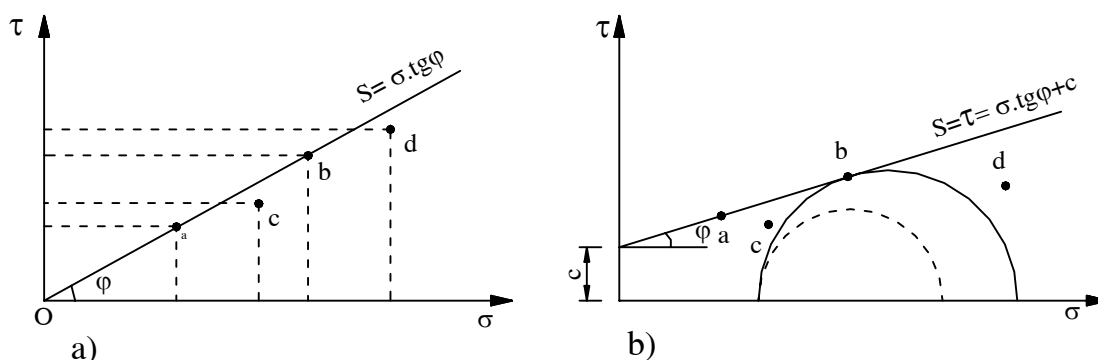
Cường độ chống cắt S của đất xác định theo công thức (IV-2) và (IV-3) của Coulomb là cường độ mà đất có thể phát huy trên một mặt phẳng đang xét. Nếu điểm M nằm ở trạng thái cân bằng bên (ổn định) khi:

$$\tau < S = \sigma \tan \varphi \quad \text{và} \quad \tau < S = \sigma \tan \varphi + c \quad (\text{IV-15})$$

Còn điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn khi :

$$\tau = S = \sigma \tan \varphi \quad \text{và} \quad \tau = S = \sigma \tan \varphi + c \quad (\text{IV-16})$$

Trên biểu đồ vẽ theo hệ trục tọa độ $\tau - \sigma$, các điều kiện (IV-15) và (IV-16) được biểu diễn bởi vị trí của điểm có tọa độ σ và τ ứng với các ứng suất tác dụng trên mặt phẳng đang xét. Nếu điểm ấy nằm thấp hơn đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb, thì đất trên mặt phẳng ấy ở trạng thái cân bằng bên, chẳng hạn như điểm c và d trên hình (IV - 11). Trạng thái cân bằng giới hạn sẽ ứng với vị trí của những điểm nằm trên đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb, ví dụ điểm a và b trên hình (IV-11).

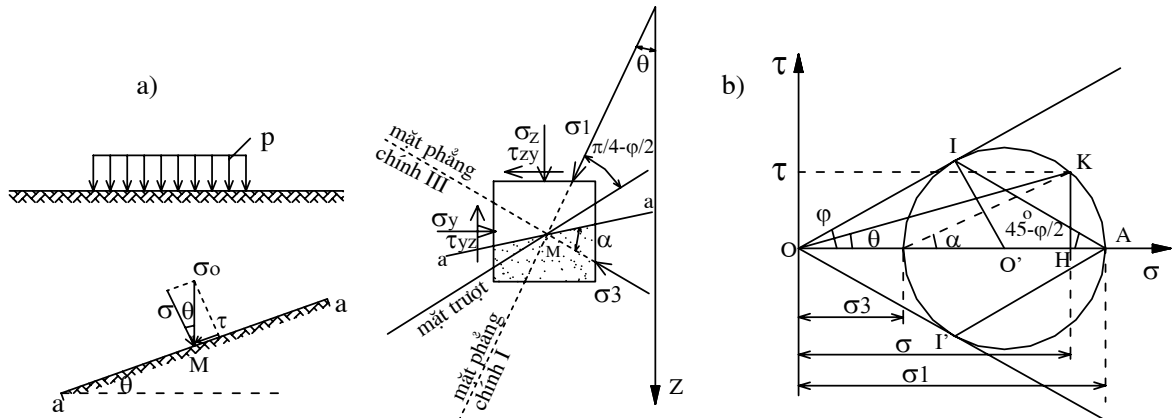


Hình IV-11: a) Đối với đất rời; b) Đối với đất dính

Để xác định điều kiện ổn định chống cắt của đất tại một điểm, cần chú ý rằng, qua điểm ấy có thể vẽ vô số mặt phẳng và trạng thái ứng suất tại điểm đó được biểu diễn bằng một vòng tròn ứng suất Mohr. Căn cứ vào những điều vừa nhận xét trên, có thể thấy rằng, tại điểm đang xét, đất chỉ có thể ở trạng thái cân bằng bên khi vòng tròn ứng suất Mohr tương ứng với điểm đó nằm thấp hơn đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb (hình IV - 11b, nét đứt quãng). Nếu đất tại điểm đó ở trạng thái cân bằng giới hạn và bắt đầu bị phá hoại, thì vòng tròn ứng suất Mohr sẽ tiếp xúc với đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb tại một điểm (Hình IV - 11b nét liền). Vòng tròn ứng suất Mohr biểu diễn trạng thái ứng suất của điểm M , lúc này được gọi là vòng tròn Mohr ứng suất giới hạn.

3.2 Điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb.

Xét một nền đất cát chịu tải trọng trên bề mặt và một mặt phẳng ab đi qua điểm M bất kỳ trong nền đất ấy (hình IV-12), gọi tổng ứng suất tác dụng tại điểm M là σ_0 , σ_0 có thể phân tích thành ứng suất pháp σ và ứng suất tiếp τ .



Hình IV - 12

Như trên đã trình bày, tại một điểm M bất kỳ khi diện chịu lực thay đổi thì σ và τ cũng thay đổi, và theo Mohr - coulomb khi σ thay đổi thì sức chống cắt S của đất tại điểm đó cũng thay đổi. Nếu gọi góc giữa ứng suất tổng cộng σ_0 và ứng suất pháp σ tác dụng tại điểm M là góc lệch θ , thì có thể đánh giá trạng thái ổn định chống cắt của đất tại điểm M đang xét thông qua góc lệch θ này.

Chọn hệ trục tọa độ $\tau - \sigma$ song song với phương của ứng suất chính σ_1 , σ_3 tác dụng tại điểm M . Vẽ lên trên biểu đồ này đường biểu diễn sức chống cắt của đất theo Coulomb trạng thái ứng suất tại điểm M trong trường hợp bài toán phẳng, có thể biểu thị bằng vòng tròn ứng suất Mohr vẽ với các ứng suất chính σ_1 và σ_3 của nó (hình IV-12b). Mặt phẳng ab đi qua điểm M và làm với phương của ứng suất chính nhỏ nhất σ_3 một góc bằng α , nếu không phải là mặt trượt thì điểm K trên vòng tròn Mohr ứng với mặt phẳng ấy sẽ nằm thấp hơn đường chống cắt của Coulomb, Đoạn thẳng OH sẽ biểu diễn ứng suất pháp σ tác dụng trên mặt phẳng ab , còn đoạn HK thì biểu diễn ứng suất tiếp τ trên mặt phẳng ấy (hình IV - 12.b), và từ hình (IV-12.b) ta có:

$$\widehat{\text{HOK}} = \frac{\overline{HK}}{\overline{OH}} = \frac{\tau}{\sigma} \quad (\text{IV-17})$$

Tỷ số $\frac{\tau}{\sigma}$ đồng thời cũng là tang của góc lệch trên hình (IV-12a), nên có thể nói rằng góc HOK biểu diễn góc lệch giữa ứng suất pháp σ và ứng suất σ_0 . Mặt khác, cũng có thể thấy rằng, với các điểm trên vòng tròn Mohr ứng với các mặt phẳng không phải là mặt trượt, góc lệch θ bé hơn góc φ của đường biểu diễn chống cắt của Coulomb ($\theta < \varphi$).

Từ những điểm trình bày ở trên, có thể đi đến kết luận rằng, để đánh giá trạng thái ổn định chống cắt của đất tại một điểm bất kỳ, có thể dùng khái niệm góc lệch giữa ứng suất pháp σ tác dụng trên các mặt phẳng đi qua điểm đang xét và tổng ứng

suất σ_0 tác dụng trên điểm ấy. Đất ở tại điểm ấy đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn khi góc lệch lớn nhất $\theta_{\max}$ bằng góc ma sát trong φ của đất, khi đó điểm K trên (hình IV-12b) sẽ trùng với điểm I và góc $2\alpha = \pi/2 + \varphi$. Ta có:

$$\theta_{\max} = \varphi \quad (\text{IV-18})$$

Điều kiện (IV-18) có thể viết dưới một dạng khác, trong đó $\theta_{\max}$ được biểu diễn qua các ứng suất chính σ_1 và σ_3 trên vòng tròn Mohr:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\overline{O'I}}{\overline{OO'}} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (\text{IV-19})$$

Vì vậy, điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm của các loại đất rời (thường được gọi là điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb) có thể biểu diễn bằng công thức sau:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (\text{IV-20})$$

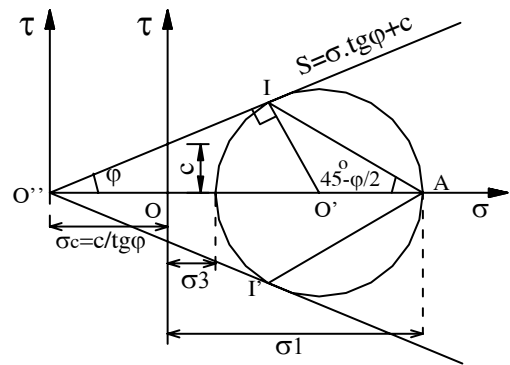
+ Trường hợp đất dính:

Đối với trường hợp đất dính, kéo dài đường Coulomb $S = \sigma \cdot \tan \varphi + c$ gặp trục hoành $O\sigma$ tại O'' đồng thời thay lực dính bằng áp lực dính từ phía σ_c và áp dụng hoàn toàn như đối với đất rời.

Lúc này:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\overline{IO'}}{\overline{O''O} + \overline{OO'}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\sigma_c} \quad (\text{IV-21})$$

$$\text{Hay } \sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \frac{c}{\tan \varphi}} \quad (\text{IV-22})$$



Hình IV-13

Công thức (IV-22) là điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb viết cho đất dính. Sau khi biến đổi, công thức (IV - 22) có thể viết dưới dạng tổng quát như sau:

$$\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \tan \varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = c \quad (\text{IV - 23})$$

Công thức (IV - 23) là công thức tổng quát, nói lên điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm bất kỳ trong nền đất. Đối với đất rời $c = 0$.

Từ công thức (IV - 22), sau một số biến đổi đơn giản, công thức này trở thành

$$\sigma_1 \cdot (1 - \sin \varphi) = \sigma_3 \cdot (1 + \sin \varphi) + 2 \cdot c \cdot \cos \varphi$$

Chia hai vế cho $(1 - \sin \varphi)$ ta được:

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

và chú ý rằng: $\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ và $\frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$

Do đó: $\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)$

Từ công thức (IV - 20) của đất rời: $\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$

Ta có: $\sigma_1 \sin \varphi + \sigma_3 \sin \varphi = \sigma_1 - \sigma_3$

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

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Do đó: $\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$

Như vậy, các điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm bất kỳ trong nền đất ở các điều kiện (IV - 20) và (IV - 22) có thể viết dưới dạng sau:

Đối với đất rời:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (\text{IV - 24})$$

Đối với đất dính:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (\text{IV - 25})$$

Dựa vào các biểu đồ vòng tròn Mohr kết hợp với đường biểu diễn cường độ chống cắt của Coulomb trên các hình (IV - 12 và IV - 13), có thể xác định được vị trí của các mặt trượt đi qua điểm M đang xét từ các quan hệ hình học trên có thể kết luận rằng, tại mỗi điểm trong nền đất đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn, thì có một mặt trượt đi qua làm với phương ứng suất chính lớn một nhất góc $(45^\circ - \varphi/2)$, đồng thời có một mặt trượt thứ hai đi qua và làm với mặt trượt thứ nhất góc $(90^\circ - \varphi)$.

Mặt khác theo lý thuyết sức bền vật liệu ta có các quan hệ sau:

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \quad (\text{IV - 26})$$

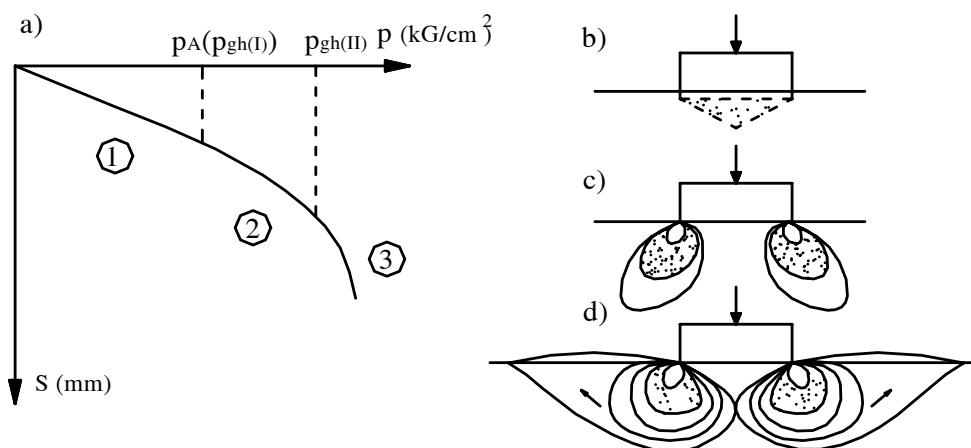
$$\tau_{\max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{yz}^2} \quad (\text{IV - 27})$$

Trong đó σ_z , σ_y và $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ là các ứng suất thành phần pháp tuyến và tiếp tuyến thuộc bài toán phẳng.

§4. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN ĐẤT

Như ở mục (2.3.2.2) trong chương III đã trình bày ba giai đoạn làm việc của nền đất dưới tác dụng của tải trọng tăng dần (Hình IV - 14)

Đặc điểm của giai đoạn thứ nhất là giữa độ lún S của đất nền và tải trọng P có quan hệ gần như đường thẳng. Lúc này biến dạng của đất chủ yếu là biến dạng lún theo chiều thẳng đứng, do kết quả của sự giảm thể tích lỗ rỗng giữa các hạt đất. Giai đoạn này được gọi là giai đoạn nén chặt của đất.



Hình IV-14

Đặc điểm của giai đoạn thứ hai là, độ lún S tăng nhanh dần, giữa S và p không còn quan hệ đường thẳng nữa. Đất không những bị nén chặt mà còn xuất hiện hiện tượng trượt lên nhau giữa các hạt đất, sự trượt ban đầu thường xảy ra đối với những điểm ở mép móng, tại những nơi đó đất đã đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn, nghĩa là ứng suất pháp và ứng suất tiếp (ứng suất cắt) thỏa mãn điều kiện.

$$S = \tau_{gh} = \sigma \cdot \tan \varphi + c \quad (\text{IV - 28})$$

Trong đó: φ, c - là góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất

τ_{gh}, σ - ứng suất tiếp và ứng suất pháp trên mặt phẳng được xét.

Nếu tiếp tục tăng p , sự trượt đó sẽ phát triển ra nhiều điểm rồi hình thành một vùng trượt. Vì vậy, giai đoạn thứ hai gọi là giai đoạn hình thành các vùng trượt cục bộ (Hình IV-14c).

Theo V.G.Berêzantev, ở đầu giai đoạn này dưới đáy móng bắt đầu hình thành một lõi đất hình nêm. Độ chặt của đất trong nêm lớn hơn ở vùng đất xung quanh.

Nếu tải trọng p tiếp tục tăng thì các vùng biến dạng dẻo sẽ lan rộng ra rồi nối liền với nhau, tạo nên một khu vực trong đó đất đã bị phá hoại (Hình IV-14d). Khu vực này được giới hạn bởi mặt trượt.

Khi tải trọng P bắt đầu lớn hơn trị số p_{gh}^{II} thì độ lún của móng tăng nhanh đột ngột. Nêm đất dính liền với đáy móng coi như một chỉnh thể và cùng với móng di chuyển xuống phía dưới. Cuối cùng đất trượt theo mặt trượt và trôi lên trên mặt, nền đất hoàn toàn bị phá hoại và mất khả năng chịu tải. Giai đoạn thứ ba xảy ra nhanh chóng và gọi là giai đoạn phá hoại nền.

Hiện tượng đất trôi chỉ xảy ra đối với trường hợp móng nông đặt trên nền đất tương đối chặt. Còn đối với những trường hợp khác, như móng nông đặt trên nền đất dẻo mềm, đất xốp, móng sâu, v.v... thì lúc nền bị phá hoại, đất không trôi lên. Sự phá hoại của nền đất được thể hiện bằng những độ lún rất lớn.

Tải trọng giới hạn thứ nhất p_{gh}^I là tải trọng tương ứng với sự kết thúc của giai đoạn nén chặt và sự xuất hiện của vùng biến dạng dẻo. Còn tải trọng giới hạn thứ hai p_{gh}^{II} là tải trọng tương ứng với ranh giới giữa giai đoạn trượt cục bộ và giai đoạn phá hoại nền.

Có thể nhận xét rằng, về mặt cường độ thì tải trọng giới hạn thứ nhất p_{gh}^I là an toàn, vì cho tới khi p đạt tới giá trị số đó, đất nền vẫn ở trạng thái nén chặt, chưa chỗ nào bị phá hoại, độ lún của móng cũng tương đối nhỏ. Còn tính chất của tải trọng giới hạn thứ hai p_{gh}^{II} thì khác hẳn. Chỉ cần p lớn hơn trị số đó là nền đất sẽ nhanh chóng bị phá hoại, khả năng chịu tải của nó sẽ mất đi. Vì vậy p_{gh}^{II} chính là tải trọng phá hoại của nền đất hay còn gọi là tải trọng cực hạn.

Vì vậy, khi thiết kế các công trình, cần phải tính toán sao cho tải trọng của công trình truyền lên nền có một trị số nào đó phải nhỏ hơn trị số tải trọng cực hạn p_{gh}^{II} và lớn hơn một ít trị số của tải trọng giới hạn ban đầu (p_{gh}^I). Một tải trọng công trình như vậy thì nền có thể chịu được, có thể đảm bảo công trình hoạt động bình thường và lâu dài. *Tải trọng đó gọi là khả năng mang tải của nền đất hay còn gọi là sức chịu tải của nền.*

Về lý luận, có rất nhiều phương pháp khác nhau để xác định sức chịu tải của nền đất. Tuy vậy, tất cả các phương pháp đó có thể phân thành ba hướng giải quyết như sau:

- Hướng thứ nhất, bao gồm các phương pháp gần đúng, bằng cách giả thiết trước mặt trượt rồi từ đó xác định tải trọng cực hạn.

- Hướng thứ hai, là hướng dựa vào lý luận cân bằng giới hạn thuần túy để giải quyết vấn đề. Các phương pháp theo hướng này cũng xác định trị số tải trọng cực hạn.

- Hướng thứ ba, áp dụng lý thuyết của vật thể biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cân bằng giới hạn để xác định tải trọng giới hạn ban đầu của nền đất. Sau đây, sẽ giới thiệu các phương pháp tính toán theo các hướng trên mà trong thực tế thường áp dụng.

4.1. Phương pháp tính toán dựa vào lý luận nền biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cân bằng giới hạn (dựa vào sự phát triển của vùng biến dạng dẻo).

Như phần trên đã nói, sự biến dạng của nền đất chia làm ba giai đoạn; giai đoạn nén chặt, giai đoạn biến dạng trượt và giai đoạn phá hoại hoàn toàn. Trong giai đoạn trượt liên hệ giữa biến dạng và tải trọng không còn là tuyến tính nữa. Vì thế phương pháp tính toán này chỉ đúng khi đất nền còn nằm trong giai đoạn thứ nhất.

Và phương pháp tính toán này chỉ xác định được trị số tải trọng giới hạn ban đầu, rồi từ đó suy ra sức chịu tải của nền. Khi dùng phương pháp tính toán này cần chú ý tới hai giả thiết sau: Lực dính của đất được thay thế bằng áp lực tứ phía (gọi là áp lực

dính) với cường độ $\sigma_e \approx \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi}$ và hệ số áp lực hông ξ của đất bằng nhau theo mọi

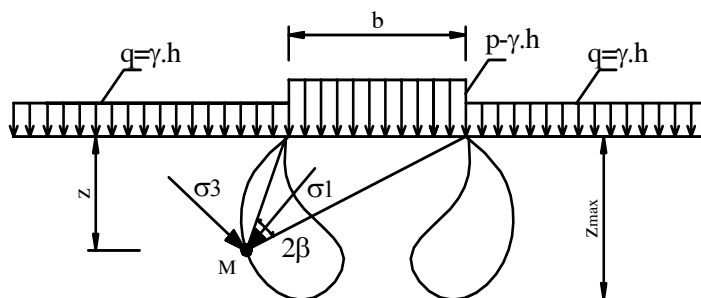
hướng và bằng 1 (vì trạng thái cân bằng giới hạn của đất tương ứng với trạng thái dẻo của vật rắn, cho nên hệ số nở hông μ thường lấy bằng 0,5 và như vậy hệ số áp

lực hông $\xi = \frac{\mu}{1-\mu} = 1$.

4.1.1. Xác định ranh giới vùng biến dạng dẻo.

Nếu tại một điểm trong nền đất, ứng suất cắt vượt quá sức chống cắt của đất, thì đất tại điểm đó sẽ bị trượt và mất sức bền, nghĩa là điểm đó đã rơi vào trạng thái biến dạng dẻo. Nếu có nhiều điểm nằm trong trạng thái biến dạng dẻo, thì sẽ hình thành một vùng biến dạng dẻo. Vùng biến dạng dẻo thường xuất hiện đầu tiên dưới mép đáy móng, và phát triển rộng ra, cũng như xuống theo chiều sâu khi tải trọng p tăng dần. Có thể nhận xét rằng, những điểm nằm ngoài vùng này thì hoàn toàn ổn định, những điểm nằm trong vùng này thì hoàn toàn mất ổn định, còn những điểm nằm trên đường biên giới của vùng biến dạng dẻo thì ở trạng thái cân bằng giới hạn. Như vậy, chiều sâu của vùng biến dạng dẻo có liên quan đến tải trọng ngoài tác dụng.

Xét trường hợp tải trọng phân bố đều p tác dụng trên hình băng có chiều rộng b (hình IV-15). Tải trọng $q = \gamma h$ là tải trọng quy đổi của lớp đất từ đáy móng trở lên (h là độ sâu đặt móng, γ là dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất).



Hình IV-15: Sơ đồ tác dụng của tải trọng hình băng

Tại một điểm M ở độ sâu z kể từ đáy móng, ứng suất thẳng đứng σ_z^{bt} do trọng lượng bản thân đất gây nên tính theo công thức:

$$\sigma_z^{bt} = \gamma (h + z) \quad (\text{IV} - 29)$$

Như trong chương II đã biết, ứng suất chính do tải trọng ngoài gây ra tại điểm M xác định theo công thức:

$$\sigma_{1,3} = \frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta) \quad (\text{IV} - 30)$$

Trong đó: 2β - Góc nhìn đáy móng từ M .

Như vậy kể cả trọng lượng bản thân của đất, thì các ứng suất chính tại M được xác định theo công thức sau đây:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi} \cdot (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma \cdot (h + z) \\ \sigma_3 &= \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi} \cdot (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma \cdot (h + z) \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV - 31})$$

Nếu điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn thì σ_1 và σ_3 phải thoả mãn điều kiện (IV - 23) tức là:

$$\frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = c \quad (\text{IV - 32})$$

Thay trị số σ_1 và σ_3 ở công thức (IV - 31) vào điều kiện cân bằng giới hạn (IV - 32) ta được:

$$\frac{p - \gamma h}{\pi} \sin 2\beta - \sin \varphi \left(\frac{p - \gamma h}{\pi} 2\beta + \gamma \cdot h + \gamma \cdot z \right) = c \cdot \cos \varphi \quad (\text{IV - 33})$$

$$\text{hoặc: } z = \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi \cdot \gamma} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \quad (\text{IV - 34})$$

Phương trình (IV - 34) cho trị số độ sâu z của điểm M bất kỳ nằm trên đường ranh giới của vùng biến dạng dẻo. Độ sâu z là hàm số của góc nhìn 2β . Muốn tìm chiều sâu lớn nhất của vùng biến dạng dẻo thì phải dựa theo phương pháp tìm cực trị của hàm số xuất phát từ điều kiện $\frac{dz}{d\beta} = 0$, ta có:

$$\frac{dz}{d\beta} = \frac{p - \gamma h}{\pi \cdot \gamma} \cdot 2 \left(\frac{\cos 2\beta}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0 \quad (\text{IV - 35})$$

$$\text{Từ đó ta giải được: } 2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi \quad (\text{IV - 36})$$

Do vậy, chiều sâu lớn nhất của vùng biến dạng dẻo được xác định theo công thức :

$$z_{\max} = \frac{p - \gamma \cdot h}{\pi \gamma} \cdot \left(\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \quad (\text{IV - 37})$$

Giải phương trình (IV - 37) theo p sẽ được công thức xác định tải trọng $p_{\max}$ tương ứng sự phát triển của vùng biến dạng dẻo tới độ sâu $z_{\max}$:

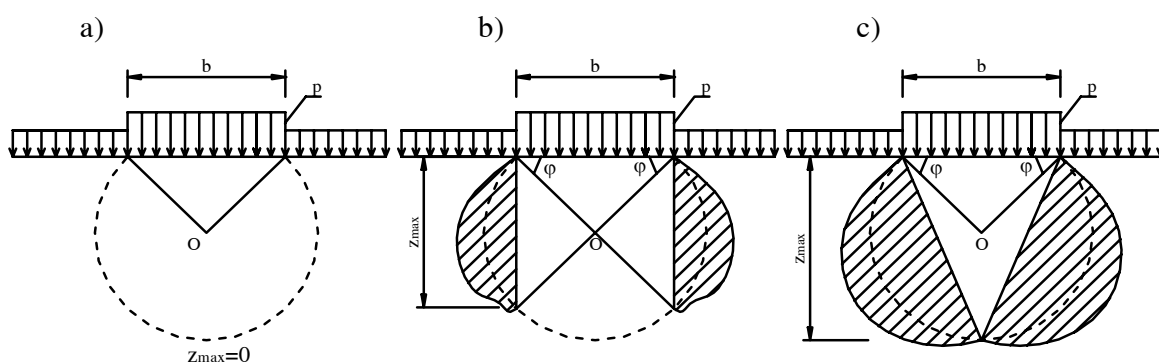
$$p_{Z_{\max}} = \frac{\pi \cdot \gamma}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \left(z_{\max} + h + \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \right) + h \gamma \quad (\text{IV - 38})$$

4.1.2 Xác định tải trọng giới hạn ban đầu (p_A):

N.P.Puzureski (năm 1929) là người đầu tiên giải bài toán nêu trên và đã áp dụng để tính tải trọng p_A tương ứng với $z_{\max} = 0$, tức là khi vùng biến dạng dẻo chỉ vừa mới bắt đầu xuất hiện ở hai mép đáy móng:

$$p_A = \gamma \cdot h \cdot \frac{\cot g\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi \cdot c \cdot \operatorname{ctg}\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (\text{IV - 39})$$

Tải trọng P_A tính theo công thức (IV - 39) là tải trọng rất an toàn, vì vùng biến dạng dẻo vừa mới bắt đầu phát sinh, nền đất hoàn toàn có khả năng chịu tải. Thực tế cho thấy rằng, nếu lấy tải trọng giới hạn ban đầu p_{gh}^I ứng với p_A thì quá thiên về an toàn, cho nên một số tác giả khác đề nghị "nới" thêm phạm vi phát triển của vùng biến dạng dẻo.



Hình IV-16: Các quy định khác nhau về mức độ phát triển của vùng biến dạng dẻo:
a) theo N. P. Puzitrevski; b) theo N. N. Maslov ; c) theo I. V. Yaropolxki

Từ lời giải tìm ra z_{max} có thể thấy rằng, khi các vùng biến dạng dẻo dần dần phát triển, thì điểm đáy của vùng biến dạng dẻo đó (tương ứng với z_{max}) chạy trên một vòng tròn quỹ tích đi qua 2 mép của đáy móng với một góc nhìn $2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi$ (Hình IV-16a).

Theo N.N. Maslov đề nghị lấy $z_{max} = b \cdot \operatorname{tg}\varphi$ và quy định này có nghĩa là không cho phép vùng biến dạng dẻo lan vào phạm vi bao gồm giữa hai đường thẳng đứng đi qua mép đáy móng (Hình IV-16b), và tải trọng p_{Zmax} lúc này sẽ xác định theo công thức:

$$p_{Zmax} = \frac{\pi \gamma (b \cdot \operatorname{tg}\varphi + h + \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}\varphi})}{\cot g\varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma \cdot h \quad (\text{IV-40})$$

I.V.Yaropolxki cho vùng biến dạng dẻo phát triển tới độ sâu lớn nhất với

$$z_{max} = \frac{b}{2} \cdot \cot g\varphi \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ và tải trọng } p_{Zmax} \text{ tương ứng:}$$

$$p_{Zmax} = \frac{\pi \gamma \left[\frac{b}{2} \cdot \cot g\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}\varphi} \right]}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma \cdot h \quad (\text{IV-41})$$

Lúc này các vùng biến dạng dẻo đã nối liền với nhau, vì vậy tải trọng xác định theo công thức của Yaropolxki tương ứng với với trạng thái của nền đất bắt đầu mất ổn định. Có thể coi đó là tải trọng giới hạn p_{gh}^{II} , tức là tải trọng giới hạn của nền. Còn tải trọng xác định theo công thức N.N.Maslov có thể coi là tải trọng cho phép.

Nhìn chung, các phương pháp dựa vào lý luận nền biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cân bằng giới hạn, đều có một khuyết điểm chung, vì bản thân chứa đựng mâu thuẫn: Khi đã hình thành vùng biến dạng dẻo thì nền không còn là môi trường biến dạng tuyến tính nữa và việc dùng các công thức của lý thuyết đàn hồi để tính ứng suất trở nên không hợp lý. Do đó kết quả tính toán chỉ gần đúng. Sự chênh lệch càng lớn nếu các vùng biến dạng dẻo càng phát triển rộng.

Ngoài ra, cũng còn nhiều ý kiến phê phán giả thiết hệ số áp lực hông $\xi=1$ là không hợp lý. Một số tác giả như: V.A.Florin, M.V.Malusev, v.v... đã xét trường hợp $\xi \leq 1$. Gorbunov - Poxadov còn xét tới cả ảnh hưởng của tính nhám của đáy móng đối với hình dạng các vùng biến dạng dẻo.

Tuy vậy, nếu các vùng biến dạng dẻo đó rất nhỏ, có thể coi như không đáng kể, và căn cứ vào mức độ chính xác yêu cầu của công trình thực tế, thì điều giả định rằng, đất là nửa không gian biến dạng tuyến tính có thể chấp nhận được.

Như vậy trong tính toán thiết kế công trình, tùy thuộc vào quy mô, tầm quan trọng của công trình mà người thiết kế sẽ chọn một trị số z_{max} thích hợp.

Theo tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình TCXD 45-78 ở nước ta, việc tính toán nền đất theo trạng thái giới hạn thứ hai chỉ thực hiện được khi trong đất chưa xuất hiện biến dạng dẻo, hoặc các khu vực biến dạng dẻo còn rất nhỏ. Người ta qui định rằng nếu độ sâu phát triển của khu vực biến dạng dẻo không quá $1/4$ chiều rộng b của đáy móng băng, thì biến dạng của nền có thể kiểm tra theo công thức tính lún của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính. Có nghĩa là, khi tính toán biến dạng của nền theo công thức tính lún của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính, khi áp lực trung bình tác dụng lên nền ở dưới đáy móng do tải trọng ngoài gây ra, không được vượt quá áp lực tiêu chuẩn R_{tc} (t/m^2) tác dụng lên nền tính theo công thức:

$$R_{tc} = \frac{m_1 \cdot m_2}{K_{tc}} \cdot P_{b/4} = \frac{m_1 \cdot m_2}{K_{tc}} \left[\frac{\pi \cdot \gamma}{\cot g \varphi + \varphi - \pi/2} \left(b/4 + h + \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \right) + \gamma h \right] \quad (\text{IV-42})$$

Để tiện việc sử dụng và xét đến ảnh hưởng của tầng hầm, R_{tc} được viết dưới dạng sau:

$$R_{tc} = \frac{m_1 m_2}{K_{tc}} \cdot (A \cdot b \cdot \gamma + B \cdot h \cdot \gamma' + D \cdot c^{tc} - \gamma' \cdot h_0) \quad (\text{IV-43})$$

Trong đó:

m_1, m_2 - lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của nhà hoặc công trình có tác dụng qua lại với nền lấy theo bảng (IV-1).

K_{tc} - hệ số tin cậy, tùy thuộc vào phương pháp xác định các đặc trưng tính toán của đất.

- Khi dựa vào các kết quả thí nghiệm trực tiếp các mẫu đất tại nơi xây dựng thì $K_{tc} = 1$, nếu theo tài liệu gián tiếp, dùng các bảng dựa vào kết quả thống kê thì $K_{tc} = 1,1$.

b - cạnh bé (bề rộng) của đáy móng (m);

h - chiều sâu đặt móng;

γ', γ - trọng lượng thể tích đất nằm phía trên và dưới chiều sâu đặt móng (t/m^3)

c_{tc} - trị tính toán của lực dính đơn vị của đất nằm trực tiếp dưới đáy móng (t/m^2);

$h_0 = h - h_{td}$: chiều sâu đến nền tầng hầm (m), khi không có tầng hầm lấy bằng không.

h_{td} - chiều sâu đặt móng tính đối kể từ nền tầng hầm bên trong nhà có tầng hầm, tính theo công thức:

$$h_{td} = h_1 - h_2 \cdot \frac{\gamma_{kc}}{\gamma} \quad (IV-44)$$

h_1 - chiều dày lớp đất ở phía trên đáy móng (m)

h_2 - chiều dày của kết cấu sàn tầng hầm

γ_{kc} - Trị tính toán trung bình của trọng lượng thể tích của kết cấu sàn tầng hầm (t/m^3).

Bảng IV- 1: Trị số của m_1, m_2

Loại đất	Hệ số	Hệ số m_2 đối với nhà và công trình có sơ đồ kết cấu cứng với tỷ số giữa chiều dài của	
Đất hồn lớn có chất nhót là cát và đất sét, không kể đất phún và bụi	1,4	≥ 4	$\leq 1,5$
		1,2	1,4
Cát mịn : - Khô và ít ẩm - No nước	1,3	1,1	1,3
	1,2	1,1	1,3
Cát bụi : - Khô và ít ẩm - No nước	1,2	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Đất hồn lớn có chất nhót là sét và đất sét có độ sệt $B \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Như trên có độ sệt $B > 0,5$	1,1	1,0	1,0

$$A = \frac{0,25 \pi}{\cot g \varphi^{tc} + \varphi^{tc} - \pi / 2} \quad (\text{IV - 45a})$$

$$B = 1 + \frac{\pi}{\cot g \varphi^{tc} + \varphi^{tc} - \pi / 2} \quad (\text{IV - 45b})$$

$$D = \frac{\pi \cot g \varphi^{tc}}{\cot g \varphi^{tc} + \varphi^{tc} - \pi / 2} \quad (\text{IV - 45c})$$

Trong đó: φ^{tc} : góc ma sát trong tiêu chuẩn của đất nền tại đáy móng.

Các trị số A, B và D là hàm phụ thuộc vào góc φ^{tc} , tra bảng (IV-2).

Bảng IV - 2: Trị số A, B và D

Trị số tiêu chuẩn của góc (góc ma sát trong $\varphi^{tc (o)}$)	A	B	D
0	0,00	1,00	3,14
2	0,03	1,12	3,32
4	0,06	1,25	3,51
6	0,10	1,39	3,71
8	0,14	1,55	3,93
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42
14	0,29	2,17	4,69
16	0,36	2,43	5,00
18	0,43	2,72	5,31
20	0,51	3,05	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,90
28	0,98	4,93	7,40
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,80
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,50	12,77
44	3,37	14,48	13,96
45	3,66	15,64	14,64

Ví dụ IV - 1: xác định áp lực tiêu chuẩn dưới đáy móng hình băng rộng 1,6m; đặt sâu 1,2m trên nền đất á sét có $\gamma = 1,98 \text{ t/m}^3$; $\varphi^{\text{tc}} = 24^\circ$ và $C^{\text{tc}} = 0,16 \text{ kG/cm}^2$; độ sệt $B = 0,3$?

Trình tự tính toán như sau: Căn cứ vào loại đất tra bảng (IV-1) ta được $m_1=1,2$ và $m_2=1,1$

Căn cứ vào trị số của $\varphi^{\text{tc}} = 24^\circ$ có thể tra trong bảng (IV - 2) để tìm A, B và D; $A = 0,72$; $B = 3,87$; $D = 6,45$ và $K_{\text{tc}}=1,1$.

Theo công thức (IV - 43) có thể tính được R^{tc} :

$$R^{\text{tc}} = \frac{1,2 \times 1,1}{1,1} [(0,72 \cdot 1,6 + 3,87 \cdot 1,2) \cdot 1,98 + 6,45 \cdot 1,6] = 26,068 \text{ T/m}^2$$

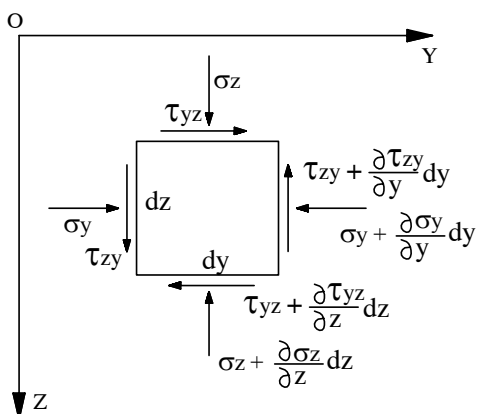
4.2 Phương pháp tính toán dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn:

Tính toán sức chịu tải của nền đất dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn là nhằm đảm bảo độ bền và tính ổn định của nền đất. Việc tính toán này trước hết dùng lý thuyết cân bằng giới hạn, để xác định tải trọng giới hạn (p_{gh}) gây phá hoại nền hoàn toàn, rồi sau đó chia tải trọng giới hạn cho hệ số an toàn $K > 1$, ta sẽ nhận được trị số sức chịu tải của nền:

$$[p] = \frac{p_{\text{gh}}}{K} \quad (\text{IV-46})$$

Như đã biết, khi đất tại một điểm đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn thì ở đó sẽ xảy ra hiện tượng trượt cục bộ. Nếu tải trọng tác dụng tăng lên dần thì hiện tượng trượt cục bộ cũng phát triển, các mặt trượt cục bộ sẽ nối tiếp nhau, dần dần tạo thành những mặt trượt liên tục trong vùng đất ở trạng thái cân bằng giới hạn. Khi phân tích tình hình trạng thái ứng suất tại một điểm trong đất, đã đi đến một nhận xét rằng các mặt trượt hợp với phương của ứng suất chính lớn nhất một góc bằng $\pm(45^\circ - \varphi/2)$. Mặt khác cần chú ý rằng, phương của ứng suất chính tại mỗi điểm trong đất cũng thay đổi tùy theo vị trí của điểm đó. Như vậy với những điều kiện biên khác nhau, mặt trượt cũng sẽ có hình dạng khác nhau. Nghĩa là vị trí và hình dáng của mặt trượt là do điều kiện của mỗi bài toán cụ thể quyết định mà không thể tự giả thiết trước mặt trượt. Hơn nữa, khi tải trọng đã vượt quá tải trọng giới hạn ban đầu thì giữa ứng suất và biến dạng không còn tuân theo liên hệ bậc nhất nữa, cho nên đến lúc này không thể dùng các công thức của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính để giải quyết bài toán được.

Nguyên lý của phương pháp tính toán dựa theo lý thuyết cân bằng giới hạn là, xét trạng thái cân bằng tĩnh và cân bằng giới hạn của một phân tố đất, dựa vào việc giải hệ các phương trình vi phân cân bằng tĩnh và điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm, xét trạng thái



Hình IV-17: Sơ đồ ứng suất tác dụng đối với phân tố đất trong trường hợp bài toán phẳng.

ứng suất tại các điểm trong vùng trượt. Do đó có thể xác định hình dạng mặt trượt một cách chặt chẽ và tìm ra tải trọng giới hạn.

Trong trường hợp bài toán phẳng, hãy xét một phân tố đất có chứa điểm M trong hệ trục tọa độ vuông góc y,z, chiều phương của Oz hướng theo chiều tác dụng của trọng lượng (Hình IV-17). Phân tố đất có cạnh dy và dz, chịu tác dụng của σ_y , σ_z , τ_{yz} và trọng lượng bản thân.

Trạng thái cân bằng của phân tố đất được biểu thị bởi hai phương trình cân bằng tĩnh và một phương trình cân bằng giới hạn sau đây:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} = \gamma \quad (\text{IV - 47a})$$

$$\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0 \quad (\text{IV - 47b})$$

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cdot \cot \varphi)^2} = \sin^2 \varphi \quad (\text{IV - 47c})$$

Với các điều kiện biên cụ thể, giải hệ phương trình trên với ẩn số cho phép xác định được tải trọng giới hạn và dạng đường trượt.

Hệ phương trình cân bằng trên đây do F.Kotter đề ra lần đầu tiên, từ năm 1903, nhưng chưa có phương pháp chung để giải.

4.2.1 Phương pháp của Prandtl - Rankine - Reissner:

Với quan điểm, tải trọng công trình truyền xuống nền đất rất lớn mà kích thước của móng lại bé. Do đó sự ảnh hưởng của trọng lượng bản thân đất đến hình dạng đường trượt và trị số của tải trọng giới hạn là không đáng kể, khi đó có thể bỏ qua ảnh hưởng của trọng lượng bản thân đất ($\gamma=0$) để đơn giản hoá bài toán.

H. Reissner (1925) đã dùng lời giải của W.Rankine và L.Prandtl để giải bài toán sau đây (Hình IV-18). Trên đoạn AB chịu tác dụng tải trọng thẳng đứng với cường độ p, yêu cầu dựng mạng lưới đường trượt, xác định trạng thái ứng suất của nền và tải trọng hông thẳng đứng q để thỏa mãn điều kiện nền nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn. Kết quả của lời giải có thể chia nền đất thành ba vùng (Hình IV-18). Vùng I nằm ngay dưới đoạn AB, theo lời giải của W.Rankine thì khi nền đất bị mất ổn định, đất bị đẩy từ trên xuống vùng này được gọi là vùng áp lực chủ động. Kết quả thu được hai họ đường trượt làm với đường thẳng đứng một góc $(\pi/4 - \varphi/2)$. Tại vùng III, khi nền bị mất ổn định, đất trong vùng bị đẩy từ dưới lên trên do $\sigma_y > \sigma_z$ (vùng áp lực bị động), theo lời giải của W.Rankine thu được hai họ đường trượt làm với đường thẳng đứng một góc $(\pi/4 + \varphi/2)$.

Tại vùng II: Năm 1920 L.Prandtl đã giải bài toán này với điều kiện $\gamma = 0$, tức là coi đất như không có trọng lượng. Tải trọng giới hạn thẳng đứng xác định theo công thức của L. Prandtl có dạng:

$$p_{gh} = (q + c \cdot \cot \varphi) \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi} - c \cdot \cot \varphi \quad (\text{IV - 48})$$

Trong đó: φ, c - Là góc ma sát trong và lực dính đơn vị của đất;
 q - là tải trọng hông;
 e - cơ số logarit tự nhiên.

Công thức trên có thể viết gọn là:

$$P_{gh} = N_q \cdot q + N_c \cdot c \quad (IV - 49)$$

Trong đó:
$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

Theo lời giải của L.Prandtl, đường trượt có dạng như hình (IV - 18). Trong vùng II họ đường trượt bao gồm, họ đường trượt thứ I là những đường xoắn Logarit có điểm cực tại mép móng và xác định theo phương trình:

$r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \varphi}$, Còn họ đường trượt thứ II là những đoạn thẳng xuất phát từ điểm A.

Năm 1938, Novôtvxev đã phát triển cách giải của L.Prandtl để giải quyết trường hợp tải trọng nghiêng.

4.2.2. Phương pháp V.V.Xôcôlovski:

Năm 1942, V.V.Xôcôlovski là người đầu tiên ứng dụng phương phương pháp số để giải gần đúng hệ phương trình vi phân trên của F.Kotter cho bài toán phẳng có xét đến trọng lượng bản thân của đất ($\gamma \neq 0$). Đây là sự đóng góp vô cùng to lớn trong việc phát triển và vận dụng lý thuyết cân bằng giới hạn, để nghiên cứu, đánh giá sự ổn định của nền đất, của các mái dốc và tính toán áp lực đất lên tường chắn.

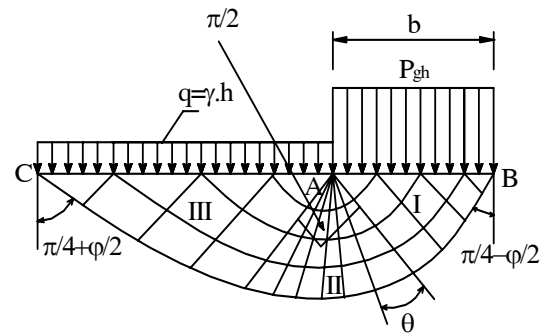
Để tiện sử dụng V.V.Xôcôlovski đã tính cho các trường hợp khác nhau và trình bày kết quả dưới dạng các bảng tính sẵn.

Công thức của V.V.Xôcôlovski chỉ dùng được cho các móng đặt nông ($\frac{h}{b} < 0,5$) vì lúc đó có thể thay lớp đất trong phạm vi độ sâu đặt móng h bằng tải

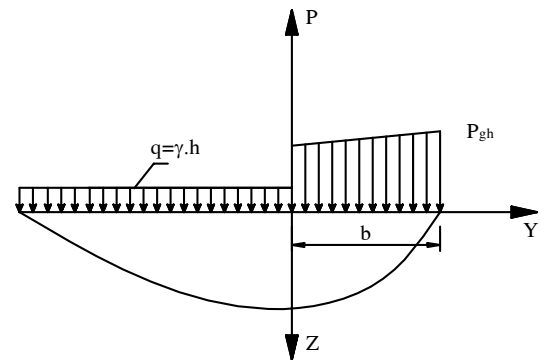
trọng bên $q = \gamma h$. Sau đây là các trường hợp thường gặp:

a: nền đất chịu tải trọng thẳng đứng, lệch tâm (Hình IV - 19)

Tải trọng giới hạn trong trường hợp này được tính theo công thức sau:



Hình IV-18



Hình IV-19

$$p_{gh} = p_T \cdot (c + q \cdot \operatorname{tg} \varphi) + q \quad (\text{IV} - 50)$$

Trong đó:

p_T : hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào Y_T và φ , tra bảng (IV-3)

$$Y_T = \frac{\gamma}{q \cdot \operatorname{tg} \varphi + c} \cdot y \quad \text{Với: } 0 \leq y \leq b \quad (\text{IV} - 51)$$

Từ công thức (IV-50), ta suy ra các trường hợp đặc biệt sau:

+ Khi móng đặt trên mặt đất dính ($h=0$, $c \neq 0$) thì:

$$p_{gh} = p_t \cdot c \quad (\text{IV} - 52)$$

Trong đó: p_T phụ thuộc vào $Y_T = \frac{\gamma}{c} \cdot y$

Khi móng đặt trên đất cát ($c=0$, $q \neq 0$, $h/b < 0.5$)

$$p_{gh} = q(p_T \cdot \operatorname{tg} \varphi + 1) \quad (\text{IV} - 53)$$

Trong đó: $p_T = \frac{\gamma}{q \cdot \operatorname{tg} \varphi} \cdot y$

Bảng IV- 3: Trị số của p_T

$\varphi(\text{độ})$ Y_T	5	10	15	20	25	30	35	40
0	6,49	8,34	11,0	14,8	20,7	30,1	46,1	75,3
0,5	7,73	0,02	12,5	17,9	27,0	43,0	73,8	139
1,0	6,95	9,64	13,8	20,6	32,3	53,9	97,1	193
1,5	7,17	10,20	15,1	20,1	37,3	64,0	119	243
2,0	7,38	10,80	16,2	25,4	41,9	73,6	140	292
2,5	7,56	11,30	17,3	27,7	46,4	82,9	160	339
3,0	7,77	11,80	18,4	29,8	50,8	91,8	179	386
3,5	7,96	12,30	19,4	31,9	55,0	101,0	199	432
4,0	8,15	12,80	20,5	34,0	59,2	109	218	478
4,5	8,33	13,20	21,4	36,0	63,8	118	237	523
5,0	8,50	13,70	22,4	38,0	67,3	127	256	568
5,5	8,67	14,10	23,3	39,9	71,3	135	275	613
6,0	8,84	14,50	24,3	41,8	75,3	143	293	658

Ví dụ IV - 2: Xác định biểu đồ tải trọng giới hạn đối với trường hợp đất nền có $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$; $\varphi = 25^\circ$ và $c = 5 \text{ T/m}^2$; móng rộng 4m, đặt sâu 1,8 m?

Trình tự tính toán như sau:

Vì tải trọng giới hạn có biểu đồ hình thang nên chỉ cần tính trị số của cường độ tải trọng đó tại hai mép móng, tức là khi $y = 0$ và $y = 4\text{m}$.

Trong trường hợp này:

$$q = \gamma \cdot h = 1,9 \cdot 1,8 = 3,42 \text{ T/m}^2$$

Với: $y = 0$ và $Y_T = 0$; tra bảng (IV - 3) được $p_T = 20,7$; do đó:

$$p_{gh} = 20,7 \cdot (5 + 3,42 \cdot 0,465) + 3,42 = 139,6 \text{ T/m}^2$$

Với $y = 4$ ta có: và $Y_T = \frac{1,9}{3,42 \cdot 0,465 + 5} \cdot 4 = 1,15$; tra bảng (IV - 3) và dùng

phép nội suy, ta được: $p_T = 33,8$

Do đó:

$$p_{gh} = 33,8 \cdot (5 + 3,42 \cdot 0,465) + 3,42 = 225,8 \text{ T/m}^2$$

b. Nền đất chịu tải trọng nghiêng, lệch tâm (hình IV - 20):

Thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn (p_{gh}) trong trường hợp này được xác định như sau:

$$p_{gh} = N_\gamma \cdot \gamma \cdot y + N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c$$

Trong đó: N_γ , N_q , N_c - các hệ số sức chịu tải của đất phụ thuộc vào góc ma sát trong φ của đất và góc nghiêng δ của tải trọng, lấy theo bảng (IV - 4).

Thành phần nằm ngang τ_{gh} của tải trọng giới hạn xác định theo công thức:

$$\tau_{gh} = p_{gh} \cdot \text{tg} \delta \quad (\text{IV - 55})$$

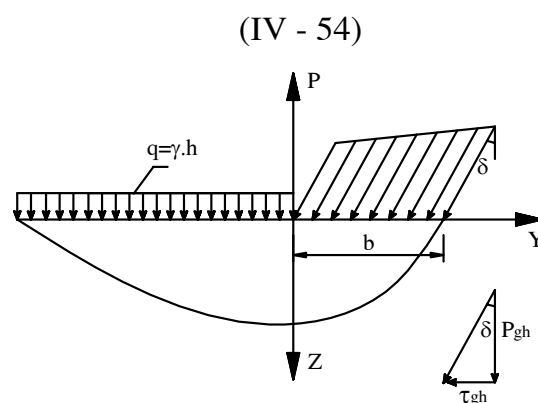
Biểu đồ tải trọng tính theo công thức (IV - 54) có dạng hình thang, các trị số của p_{gh} tại điểm $y = 0$ và $y = b$ được tính như sau (b : chiều rộng của móng hình băng)

$$\left. \begin{aligned} p_{gh(y=0)} &= N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c \\ p_{gh(y=b)} &= p_{gh(y=0)} + N_\gamma \cdot \gamma \cdot b \end{aligned} \right\} \quad \text{IV - 56}$$

Hai thành phần thẳng đứng và nằm ngang của tổng hợp lực tải trọng giới hạn xác định theo các công thức sau đây:

$$\left. \begin{aligned} p_{gh} &= \frac{1}{2} \cdot (p_{gh(y=0)} + p_{gh(y=b)}) \cdot b \\ \tau_{gh} &= p_{gh} \cdot \text{tg} \delta \end{aligned} \right\} \quad \text{IV - 57}$$

Đối với trường hợp tải trọng lệch tâm như ở trên (cả hai trường hợp a và b) thực ra nếu muốn tính toán sức chịu tải của nền cho chặt chẽ thì không những chỉ kiểm tra trị số p_{gh} và p , mà còn phải kiểm tra cả điểm đặt của tải trọng nữa (điểm đặt của p_{gh} phải trùng với điểm đặt của p do tải trọng ngoài tác dụng. Nhưng theo lời



Hình IV-20

giải của V.V.Xôcolovxki thì tải trọng giới hạn p_{gh} chỉ có một điểm đặt nhất định với độ lệch tâm e_{gh} :

$$e_{gh} = \frac{b}{3} \cdot \left[\frac{2 \cdot p_{gh(y=b)} + p_{gh(y=0)}}{p_{gh(y=b)} + p_{gh(y=0)}} - \frac{3}{2} \right] \quad (IV-58)$$

Thực tế thì điểm đặt của p và p_{gh} rất có thể không trùng nhau, như vậy việc kiểm toán theo công thức (IV - 46) cũng không chính xác lắm. Trong trường hợp đó có thể dùng phương pháp có tính quy ước để giải quyết.

Ví dụ IV - 3: Kiểm tra ổn định của nền đất cát có $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; $\varphi = 30^\circ$ dưới một móng hình băng có chiều rộng bằng 6m, đặt sâu 1,5. Tải trọng tính toán có điểm đặt cách trung điểm đáy móng một đoạn $e = 0,5\text{m}$ và gồm hai thành phần: Thành phần thẳng đứng $P = 150 \text{ T/m}$, thành phần nằm ngang $T = 26,5 \text{ T/m}$.

Trình tự tính toán như sau:

- Tính góc nghiêng của tải trọng tính toán:

$$\delta = \arctg \frac{T}{P} = \frac{26,5}{150} = 0,176 = 10^\circ$$

- Xác định tải trọng giới hạn theo góc nghiêng δ , Căn cứ vào trị số φ và δ , có thể xác định trị số của các hệ số tính toán theo bảng (IV-4):

$$N_q = 12,90 \quad ; \quad N_\gamma = 7,64$$

- Dùng công thức (IV-58) để tính trị số thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn $p_{gh(y=0)}$ và $p_{gh(y=b)}$ tại hai mép cạnh đáy móng.

$$p_{gh(y=0)} = 12,90 \times 1,8 \times 1,5 = 34,8 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$p_{gh(y=b)} = 12,90 \times 1,8 \times 1,5 + 7,64 \times 1,80 \times 6 = 117,3 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Hợp lực p_{gh} của hai thành phần thẳng đứng xác định như sau:

$$P_{gh} = \frac{34,8 + 117,3}{2} \cdot 6 = 456,3 \text{ (T/m)}$$

- Tính độ lệch tâm của tải trọng giới hạn theo công thức (IV-60)

$$e_{gh} = \frac{6}{3} \left(\frac{2 \cdot 117,3 + 34,8}{117,3 + 34,8} - \frac{3}{2} \right) = 0,54\text{m}$$

Như vậy, độ lệch tâm tính toán và độ lệch tâm giới hạn gần bằng nhau, có thể so sánh P_{gh} và P theo K:

$$K = \frac{P_{gh}}{P} = \frac{456,3}{150} = 3,04$$

Bảng IV-4: Trị số của N_q , N_c và N_γ

$\varphi \backslash \delta$		5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	N_q	1,57	2,47	3,94	6,40	10,70	18,4	33,30	64,20	134,50

	N _c	6,49	8,34	11,0	14,90	20,7	30,2	46,20	75,30	133,50
	N _γ	0,17	0,56	1,4	3,16	6,92	15,32	35,16	86,46	236,30
5	N _q	1,24	2,46	3,44	5,56	9,17	15,60	27,90	52,70	96,40
	N _c	2,72	6,56	9,12	12,52	17,50	25,40	38,40	61,60	95,40
	N _γ	0,09	0,38	0,99	2,31	5,02	11,10	24,38	61,38	163,30
10	N _q		1,50	2,84	4,65	7,65	12,90	22,80	42,40	85,10
	N _c		2,84	6,88	10,00	14,30	20,60	31,10	49,30	84,10
	N _γ		0,17	0,62	1,51	3,42	7,64	17,40	41,78	109,50
15	N _q			1,77	3,64	6,13	10,40	18,10	33,30	65,40
	N _c			2,94	7,27	11,00	16,20	24,50	38,50	64,40
	N _γ			0,25	0,89	2,15	4,93	11,34	27,61	70,58
20	N _q				2,09	4,58	7,97	13,90	25,40	49,20
	N _c				3,00	7,68	21,10	18,50	29,10	48,20
	N _γ				0,32	1,19	2,92	6,91	16,41	43,00
25	N _q					2,41	5,67	10,20	18,70	26,75
	N _c					3,03	8,09	13,20	21,10	35,75
	N _γ					0,38	1,50	3,84	9,58	24,86
30	N _q						2,75	8,94	13,10	25,40
	N _c						3,02	8,49	14,40	24,40
	N _γ						0,43	1,84	4,96	13,31
35	N _q							3,08	8,43	16,72
	N _c							2,97	8,86	15,72
	N _γ							0,47	2,21	6,41
40	N _q								3,42	10,15
	N _c								2,88	9,15
	N _γ								0,49	2,60
45	N _q									3,78
	N _c									2,70
	N _γ									0,50

4.2.3. Phương pháp Bêrêzantxev.

V.G.Bêrêzantxev áp dụng phương pháp của V.V.Xôcôlovski để xác định tải trọng giới hạn phân bố đều (thực chất là trị số trung bình cường độ tải trọng giới hạn) khi lực tác dụng đúng tâm, đối với cả trường hợp bài toán phẳng và bài toán không gian.

Điểm tiến bộ trong phương pháp này là việc xét tới hiện tượng thực tế tồn tại nê-m đất dưới đáy móng. Trong nhiều công trình nghiên cứu bằng thí nghiệm nén đất tác giả đã quan sát thấy sự hình thành của nê-m đất này. Đó là một bộ phận của đất nền dính liền với đáy móng như một thể thống nhất. Sự hình thành của nê-m đất có thể giải thích như sau: Khi móng lún, nó có khuynh hướng làm chuyển dịch đất sang hai bên. Nhưng vì giữa đáy móng và đất có ma sát, cũng như trong đất có ma sát và lực dính nên có một phần đất không di chuyển được. Cho nên khối đất đó dính liền với móng và ngày càng bị ép chặt vào thành nê-m đất. Nê-m đất hình thành do nhiều yếu tố như: độ nhám của móng, độ sâu của móng, độ chặt của đất, tính chất của tải trọng, v.v... trong đó chủ yếu là do sự ma sát giữa đáy móng và đất nền, cũng như tính ma sát và dính kết giữa các hạt đất. Hình dạng của nê-m đất gần giống như hình tam giác cân với cạnh đáy là chiều rộng đáy móng, góc ở đỉnh thường có trị số khoảng 60°-90°. Trong phạm vi của nê-m, đất bị nén chặt hơn đất ở xung quanh.

Nhiều công trình nghiên cứu chứng tỏ rằng, nê m đất có tác dụng làm tăng sức chịu tải của nền đất.

V.G.Bêrêzantxev đã dựa trên nhiều nghiên cứu thực nghiệm kết hợp phương pháp của V.V.Xôcôlovski để tính toán và đã đưa ra được những đường trượt tương đối đơn giản nhưng xấp xỉ như những đường trượt xác định bằng tính toán đồng thời đưa ra lời giải thực dụng để xác định được tải trọng giới hạn của nền đất cho cả bài toán phẳng và bài toán không gian.

a) Trường hợp móng nông:

Qua thí nghiệm thấy rằng đối với móng nông ($\frac{h}{b} < 0,5$), đất nền bị phá hoại theo kiểu đất bị trượt và trôi lên mặt.

* *Bài toán phẳng*: các đường trượt có dạng như hình (IV-21)

Nê m đất có dạng hình tam giác cân, hai góc ở đáy bằng $\frac{\pi}{4}$ trong khu vực abc và a'b'c', họ đường trượt thứ nhất bao gồm các đường thẳng xuất phát từ a và a', họ đường trượt thứ hai là những cung của đường xoắn lôgarít có phương trình:

$$r_s = \frac{b}{\sqrt{2}} \cdot e^{(\frac{3\pi}{4} - \nu) \cdot \frac{3}{4} \varphi} \quad (\text{IV-59})$$

Trong đó: ν - góc quét của r_s so với ad.

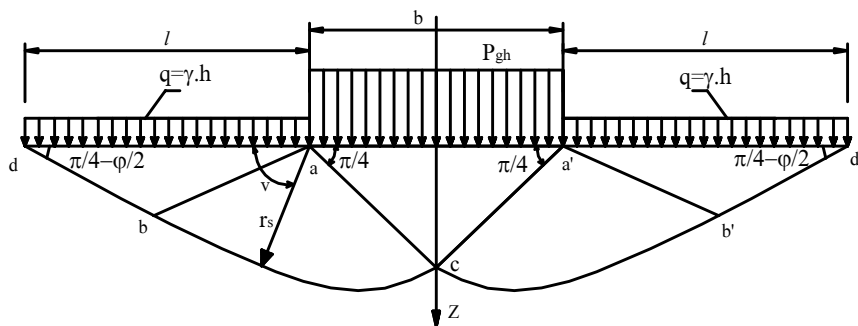
Đoạn db và d'b' hợp với đường nằm ngang một góc bằng $(45^\circ - \varphi/2)$

Sau khi giải hệ phương trình vi phân cân bằng giới hạn đối với từng đoạn, sẽ xác định được trạng thái ứng suất lần lượt tại d, b, a và c (cũng như vậy, đối với d', b' và a') do đó tính được trị số ứng suất pháp và tiếp tại a, c và a'. Giả thiết rằng ứng suất giữa các điểm a, c và a', c phân bố theo đường thẳng và coi nê m đất như một vật rắn ở trạng thái cân bằng tĩnh học dưới tác dụng của tải trọng giới hạn $p_{gh} \cdot b$, trọng lượng nê m đất và các ứng suất trên hai cạnh ac và a'c, V.G.Bêrêzantxev đã tìm được công thức xác định tải trọng giới hạn trung bình p_{gh} :

$$p_{gh} = A_0 \cdot \gamma \cdot b + B_0 \cdot q + C_0 \cdot c \quad (\text{IV-60})$$

trong đó: $q = \gamma \cdot h$

A_0, B_0, C_0 - các hệ số của sức chịu tải, tra ở bảng (IV-5) phụ thuộc vào φ .



Hình IV-21: Sơ đồ tính toán đối với trường hợp bài toán phẳng, móng nông.

Bảng (IV-5): Trị số của A_0 , B_0 và C_0

φ (độ) Hệ số	16	18	20	22	24	26	30	32	34	36	38	40	42	44	46
A_0	1,7	2,3	3,0	3,8	4,9	6,8	10,8	14,3	39,8	26,2	37,4	50,1	77,3	10,3	159,6
B_0	4,4	5,3	6,5	8	9,8	12,3	19,3	24,7	32,6	32,6	54,8	72	98,7	137,2	195
C_0	11,7	13,2	15,1	17,2	19,8	23,2	31,5	38	47	47	70	84,7	108,8	141,2	187,5

Ví dụ IV-4. Xác định tải trọng giới hạn của nền đất dưới đáy móng cứng hình băng rộng 4m, đặt sâu 1,5m, nền đất là á sét có $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$, $\varphi = 22^\circ$, $c = 1 \text{ T/m}^2$.

Trình tự tính toán:

Với $\varphi = 22^\circ$, tra bảng (IV-5) được các trị số $A_0 = 3,8$; $B_0 = 8,0$ và $C_0 = 17,2$.

Theo công thức (IV-62)

$$p_{gh} = 3,8.1,8.4 + 8.1,8.1,5 + 17,2.1 = 66,1 \text{ T/m}^2$$

**Bài toán không gian*: Đối với móng tròn đặt nông, sơ đồ tính toán có dạng như hình (IV-22).

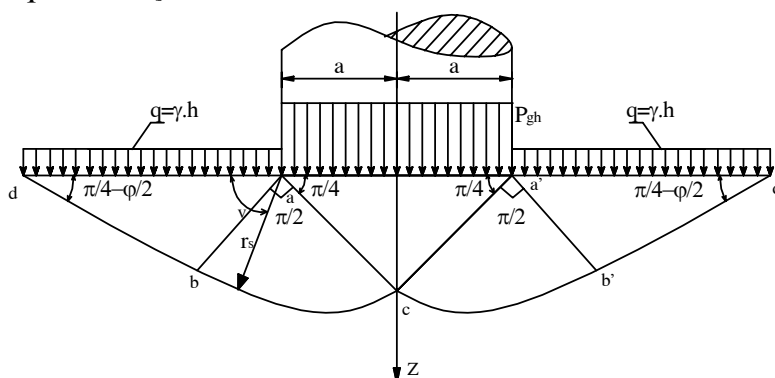
Nếu cắt móng bằng một mặt phẳng thẳng đứng đi qua tâm đáy móng thì thấy nê đất có hình tam giác cân với góc đáy bằng 45° . Đường trượt cũng chia làm hai đoạn khác nhau. Đoạn db và d'b' là các đoạn thẳng nghiêng một góc bằng $(\pi/4 - \varphi/2)$ so với đường nằm ngang. Các góc bac và b'dc đều là góc vuông. Đoạn bc và b'c là những đường xoắn lôgarít có phương trình:

$$r_s = \frac{a\sqrt{2}}{\cos \frac{\varphi}{2}} \cdot e^{\left(\frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2} - \nu\right) \cdot \text{tg} \frac{\varphi}{2}} \quad (\text{IV-61})$$

trong đó: a - bán kính mặt đáy móng

ν - góc quét của r_s so với ab

Sau khi giải hệ phương trình vi phân cân bằng giới hạn đối với từng đoạn và giải phương trình cân bằng tĩnh của nê đất như đối với bài toán phẳng, sẽ tìm được công thức tính toán tải trọng giới hạn trung bình của nền đất dưới đáy móng tròn đặt nông.



Hình IV-22: Sơ đồ tính toán đối với trường hợp bài toán không gian, móng tròn đặt nông.

$$p_{gh} = A_k \cdot \gamma \cdot a + B_k \cdot q + C_k \cdot c \quad (\text{IV-62})$$

Trong đó: A_k , B_k và C_k - các hệ số sức chịu tải, tra ở bảng (IV-6) phụ thuộc vào φ .

Đối với móng có đáy là hình vuông V.G.Bêrêzantxev đề nghị áp dụng công thức (IV-62) một cách gần đúng như sau:

$$p_{gh} = A_k \cdot \gamma \cdot \frac{b}{2} + B_k \cdot q + C_k \cdot c \quad (IV-63)$$

Trong đó: b - là cạnh của đáy móng

Bảng IV-6: Trị số của A_k , B_k và C_k

φ (độ) Hệ số	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
A_k	4,1	5,7	7,3	9,9	14	18,9	25,3	34,6	48,8	69,2	97,2	142,5	126
B_k	5,5	6,5	8,5	10,8	14,1	18,6	24,8	32,8	45,5	64	87,6	127	185
C_k	12,8	16,8	20,9	24,6	29,9	36,4	45	55,4	71,5	93,6	120	161	219

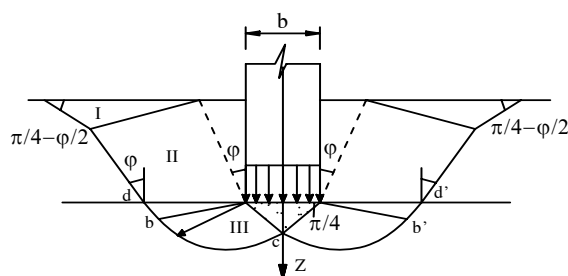
b. Trường hợp móng sâu vừa ($0,5 < h/b < 2$)

Đối với nền đất tương đối chặt (đủ để cho khi nền bị phá hoại thì đất trôi lên mặt) những thí nghiệm đã chứng tỏ rằng, nếu độ sâu đặt móng tương ứng h/b tăng dần thì hình dạng của đường trượt cũng thay đổi, đường trượt là những đường cong đi lên phía mặt đất theo độ dốc lớn, chứ không thoải như trường hợp móng nông. Chỉ tới khi gần mặt đất thì mới có một đoạn thoải và cuối cùng gặp mặt đất dưới một góc bằng $(\pi/4 - \varphi/2)$ (trường hợp bài toán phẳng, hình IV-23a). Lớp đất trong phạm vi đặt móng tương đối dày, cho nên không thể dùng phương pháp đơn giản thay tác dụng của nó bằng một tải trọng phân bố đều $q = \gamma \cdot h$ như trước được. Qua nghiên cứu các tác giả đều thấy rằng, ứng suất tác dụng trên mặt Oy không phải là thẳng đứng mà là nghiêng. Đó là tác dụng qua lại giữa các lớp đất phía trên và phía dưới đáy móng. Chính vì vậy mà hình dạng đường trượt phía dưới đáy móng cũng thay đổi so với trường hợp móng nông (V.G.Bêrêzantxev và V.A.Iarotsenco)

* *Bài toán phẳng*: Sơ đồ tính toán như hình (IV-23a). Công thức tính toán có dạng:

$$p_{gh} = A \cdot \gamma \cdot b \quad (IV-64)$$

Trong đó: A - hệ số tải trọng, phụ thuộc vào φ và h/b , tra trong bảng (IV-7).



Hình IV-23a

Bảng IV-7: Trị số của A

φ (độ) \ h/b	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46
0,5	14	17,5	22,5	29,2	41,7	52,7	72	98,5	137	200	285
1,0	21,3	29,4	34,8	45,2	59	79,5	105,3	146,2	204	295	412
2,0	36,3	48,5	58,9	76,2	99	138	177	242	331	472	667

* Bài toán không gian: Cùng với phương pháp trên, V.G.Bêrêzantxev đã giải quyết trường hợp móng tròn có đường kính đáy móng bằng 2a. Tải trọng giới hạn tính theo công thức sau:

$$p_{gh} = A'_k \cdot \gamma \cdot a \quad (IV-65)$$

Trong đó: A'_k - hệ số sức chịu tải lấy theo biểu đồ (hình IV-23b)

Ví dụ IV-5:

Cũng với nền đất á sét như ví dụ IV-5, tính tải trọng giới hạn đối với trường hợp một móng có đáy là hình vuông, có cạnh bằng 4m, đặt sâu 1,5m.

Trình tự tính toán như sau:

Với $\varphi = 22^\circ$ theo bảng (IV-6), $A_k = 9,9$; $B_k = 10,8$; $C_k = 24,6$.

Theo công thức (IV-63):

$$p_{gh} = 9,9 \cdot 1,8 \cdot \frac{4}{2} + 10,8 \cdot 1,8 \cdot 1,5 + 24,6 \cdot 2$$

$$p_{gh} = 89,6 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Ví dụ IV-6 : Đất nền là cát mịn có $\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$ và $\varphi = 30^\circ$

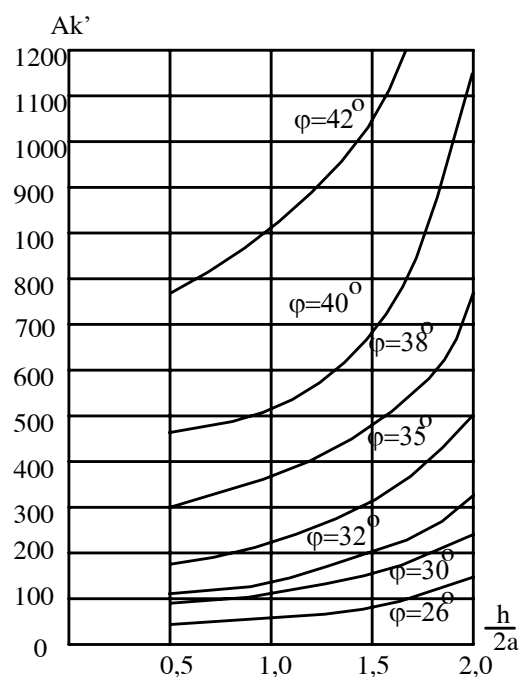
Tính sức chịu tải giới hạn của nền đất dưới đáy móng băng rộng 6m, đặt sâu 12m.

Trình tự tính toán như sau:

- Đây là trường hợp bài toán phẳng với $\frac{h}{b} = \frac{12}{6} = 2$; Tra bảng (IV-7) với $\varphi = 30^\circ$

được $A = 58,9$, do đó: $p_{gh} = A \cdot \gamma \cdot b = 58,9 \cdot 1,9 \cdot 6 = 672 \text{ (T/m}^2\text{)}$

Ví dụ IV-7: Với điều kiện địa chất như ví dụ (IV-6). Tính sức chịu tải giới hạn của nền đất dưới một móng tròn có đường kính bằng 6m, đặt sâu 12m.



Hình IV-23b: Biểu đồ xác định A_k'

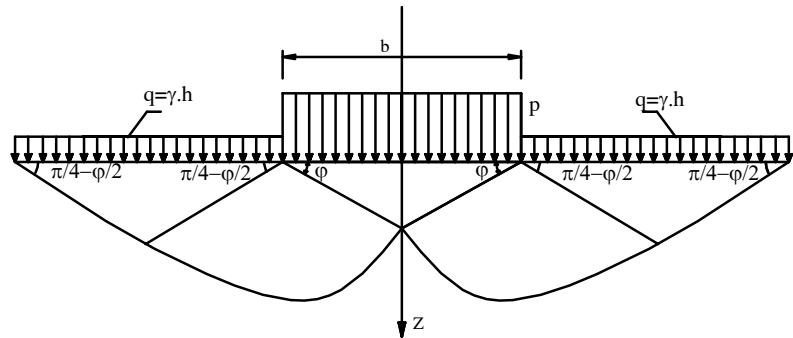
Trình tự tính toán như sau:

Đây là trường hợp bài toán không gian. Trị số của độ sâu đặt móng tương đối $\frac{h}{2a} = 2$; Tra biểu đồ (IV-23) được $A'_k = 240$.

Theo công thức (IV-65): $p_{gh} = 240 \cdot 1,9 \cdot \frac{6}{2} = 1.370 \text{ (T/m}^2\text{)}$

4.2.4. Phương pháp K.Terzaghi:

Sơ đồ tính toán của K.Terzaghi là vẫn dùng những đường trượt như ở trường hợp $\gamma = 0$, đồng thời có chú ý đến sự tồn tại của nê-m đất mà K.Terzaghi giả thiết là hình tam giác cân với góc ở đáy bằng φ cho phù hợp với các kết quả của thí nghiệm nén (hình IV-25). Nê-m đất phải khắc phục áp lực bị động của đất trong khu vực cân bằng giới hạn ở hai bên và dính kết chặt với đáy móng, các mặt trượt trong vùng (II) và (III) được xác định tương tự như trong phương pháp của Reisner.



Hình IV-24: Sơ đồ tính toán đối với bài toán phẳng của K.Terzaghi

Trên cơ sở nhận định như vậy, K.Terzaghi đã đưa ra công thức tính tải trọng giới hạn ở trường hợp bài toán phẳng như sau:

$$p_{gh} = N_{\gamma} \cdot \frac{\gamma \cdot b}{2} + N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c \quad (IV-66)$$

Trong đó: N_{γ} , N_q và N_c - Các hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào góc ma sát φ và tính theo biểu đồ (hình IV-25).

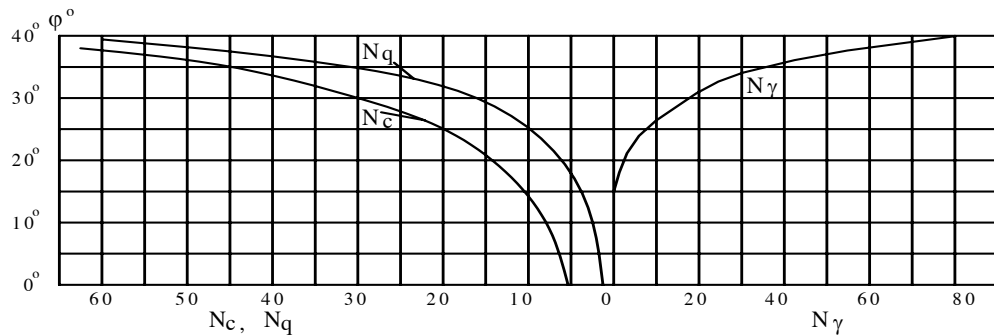
Ngoài ra K.Terzaghi còn đưa ra các hệ số kinh nghiệm vào công thức (IV-66) để tính tải trọng giới hạn trong trường hợp bài toán không gian.

- Đối với móng vuông có cạnh là b:

$$p_{gh} = 0,4 \cdot N_{\gamma} \cdot \gamma \cdot b + N_q \cdot \gamma \cdot h + 1,3 N_c \cdot c \quad (IV-67)$$

- Đối với móng tròn có bán kính R:

$$p_{gh} = 0,6 \cdot N_{\gamma} \cdot \gamma \cdot R + N_q \cdot \gamma \cdot h + 1,3 \cdot N_c \cdot c \quad (IV-68)$$



Hình IV-25: Biểu đồ để tra N_γ , N_q và N_c

Ví dụ IV-8 : Tính sức chịu tải của nền đất á sét có $\gamma = 1,8$ (t/m^3), $\varphi = 22^\circ$, $c = 1$ (T/m^2) dưới tác dụng của móng hình băng có bề rộng là 4m, đặt sâu 1,5m.

Trình tự tính toán như sau:

Với $\varphi = 22^\circ$ tra đồ thị (IV-25) được: $N_\gamma = 6$; $N_q = 8$ và $N_c = 19$.

Theo công thức (IV-66):

$$p_{gh} = 6 \cdot \frac{1,8 \cdot 4}{2} + 8 \cdot 1,8 \cdot 1,5 + 19 \cdot 1 = 62,2 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

4.2.5. Phương pháp P.Đ.Evdôkimov - C.C. Goluskevít:

P.Đ.Evdôkimov và Goluskevít đã dùng phương pháp vẽ để tính tải trọng giới hạn hình băng tác dụng trên nền đất đồng nhất. Phương pháp này thường được dùng trong các công trình thủy lợi. Nội dung của phương pháp P.Đ.Evdôkimov là để xác định tải trọng giới hạn, P.Đ.Evdôkimov cũng dùng các đường trượt của trường hợp $\gamma = 0$, nhưng trong quá trình tính toán thì vẫn xét tới trọng lượng của đất ở các khu vực trượt (tức là chỉ tính đến tổng hợp lực của trọng lượng đất ở từng khu vực, chứ không xét đến trọng lượng đất như là những lực thể tích). Khi đất nền ở trạng thái giới hạn, phạm vi vùng trượt bao gồm 3 khu vực (hình IV-26), trong đó khu vực I, tức là khu vực chủ động, biểu thị bởi tam giác ABE. Đoạn mặt trượt AB phẳng nghiêng với mặt nền một góc là ν , trị số góc nghiêng ν này phụ thuộc vào góc ma sát trong φ của đất nền và góc lệch δ của hợp lực tổng tải trọng công trình (R_{gh}) so với phương thẳng đứng.

Trị số của góc ν có thể xác định theo công thức sau:

$$\nu = 0,5 \left[\arccos\left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi}\right) + \varphi - \delta \right] \quad (\text{IV-69})$$

Trị số của góc ABE bằng $\frac{\pi}{2} - \varphi$. Biết được góc này sẽ vẽ được khu vực I. Nếu biết bề rộng đáy móng là b thì sẽ tính được độ dài của AB và EB.

Khu vực II, tức là khu vực quá độ, có dạng hình quạt EBC, trong đó đường BC là đường xoắn lôgarit với phương trình:

$$\overline{EC} = r = r_0 \cdot e^{\theta \cdot \text{tg} \varphi} = \overline{EB} \cdot e^{\theta \cdot \text{tg} \varphi} \quad (\text{IV-70})$$

$$\text{Trong đó:} \quad \theta = 45^\circ - \varphi/2 + \nu \quad (\text{IV-71})$$

Từ E kẻ EC làm với mặt phẳng ED một góc $\mu=(45^\circ-\varphi/2)$, như vậy điểm C được xác định, tương tự từ C kẻ đường thẳng làm với mặt phẳng nằm ngang tại đáy móng một góc $\mu=(45^\circ-\varphi/2)$, điểm giao cắt đó là điểm D, như vậy kích thước khu vực III đã xác định.

Khu vực III, tức là khi vực bị động, biểu thị bởi tam giác cân CDE, có hai góc đáy là $CDE = CED = (45^\circ-\varphi/2)=\mu$.

Từ đó, sẽ có góc BEA được ký hiệu là α và tính theo biểu thức sau:

$$\alpha = \frac{\pi}{2} + \varphi - \nu \quad (IV-72)$$

Lực dính của đất được xét bằng cách cho một áp lực phụ thêm tác dụng vuông góc với nền và có trị số bằng $\sigma_\epsilon = c/tg\varphi$

Trọng lượng đất trong các khu vực I, II và III được ký hiệu là P_1 , P_2 và P_3 và tính theo các công thức sau đây:

$$p_1 = 0,5 \cdot \gamma \cdot b \cdot r_0 \cdot \sin \alpha \quad (IV-111a)$$

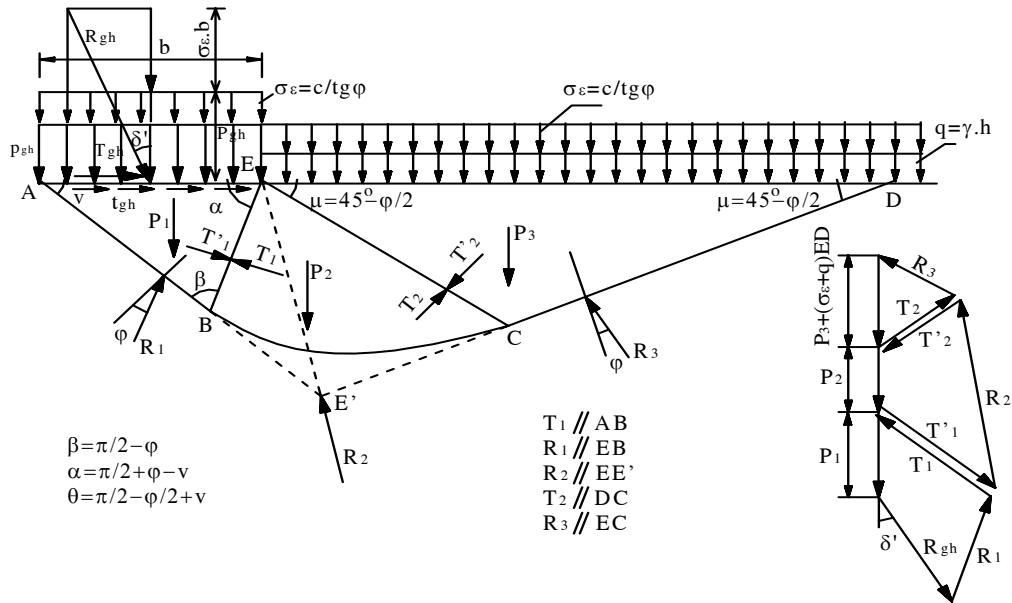
$$p_2 = \frac{r^2 - r_0^2}{4 \cdot tg\varphi} \cdot \gamma \quad (IV-111b)$$

$$p_3 = 0,5 \cdot \gamma \cdot r^2 \cdot \cos\varphi \quad (IV-111c)$$

Các đại lượng có dạng e^x , trong các công thức trên được tính theo bảng (IV-8).

Các lực tác dụng lên khối đất trượt bao gồm tải trọng giới hạn p_{gh} , tải trọng tương đương σ_ϵ , trọng lượng đất P_1 , P_2 , P_3 các phản lực R_1 , R_2 , R_3 và khi xét từng khối đất riêng biệt, thì còn các phản lực T_1 , T_2 . Khi đất ở trạng thái cân bằng giới hạn, các lực R_1 , R_3 và T_1 , T_2 làm với pháp tuyến của mặt tác dụng một góc bằng φ . Phản lực R_2 được xem như tác dụng trên đoạn EE' , trong đó EE' là giao điểm của AB và DC. Các vùng đất trượt được coi như những khối vật thể rắn.

Vẽ đa giác lực, điều kiện để khối trượt ABCDE cân bằng là đa giác 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 và khu I. Kết quả thể hiện trên hình (IV-26).



Hình IV-26 : Sơ đồ tính toán theo phương pháp P.Đ.Evdôkimov-C.C.Goluskevít

Phương pháp này có thể được sử dụng theo hai trường hợp khác nhau:

- Nếu tải trọng thiết kế p đã biết trước, tức là góc nghiêng δ đã biết, từ đó có thể tính được tải trọng giới hạn p_{gh} , rồi kiểm tra hệ số an toàn theo điều kiện (IV-46).

Tải trọng p_{gh} tìm được bằng cách vẽ đa giác lực (hình IV-26), thành phần thẳng đứng và thành phần nằm ngang của tải trọng giới hạn xác định theo công thức:

$$p_{gh} = \frac{R_{gh}}{b} \cos \delta - \sigma_\varepsilon \quad (IV-74.a)$$

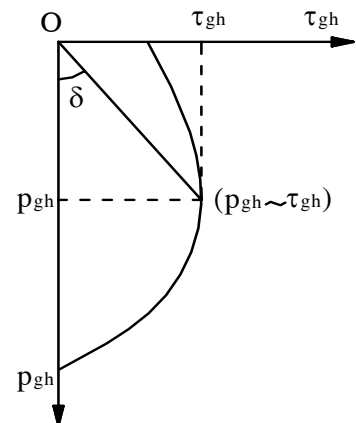
$$\tau_{gh} = \frac{R_{gh}}{b} \cdot \sin \delta \quad (IV-74.b)$$

Trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm thì dùng bề rộng móng hữu hiệu (b') thay cho bề rộng toàn bộ móng (b):

$$b' = b - 2e \quad (IV-75)$$

Trong đó e là độ lệch tâm của tải trọng.

- Nếu tải trọng chưa biết, tức là góc δ cũng chưa biết thì không thể làm như cách trên được. Lúc này giả định một loạt các trị số δ , rồi dùng phương pháp nói trên để tìm p_{gh} và τ_{gh} , sau đó dựng đường cong quan hệ $\tau_{gh} = f(p_{gh})$ như hình (IV-27). Sau khi thiết kế công trình và đã có trị số của tải trọng thiết kế p và τ sẽ xác định được điểm M trên đồ thị đó. Nếu M nằm đúng trên đường cong $\tau = f(p)$ thì đất nền ở trạng thái cân bằng giới hạn (hệ số an toàn $K_t = 1$), điểm M ở phía trong đường cong thì đất nền ổn định. Ngoài ra nếu có trị số của tải trọng thẳng đứng p thì có thể dùng đường cong đó để tìm tải trọng giới hạn nằm ngang τ_{gh} lúc đó coi $p = p_{gh}$. Cũng có thể làm ngược lại, bằng cách xuất



Hình IV-27

phát từ tải trọng nằm ngang τ để tìm tải trọng giới hạn thẳng đứng p_{gh} lúc đó tải trọng τ được coi như tải trọng giới hạn.

Để thuận tiện trong tính toán sức chịu tải của nền khi thiết kế công trình thủy, tải trọng giới hạn có thể xác định dựa vào công thức giải tích tính p_{gh} , được thành lập trên cơ sở đa giác lực ở hình (IV-26).

Thành phần thẳng đứng của tải trọng được xác định theo công thức sau:

$$p_{gh(y)} = N_\gamma \cdot \gamma \cdot y + N_q \cdot q + N_c \cdot c \quad (IV-76)$$

Thành phần tiếp tuyến với đáy móng:

$$\tau_{(x)gh} = p_{gh(y)} \cdot \tan \delta \quad (IV-77)$$

Trong đó: $q = \gamma h$ - Tải trọng hông

$0 \leq y \leq b$ toạ độ của điểm cần tính

N_γ, N_q, N_c - Các hệ số tải trọng giới hạn phụ thuộc vào góc φ và δ tra theo bảng (IV - 9).

γ, φ, c - là dung trọng, góc ma sát trong và lực dính của đất nền

b - bề rộng móng

Khi gặp trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm thì bề rộng móng được chọn là bề rộng móng hữu hiệu (b'): $b' = b - 2e$; trong đó e là độ lệch tâm của tải trọng.

Như vậy, để xác định được sức chịu tải của nền đất đối với các công trình thủy, cần phải tiến hành các bước sau đây:

- Giả sử nhiều giá trị của góc δ : ($\delta = 0; \delta = 0,14; \delta = 0,34; \delta = 0,94$).
- Với mỗi trị số δ , tính các cặp trị số p_{gh}, τ_{gh} , theo công thức (IV- 76, IV-77).
- Vẽ đường cong quan hệ $p_{gh} - \tau_{gh}$ như hình (IV - 27).
- Cặp giá trị p_{gh} và τ_{gh} của điểm nào đó trên đường cong với góc δ đúng bằng với góc nghiêng của tải trọng thực tế công trình, thì cặp giá trị đó chính là tải trọng giới hạn cần tìm.
- Dựa vào điều kiện (IV - 46) sẽ nhận được trị số sức chịu tải hoặc kiểm tra độ bền vững và tính ổn định của nền đất.

Bảng IV-8: Trị số e^x với $x = \theta \cdot \tan \varphi$

X	e^x	x	e^x	x	e^x	x	e^x
0,00	1,0000	0,40	1,4918	0,75	2,1170	1,10	3,0042
01	1,0101	41	1,5068	76	2,1383	11	3,0344
02	1,0202	42	1,5220	77	2,1598	12	3,0649
03	1,0305	43	1,5373	78	2,1815	13	3,0957
04	1,0408	44	1,5527	79	2,2034	14	3,1268
0,05	1,0513	0,45	1,5683	0,80	2,2255	1,15	3,1582
06	1,0618	46	1,5841	81	2,2479	16	3,1899
07	1,0725	47	1,6000	82	2,2705	17	3,2220
08	1,0833	48	1,6161	83	2,2933	18	3,2544
09	1,0942	49	1,6323	84	2,3164	19	3,2871

0,10	1,1052	0,50	1,6487	0,85	2,3396	1,20	3,3201
11	1,1163	51	1,6653	86	2,3632	21	2,3535
12	1,1275	52	1,6820	87	2,3869	22	3,3872
13	1,1388	53	1,6989	88	2,4109	23	3,4212
14	1,1503	54	1,7160	89	2,4351	24	3,4556
0,15	1,1618	0,55	1,7333	0,90	2,4596	1,25	3,4903
16	1,1735	56	1,7507	91	2,4843	26	3,5254
17	1,1853	57	1,7683	92	2,5093	27	3,5609
18	1,1972	58	1,7860	93	2,5345	28	3,5966
19	1,2092	59	1,8040	94	2,5600	29	3,6328
0,20	1,2214	0,60	1,8221	0,95	2,5857	1,30	3,6693
21	1,2337	61	1,8404	96	2,6117	31	3,7062
22	1,2461	62	1,8589	97	2,6379	32	3,7434
23	1,2586	63	1,8776	98	2,6645	33	3,7810
24	1,2712	64	1,8965	99	2,6912	34	3,8190
0,25	1,2840	0,65	1,9155	1,00	2,7183	1,35	3,8574
26	1,2969	66	1,9348	01	2,7456	36	3,8962
27	1,3100	67	1,9542	02	2,7732	37	3,9354
28	1,3231	68	1,9739	03	2,8011	38	3,9749
29	1,3364	69	1,9937	04	2,8292	39	4,0149
0,30	1,3499	0,70	2,0138	1,05	2,8577	1,40	4,0552
31	1,3634	71	2,0340	06	2,8864	41	4,0960
32	1,3771	72	2,0544	07	2,9154	42	4,1371
33	1,3910	73	2,0751	08	2,9447	43	4,1787
34	1,4049	74	2,0959	09	2,9743	44	4,2207
0,35	1,4191	0,75	2,1170	1,10	3,0042	1,45	4,2631
36	1,4333					46	4,3060
37	1,4477					47	4,3492
38	1,4623					48	4,3929
39	1,4770					49	4,4371
0,40	1,4918					1,50	4,4817

Bảng IV-9. Hệ số tải trọng giới hạn N_γ , N_C , N_q theo phương pháp Evđokimov-Goluskevít

$\varphi(^{\circ})$	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	18,870	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
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	13,538	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	16,754	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	61,196	55,504	39,444	27,019	17,245	9,3633

Ví dụ IV-9: Cho một móng công trình có chiều rộng $b = 10\text{m}$, đặt trên nền đất dính đồng nhất, có góc ma sát trong $\varphi = 10^\circ$, lực dính đơn vị $c = 0,1 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$, trọng lượng thể tích đầy nổi $\gamma_{\text{đn}} = 1 \text{ (t/m}^3\text{)}$. Móng chịu tải trọng đứng tâm, thẳng đứng $P = 120 \text{ T/m}$. Xác định hệ số an toàn ổn định, cho biết mực nước trong nền ngang mực nước đáy móng.

Trình tự tính toán như sau:

Dùng phương pháp đồ giải mặt trượt của P.Đ.Evdôkimov - Goluskevít để tính P_{gh} một đơn vị chiều dài để tính.

- Tính các góc của mặt trượt trong trường hợp tải trọng đứng giới hạn ($\delta = 0$):

$$\nu = \alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} = 45^\circ + \frac{10^\circ}{2} = 50^\circ$$

$$\theta = 45^\circ - \varphi/2 + \nu = 45^\circ - 10/2 + 50 = 90^\circ = 1,57 \text{ (radian)}$$

- Tính các cạnh của khối trượt:

$$r_0 = \overline{EB} = b \cdot \frac{\sin \nu}{\cos \varphi} = 10 \cdot \frac{\sin 50^\circ}{\cos 10^\circ} = 10 \cdot \frac{0,766}{0,984} = 7,8\text{m}$$

$$r = r_0 \cdot e^{\theta \text{tg} \varphi} = 7,8 \cdot e^{1,57 \cdot \text{tg} 10^\circ} = 7,8 \cdot e^{1,57 \cdot 0,176} = 7,8 \cdot 1,31 = 10,25\text{m}$$

$$\overline{ED} = 2 \cdot r \cdot \cos \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 2 \cdot 10,25 \cdot \cos 40^\circ = 2 \cdot 10,25 \cdot 0,766 = 15,7\text{m}$$

Dựa vào các số liệu nêu trên, có thể xây dựng được hệ thống mặt trượt như hình (IV-28).

Tính các lực: $P_1 = 0,5 \cdot \gamma_{\text{đn}} \cdot b \cdot r_0 \cdot \sin \alpha = 0,5 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 7,8 \cdot \sin 50^\circ = 29,87 \text{ (T/m)}$

$$P_2 = \gamma_{\text{đn}} \cdot \frac{r^2 - r_0^2}{4 \cdot \text{tg} \varphi} = 1 \cdot \frac{10,25^2 - 7,8^2}{4 \cdot \text{tg} 10^\circ} = 62,8 \text{ (T/m)}$$

$$P_3 = 0,5 \cdot \gamma_{\text{đn}} \cdot r^2 \cdot \cos \varphi = 0,5 \cdot 1 \cdot 10,25^2 \cdot \cos 10^\circ = 51,7 \text{ (T/m)}$$

$$P_3 \cdot \sigma_\varepsilon = P_3 + \overline{\sigma_\varepsilon} \cdot \overline{ED} = 51,7 \pm \frac{1}{\text{tg} 10^\circ} \cdot 15,7 = 141 \text{ (T/m)}$$

Tính đại lượng phụ:

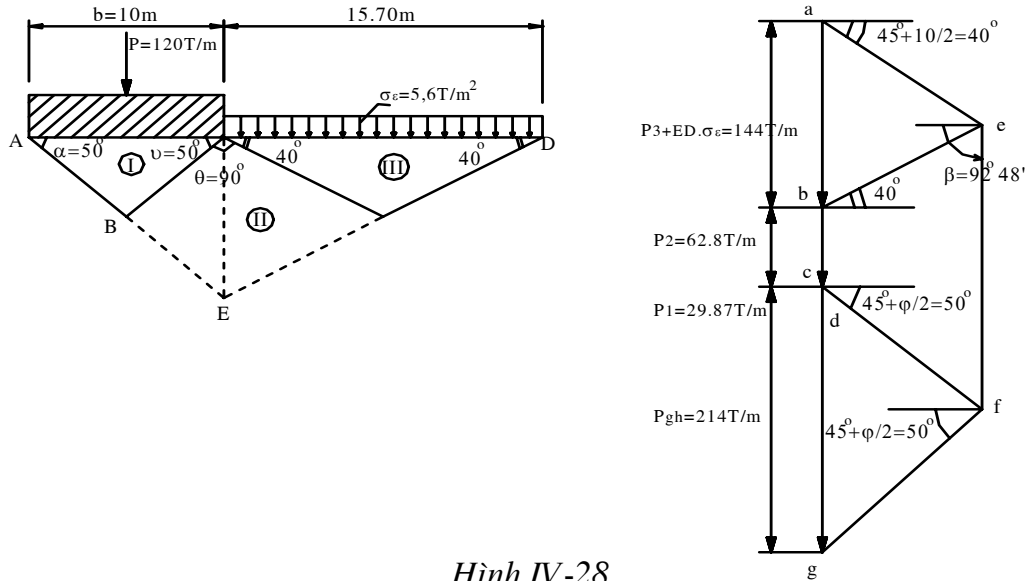
$$\beta = \arctg \frac{e^{\theta \text{tg} \varphi - \cos \theta}}{\sin \theta} + \alpha - \varphi = \arctg \frac{e^{0,276 - \cos 90^\circ}}{\sin 90^\circ} + 50^\circ - 10^\circ = 92^\circ,48'$$

Dựa vào các đại lượng trên để vẽ đa giác lực như hình (IV-28) ta tìm được $P_{\text{gh}} = \overline{dg} = 214 \text{ (T/m)}$.

$$\text{Suy ra : } P_{\text{gh}} = \overline{dg} - \sigma_\varepsilon \cdot b = 214 - \frac{1}{\text{tg} 10^\circ} \cdot 10 = 214 - 56,7 = 157,3 \text{ (T/m)}$$

Hệ số an toàn ổn định K_t là:

$$K_t = \frac{P_{gh}}{P} = \frac{157,3}{120} = 1,31$$



Hình IV-28

4.2.6 Phương pháp của J.Brinch Hansen:

Trường hợp nền đất đồng nhất, ở trạng thái ổn định, móng có đáy phẳng, trị số phụ tải ở các phía của móng không khác nhau nhiều quá 25%, thành phần thẳng đứng của tải trọng giới hạn được tính theo công thức bán kinh nghiệm của J.Brinch Hansen mà TCXD45-78 giới thiệu là:

$$p_{gh} = A_1 \cdot b \cdot \gamma_I + B_1 \cdot \gamma'_I \cdot h + D_1 \cdot c \quad (IV-78)$$

Tải trọng giới hạn ngang:

$$\tau_{gh} = p_{gh} \cdot \tan \delta \quad (IV-79)$$

Trong đó: A_1 , B_1 , D_1 - các hệ số không thứ nguyên, xác định theo công thức:

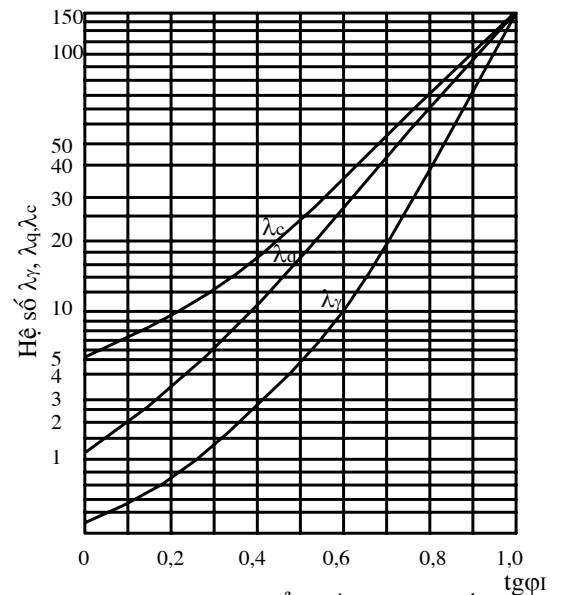
$$A_1 = \lambda_\gamma \cdot i_\gamma \cdot n_\gamma \quad (IV-80)$$

$$B_1 = \lambda_q \cdot i_q \cdot n_q \quad (IV-81)$$

$$D_1 = \lambda_c \cdot i_c \cdot n_c \quad (IV-82)$$

λ_γ , λ_q và λ_c : Các hệ số sức chịu tải, phụ thuộc góc ma sát trong φ_1 của đất nền; tra theo biểu đồ hình (IV-29).

i_γ , i_q và i_c - Các hệ số ảnh hưởng góc



Hình IV-29: Biểu đồ các hệ số sức chịu tải.

nghiêng của tải trọng phụ thuộc vào góc ma sát trong φ , của đất nền và góc nghiêng δ của tổng hợp lực các tải trọng tại mức đáy móng tra theo biểu đồ (hình IV-30).

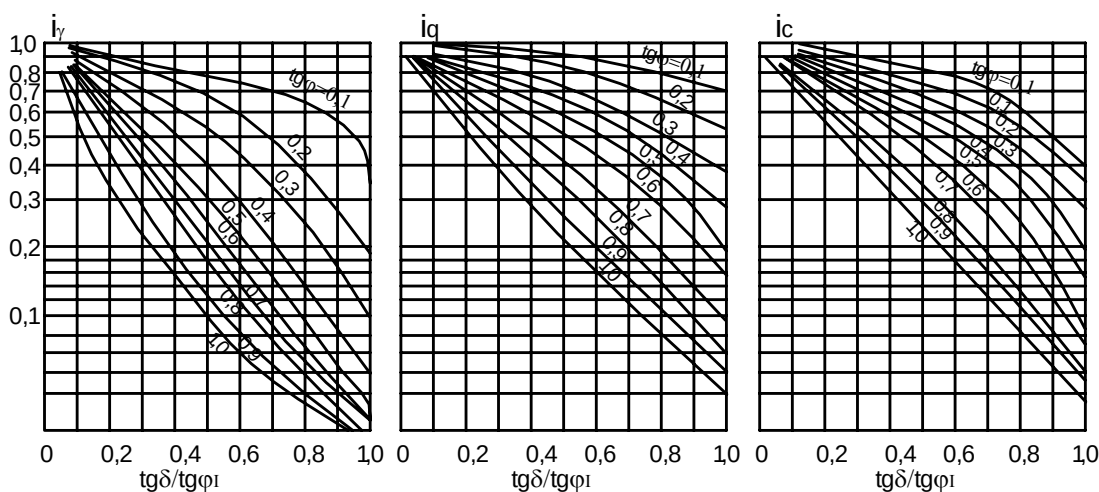
n_γ , n_q và n_c - Các hệ số ảnh hưởng của tỷ số cạnh đáy móng hình chữ nhật:

$$n_\gamma = 1 + 0,25/n; \quad n_q = 1 + 1,5/n; \quad n_c = 1 + 0,3/n; \quad n = l/b \quad (\text{IV-83})$$

l , b - chiều dài và chiều rộng của móng, trường hợp tải trọng tác dụng lệch tâm lấy l'/b' với l' , b' tính theo công thức (IV-75).

γ_I , γ'_I - trọng lượng thể tích của đất ở dưới và ở trên mặt đáy móng.

c , h - lực dính đơn vị của đất và chiều sâu đặt móng.



Hình IV-30: Biểu đồ các hệ số góc nghiêng tải trọng

Đối với các công trình cầu cống: Theo quy phạm CH-200-62 của Liên Xô (nay là cộng hòa Liên bang Nga). Khi kiểm tra cường độ của nền theo trạng thái giới hạn thứ nhất thì dùng các công thức của Berzanxev cho các nền đất cát khi góc nghiêng giữa tổng hợp các tải trọng và đường thẳng đứng nhỏ hơn 5° ($\delta < 5^\circ$), còn khi góc nghiêng đó lớn hơn 5° thì dùng công thức tính toán của V.V Xôcolovski.

Song song với việc dùng các công thức của lý thuyết cân bằng giới hạn nói trên, khi chưa có đủ các đặc trưng tính toán của đất (γ và φ), hoặc đối với đất dính, thường dùng công thức kinh nghiệm để xác định sức chịu tải tính toán R (chống nén) của đất nền (T/m^2) như sau:

$$R = 1,2 \{ R' [1 + K_1 (b-2)] + K_2 \cdot \gamma' (h-3) \} \quad (\text{IV-84})$$

Trong đó: R' - sức chịu tải qui ước của đất lấy theo bảng (IV-10, IV-11 và IV-12);

b - chiều rộng hoặc đường kính của đáy móng (m); khi $b > 6$ thì vẫn lấy $b = 6m$;

h - độ sâu đặt móng (m);

γ' - trọng lượng thể tích trung bình của đất ở phía trên đáy móng (t/m^3);

γ_I - trọng lượng thể tích (t/m^3) của lớp đất có chiều dày h_I (m) trong phạm vi độ sâu đặt móng.

K_1 và K_2 - các hệ số lấy ở bảng (IV-13)

Bảng IV-10: Trị số R' (kG/cm^2) của đất sét.

Tên loại đất	Hệ số rỗng	Độ sét B						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Á cát, với $A < 5$	0,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-
	0,7	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-	-
Á sét, với $10 \leq A \leq 15$	0,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0
	0,7	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	-
Sét với $A > 20$	0,5	6,0	4,5	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5
	0,6	5,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,5

Ở đây: A - chỉ số dẻo : khi trị số A nằm trong khoảng 5-10 và 15-20 thì lấy trị số R' trung bình giữa Á cát và Á sét, cũng như giữa Á sét và sét. Đối với sét cứng ($B < 0$), trị số R' được xác định theo kết quả thí nghiệm [$R' = 1,5R_n$]

R_n - cường độ phá hoại của mẫu đất khi bị nén theo một trục.

Bảng IV-11 : Trị số R' (kG/cm^2) của đất cát trong nền đất.

Tên đất và độ ẩm	Trạng thái của đất	
	Chặt	Chặt vừa
- Cát sỏi và cát thô (không phụ thuộc độ ẩm)	4,5	3,5
- Cát vừa + hơi ẩm + rất ẩm, bão hòa nước	4,0	3,0
	3,5	2,5
- Cát mịn + hơi ẩm + rất ẩm, bão hòa nước	3,0	2,0
	2,5	1,5
- Cát bụi + hơi ẩm + rất ẩm + bão hòa nước	2,5	2,0
	2,0	1,5
	1,5	1,0

Bảng IV-12: Trị số R' (kG/cm^2) của đất vụn thô.

Tên đất	R'
- Đá dăm (cuội) có cát lấp đầy các lỗ rỗng	6,0-10,0
- Đá dăm (sỏi) từ những mảnh vụn của đá kết tinh	5,0-8,0
- Đá dăm (sỏi) từ những mảnh vụn của đá trầm tích	3,0-5,0

Bảng IV-13: Trị số K_1 và K_2 .

Tên loại đất	K_1 (m^{-1})	K_2
- Cuội, sỏi, cát sỏi, cát thô, cát vừa	0,10	0,30
- Cát mịn	0,08	0,25
- Cát bụi, á cát	0,06	0,20
- Á sét, sét cứng và nửa cứng	0,04	0,20
- Á sét, sét dẻo và dẻo mềm	0,02	0,15

Nếu móng đặt tại nơi có nước mặt thì trị số của R được cộng thêm với số hạng $0,1H_1$ (kG/cm^2), trong đó H_1 là chiều sâu kể từ mực nước thấp nhất tới đáy sông.

4.3. Phương pháp tính toán dựa vào giả thiết trước mặt trượt .

Khi nền đất phá hoại, đất trượt theo một mặt trượt nhất định. Hiện tượng này đã được nhiều người nhận thấy từ lâu. Nhưng vấn đề xác định mặt trượt một cách chính xác, là một vấn đề hết sức khó khăn và phức tạp, cho nên trước đây một số tác giả đã giả định trước mặt trượt là những mặt gãy khúc (phương pháp của X.I.Belzetxki, N.M Gerxêvanov, Packer, v.v...), rồi từ điều kiện cân bằng tĩnh của khối đất nằm trong phạm vi giới hạn bởi mặt trượt để tìm ra tải trọng giới hạn của đất nền, và xác định sự ổn định của công trình .

Tất nhiên, điều giả định đó không phù hợp với thực tế, cho nên sau này có nhiều tác giả đã đề ra phương pháp tính toán dựa vào giả thiết trước mặt trượt là mặt hình trụ tròn (phương pháp của Petecxon; H.Kreg W.Fellenius, v.v...) được thừa nhận là đáng tin cậy hơn và được dùng chính thức trong các quy trình, quy phạm thiết kế nền móng công trình.

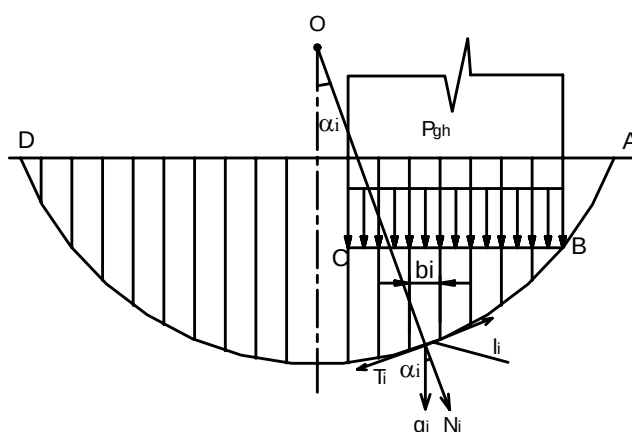
Nội dung chủ yếu của các phương pháp mặt trượt hình trụ tròn là dùng cách "mò dần" xác định được mặt trượt nguy hiểm nhất, tức là tìm hệ số ổn định trượt của khối đất dưới đáy móng có hệ số ổn định nhỏ nhất.

Muốn thế, từ một điểm O bất kỳ lấy làm tâm, vẽ một cung tròn đi qua mép đáy móng (hình IV-31). Chia khối đất trượt thành nhiều mảnh nhỏ thẳng đứng có chiều rộng là b_i . Tải trọng đáy móng được quy ra trọng lượng đất tương ứng.

Tất cả các lực tác dụng trên một mảnh đất đều truyền xuống mặt trượt như trên hình (IV-31) đã biểu thị.

Lực $T_i = G_i \cdot \sin \alpha_i$ làm cho mảnh đất trượt trên mặt trượt (G_i là lực tác dụng trên mảnh đất thứ i)

Lực chống trượt xác định theo công thức:



Hình IV-31: Sơ đồ tính toán theo phương pháp mặt trượt hình trụ tròn.

$$S_i = N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \Delta l_i = G_i \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \Delta l_i \quad (\text{IV-85})$$

Trong đó: φ_i - góc ma sát trong của đất trong phạm vi cung trượt Δl_i tương ứng với mảnh thứ i ;

c_i - lực dính đơn vị của đất trong phạm vi cung trượt Δl_i ;

Δl_i - chiều dài cung trượt tương ứng với mảnh thứ i ;

α_i - góc tạo bởi đường thẳng đi qua điểm giữa của cung trượt Δl_i tới tâm O và đường thẳng đứng.

Như vậy, hệ số ổn định của nền là tỷ số giữa mô men chống trượt và mô men gây trượt, được xác định như sau:

$$K = \frac{M_g}{M_t} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} G_i \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^{i=n} c_i \cdot \Delta l_i}{\sum_{i=1}^{i=n} G_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-86})$$

Bằng phương pháp "mò dầm" tính toán nhiều cung trượt để tìm được mặt trượt nguy hiểm nhất, tức là lúc ấy K có trị số nhỏ nhất ($K_{\min}$). Sau đó so sánh $K_{\min}$ với hệ số cho phép (thường lấy từ 1,2-1,5). Nếu $K_{\min}$ nhỏ hơn trị số cho phép tức là trường hợp không an toàn, cần thiết kể lại.

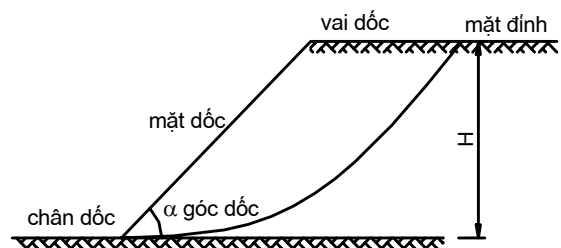
Từ đó, có thể nhận thấy rằng, phương pháp tính toán cung trượt hình trụ tròn, đã trình bày ở trên không xác định được tải trọng giới hạn, cũng không xác định được mặt trượt tương ứng với trạng thái giới hạn, tức là không thể cho biết được vị trí của mặt trượt có thể xảy ra. Cho nên, cả phương pháp tính toán và hệ số ổn định K cũng chỉ có tính qui ước mà thôi. Muốn xác định được tải trọng giới hạn thì phải tìm được hệ số ổn định trượt $K_{\min} = 1$, để thực hiện được việc này cũng rất phức tạp.

§5 ỔN ĐỊNH CỦA MÁI DỐC

Mái dốc là một khối đất có một mặt giới hạn là mặt dốc (hình IV-32). Mái dốc được hình thành hoặc do tác dụng tự nhiên (sườn núi, bờ sông, bờ hồ v.v...) hoặc do tác dụng nhân tạo (ta luy nền đường đất đào, đất đắp, hố móng, kênh đào, thân đập đất, đê, v.v...)

Một trong những dạng phá hoại ổn định mái dốc là hiện tượng đất trượt (gọi tắt là hiện tượng trượt) Trượt là sự chuyển động của khối đất trên sườn dốc dưới tác dụng của trọng lực. Đó chính là một hiện tượng địa chất công trình động lực gây nhiều tổn thất và nguy hại cho tất cả các công trình xây dựng trên sườn dốc.

Các yếu tố gây mất ổn định cho mái dốc thường là do tải trọng ngoài, trọng lượng bản thân của đất, áp lực nước lỗ rỗng, lực động đất và các yếu tố khác. Tham gia giữ cho mái dốc ổn định là lực dính và ma sát trong của đất. Cũng cần lưu



Hình IV-32

ý rằng trong một số trường hợp, yếu tố chống trượt có thể là trọng lượng bản thân của đất, ví dụ đất dùng làm bề phản áp. Các đặc trưng cường độ chống cắt của đất ở mái dốc thường thay đổi lớn do ảnh hưởng của mưa, nắng theo mùa, do đó khi tính toán kiểm tra ổn định của mái dốc cần chọn các giá trị của các đặc trưng này trong mùa bất lợi nhất.

Thực tế chống trượt đã chứng tỏ rằng nhiều khi rất khó đạt được kết quả mong muốn do chưa xét đến đầy đủ các nhân tố gây ra hiện tượng trượt. Chính vì vậy mà ngày càng xuất hiện nhiều phương pháp mới để tính toán ổn định mái dốc. Tuy nhiên khi đề ra phương pháp tính toán, các tác giả đã cố gắng bảo đảm tính chất lý thuyết "đơn thuần" và điều đó đã dẫn đến sự phức tạp thêm của bản thân các phương pháp, thêm vào đó, do việc nghiên cứu chưa đầy đủ các nhân tố ảnh hưởng đến ổn định của mái dốc, nên tất cả các phương pháp và sơ đồ tính toán đều phải dựa trên một số giả thiết nhất định, cho nên giá trị thực tế của phương pháp đó chưa được rõ ràng và chưa đáng tin cậy hoàn toàn.

Về cơ sở lý luận mà nói thì bài toán ổn định của mái đất thuộc cùng một loại với các bài toán sức chịu tải của nền đất và áp lực đất lên tường chắn. Vì vậy, để xét sự ổn định của các mái dốc, các tác giả cũng dùng những phương pháp tương tự như các phương pháp được dùng để giải quyết hai bài toán trên, các phương pháp này bao gồm hai nhóm:

+ *Nhóm phương pháp theo lý thuyết cân bằng giới hạn của khối rắn* (giả thiết trước hình dạng của mặt trượt). Đặc điểm của nhóm phương pháp dùng mặt trượt giả định là không căn cứ trực tiếp vào tình hình cụ thể của tải trọng và tính chất cơ lý của đất đắp để quy định mặt trượt cho mái dốc, mà xuất phát từ kết quả quan trắc lâu dài các mặt trượt của mái dốc trong thực tế để đưa ra giả thiết đơn giản hoá về hình dạng mặt trượt rồi từ đó nêu lên phương pháp tính toán, đồng thời xem khối trượt như là một vật thể rắn ở trạng thái cân bằng giới hạn.

Phương pháp tính toán dựa vào giả thiết mặt trượt là mặt hình trụ tròn do K.E.Pettexon đề nghị từ năm 1916, về sau được nhiều nhà nghiên cứu về ổn định mái dốc xác nhận, giả thiết này là phù hợp với thực tế, nhất là đối với những mái dốc đồng nhất. Đáng kể nhất đối với các phương pháp tính toán theo giả thiết này là phương pháp của W.Fellenius, H. Krey-Bishop, O.Frelix, K.Terzaghi, R.R.TSugaev v.v...

Phương pháp tính toán dựa vào giả thiết mặt trượt là mặt phẳng gãy khúc, chỉ thích hợp cho một số trường hợp như: mái dốc gồm nhiều lớp đất có tính chất cơ lý khác nhau, hoặc khi trong nền có lớp đất yếu, hoặc mái đất tựa trên mặt đá gốc.

Nhược điểm chủ yếu của các phương pháp nêu trên là coi khối đất bị phá hoại như một cố thể, giới hạn bởi mặt trượt và mặt mái dốc, đồng thời xem trạng thái ứng suất giới hạn chỉ xảy ra trên mặt trượt mà thôi.

+ *Nhóm phương pháp dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn thuần túy:*

Nhóm lý thuyết này dựa trên giả thiết chính cho rằng, tại mỗi điểm trong khối đất đắp đều thoả mãn điều kiện cân bằng giới hạn. Việc một điểm bị mất ổn

định được giải thích là do sự xuất hiện biến dạng trượt tại điểm đó, còn mái đất mất ổn định là do sự phát triển của biến dạng trượt trong một vùng rộng lớn giới hạn của khối đất đắp. Công lao lớn đóng góp cho trường phái lý luận này phải kể đến W.J.W Rankine, F.kotter và sau này không ngừng được hoàn thiện thêm của L.Prandtl, H. Reissner, và V.V Xocolovxki...

Nhìn chung, nhóm phương pháp dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn thuận tuy vẫn mô phỏng được gần đúng trạng thái ứng suất trong khối đất bị phá hoại, về mặt toán học mang tính logic cao, nhưng vẫn còn hạn chế là vẫn chưa kể được biến dạng thể tích của khối đất. Do lời giải bài toán ổn định của mái dốc theo phương pháp này rất phức tạp, tốn nhiều công sức, cho nên phương pháp tính toán này chưa được áp dụng rộng rãi trong thực tế và kiểm định ổn định mái dốc.

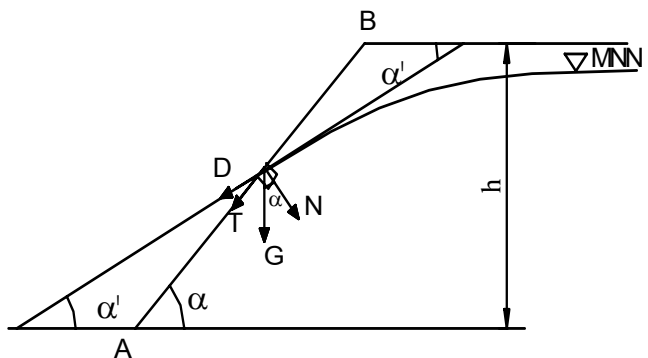
Nhóm phương pháp dùng mặt trượt giả định cho trước có các nhược điểm nêu trên. Nhưng tùy theo tình hình cụ thể của từng công trình mà giả định trước các mặt trượt cho phù hợp, đồng thời phương pháp tính toán này đơn giản hơn và thiên về mặt an toàn hơn so với phương pháp dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn, đó chính là ưu thế của phương pháp này mà trong thực tế hiện nay đang được áp dụng rộng rãi hơn.

Việc tính toán ổn định mái đất là một nhiệm vụ cần thiết để xác định hình dáng, kích thước của mái đất một cách hợp lý nhất. Khi vận dụng các phương pháp tính toán để phân tích ổn định của mái đất cần phải xét đến tình hình làm việc của cả khối đất nền, vì các yếu tố ảnh hưởng đến sự ổn định của mái đất không chỉ bao gồm hình dạng mái đất cũng như cường độ và tải trọng bên ngoài tác dụng lên nó, mà còn cả tình hình biến dạng của nền đất nữa.

5.1. Điều kiện ổn định của đất trên mái dốc.

5.1.1. Điều kiện ổn định của đất rời lý tưởng khô hoặc ngập nước:

Đất rời lý tưởng là loại đất chỉ có lực ma sát mà không có lực dính kết ($c=0$, $\varphi \neq 0$). Mái dốc được cấu tạo bởi đất rời nằm trong trạng thái cân bằng, nếu mỗi phân tố đất nằm trên bề mặt mái dốc cũng ở trong trạng thái cân bằng. Xét điều kiện cân bằng của phân tố đất tại điểm M (hình IV-33). Trọng lượng G của phân tố có thể phân tích thành hai thành phần lực tác dụng.



Hình IV-33: Sơ đồ phân tích ổn định mái đất rời lý tưởng khi khô hoặc ngập nước

Lực pháp tuyến N và lực tiếp tuyến T :

$$N = G \cdot \cos \alpha \quad (IV-87)$$

$$T = G \cdot \sin \alpha \quad (IV-88)$$

Lực T có xu hướng làm cho phân tố đất chuyển dịch xuống phía dưới chân dốc. Còn lực pháp tuyến N kết hợp với ma sát của đất trên mặt mái dốc tạo thành lực $S = N \cdot \operatorname{tg} \varphi$ chống lại lực gây trượt T .

Ở điều kiện cân bằng các lực tác dụng lên phân tố phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$T = S \quad (\text{IV-89})$$

$$\text{hay} \quad G \cdot \sin \alpha = G \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

$$\text{do đó} \quad \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi \quad ; \quad \text{hay} \quad \alpha = \varphi \quad (\text{IV-90})$$

Công thức (IV-90) nói lên rằng: góc nghiêng giới hạn của mái dốc cấu tạo bởi đất rời bằng góc ma sát trong của đất.

Mái dốc sẽ ổn định nếu góc hợp bởi mặt nghiêng của mái dốc với phương nằm ngang không vượt quá góc ma sát trong của đất và độ ổn định của mái dốc không phụ thuộc vào chiều cao của nó.

Trong trường hợp đất bão hòa nước và có dòng thấm (hình IV-50) thì áp lực thủy động của nước thấm qua sườn dốc sẽ ảnh hưởng đến trị số góc dốc tự nhiên.

Xét một phân tố đất với thể tích bằng một đơn vị tại điểm M trên mặt mái, nơi dòng nước thấm chảy thoát ra ngoài (hình IV-33). Thì lực gây trượt tác dụng lên khối đất phân tố này gồm:

$$T = G' \cdot \sin \alpha_t = \gamma_{dn} \cdot \sin \alpha_t \quad (\text{IV-91})$$

$$D = \gamma_0 \cdot i = \gamma_0 \cdot \sin \alpha_t \quad (\text{IV-92})$$

Lực chống trượt tác dụng lên khối đất phân tố đó là:

$$S = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = G' \cdot \cos \alpha_t \cdot \operatorname{tg} \varphi = \gamma_{dn} \cdot \cos \alpha_t \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{IV-93})$$

Trong đó: D - áp lực thủy động tác dụng lên khối đất phân tố

γ_{dn}, γ_0 - dung trọng đẩy nổi, và dung trọng của nước

i - độ dốc thủy lực tại điểm chảy ra của dòng thấm và dòng thấm chảy men theo mặt mái dốc thì i được tính theo công thức:

$$i = \frac{\Delta h}{l} = \sin \alpha_t$$

α_t - góc mái dốc ổn định khi có xét đến ảnh hưởng của dòng thấm.

Như vậy khi phân tố đất ở trạng thái cân bằng thì phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$T + D = S \quad (\text{IV-94})$$

$$\text{hay} \quad \gamma_{dn} \cdot \sin \alpha_t + \gamma_0 \cdot \sin \alpha_t = \gamma_{dn} \cdot \cos \alpha_t \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{IV-94'})$$

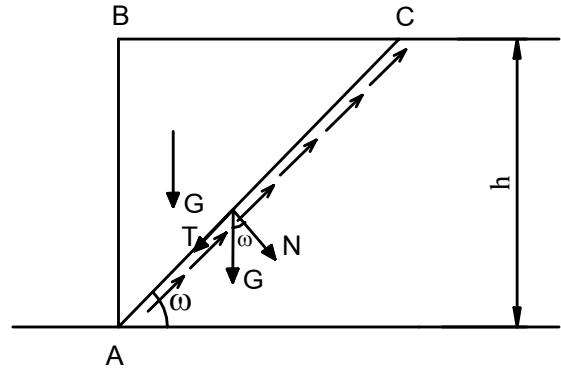
$$\operatorname{tg} \alpha_t = \frac{\gamma_{dn}}{\gamma_{dn} + \gamma_0} \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{IV-95})$$

Như vậy, từ công thức (IV-95) có thể thấy rằng, áp lực thủy động có tác dụng làm giảm nhỏ gần gấp đôi góc mái dốc ổn định so với trường hợp không có áp lực thủy động. Tức là khi không có dòng thấm chỉ cần $\alpha \leq \varphi$ là mái dốc ổn định, còn khi có dòng thấm thì yêu cầu mái dốc phải có góc dốc $\alpha' \leq 1/2\varphi$ mới đảm bảo ổn định.

5.1.2. Điều kiện ổn định của đất dính lý tưởng:

Đất dính lý tưởng là loại đất chỉ có lực dính kết chứ không có lực ma sát ($\varphi=0$, $c \neq 0$).

Xét mái đất thẳng đứng AB trên hình (IV-34), và giả thiết rằng khi trượt khối đất sẽ trượt theo mặt phẳng AC làm với mặt phẳng nằm ngang một góc ω và tạo ra lăng thể trượt ABC.



Hình IV-34: Sơ đồ phân tích ổn định của mái đất dính lý tưởng

Ở đây, lực tác dụng để gây trượt chính là trọng lượng G của lăng thể trượt ABC được tính bằng tích số của dung trọng đất và thể tích của lăng thể trượt (tính theo một mét dài), tức là:

$$G = \gamma \cdot \frac{h \cdot \overline{BC}}{2} \cdot 1 = \frac{1}{2} \gamma \cdot h \cdot \cot g \omega \quad (IV-96)$$

Trọng lượng G của lăng thể trượt ABC phân thành hai thành phần đó là lực pháp tuyến N và lực tiếp tuyến T .

- Lực chống trượt S được xác định là: $S = N \cdot \tan \varphi + \overline{AC} \cdot c$; vì đất dính dính lý tưởng có $\varphi=0$, và $AC = h/\sin \omega$ nên ta có:

$$S = \frac{c \cdot h}{\sin \omega} \quad (IV-97)$$

Trong đó: c là lực dính kết đơn vị của đất.

Lực gây trượt của lăng thể trượt ABC là:

$$T = G \cdot \sin \omega = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \cot g \omega \cdot \sin \omega \quad (IV-98)$$

Như vậy, khi lăng thể trượt ABC ở trạng thái cân bằng phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$S = T \Rightarrow \frac{c \cdot h}{\sin \omega} = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \cdot \cot g \omega \cdot \sin \omega \quad (IV-99)$$

$$h = \frac{2c}{\gamma \cdot \sin \omega \cdot \cos \omega} = \frac{4c}{\gamma \cdot \sin 2\omega} \quad (\text{IV-100})$$

Chiều cao h_{90° ứng với khi sử dụng tối đa tất cả các lực dính của đất, (nghĩa là chiều cao mà khi đó chưa xảy ra mặt trượt) được xác định khi $\sin 2\omega$ lớn nhất bằng một hoặc $2\omega = 90^\circ$; $\omega = 45^\circ$. Điều đó chứng tỏ rằng dù có trượt theo một mặt trượt bất lợi nhất thì mái dốc cũng đạt được một trị số tối thiểu ở trạng thái cân bằng là:

$$h_{90} = \frac{4c}{\gamma} \quad (\text{IV-101})$$

Tuy nhiên, xét về mặt ảnh hưởng của mưa nắng đến lực dính kết đơn vị và sự huy động của lực dính trên mặt trượt từ $O \rightarrow O_{\max}$ nên giá trị $h_{90} = 2c/\gamma$.

Như vậy khi $h_{90^\circ} > 2c/\gamma$ thì mái đất bị trượt (IV-101'.a)

và $h_{90^\circ} < 2c/\gamma$ thì mái đất ổn định (IV-101'.b)

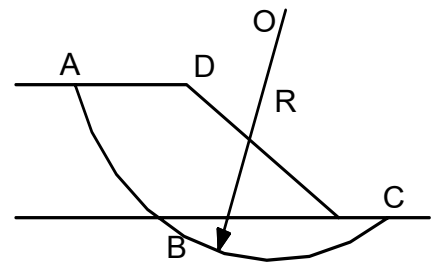
Nói tóm lại, ở các đất dính, tùy theo dung trọng và lực dính của đất, mái dốc có thể giữ thẳng đứng tới một chiều cao xác định theo công thức (IV-101'.b).

5.1.3. Trường hợp đất có cả lực ma sát và lực dính kết ($\varphi \neq 0$ và $c \neq 0$):

Trong trường hợp này, việc xác định độ ổn định của mái đất sẽ rất khó khăn và phức tạp, thậm chí khi khối đất đồng nhất và sức kháng cắt của đất được xem như không thay đổi theo thời gian. Hiện nay có nhiều phương pháp tính ổn định mái dốc cho trường hợp này, đồng thời với sự trợ giúp của máy tính điện tử và các phần mềm tính toán, do đó vấn đề tính ổn định mái dốc đã trở nên thuận lợi và dễ dàng hơn rất nhiều. Trong phạm vi giáo trình Cơ học đất này, chỉ giới thiệu một số phương pháp mà trong thực tế hiện nay thường áp dụng.

5.2 Phân tích ổn định mái dốc theo phương pháp mặt trượt cung tròn hình trụ.

Phương pháp mặt trượt cung tròn hình trụ là phương pháp gần đúng được áp dụng rộng rãi trong thực tế để tính ổn định mái dốc. Bản chất của phương pháp là xác định hệ số ổn định của mái dốc đối với mặt trượt nguy hiểm nhất. Hệ số ổn định trượt là tỷ số mômen của tất cả các lực chống trượt và mômen của tất cả các lực gây trượt đối với tâm trượt cho trước, còn mặt trượt được giả thiết là cung tròn có bán kính R (Hình IV-35).

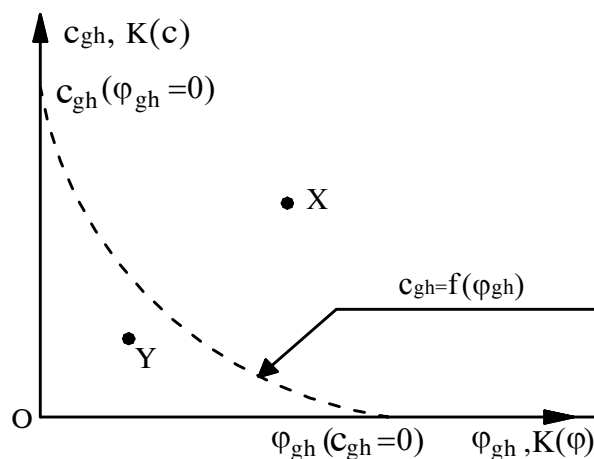


Hình IV-35

5.2.1 Trạng thái cân bằng giới hạn của mái dốc:

Xét khối đất trượt ABCDA giới hạn bởi mặt trượt (theo hình IV-35). Khi khối đất nằm ở trạng thái cân bằng giới hạn, tính chất của đất được đặc trưng bằng góc ma sát trong giới hạn φ_{gh} và lực dính kết đơn vị giới hạn c_{gh} . Như vậy với một khối trượt nhất định nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn có thể tìm được nhiều cặp trị số φ_{gh} và c_{gh} khác nhau thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn. Tức là có thể lập được đường cong $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ với một khối đất bất kỳ (hình IV-36).

Mỗi điểm nằm trên đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ cho ta một cặp trị số φ_{gh} và c_{gh} tương ứng với trạng thái cân bằng giới hạn của khối đất trượt. Nếu mái dốc đang xét có cặp trị số φ và c thực mà toạ độ của nó nằm trên đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ (ví dụ điểm X) thì mái dốc ở trạng thái ổn định, còn trường hợp ngược lại khi toạ độ của cặp φ và c nằm ở phía dưới đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ (ví dụ điểm Y) thì mái dốc bị trượt.



Hình IV-36: Đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$

Nếu gọi K là hệ số ổn định hay hệ số an toàn của khối đất đắp, thì hệ số này chính là tỷ số so sánh toạ độ cặp trị số φ và c thực của vật liệu đắp với toạ độ các điểm nằm trên đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$. Nếu toạ độ cặp trị số φ và c thực của vật liệu đắp nằm phía trên đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$ thì $K > 1$ và ngược lại, nằm phía dưới thì $K < 1$.

Như vậy việc tính toán ổn định của một mái dốc bất kỳ là đi lập đường cong quan hệ $c_{gh} = f(\varphi_{gh})$. Phương trình biểu thị đường cong này gọi là phương trình cân bằng giới hạn của khối đất trượt.

Để lập phương trình này, các tác giả nghiên cứu về ổn định của mái dốc đều dựa vào công thức nổi tiếng của C.A.Coulomb:

$$\tau_{gh} = c_{gh} + \sigma_{gh} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{gh} \quad (\text{IV-102})$$

Trong đó: τ_{gh} - ứng suất tiếp giới hạn tại điểm bất kỳ trên mặt trượt ở trạng thái cân bằng giới hạn;

σ_{gh} - ứng suất pháp giới hạn (vuông góc với mặt trượt) ở trạng thái cân bằng giới hạn;

φ_{gh} - Góc ma sát trong của đất ứng với trạng thái giới hạn của đất.

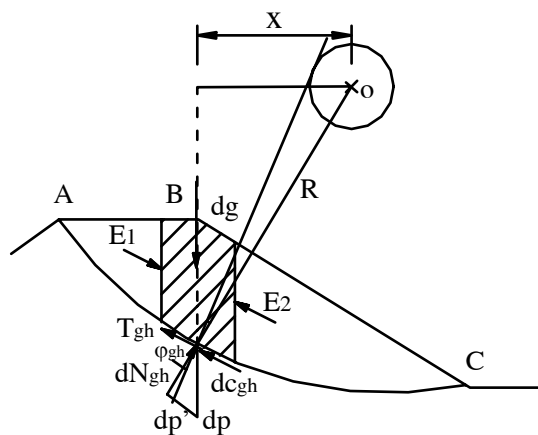
Để lập phương trình cân bằng giới hạn, hiện nay các tác giả thường dựa vào hai loại mô hình tính toán sau đây:

* Mô hình tính toán thứ nhất:

Chia khối đất trượt ra thành nhiều cột thẳng đứng, mỗi cột đất được giới hạn bởi hai mặt phẳng thẳng đứng và được xem như một vật rắn nguyên khối tựa trên cung trượt, các tác giả nghiên cứu trên cơ sở mô hình này gồm G.Corây, K. Terzaghi.

Xét một cột đất phân tố bất kỳ i trong khối đất trượt (Hình IV-37), trong trường hợp tổng quát và khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn, các lực tác dụng lên cột đất này gồm:

+ Trọng lượng bản thân của cột đất phân tố $dg = b \cdot h \cdot \gamma$ đi qua điểm M trung



Hình IV-37: Sơ đồ tính toán ổn định theo phương pháp phân mảnh

tâm đáy cột đất.

Trong đó: b - Bề rộng của cột đất;
 h - Chiều cao trung bình của cột đất
 γ - Dung trọng tự nhiên của đất

+ Lực E_1 tác dụng bên trái cột đất

+ Lực E_2 tác dụng bên phải cột đất

Lực E_1, E_2 là ngoại lực đối với cột đất đang xét thứ i và trong trường hợp tổng quát có trị số và phương chưa biết.

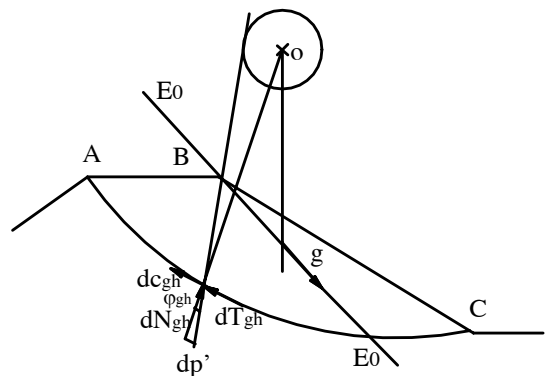
+ Phản lực dp là tổng hợp của ba thành phần: thành phần pháp tuyến dN_{gh} , lực dính kết dc_{gh} , tiếp tuyến với cung trượt, lực ma sát dT_{gh} tiếp tuyến với cung trượt. Nếu không tính đến lực dính dc_{gh} thì hợp lực của dN_{gh} và dT_{gh} là dp' , ở trạng thái cân bằng giới hạn dp' có phương tạo với pháp tuyến OM một góc ϕ_{gh} . Như vậy phương tác dụng của phản lực dp' của cột đất bất kỳ đều phải tiếp tuyến với vòng tròn tâm O có bán kính $r_0 = R \cdot \sin \phi_{gh}$, vòng tròn này gọi là vòng tròn ma sát.

Trong đó: O - Tâm của bán kính cung trượt;
 R - Bán kính của cung trượt.

Do mỗi cột đất đều ở trạng thái cân bằng giới hạn, nên các lực nêu trên tạo thành đa giác lực khép kín, chú ý rằng hai lực tương hỗ E_1 và E_2 có thể xem như là những nội lực của khối đất trượt cho nên khi xét tổng quát toàn khối đất trượt thì không cần xét đến nó.

* Mô hình tính toán thứ 2:

Mô hình này do D.Taylor, A.I.Ivanov ... kiến nghị. Theo các tác giả này, khối đất trượt được xem như một vật rắn nguyên khối và tại mỗi điểm trên mặt trượt chịu tác dụng của ứng suất tiếp τ thỏa mãn công thức của C.A.Coulomb (IV-102) khi ở trạng thái cân bằng giới hạn. Khi khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn thì khối đất này chịu tác dụng của các lực sau đây (Hình IV-38):



Hình IV-38: Sơ đồ tính toán ổn định khi xem khối đất như vật rắn nguyên khối.

+ Nếu xét cả ngoại lực trên bề mặt, thì khối đất có trọng lực g theo phương E_0 - E_0 bất kỳ, còn nếu không có ngoại lực tác dụng trên bề mặt thì lực này chỉ gồm có trọng lượng bản thân và có phương thẳng đứng đi qua tâm của khối trượt, đây là yếu tố chủ yếu gây ra trượt của khối đất và có trị số bằng diện tích mặt cắt ngang nhân với dung trọng tự nhiên của đất.

+ Lực dính phân tố $dc_{gh} = c_{gh} \cdot ds$ tác dụng trên một phân tố diện tích mặt trượt, có phương tiếp tuyến cung trượt.

Trong đó: c_{gh} - Lực dính kết đơn vị ứng với khi đất đạt trạng thái giới hạn;

ds - Chiều dài phân tố cung trượt.

+ Phản lực phân tố dp' gồm tổng hai lực: lực pháp tuyến dN_{gh} và lực ma sát dT_{gh} tác dụng tiếp tuyến với cung trượt.

$$dN_{gh} = \sigma_{gh} \cdot ds \quad (IV-103)$$

$$dT_{gh} = dN_{gh} \cdot \operatorname{tg} \varphi_{gh} \quad (\text{IV-103})$$

Với σ_{gh} - là ứng suất pháp giới hạn tại điểm đang xét. Phản lực phân tố dp' đi qua trọng tâm của phân tố diện tích và tạo với đường pháp tuyến một góc bằng φ_{gh} . Do đó mọi phản lực phân tố dp' trên mặt trượt đều tiếp tuyến với vòng tròn ma sát.

Vấn đề tính toán ổn định mái dốc là căn cứ vào sự phân tích lực tác dụng đối với hai loại mô hình tính toán nêu trên, để trên cơ sở đó, lập biểu thức tính hệ số ổn định.

Phân tích hai loại mô hình tính toán nêu trên cho ta thấy rằng: Với loại mô hình thứ nhất (chia khối đất trượt thành nhiều cột đất thẳng đứng) tuy tính toán có phức tạp, nhưng được ứng dụng rộng rãi trong thực tế. Bởi nó có thể dễ dàng tính toán với các mái dốc không đồng nhất. Loại mô hình tính toán thứ 2 không thể áp dụng cho mái dốc không đồng nhất nên ít được dùng trong thực tế.

5.2.2 Phương trình cân bằng giới hạn:

Xét khối đất trượt ABC trên hình (IV-37), khi khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn thì tổng momen của các lực tác dụng đối với tâm O phải bằng không:

$$\sum M_o = 0 \text{ Hoặc } \sum M_{gt} = \sum M_{ct} \quad (\text{IV-105})$$

Trong đó: $\sum M_{gt}$: Tổng momen gây trượt lấy đối với tâm O;

$\sum M_{ct}$: Tổng momen chống trượt lấy đối với tâm O;

Từ đó có thể viết được phương trình cân bằng giới hạn dưới dạng tổng quát:

$$\sum X \cdot dg = R \cdot \operatorname{tg} \varphi_{gh} \cdot \sum dN_{gh} + R \cdot c_{gh} \cdot \sum ds \quad (\text{IV-106})$$

Trong đó: $\sum dN_{gh} = \sum (\sigma_{gh} \cdot ds)$: Với ds là độ dài đoạn cung trượt giới hạn trong cột đất đang xét. Các ký hiệu khác biểu thị trên hình (IV-37).

Vấn đề cơ bản ở đây là xác định được trị số dN_{gh} trong công thức (IV-106). Trước hết thấy rằng trọng lượng bản thân dg là nguyên nhân chủ yếu phát sinh ra phản lực dN_{gh} . Do đó muốn xác định dN_{gh} các nhà nghiên cứu đều đi tìm sự liên hệ giữa phản lực dN_{gh} với dg thể hiện dưới dạng:

$$\beta = \frac{dN_{gh}}{dg} \quad (\text{IV-107})$$

Hiện nay có nhiều phương pháp xác định β . Sau đây chỉ trình bày phương pháp chính có liên quan đến việc lập công thức tính hệ số ổn định của mái dốc.

5.2.3 Phương pháp tính ổn định mái dốc:

5.2.3.1 Phương pháp của K.Terzaghi

Bằng cách chia khối đất trượt ra thành những cột đất thẳng đứng, K.Terzaghi

Phân tích lực tác dụng đối với mỗi cột đất gồm 4 lực cơ bản: dg , dc_{gh} , E_1 , E_2 , với sơ đồ tính toán như hình (IV-39).

K.Terzaghi giả thiết rằng các lực E_1 , E_2 có phương tiếp tuyến với điểm M trung tâm đáy cung trượt của cột đất đang xét. Như vậy đối với một cột đất bất kỳ cả 4 lực dg , dc_{gh} , E_1 , E_2 đều đi qua điểm M. Từ sự phân tích như vậy ta xác định được:

$$\beta = \frac{dN_{gh}}{dg} = \cos \alpha \quad (V-107')$$

Cuối cùng phương trình cân bằng giới hạn có thể viết dưới dạng:

$$\sum Xdg = R \sum dg \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_{gh} + R c_{gh} \cdot \sum ds \quad (IV-108)$$

Phân tích phương pháp của K.Terzaghi thấy rằng tổng số các lực E trong toàn khối đất trượt không bằng không, vì những lực E của các cột đất có góc nghiêng α khác nhau mà trị số của lực E lên hai cột đất kề nhau lại bằng nhau. Như vậy sơ đồ tính toán của K.Terzaghi không thoả mãn phương trình cân bằng tĩnh học (phương trình hình chiếu các lực theo phương ngang và phương đứng), để đơn giản hoá tác giả không xét đến thành phần E_1 , E_2 và Terzaghi đưa ra công thức tính ổn định mái dốc như sau:

$$K = \frac{\sum (g_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \cdot \Delta l_i)}{\sum g_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (IV-109)$$

Trong đó: g_i - Trọng lượng của mảnh thứ i;

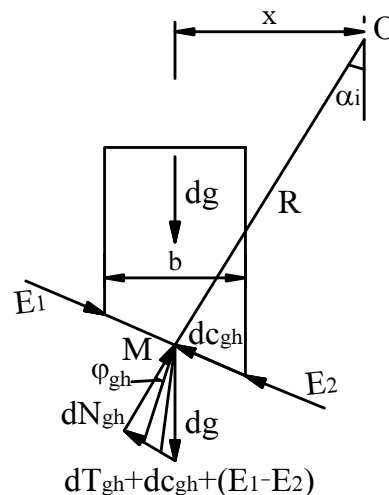
c_i , φ_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị tại mảnh i;

Δl_i - Chiều dài cung trượt thuộc mảnh thứ i.

5.2.3.2 Phương pháp áp lực trọng lượng của R.R.Tsugaev

Sau khi phân tích các phương pháp tính toán theo cân bằng giới hạn của Coray và Terzaghi, Giáo sư Tsugaev đã tính toán với nhiều mái dốc khác nhau và rút ra hai kết luận:

- Với những mái dốc tương đối thoải: $m > 2 \div 2,5$, mặt trượt thường ăn sâu xuống nền. Lúc đó hệ số β có thể lấy bằng 1. Mái dốc các đê, đập đất trong thuỷ lợi thường là thoải hơn nên có thể dùng $\beta=1$ để tính toán. Lúc đó phương trình cân bằng giới hạn của mái dốc tương đối thoải có dạng:



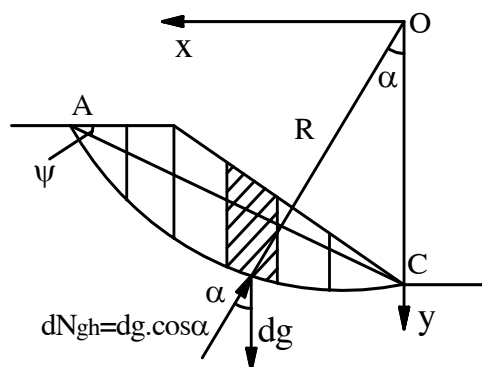
Hình IV-39: Sơ đồ tính toán theo phương pháp của K.Terzaghi

$$\sum Xdg = R \sum dg \cdot \operatorname{tg} \varphi_{gh} + R c_{gh} \sum ds \quad (\text{IV-110})$$

Phương pháp này gọi là phương pháp áp lực trọng lượng vì trị số áp lực pháp tuyến phân tố N_{gh} xác định trực tiếp bằng trọng lượng của cột đất đang xét.

- Với những mái dốc $m < 2 \div 2,5$, mặt trượt không ăn sâu xuống nền và có dạng gần giống mặt phẳng.

Trị số β có thể tính bằng: $\beta = \cos \psi$. Lúc đó phương trình cân bằng có dạng giống phương trình (IV-108) của Terzaghi. Để đơn giản khi tính toán có thể lấy $\beta = \cos \psi = \text{Const}$. Trong đó ψ là góc hợp bởi dây cung AC với phương ngang. (Hình IV-40).



Hình IV-40: Sơ đồ tính toán theo phương pháp áp lực trọng lượng

Phương trình cân bằng giới hạn trong trường hợp này có dạng:

$$\sum Xdg = R \cdot 1,05 \cdot \cos \psi \sum dg \operatorname{tg} \varphi_{gh} + R \cdot c_{gh} \sum ds \quad (\text{IV-111})$$

Trong đó: 1,05 - Hệ số điều chỉnh do lấy góc ψ thay cho α của Terzaghi.

Công thức tính ổn định mái dốc được R.R Tsugaev đưa ra như sau:

$$K = R \frac{\sum (Z_n \cdot \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum (Z_n \cdot X_n)} + \frac{R \cdot \sum (ds_n \cdot c_i)}{b \cdot \sum (Z_n \cdot X_n)} \quad (\text{IV-112})$$

Trong đó: R - Bán kính cung trượt;

b - bề rộng mảnh thứ i;

X_n - Khoảng cách từ trục OY đến trung tâm đáy mảnh i đang xét;

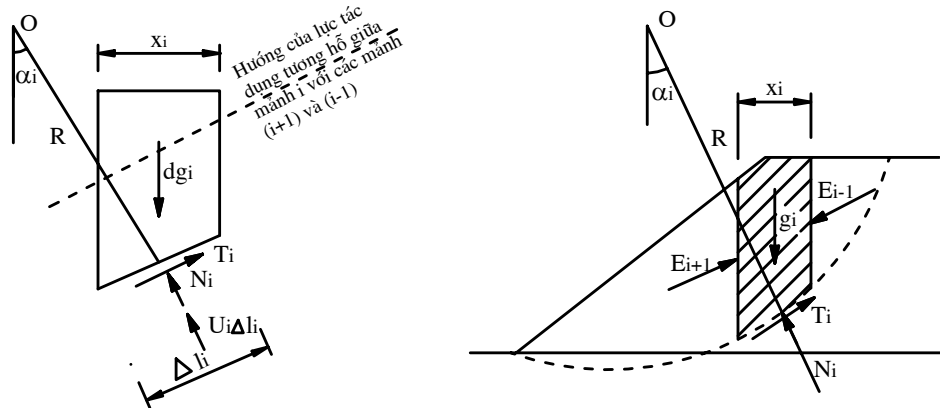
ds_n - Chiều dài đoạn cung trượt thuộc mảnh i đang xét;

$Z_n = \sum \gamma_i \cdot h_i$ - Với γ_i là dung trọng các lớp đất có chiều cao tương ứng z_i thuộc mảnh thứ i đang xét;

φ_i, c_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị tại đáy mảnh thứ i đang xét.

5.2.3.3. Phương pháp của W.Fellenius:

Cũng bằng cách chia khối đất thành những cột thẳng đứng như Terzaghi: Xét một mảnh i bất kỳ (hình IV-41), các lực tác dụng lên mảnh phân tố này gồm: trọng lượng mảnh g_i ; tổng các lực pháp tuyến T_i ; tổng các lực pháp tuyến N_i và tổng các lực thuỷ động U_i trên phương tiếp tuyến với đáy mảnh; tổng các lực tương tác giữa các mảnh i với mảnh $i-1$ và mảnh $i+1$; E_{i-1} và E_{i+1} . Theo Fellenius đề nghị chấp nhận là " Tổng hình chiếu của tất cả các lực tương tác giữa các mảnh thứ i với $i-1$ và $i+1$ trên phương pháp tuyến bằng 0", do đó lực pháp tuyến N_i chỉ do g_i gây ra. Cho nên phương trình cân bằng giới hạn xác định trong điều kiện này trùng với công thức (IV-108) của K. Terzaghi.



Hình IV-41: Sơ đồ tính toán theo phương pháp phân mảnh của Fellenius

Hệ số ổn định của mái dốc trong trường hợp không có tải trọng ngoài tác dụng xác định theo quy ước như sau:

$$K = \frac{\text{Mô men sức chống trượt giới hạn}}{\text{Mô men trượt do trọng lượng bản thân đất}} \quad (\text{IV-113})$$

Từ điều kiện hình chiếu của tất cả các lực tương tác giữa các mảnh lên phương pháp tuyến là bằng 0, do đó hình chiếu của tất cả các lực tác dụng lên mảnh i trên phương pháp tuyến sẽ là:

$$N_i + U_i - g_i \cos \alpha_i = 0 \quad (\text{IV-114})$$

Trong đó: $U_i = u_i \cdot \Delta l_i$

u_i - áp lực nước lỗ rỗng tại mảnh thứ i

Δl_i - Chiều dài cung trượt của mảnh thứ i

$$\text{Do đó ta có: } N_i = g_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i \quad (\text{IV-115})$$

Mô men chống trượt của lăng thể đất trượt tính như sau:

$$M_{ct} = R \left[\tan \varphi \sum_{i=1}^n (g_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i) + c \sum_{i=1}^n \Delta l_i \right] \quad (\text{IV-116})$$

Mô men gây trượt của lăng thể đất :

$$M_t = \sum_{i=1}^n R \cdot g_i \sin \alpha_i \quad (\text{IV-117})$$

Vậy có thể đánh giá mức độ ổn định của mái dốc qua hệ số K, trị số của nó là:

$$K = \frac{c \cdot \sum_{i=1}^n \Delta l_i + \operatorname{tg} \varphi \sum_{i=1}^n (g_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^n g_i \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-118})$$

Trong đó: c, φ - Lực dính kết đơn vị và góc ma sát trong của đất;

α_i - Góc hợp bởi đường nối từ điểm giữa đáy cung trượt của mảnh thứ i với tâm O so với đường thẳng đứng;

g_i - Trọng lượng của mảnh đất thứ i được tính:

$$g_i = \Delta X_i \cdot h_i \gamma \quad (\text{IV-119})$$

Với : ΔX_i - Bề rộng của mảnh thứ i;

h_i - Chiều cao trung bình của mảnh thứ i;

γ - Dung trọng tự nhiên của đất.

Nếu mái dốc được cấu tạo gồm nhiều lớp đất có tính chất khác nhau, thì công thức tính hệ số ổn định của mái dốc sẽ là:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n c_i \Delta l_i + \sum_{i=1}^n \operatorname{tg} \varphi_i (\Delta X_i h_i \gamma_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i)}{\sum_{i=1}^n \Delta X_i h_i \gamma_i \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-120})$$

Trong đó: φ_i , c_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị của lớp đất mà đáy cung trượt đi qua;

γ - Dung trọng tự nhiên trung bình của các lớp đất ở mảnh thứ i;

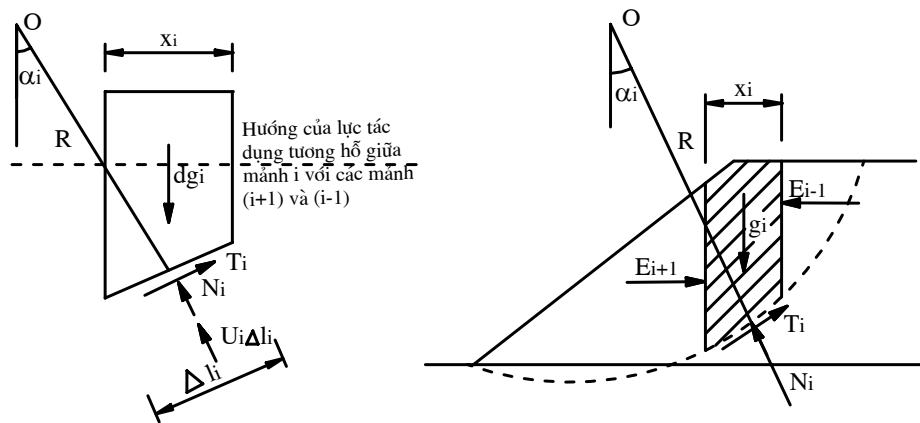
$$\gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^n \gamma_j Z_j}{h_i} \quad (\text{IV-121})$$

Với: n - số lớp đất;

γ_j - Dung trọng tự nhiên của lớp đất j trong mảnh i có chiều cao tương ứng là Z_j .

5.2.3.4. Phương pháp phân mảnh của W.Bishop:

Phương pháp này của Bishop cũng dựa trên cơ sở chịu khối đất trượt ra thành những cột thẳng đứng, phân tích những lực tác dụng đối với mỗi cột đất gồm các lực cơ bản: Trọng lượng mảnh g_i , tổng các lực tiếp tuyến T_i , tổng các lực pháp tuyến N_i , và tổng các lực thủy động u_i trên phương pháp tuyến với đáy mảnh i , tổng các lực tương tác giữa các mảnh i với mảnh $i-1$ và mảnh $i+1$ là E_{i-1} và E_{i+1} như hình (IV-42). Nhưng ở đây Bishop giả thiết là tổng hợp lực bằng không (vì cân bằng) trên phương nằm ngang. Do đó để tìm được dN_{gh} ta phải chiếu các lực lên phương thẳng đứng, lúc đó tổng hình chiếu của các lực tương tác giữa các mảnh (E_{i-1} , E_{i+1}) trên phương thẳng đứng sẽ bằng không và lực pháp tuyến dN_{gh} bây giờ cũng chỉ do g_i gây ra. Từ phân tích trên, hệ số β xác định trong trường hợp này là $\beta = \cos \alpha$ và phương trình cân bằng giới hạn xác định trong trường hợp này trùng với công thức (IV-108) của K.Terzaghi.



Hình IV-42: Sơ đồ tính toán theo phương pháp phân mảnh của Bishop

Từ điều kiện hình chiếu tất cả các lực tác dụng lên mảnh i trên trục thẳng đứng bằng không ta có:

$$(N_i + U_i) \cos \alpha_i - g_i + T_i \sin \alpha_i = 0 \quad (IV-122)$$

$$\text{Trong đó: } T_i = \frac{N_i \tan \varphi + c \cdot \Delta l_i}{K}; U_i = u_i \cdot \Delta l_i; \text{ và } \Delta l_i = \frac{\Delta X_i}{\cos \alpha_i}$$

K - là hệ số ổn định

Thay các giá trị trên vào công thức (IV-122) ta được trị số N_i là:

$$N_i = \frac{g_i - u_i \Delta X_i - \frac{1}{K} \cdot c \cdot \Delta X_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\cos \alpha_i \left[1 + \frac{1}{K} \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha_i \right]} \quad (\text{IV-123})$$

Tương tự như trên, lấy mô men của các lực chống trượt và lực gây trượt với tâm O ta có công thức tính hệ số ổn định là:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n [c \cdot \Delta X_i + (g_i - u_i \Delta X_i) \operatorname{tg} \varphi] / M_i(\alpha_i)}{\sum_{i=1}^n g_i \sin \alpha_i} \quad (\text{IV-124})$$

$$\text{Trong đó: } M_i(\alpha_i) = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha_i}{K} \right]$$

φ_i, c_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị của lớp đất mà đáy cung trượt đi qua;

$\Delta X_i, h_i$ - Bề rộng của mảnh thứ i và chiều cao trung bình của mảnh thứ i;

u_i, γ_i - áp lực nước lỗ rỗng và dung trọng tự nhiên trung bình tự nhiên của đất tại mảnh thứ i.

Rõ ràng, ở phương pháp này, hệ số ổn định K có mặt ở cả hai công thức (IV-123) và (IV-124) nên phải dùng phương pháp thử đúng dần để có trị số đúng K. Nghĩa là trước hết phải giả thiết hệ số ổn định $K=1$ ở vế phải, sau đó thay vào các biểu thức (IV-123) và (IV-124) tính lặp nhiều vòng cho đến khi trị số giả thiết và trị số tính ra xấp xỉ nhau thì thôi.

Do vậy, vấn đề đặt ra là phải tìm được một cung trượt nào (hay tâm trượt nào) nguy hiểm nhất, nghĩa là cung trượt có hệ số ổn định nhỏ nhất ($K_{\min}$), để từ đó có thể đánh giá sự ổn định của mái dốc.

Nếu $K_{\min} < 1$ thì mái đất mất ổn định

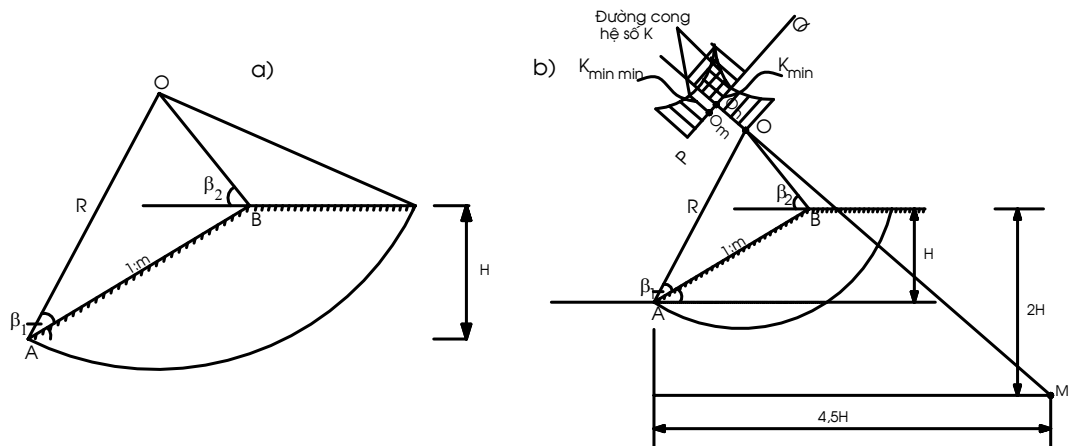
$K_{\min} = 1$ thì mái đất ở trạng thái cân bằng cực hạn

$K_{\min} > 1$ thì mái đất ổn định

Tùy theo tầm quan trọng và tình hình chịu tải khác nhau của mái dốc, đồng thời để nhằm đảm bảo an toàn cho mái dốc, hệ số ổn định nhỏ nhất này phải lớn hơn hệ số ổn định cho phép $[K_{at}]$ được nêu trong quy phạm. Do vị trí tâm trượt nguy hiểm nhất phụ thuộc vào biến số là lực dính kết và góc ma sát trong của đất, hai biến số này được liên hệ với nhau bằng một phương trình, cho nên giải bài toán loại này chỉ có thể tiến hành bằng cách "tìm dần"

Để giảm nhẹ khối lượng tính toán, năm 1927 W.Fellenius dựa vào kết quả của các công trình nghiên cứu của mình đã đưa ra phương pháp xác định vị trí mặt trượt nguy hiểm như sau:

Trước hết, ông tìm tâm của cung trượt nguy hiểm nhất với giả thiết đất chỉ có lực dính kết ($\varphi = 0$, $c \neq 0$), bằng cách xây dựng điểm giao nhau giữa hai đường thẳng kẻ từ mép dưới và trên (A và B) của mái dốc hợp với mặt mái dốc và mặt phẳng nằm ngang đỉnh dốc dưới góc β_1 và β_2 (hình IV-43a) trị số của các góc β_1 và β_2 phụ thuộc vào kích thước mái dốc và lấy theo bảng (IV-14) và cung trượt nguy hiểm nhất đi qua chân mái dốc.



Hình IV-43

Bảng IV-14: Trị số của β_1 và β_2

Hệ số mái dốc : m	1	2	3	4	5	6
β_1 (độ)	28	25	25	25	25	25
β_2 (độ)	34	35	35	36	37	37

Nếu xét đến cả lực dính kết và lực ma sát trong của đất thì tâm cung trượt nguy hiểm sẽ chuyển dịch lên phía trên hay xuống phía dưới đường OM theo một đường cong rất thoải, có thể xem như một đường thẳng. Vị trí của điểm M được xác định là từ phía dưới chân mái dốc lấy một đoạn bằng chiều cao mái dốc H, và kéo dài theo phương nằm ngang (về phía mái dốc) lấy một đoạn bằng $4,5H$ được điểm M. Nối O với M sẽ được đường thẳng OM và kéo dài thêm ra một đoạn. Giả thiết một số tâm trượt $O_1, O_2, O_3, O_4 \dots$ nằm trên đoạn kéo dài và vẽ những cung trượt tương ứng đi qua A, đồng thời xác định được những hệ số tương ứng $K_1, K_2, K_3, K_4 \dots$. Dựa vào biểu đồ của những hệ số ổn định này (hình IV-43.b) có thể xác định được trị số ổn định nhỏ nhất $K_{\min}$, ứng với tâm trượt nguy hiểm nhất trên đường kéo dài (tâm $O_{\min}$). Vẽ đường PQ vuông góc với đường kéo dài từ đường thẳng OM đi qua $O_{\min}$ và chọn các tâm trượt $O'_1, O'_2, O'_3, O'_4 \dots$ trên đường PQ và vẽ các cung trượt của những tâm O' này và cũng đi qua A. Đồng thời tính được các hệ số ổn định tương ứng $K'_1, K'_2, K'_3, K'_4 \dots$.

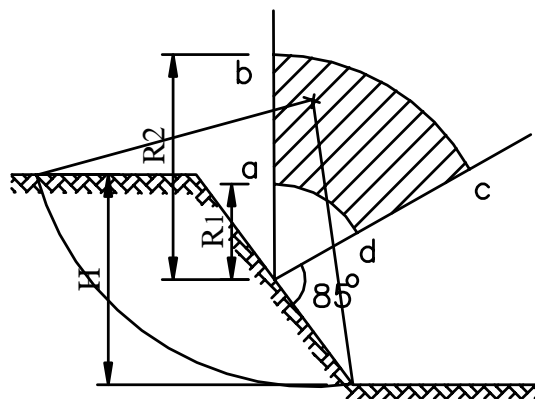
Từ biểu đồ hệ số ổn định này có thể xác định được hệ số ổn định nhỏ nhất $K_{\min}$ hay còn ký hiệu là $K_{\min}$.

Theo nghiên cứu của V.V.Fandev, tâm trượt nguy hiểm của mái dốc thường nằm trong giới hạn của một cung hình quạt được tạo bởi hai đường thẳng đi qua trung điểm của mái dốc: một đường thẳng đứng và một đường làm với đoạn dưới của mái dốc một góc 85° (hình IV-44). Cung của hình quạt này có bán kính R_1 và cung ngoài có bán kính R_2 . Trị số R_1 và R_2 xác định theo bảng (IV-15).

Bảng IV-15: Trị số của R_1/H và R_2/H

Hệ số mái dốc m	1	2	3	4	5	6
R_1/H	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
R_2/H	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

Theo bảng (IV-15), H - là chiều cao của mái dốc. Theo phương pháp này, sau khi xác định được vùng tâm trượt nguy hiểm nhất abcd (Hình IV-44), có thể giả thiết nhiều tâm trượt nằm trong đó, mỗi tâm trượt sẽ xác định được một bội số của hệ số ổn định K tương ứng, cuối cùng sẽ vẽ được những đường đồng mức của K (có cùng trị số K). Sau đó chọn một tâm trượt trong phạm vi đường đồng mức K có trị số nhỏ nhất để xác định $K_{\min}$ rồi xét sự ổn định của mái dốc.



Hình I-44: Phạm vi xác định tâm trượt theo V.V. Fandev.

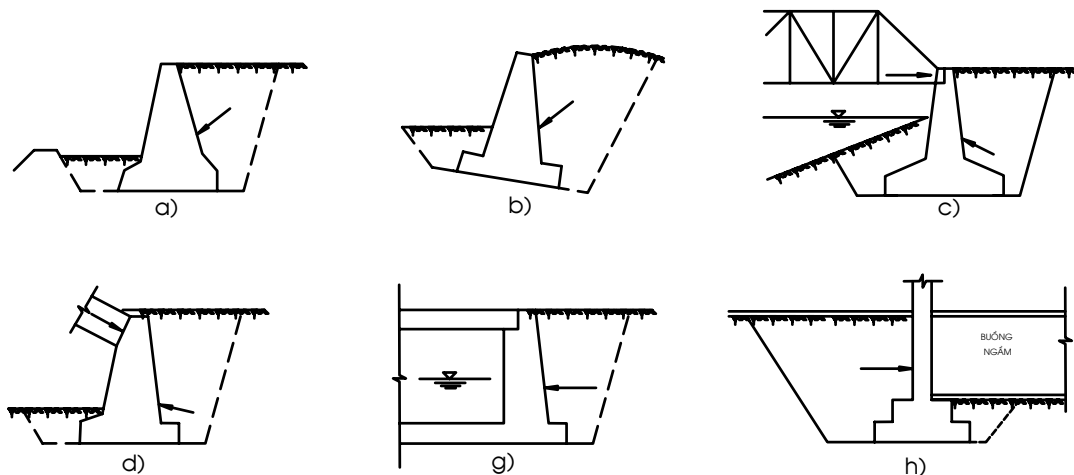
Thực tế tính toán đã cho thấy rằng, trường hợp nền đất đồng nhất, không có tải trọng tác dụng và không có dòng thấm thì vị trí mặt trượt thường đi qua chân mái dốc. Còn những trường hợp khác mặt trượt có thể đi vào phía trong hoặc đi ra phía ngoài chân mái dốc. Do đó khi kiểm tra ổn định của mái dốc cần phải giả định thêm các mặt trượt có điểm ra trên mái dốc và nằm ngoài chân mái dốc.

Khi xác định được hệ số ổn định nhỏ nhất $K_{\min, \min}$ tương ứng với tâm trượt nguy hiểm nhất, như thế bài toán đã giải quyết xong, lấy trị số của hệ số $K_{\min, \min}$ so sánh với hệ số ổn định cho phép để đánh giá mức độ ổn định của mái dốc đang xét.

CHƯƠNG V: TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT LÊN LUNG TƯỜNG CHẮN.

§1. KHÁI NIỆM CHUNG.

Tường chắn là kết cấu công trình dùng để giữ khối đất đắp hoặc vai hố đào sau tường khỏi bị sạt trượt. Tường chắn đất được sử dụng rộng rãi trong các ngành xây dựng, thủy lợi, giao thông. Khi làm việc lưng tường chắn tiếp xúc với khối đất sau tường và chịu tác dụng của áp lực đất. Ví dụ trong xây dựng dân dụng và công nghiệp tường chắn thường được dùng trong các nhà có tầng hầm, trong xây dựng cầu đường dùng để chống đỡ nền đường đắp hay nền đường đào sâu, dùng để làm mố cầu, tường để bảo vệ các sườn dốc tự nhiên và nhân tạo khỏi bị trượt, sạt hoặc sụt lở. Trong các công trình xây dựng thủy lợi, tường chắn thường được dùng trong các công trình trạm thủy lợi, tường chắn thường được dùng trong các công trình trạm thủy điện trên sông, làm bộ phận nối tiếp giữa đập tràn hoặc nhà của trạm thủy điện với các công trình đất và sườn bờ, chúng cũng được dùng trong các công trình vận tải như âu thuyền hoặc dùng trong hệ thống dẫn nước thuộc trạm thủy điện như máng nước, bể lắng, ngoài ra tường chắn còn được dùng rộng rãi để đối phó với các quá trình xâm thực và bào xói, bảo vệ bờ sông, bờ biển, v.v. Ở hình V-1 là mặt cắt của một số loại tường chắn : a) đường đắp ; b) đường đào ; c,d) Mố cầu ; g) tường bên cống nước ; h) tường tầng hầm .



Hình V-1: Mặt cắt một số loại tường chắn

Chúng ta nên lưu ý rằng, đối với các công trình thủy công, có một số bộ phận của kết cấu công trình không phải là tường chắn đất nhưng có tác dụng tương hỗ với đất và cũng chịu áp lực của đất giống như tường chắn đất. Do đó, khái niệm về tường chắn được mở rộng ra cho tất cả những bộ phận của công trình có tác dụng tương hỗ giữa đất tiếp xúc với chúng. Áp lực đất là một trong những tải trọng chủ yếu tác dụng lên tường. Vì vậy khi thiết kế và xây dựng các tường chắn, trước hết cần xác định được trị số, điểm đặt, phương và chiều tác dụng của áp lực đất, đó là tài liệu quan trọng trong thiết kế tường chắn

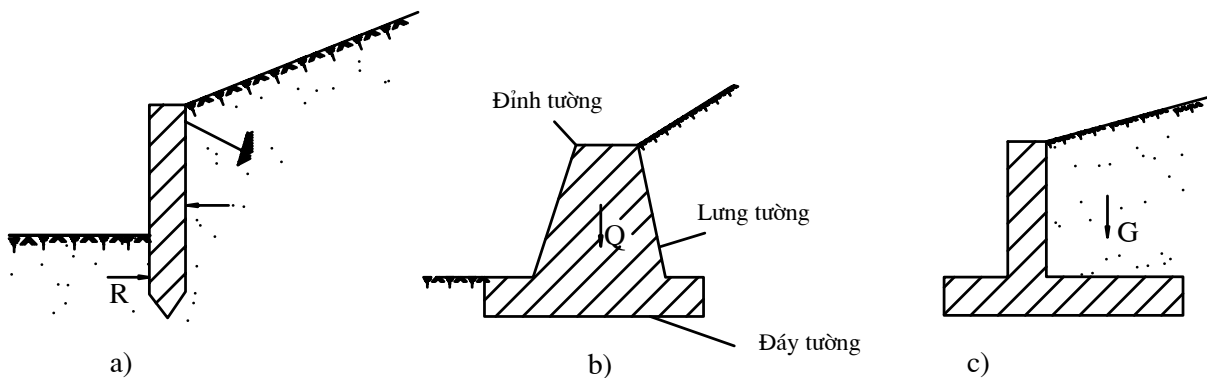
1.1. Phân loại tường chắn đất.

Người ta có thể phân loại tường chắn dựa trên các cơ sở mục đích sau đây : Theo mục đích xây dựng, theo đặc tính công tác của tường, theo chiều cao tường, theo vật liệu xây dựng tường, theo độ nghiêng của tường hay theo phương pháp thi công xây dựng tường, theo độ cứng, v.v. Trong đó việc phân loại tường theo độ cứng là yếu tố quan trọng nhất để tính toán sự làm việc đồng thời giữa tường chắn và đất. Theo cách phân loại này, tường được phân thành các loại sau:

- *Tường mềm*: Là loại tường sinh ra biến dạng uốn khi chịu tác dụng của áp lực đất. Loại tường này thường là những tấm gỗ, thép, bê tông cốt thép ghép lại do đó chiều dày nhỏ hơn nhiều so với chiều cao và bề rộng của tường. Nếu bản thân tường chắn đất bị biến dạng (uốn) thì nó sẽ làm thay đổi điều kiện tiếp xúc giữa lưng tường chắn với khối đất đắp sau tường, do đó làm thay đổi trị số áp lực đất tác dụng lên lưng tường và cũng làm thay đổi dạng biểu đồ phân bố áp lực đất theo chiều cao tường. Sự ổn định của loại tường này được quyết định bằng cách chôn chân tường vào trong nền đất, để tăng cường sự ổn định và độ cứng của tường người ta thường dùng neo tường vào khối đất (Hình V-2.a)

- *Tường cứng*: Là loại tường không có biến dạng uốn khi chịu áp lực đất mà chỉ có chuyển vị tịnh tiến và xoay. Nếu tường cứng xoay mép dưới thì đỉnh thường có xu hướng tách rời khỏi khối đất đắp và chuyển vị về phía trước. Nếu tường cứng xoay quanh mép trên thì chân tường sẽ rời khỏi khối đất, loại tường này thường dùng vật liệu gạch, đá học, bê tông đá học, bê tông, tường có chiều cao, chiều dày và bề rộng gần bằng nhau. Độ ổn định của loại tường này thường được quyết định do trọng lượng bản thân tường, do đó loại tường này còn có tên gọi là tường Trọng lực (Hình V-2.b)

- *Tường bán trọng lực*: Loại tường này thường được cấu tạo bởi các cấu kiện bê tông cốt thép hoặc nhiều tấm bê tông cốt thép ghép lại với nhau. Tường này có chiều dày nhỏ hơn nhiều so với chiều cao và bề rộng của tường. Độ ổn định của tường quyết định không những chỉ do trọng lượng bản thân tường và bản đáy mà còn do trọng lượng khối đất đắp nằm trên bản móng (Hình V-2.c).



Hình V-2

1.2. Áp lực đất và điều kiện sản sinh ra áp lực đất.

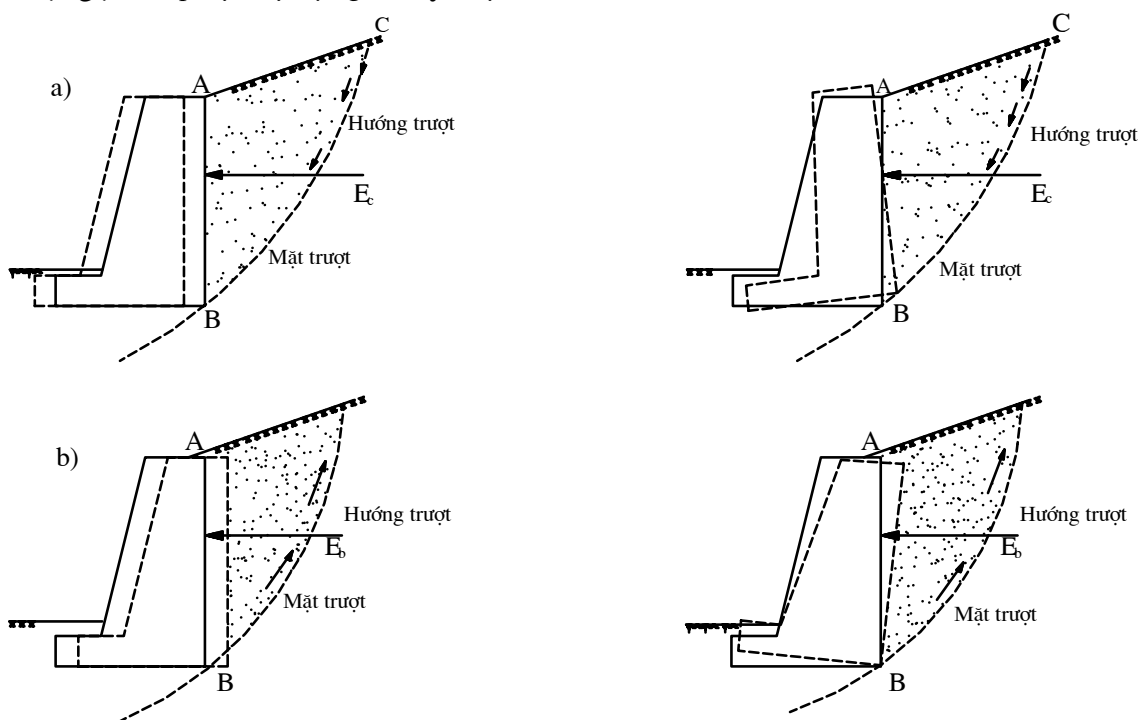
Như chúng ta đã biết, tường chắn đất là một kết cấu công trình dùng để giữ cho khối đất sau tường được cân bằng, khỏi bị đổ. Khi có tường chắn đất, do trọng lượng của khối đất sau tường và tải trọng ở trên bề mặt khối đất đó (nếu có), cho nên sẽ sinh ra một áp lực đất tác dụng lên lưng tường, tùy theo hình thức chuyển vị của tường mà trạng thái ứng suất của khối đất sau tường sẽ khác nhau, do đó trị số của áp lực đất lên tường cũng khác nhau. Vì vậy, trước khi xét đến vấn đề tính toán áp lực đất, cần phải biết điều kiện sản sinh ra chúng.

Dựa trên cơ sở thí nghiệm nghiên cứu tương tác giữa đất và tường, với đất sau tường là cát hạt vừa. K.Terzaghi đã cho biết rằng, dưới ảnh hưởng của trọng lực, khối đất sau lưng tường luôn luôn có xu hướng chuyển dịch và khi gặp sức phản kháng của tường thì sẽ tạo ra áp lực tác dụng lên tường. Áp lực này phụ thuộc vào tính chất cơ lý của đất, kích thước hình học của tường và nó phụ thuộc rất nhiều vào độ chuyển vị của tường.

Nếu tường tuyệt đối cứng, và hoàn toàn không chuyển vị đất sau tường ổn định, thì khối đất sau tường ở trạng thái cân bằng tĩnh, áp lực đất tác dụng lên lưng tường lúc này gọi là *áp lực tĩnh* và ký hiệu bằng E_t .

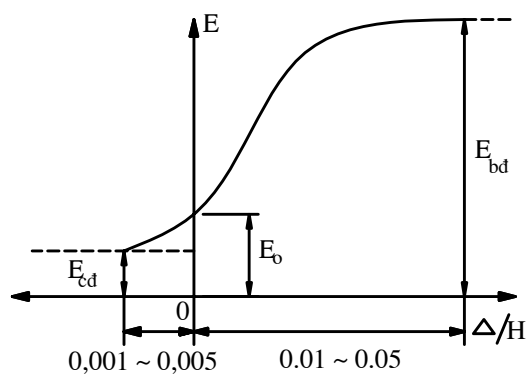
Khi tường chuyển dịch về phía trước hoặc quay với một góc rất nhỏ quanh mép trước của chân tường (hình V-3a), thì khối đất sau lưng tường sẽ dãn ra, áp lực đất lên tường sẽ giảm dần khi độ chuyển dịch của tường tăng. Khi chuyển dịch đạt đến giá trị nhất định (theo K Terzaghi giá trị này là $\Delta = 0,1 \div 0,5\% H$, H: chiều cao của tường) thì xuất hiện các vết nứt trong đất, khối đất sau tường sẽ bị trượt xuống theo các vết nứt, người ta gọi là *mặt trượt chủ động*. Áp lực đất tương ứng khi xuất hiện mặt trượt gọi là *áp lực chủ động* và ký hiệu là E_c .

Ngược lại nếu do tác dụng của lực ngoài tường chuyển dịch ngang hoặc ngã về phía sau (hình V-3.b) thì khối đất sau tường sẽ bị ép lại, do đó mà áp lực đất lên tường sẽ tăng dần lên khi độ chuyển dịch của tường tăng. Khi chuyển dịch đủ lớn (khoảng $\Delta = 1 \div 5\% H$) trong đất xuất hiện vết nứt và khối đất sau tường bị đẩy trượt lên trên người ta gọi là *mặt trượt bị động*. Áp lực đất tác dụng lên tường tương ứng khi xuất hiện mặt trượt gọi là *áp lực bị động* và ký hiệu là E_b .



Hình V-3

Hình (V-4) : Cho kết quả thí nghiệm mô hình tường chắn của K.Terzaghi. Từ hình (V-4) ta thấy rằng, giá trị của áp lực đất tác dụng lên tường chắn phụ thuộc hướng và trị số chuyển vị của tường đối với đất. Trong cả hai trường hợp, khi tường chuyển vị tăng dần về phía này hay phía kia đến các trị số giới hạn nào đó (Δ_c và Δ_b) thì áp lực đất tác dụng lên tường giảm hoặc tăng đến các trị số giới hạn là áp lực chủ động hoặc áp lực bị động, sau đó áp lực đất tác dụng lên lưng tường chắn hầu như không biến đổi nữa (ứng với trạng thái cân bằng giới hạn) và phần đất sau lưng tường sẽ bị phá hoại (trượt) theo một mặt BC nào



Hình V-4

đó trong khối đất đắp (hình V-3). Từ nhận xét trên ta thấy rằng áp lực chủ động của đất có chiều cùng với chiều chuyển vị của tường, còn áp lực bị động của đất thì có chiều ngược với chiều chuyển vị của tường.

Nhìn chung, tất cả các loại tường chắn đều làm việc ở điều kiện hết sức phức tạp, do đó việc xác định giá trị áp lực hông thực tế tác dụng lên công trình chắn đất là một vấn đề rất khó khăn, nên các giá trị áp lực hông tính toán được theo các phương pháp hiện có, kể cả phương pháp được gọi là chính xác nhất hiện nay cũng chưa cho được lời giải phản ánh đúng thực tế.

1.3. Các lý thuyết tính toán áp lực đất lên tường chắn.

Lý thuyết áp lực đất là một trong những vấn đề quan trọng và phức tạp của Cơ học đất. Để giải quyết vấn đề này, đến nay đã có khá nhiều thuyết về áp lực đất theo những quan điểm khác nhau. Tuy nhiên, có thể thấy rằng tất cả các lý thuyết ấy thuộc về hai loại cơ bản khác nhau.

- Loại không xét đến độ cứng của tường và loại có xét đến độ cứng của tường (có thể tham khảo trong các tài liệu chuyên sâu về tường chắn).

- Loại không xét đến độ cứng của tường giả thiết tường tuyệt đối cứng và chỉ xét đến các trị số áp lực đất ở trạng thái giới hạn là áp lực chủ động và áp lực đất bị động. Thuộc loại này có thể phân thành hai nhóm.

a) Nhóm theo lý thuyết cân bằng giới hạn của khối rắn.

Các lý thuyết theo nhóm này đều giả thiết khối đất trượt sau tường chắn, giới hạn bởi mặt trượt có hình dạng định trước, như một khối rắn ở trạng thái cân bằng giới hạn. Đại diện cho xu hướng lý thuyết này là lý thuyết C.A.Coulomb (1773) và sau đó được I.V.Pôngxele, K.Culman, ... phát triển thêm.

b) Nhóm theo lý thuyết cân bằng giới hạn phân tố (điểm):

Nhóm lý thuyết này chủ trương tính toán các trị số áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động với giả thiết các điểm của môi trường đất đắp đạt trạng thái cân bằng giới hạn cùng một lúc. Lý thuyết này đã được giáo sư V.L.M.Rankine đề ra năm 1857 sau đó được nhiều tác giả phát triển thêm và đặc biệt đến nay lý thuyết cân bằng giới hạn phân tố được phát triển rất mạnh mẽ, trước hết phải kể đến các công trình nghiên cứu lý thuyết của viện sĩ V.V.Xôcôlovski. Ngoài ra còn có X.X.Geluskévits đã thành công trong việc giải các bài toán về lý thuyết cân bằng giới hạn bằng phương pháp đồ giải, bằng hệ vòng tròn đặc trưng.

Đến nay, lý thuyết tính toán áp lực đất có xét đến độ cứng của tường (tường mềm) chưa được nghiên cứu đầy đủ bằng lý thuyết tính toán áp lực đất lên tường cứng loại này được phát triển theo hai hướng.

Xu hướng tính gần đúng theo các biểu thức tính toán áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động đối với tường cứng.

Xu hướng tính tường mềm như dầm tựa lên nền đàn hồi và dùng các loại mô hình cơ học về nền để giải. Các phương pháp theo xu hướng này không những cho phép xác định áp lực đất lên tường mềm (tức là phản lực nền) mà còn xác định được cả chuyển vị của tường mềm nữa.

Lý luận áp lực đất của Xôcôlovski hiện nay được coi là một lý luận chặt chẽ về mặt toán học, cho kết quả với độ chính xác khá cao và đúng với các quan sát thực tế, song còn bị hạn chế chủ yếu ở chỗ cách thực hiện lời giải quá phức tạp, chưa đưa ra được lời giải và bảng tính sẵn cho mọi trường hợp cần thiết trong tính toán thực tế.

Còn lý luận áp lực đất của C.A.Coulomb chỉ được coi là lý luận gần đúng do những hạn chế của các giả thiết cơ bản. Song hiện nay lý luận này vẫn được dùng phổ biến để tính áp lực đất chủ động lên tường chắn, vì tính toán tương đối đơn giản, có khả năng giải được nhiều bài toán thực tế phức tạp và cho kết quả đủ chính xác trong

trường hợp tính áp lực đất chủ động, còn khi xác định áp lực bị động của đất thì sai số lại quá lớn so với thực tế.

§2. PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH ÁP LỰC TĨNH CỦA ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

Xét bài toán mặt đất sau tường phẳng, nằm ngang, đất sau tường đồng nhất nằm trong trạng thái cân bằng bên, lưng tường phẳng thẳng đứng. Với giả thiết sự có mặt của tường không làm thay đổi điều kiện làm việc của đất. Khi đó áp lực của đất tác dụng lên mặt phẳng lưng tường chính là áp lực hông trên mặt phẳng đó trong nền khi không có tường. Do khối đất ở trạng thái cân bằng tĩnh nên áp lực đó gọi là áp lực tĩnh.

Cường độ áp lực đất tĩnh được xác định theo công thức sau:

$$P_o = K_o \cdot \gamma \cdot z \quad (V-1)$$

Trong đó : - γ : là dung trọng của đất

z : độ sâu của điểm M cần tính

K_o hệ số áp lực hông của đất . Hệ số này có thể xác định bằng thí nghiệm hoặc tính theo các công thức sau:

$$K_o = \frac{\mu_o}{1 - \mu_o} \quad ; \quad K_o = 1 - \sin \varphi \quad ; \quad K_o = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Hoặc có thể lấy theo bảng (V-1) sau:

Bảng V-1: Hệ số áp lực hông K_o

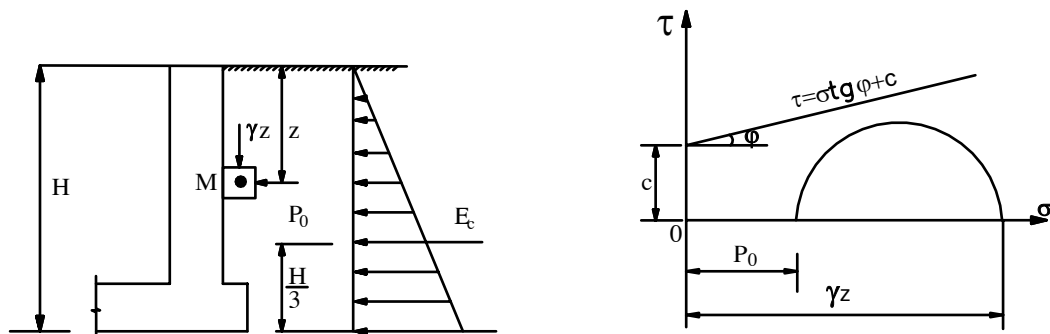
Tên đất	Cát	Á sét nhẹ	Á sét	Sét
Hệ số K_o	0,43÷0,54	0,54÷0,67	0,67÷0,82	0,82÷1,00

Vì đất ở trạng thái cân bằng bên nên vòng Mohr biểu diễn ứng suất tại điểm M nằm dưới đường C.A.Coulomb (Hình V-5).

Biểu diễn cường độ áp lực đất tác dụng lên tường có dạng tam giác, do đó tổng áp lực đất tĩnh tính theo công thức:

$$E_t = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_o \quad (V-3)$$

Và điểm đặt cách đáy tường $1/3 H$.



Hình V-5

§3. LÝ THUYẾT ÁP LỰC ĐẤT CỦA C.A.COULOMB.

Như chúng ta đã biết, trong nhóm theo lý thuyết cân bằng giới hạn của khối rắn có xu hướng xem khối đất trượt sau tường chắn, giới hạn bởi mặt trượt có hình dạng định trước: Là mặt phẳng (C.A.Coulomb), là mặt cong (W.Fellenius), là mặt hỗn hợp giữa phẳng và cong (L.Rendulic).

Do tính phức tạp trong tính toán của xu hướng xem mặt trượt là mặt cong hay mặt hỗn hợp, hơn nữa kết quả cũng không sai khác nhiều so với xu hướng xem mặt trượt là mặt phẳng của C.A.Coulomb, nên trong phần này chỉ trình bày xu hướng xem mặt trượt là mặt phẳng.

Lý thuyết áp lực đất lên tường chắn của C.A.Coulomb dựa trên cơ sở của các giả thiết sau đây :

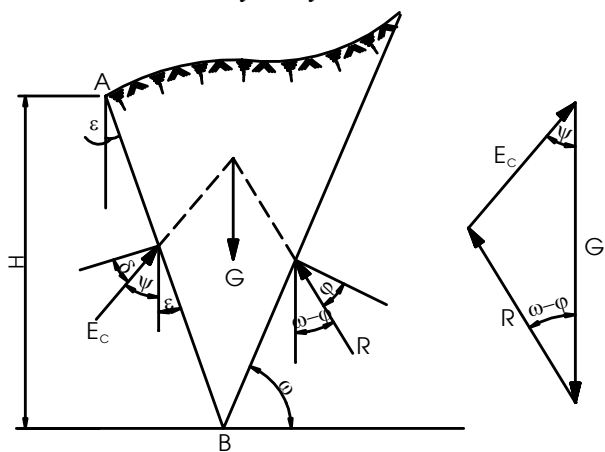
- Tường tuyệt đối cứng không biến dạng, mặt trượt là mặt phẳng.
- Lãng thể trượt xem như một khối rắn tuyệt đối được giới hạn bằng hai mặt trượt : mặt phát sinh trong khối đất và mặt lưng tường. Giả thiết này cho phép ta thay các lực thể tích và lực bề mặt tác dụng lên lãng thể trượt bằng các lực tương đương như trọng lượng G của lãng thể trượt, phản lực R từ khối đất bất động và phản lực E từ phía tường.

- Xét khối đất trượt ở trạng thái cân bằng giới hạn, nghĩa là trạng thái ứng với thời điểm bắt đầu trượt (trị số áp lực đất chủ động tính toán được xác định tương ứng với lực đẩy của lãng thể trượt lên tường, còn trị số áp lực đất bị động được xác định tương ứng với lực chống của lãng thể trượt lên tường). Với giả thiết này cho phép ta thừa nhận các góc lệch của các phản lực tại các mặt trượt bằng góc ma sát trong φ (giữa khối đất bất động và lãng thể trượt) và góc ma sát ngoài δ (giữa đất và lưng tường) đồng thời đa giác lực (G, E_c, R) khép kín.

3.1. Tính toán áp lực chủ động lớn nhất của đất theo lý thuyết C.A.Coulomb.

3.1.1. Tính toán áp lực chủ động lớn nhất của đất rời theo lý thuyết C.A.Coulomb

Giả sử có một tường chắn cứng với lưng tường phẳng AB , chắn giữ khối đất đắp (đất rời) sau lưng tường với mặt đất có dạng bất kỳ, không chịu tác dụng của tải trọng ngoài (hình V-6). Nếu gọi ε là góc nghiêng của lưng tường so với phương thẳng đứng và ω là góc hợp bởi mặt trượt giả thiết nào đó với phương nằm ngang, thì tại thời điểm xảy ra trượt sẽ xuất hiện hai mặt trượt AB và BC , tạo thành lãng thể trượt ABC .



Hình V-6

Theo giả thiết 2 và 3 thì phương của hai phản lực E_c và R được xác định

bởi góc ma sát ngoài δ và góc ma sát trong φ như hình (V-6). Điều kiện cân bằng giới hạn được thỏa mãn khi tam giác lực (G, E_c, R) khép kín. Do đó, dựa vào hệ thức lượng của tam giác lực (hình V-6): có thể rút ra biểu thức sau đây của áp lực chủ động đối với đất rời lên lưng tường cứng.

$$E_c = G \cdot \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} \quad (V-4)$$

Trong đó : G - Trọng lượng của lãng thể trượt ABC ;

ω - Góc trượt ;

ψ - Góc nghiêng giữa E_c và phương thẳng đứng và xác định bằng:

$$\psi = 90^\circ - \varepsilon - \delta \quad (V-5)$$

ε - Góc nghiêng của lưng tường.

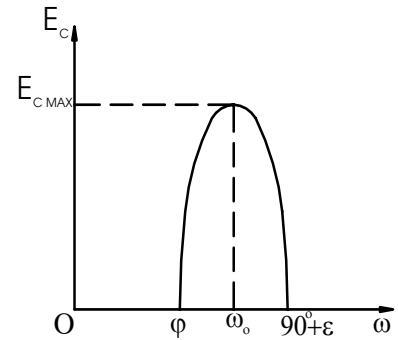
Tương tự ta có biểu thức tính R :

$$R = G \cdot \frac{\sin \psi}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} \quad (V-6)$$

Trong phương trình (V-4) do đại lượng G thay đổi theo ω , nên E_c là hàm số của ω . Để tính toán ổn định của tường phải dựa vào áp lực chủ động lớn nhất E_{cmax} của đất tác dụng lên lưng tường. Do đó, để giải được bài toán áp lực đất C.A.Coulomb đã dùng nguyên lý cực trị để đưa thêm vào một phương trình nữa. Nguyên lý cực trị tức là góc ω ứng với trị số áp lực chủ động lớn nhất (E_{cmax}) của đất rời lên lưng tường cũng được xác định từ điều kiện:

$$\frac{dE_c}{d\omega} = 0 \quad (V-7)$$

Từ phương trình (V-4) có thể thấy rằng hàm số $E_c = f(\omega)$ biến thiên theo dạng đường cong (hình V-7) đường cong này sẽ cắt trục ω tại các điểm khi $\omega = \varphi$ hoặc $\omega = 90^\circ + \varepsilon$, tức là $E_c = 0$. Nếu vẽ đường thẳng tiếp tuyến với đường cong và song song với trục ω sẽ xác định được trị số áp lực chủ động lớn nhất (E_{cmax}) và trị số góc trượt ω_0 .

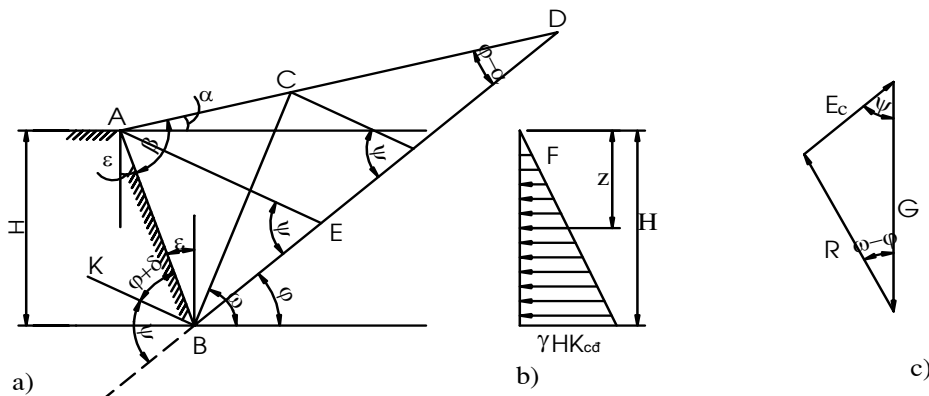


Hình V-7

Để xác định được trị số lớn nhất của E_c trong các trị số có thể có, người ta phải giả thiết nhiều mặt trượt BC có thể xảy ra, để từ đó xác định được trị số E_{cmax} . Dựa vào các điều kiện của bài toán đặt ra (hình dạng lưng tường, hình dạng mặt đất đắp, và tải trọng ngoài tác dụng lên khối đất đắp, v.v ...) hiện nay thường dùng các phương pháp sau đây để xác định áp lực chủ động lớn nhất E_{cmax} của đất.

3.1.1.1. Thành lập công thức tính toán áp lực chủ động lớn nhất của đất rời theo phương pháp giải tích.

Phương pháp giải tích chỉ dùng để giải bài toán với trường hợp mặt đất phẳng và lưng tường phẳng (hình V-8). Từ đáy tường B trên hình (V-8). Kẻ trục ma sát BD hợp với phương nằm ngang một góc bằng góc ma sát trong của đất φ . Và cũng từ B vẽ trục chuẩn BK hợp với lưng tường một góc $(\varphi + \delta)$. Như vậy trục chuẩn BK sẽ tạo với đường kéo dài của trục ma sát một góc bằng ψ .



Hình V-8

Giả sử BC là một mặt trượt bất kỳ và có góc trượt tương ứng là ω . Từ A và C kẻ các đường AE, CF song song với trục chuẩn BK. Từ hình (V-8) ta thấy rằng tam giác BCF đồng dạng với tam giác lực nên ta có :

$$E_c = G \cdot \frac{CF}{BF} \quad (V-9)$$

Trong đó : $G = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot AB \cdot AC \cdot \sin \beta$ (V-10)

với $\beta = 90^\circ - \varepsilon + \alpha$
 γ - dung trọng của đất

Thay (V-10) vào (V-9) ta có : $E_c = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot AB \cdot AC \cdot \frac{CF}{BF} \cdot \sin \beta$ (V-11)

vì CF // AE nên ta có :

$$AC = AD \cdot \frac{EF}{ED} \text{ và } CF = AE \cdot \frac{FD}{ED} \quad (V-12)$$

Thay (V-12) vào (V-11) ta có : $E_c = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \sin \beta \cdot \frac{AB \cdot AE \cdot AD}{ED^2} \cdot \frac{EF \cdot FD}{BF}$ (V-13)

Từ biểu thức (V-13) ta thấy rằng AB, AE, AD và ED hoàn toàn không phụ thuộc vào góc trượt ω , cho nên trị số cực đại của áp lực chủ động (E_{cmax}) sẽ tương ứng với trị số cực đại của biến lượng $\frac{EF \cdot FD}{BF}$.

Nếu ta đặt : $A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \sin \beta \cdot \frac{AB \cdot AE \cdot AD}{ED^2}$ và $X = \frac{EF \cdot FD}{BF}$

với lý do trên ta có : $E_{cmax} = A \cdot X_{max}$ (V-14)

Do điểm C chưa xác định dẫn đến F cũng chưa xác định được nên đặt BF = x là ẩn số, BE = a và BD = b là những số đã biết.

Ta có : $X = \frac{(x-a)(b-x)}{x}$ (V-15)

Dựa vào điều kiện (V-7) và (V-14) ta có : $\frac{dX}{dx} = 0$, sau khi giải ra ta có trị số cực đại của $x_{max} = \sqrt{a \cdot b}$ và đem thay trị số này vào phương trình (V-15) ta được trị số cực đại của X là :

$$X_{max} = (\sqrt{b} - \sqrt{a})^2 \quad (V-16)$$

Xét tam giác ABD ta có góc ADB = $\varphi - \alpha$ thì theo hệ thức sin trong tam giác lượng ta có

$$AB = b \cdot \frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\sin \beta} ; \quad AD = AB \cdot \frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\varphi - \alpha)}$$

$$AE = AB \cdot \frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\sin \psi} ; \quad DE = b - a$$

Thay AB, AD, AE, DE và (V-16) vào (V-14) đồng thời rút gọn ta có :

$$E_{cmax} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot AB^2 \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\sin \psi} \cdot \frac{1}{[1 + \sqrt{a/b}]^2} \quad (V-17)$$

Mặt khác ta có: $AB = \frac{H}{\cos \varepsilon}$, và nếu đặt $Z = \frac{a}{b}$ ta có thể viết dưới dạng sau :

$$Z = \frac{a}{b} = \frac{a}{AB} \times \frac{AB}{b} = \frac{\sin(\varphi + \delta)}{\sin \varphi} \cdot \frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon - \alpha)}, \text{ thay Z vào công thức (V-17)}$$

$$\text{ta có: } E_{c \max} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{cd} \quad (\text{V-18})$$

Trong đó : K_{cd} - là hệ số áp lực chủ động của đất và bằng

$$K_{cd} = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \sin \psi} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\sin \psi \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}} \right]^2} \quad (\text{V-19})$$

H - là chiều cao tường chắn ; δ - góc ma sát giữa đất đắp và lưng tường có thể lấy theo bảng (V-2) ; các đại lượng khác như hình vẽ (V-8).

* Các trường hợp đặc biệt.

- Trường hợp tường thẳng đứng với lưng tường nhẵn, mặt đất sau lưng tường nghiêng dưới góc bằng góc ma sát trong của đất, tức là ($\varepsilon = 0$, $\delta = 0$ và $\alpha = \varphi$).

$$\text{Do đó : } K_{cd} = \cos^2 \varphi \quad (\text{V-20})$$

- Trường hợp lưng tường nghiêng, lưng tường trơn nhẵn và mặt đất nằm ngang tức là ($\delta = 0$, $\alpha = 0$ và $\varepsilon \neq 0$). Do đó ta có :

$$K_{cd} = \left[\pm \operatorname{tg} \varepsilon + \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi - \varepsilon}{2} \right) \right]^2 \cos \varepsilon \quad (\text{V-21})$$

Lấy dấu (+) khi tường nghiêng dương còn dấu (-) khi tường nghiêng âm

- Trường hợp tường thẳng đứng, lưng tường trơn nhẵn và mặt đất sau lưng tường nằm ngang, tức là ($\varepsilon = 0$, $\delta = 0$ và $\alpha = 0$). Do đó ta có :

$$K_{cd} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{V-22})$$

Bảng V-2: Trị số góc ma sát giữa đất đắp và lưng tường.

Đặc điểm 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	$\varphi/2 \div 2\varphi/3$

Từ công thức (V-18) ta thấy rằng, áp lực chủ động (E_{cd}) tỷ lệ thuận với chiều cao tường. Do vậy cường độ áp lực đất chủ động tác dụng lên tường tại độ sâu Z được tính như sau:

$$P_c = \frac{dE_c}{dz} = \frac{d}{dz} \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot z^2 \cdot K_{cd} \right) = \gamma \cdot z \cdot K_{cd} \quad (\text{V-23})$$

Biểu đồ cường độ áp lực đất chủ động của đất lên tường theo chiều sâu có dạng hình tam giác như trên hình (V.8-b). Điểm đặt của áp lực đất chủ động nằm ở trọng tâm biểu đồ cường độ áp lực, trong trường hợp này, trọng tâm của biểu đồ nằm trên đáy tường là H/3, phương tác dụng của E_c nghiêng một góc δ so với pháp tuyến của lưng tường.

3.1.1.2. Xác định áp lực chủ động lớn nhất của đất theo phương pháp đồ giải.

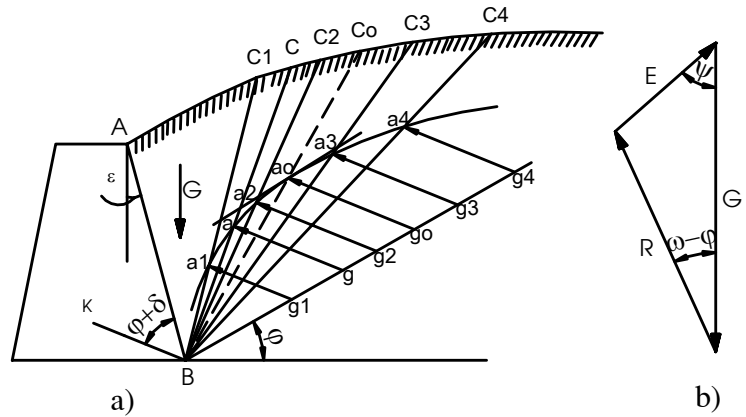
Phương pháp này vẫn dựa trên những giả thiết cơ bản và nguyên lý tính toán giống như phương pháp giải tích, chỉ khác là dùng cách vẽ để xác định áp lực chủ động

3.1.1.2.1. Phương pháp K.Culman.

Phương pháp này được dùng cho mọi trường hợp khi tường đứng hoặc nghiêng mặt đất sau tường có dạng bất kỳ, và có xét đến ảnh hưởng của lực ma sát giữa đất và tường. Bản chất của phương pháp này là dựa vào nguyên tắc xây dựng tam giác lực khép kín (Hình V-9). Để giải quyết bài toán này K.Culman dựa trên cơ sở tính chất

sau đây:

Giả sử có mặt trượt BC làm với mặt nằm ngang một góc ω (hình V-9). Từ B kẻ trục chuẩn BK làm với lưng tường một góc $(\varphi + \delta)$ và cũng từ B kẻ đường BD làm với mặt nằm ngang một góc là φ , rồi từ C kẻ đường song song với BK cắt BD tại F, (hình V-9) thì tam giác BCF sẽ đồng dạng với tam giác lực G, R, E_c . Nếu lấy đoạn Bg trên BD biểu thị trọng lượng G của lãnh thể trượt BCA (cạnh G trong tam giác lực GRE_c) và từ g kẻ đường thẳng song song với BK cắt mặt trượt BC tại a, thì đoạn ag biểu thị trị số áp lực chủ động E_c ứng với mặt trượt BC đã giả định. (Vì tam giác Bag cũng đồng dạng và bằng tam giác lực $G.R.E_c$).



Hình V-9

Dựa trên cơ sở của tính chất đó K.Culman đã đề ra cách vẽ như sau : Vẽ nhiều mặt trượt "có thể" $BC_1, BC_2 \dots BC_n$, và cũng bằng cách tương tự như đã trình bày ở trên sẽ xác định được các giao điểm $a_1, a_2 \dots a_n$. Như vậy đã tìm được các vectơ biểu diễn áp lực chủ động $E_{c1}, E_{c2}, \dots E_{cn}$ tương ứng với các mặt trượt đã giả định. Nối các điểm a_i ta được một đường cong trong hệ trục tọa độ xiên KBD gọi là đường cong Culman (C). Đường cong này có tung độ lớn nhất là a_0g_0 (a_0 là điểm tiếp tuyến của đường thẳng với đường cong và song song với BD), biểu diễn áp lực chủ động lớn nhất E_{cmax} của đất rời lên lưng tường cứng. Mặt trượt tính toán BC_0 sẽ đi qua điểm a_0 có tung độ lớn nhất a_0g_0 (hình V-9).

3.1.1.2.2. Phương pháp G.Rebhan.

Phương pháp này có thể áp dụng cho mọi trường hợp. Dựa vào các giả thiết tính toán áp lực đất của Coulomb. Rebhan đưa ra hai định lý gọi là định lý Rebhan.

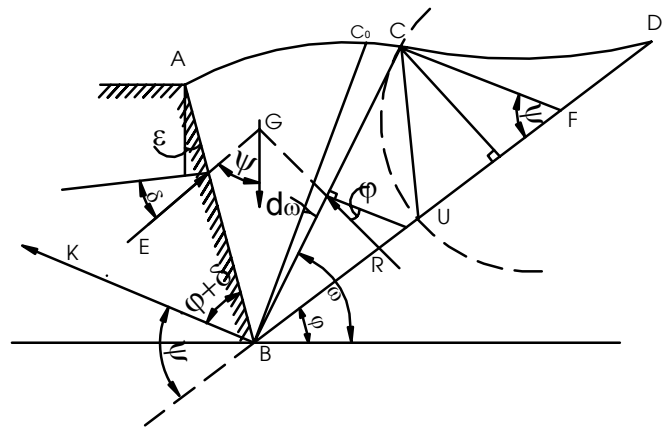
- Diện tích của lãnh thể trượt ABC ứng với trị số E_{cmax} bằng diện tích của tam giác lực BCF vẽ trên vết của mặt trượt.

- Trị số E_{cmax} bằng dung trọng của đất nhân với diện tích tam giác CUF là tam giác cân có $CF = UF$).

Bản chất của phương pháp này là dựa vào các giả thiết của C.A.Coulomb. Trị số áp lực chủ động của đất lên tường xác định theo công thức (V-4).

$$E_c = G \cdot \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} \quad (V-4')$$

Theo A.C.Coulomb thì trị số E_c cần tìm là lớn nhất, do đó dựa vào nguyên lý cực trị ta lấy đạo hàm biểu thức trên theo ω và cho triệt tiêu để tìm trị số E_{cmax} ta có :



Hình V-10

$$\begin{aligned} \frac{dE_c}{d\omega} &= \frac{dG}{d\omega} \cdot \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} + \\ &+ G \cdot \frac{\cos(\omega - \varphi) \cdot \sin(\omega - \varphi + \psi) - \sin(\omega - \varphi) \cdot \cos(\omega - \varphi + \psi)}{\sin^2(\omega - \varphi + \psi)} = 0 \end{aligned} \quad (V-24)$$

$$\text{hay : } \frac{dG}{d\omega} \sin(\omega - \varphi) + G \cdot \frac{\sin \psi}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} = 0 \quad (V-24')$$

Vì $\cos(\omega - \varphi) \cdot \sin(\omega - \varphi + \psi) - \sin(\omega - \varphi) \cdot \cos(\omega - \varphi + \psi) = \sin \psi$

Do đó ta có thể rút ra biểu thức xác định trọng lượng lăng thể trượt ứng với mặt trượt có áp lực đất chủ động lớn nhất tác dụng lên lưng tường.

$$G = -\frac{dG}{d\omega} \cdot \frac{\sin(\omega - \varphi) \cdot \sin(\omega - \varphi + \psi)}{\sin \psi} \quad (V-25)$$

Mặt khác theo hình vẽ (V-10) ta có $[dG] = \gamma \cdot dt(\Delta BC_0C)$ (trị số tuyệt đối). Do $d\omega$ nhỏ nên ta có thể viết :

$$[dG] = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot BC^2 \cdot d\omega$$

Vì ω tăng thì G giảm cho nên ta có :

$$dG = -[dG] = -\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot BC^2 \cdot d\omega \quad (V-26)$$

Hơn nữa từ tam giác BCF ta có :

$$BC = BF \cdot \frac{\sin \psi}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} \quad (V-27)$$

Thay biểu thức (V-27) và (V-26) vào (V-25) ta có :

$$G = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot BC \cdot BF \cdot \sin(\omega - \varphi) = \gamma \cdot dt(\Delta BCF) \quad (V-28)$$

Mặt khác theo hình vẽ (V-10) ta có :

$$G = \gamma \cdot dt(\Delta ABC) \quad (V-29)$$

Do đó ta có :

$$dt(\Delta ABC) = dt(\Delta BCF) \quad (V-30)$$

Công thức (V-30) là nội dung định lý thứ nhất của Rebhan.

Theo định lý thứ nhất của Rebhan thì từ biểu thức (V-28) thay vào biểu thức (V-4') ta được trị số của áp lực chủ động lớn nhất E_{cmax} là :

$$E_{cmax} = \gamma \cdot dt(\Delta BCF) \cdot \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} = \gamma \cdot \frac{1}{2} \cdot BF \cdot CF \cdot \frac{\sin \psi \cdot \sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} \quad (V-31)$$

cũng theo hình vẽ (V-10) ta có liên hệ :

$$BF = CF \cdot \frac{\sin(\omega - \varphi + \psi)}{\sin(\omega - \varphi)} \quad (V-32)$$

Do đó khi thay (V-32) vào (V-31) ta có :

$$E_{cmax} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot CF^2 \cdot \sin \psi \quad (V-33)$$

vì $\frac{1}{2} \cdot CF^2 \cdot \sin \psi$ chính bằng diện tích của tam giác cân CUF nên ta có :

$$E_{cmax} = \gamma \cdot dt(\Delta CUF) \quad (V-34)$$

$$T = c \cdot \overline{BC} \quad (\text{V-35})$$

Lực dính tác dụng lên mặt trượt thứ hai (lưng tường) bằng :

$$T_0 = c_0 \cdot \overline{AB} \quad (\text{V-36})$$

Trong đó : c - lực dính đơn vị của đất đắp

c_0 - lực dính đơn vị của đất đắp với lưng tường.

Trong trường hợp này đa giác lực gồm năm lực (G, R, T, T_0 và E_{cd}) hợp lại cũng phải khép kín. Dựa vào đa giác lực (hình V-12.b) có thể thiết lập được công thức của áp lực chủ động trong trường hợp này dưới dạng :

$$E_{cd} = E_c - E_T \quad (\text{V-37})$$

Trong tính toán nhiều khi để đỡ phức tạp người ta không xét đến lực dính trên lưng tường mà chỉ xét đến lực dính trên mặt trượt BC.

$$\text{Trong đó : } E_c = G \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)}$$

$$E_T = T \frac{\cos \varphi}{\sin(\omega - \varphi + \psi)}$$

Để tìm được trị số áp lực chủ động lớn nhất của đất dính (E_{cdmax}) cũng tiến hành tương tự như đối với đất rời.

3.2. Tính toán áp lực bị động nhỏ nhất của đất tác dụng lên lưng tường chắn.

Nếu dưới tác dụng của lực ngoài, tường chắn chuyển vị về phía đất và gây ra trạng thái cân bằng giới hạn bị động, thì đất sau tường có khả năng bị trượt lên theo mặt trượt BC và BA (hình V-13). Ở trạng thái cân bằng giới hạn, lãnh thể ABC chịu tác dụng của các lực:

Trọng lượng bản thân G của lãnh thể trượt ABC ;

Phản lực R của phần đất còn lại đối với lãnh thể ABC ;

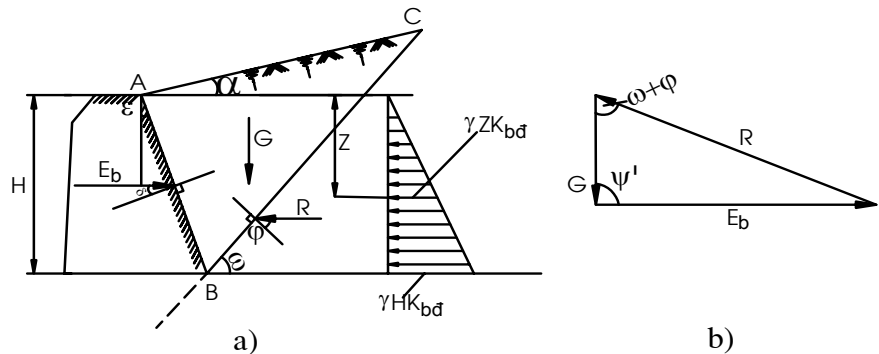
Phản lực E_b của lưng tường đối với lãnh thể trượt.

Vì lãnh thể ABC ở trạng thái cân bằng giới hạn và có xu hướng trượt lên trên, nên phương và chiều của các lực tác dụng có thể biểu thị như trên hình (V-13a). Hệ lực tác dụng lên lãnh thể cân bằng nên tam giác lực khép kín. Từ hệ thức lượng trong tam giác lực có thể dễ dàng rút ra công thức của E_b , như sau :

$$E_b = G \cdot \frac{\sin(\omega + \varphi)}{\sin(\omega + \varphi + \psi')} \quad (\text{V-38})$$

Công thức (V-38) cho thấy rằng E_b là một hàm số của ω và trị số của E sẽ thay đổi khi ω thay đổi, nghĩa là ứng với những mặt trượt khác nhau, E_b sẽ có những trị số khác nhau. Theo giả thiết của C.A.Coulomb, trị số áp lực bị động E_b là trị số nhỏ nhất của E_b và mặt trượt ứng với E_{bmin} là mặt trượt nguy hiểm nhất.

Muốn tìm E_{bmin} , có thể dùng phương pháp giải tích hoặc phương pháp đồ giải tương tự như trường hợp tính áp lực của đất chủ động.



Hình V-13

Đối với đất rời, kết quả của phương pháp giải tích cho trường hợp mặt đất phẳng nghiêng một góc α so với phương nằm ngang, biểu thức áp lực bị động có dạng như sau:

$$E_{b\min} = K_{bd} \cdot \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \quad (V-39)$$

Trong đó : K_{bd} - hệ số áp lực bị động, trong trường hợp tổng quát tính theo công thức sau :

$$K_{bd} = \frac{\cos^2(\varphi + \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \alpha)}{\cos(\varepsilon - \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}} \right]^2} \quad (V-40)$$

Trường hợp đặc biệt nếu lưng tường thẳng đứng , mặt tường trơn nhẵn, mặt đứng nằm ngang $\alpha = \varepsilon = \delta = 0$, sẽ có :

$$K_{bd} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (V-41)$$

Cường độ áp lực đất bị động tại điểm bất kỳ theo chiều cao của tường được xác định theo công thức sau:

$$P_b = \frac{dE_b}{dz} = \frac{d}{dz} \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot z^2 dZ \right) = \gamma z K_{bd} \quad (V-42)$$

Áp lực bị động E_b tác dụng tại điểm cách chân tường một khoảng $H/3$, phương tác dụng nghiêng với pháp tuyến lưng tường một góc δ .

Trị số áp lực bị động tính theo phương pháp của C.A.Coulomb lớn hơn trị số thực tế rất nhiều và sai số càng lớn khi δ càng lớn. Sở dĩ có sai số lớn như vậy là vì do giả thiết về mặt trượt này không phù hợp với thực tế. Tuy nhiên, khi $\delta = \varepsilon = \alpha = 0$, thì kết quả tương đối phù hợp với thực tế hơn.

Lực dính của đất làm tăng trị số áp lực bị động, nhưng khi điều kiện môi trường (nhiệt độ, độ ẩm) thay đổi thì trị số của nó thay đổi nhiều. Vì vậy để đảm bảo an toàn cho công trình thiết kế, trong thực tế tính toán áp lực bị động, thường bỏ qua ảnh hưởng của lực dính

§4. CÁC PHƯƠNG PHÁP DỰA VÀO LÝ THUYẾT CÂN BẰNG GIỚI HẠN.

Các phương pháp tính toán áp lực chủ động lớn nhất của đất lên lưng tường cứng theo thuyết tạo cố thể ở trạng thái cân bằng giới hạn C.A. Coulomb tuy có ưu điểm là đơn giản và trong nhiều trường hợp đã cho kết quả đủ mức độ chính xác mà thực tế yêu cầu, nhưng một số trường hợp lại cho kết quả không phù hợp với thực tế nên không thể dùng được. Ví dụ khi tính toán áp lực bị động theo thuyết tạo cố thể ta được kết quả quá lớn và khi tính toán áp lực chủ động lớn nhất ($E_{c\max}$) của đất rời trong một số trường hợp cho kết quả kém chính xác.

Các phương pháp tính toán áp lực đất lên lưng tường cứng theo thuyết cân bằng giới hạn đã khắc phục được những nhược điểm của thuyết tạo cố thể, vì thuyết cân bằng giới hạn không dựa vào các giả thiết gần đúng như dạng mặt trượt cho trước (phẳng hoặc cong) hoặc giả thiết về khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn được hình thành dưới dạng cố thể. Mà coi trạng thái cân bằng giới hạn sẽ xảy ra không phải chỉ tại các điểm trên mặt trượt, mà ở tất cả mọi điểm trong vùng đất mất ổn định. Lúc này, đất ở khắp các nơi trong vùng đều có xu thế trượt theo những đường trượt bao gồm hai họ khác nhau và tạo thành một mạng lưới kín khắp trong phạm vi vùng đất bị phá hoại.

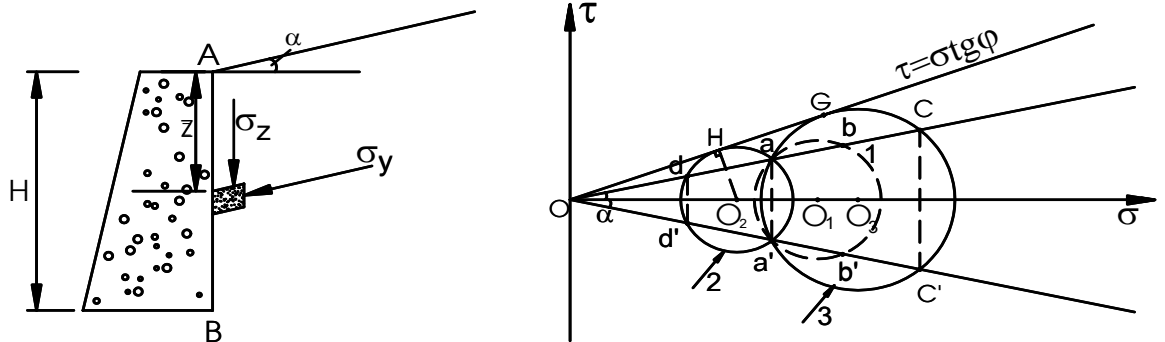
4.1 Tính toán áp lực đất theo lý luận W.J.W.Rankine.

Dựa vào 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 W.J.W.Rankine đã đề ra phương pháp tính toán áp lực đất chủ động và bị động của đất lên tường bỏ qua ma sát giữa đất và tường, nghĩa là ứng suất phân bố trên mặt tiếp xúc giữa đất và tường trong trường hợp có tường và không có tường như nhau.

4.1.1. Trường hợp đất rời: ($\varphi \neq 0, c=0$) lưng tường thẳng đứng, mặt đất nghiêng một góc α so với phương ngang.

Xét một phân tố đất M có hai mặt thẳng đứng và hai mặt song song với mặt đất ở độ sâu z như trong trường hợp xác định áp lực tĩnh của đất lên tường.

Giả sử tường dịch chuyển ra phía ngoài hoặc vào phía trong nền đất. Giá trị của $\sigma_z = \text{const}$, còn giá trị σ_y thay đổi trong khoảng $\sigma_{y\min} \leq \sigma_y \leq \sigma_{y\max}$ tùy thuộc vào sự chuyển vị tương đối giữa tường và đất. Do vậy, ta có thể dựng vô số vòng tròn ứng suất Mohr đi qua điểm a có tâm nằm trên trục σ . Trên hình (V-14) vòng tròn 1 tâm O_1 thể hiện trạng thái ứng suất σ_y bất kỳ và vòng tròn 2,3 tâm O_2, O_3 tương ứng thể hiện trạng thái cân bằng giới hạn cực tiểu gây nên áp lực chủ động $\sigma_{y\min}$ và trạng thái cân bằng giới hạn cực đại gây nên áp lực bị động $\sigma_{y\max}$ lên tường. Vòng tròn 1 cắt trục σ tại các điểm T_1 và S_1 , vòng tròn 2 cắt trục σ tại các điểm T_2 và S_2 và vòng tròn 3 cắt trục σ tại T_3 và S_3 . Trong trường hợp này có thể chứng minh được rằng giá trị của ứng suất trên mặt thẳng đứng tương ứng với ba trạng thái ứng suất của phân tố kể trên là:



Hình V-14

- Trạng thái ứng suất tương ứng với vòng tròn 1:

$$\sigma_y = \overline{Ob'} \quad (V-43)$$

- Trạng thái cân bằng giới hạn cực tiểu tương ứng với vòng tròn 2 (cường độ áp lực chủ động).

$$P_c = \sigma_{y\min} = \overline{Od'} = \overline{Od} \quad (V-44)$$

- Trạng thái cân bằng giới hạn cực đại tương ứng với vòng tròn 3 (cường độ áp lực bị động).

$$P_b = \sigma_{y\max} = \overline{Oc'} = \overline{Oc} \quad (V-45)$$

Để xác định $\sigma_{y\min}$ ta xét riêng vòng tròn 2 (hình V-14):

$$\frac{\sigma_{y\min}}{\sigma_z} = \frac{\overline{Od'}}{\overline{Oa}} = \frac{\overline{Od}}{\overline{Oa}} = \frac{\overline{OK} - \overline{Kd}}{\overline{OK} + \overline{Ka}} \quad (V-46)$$

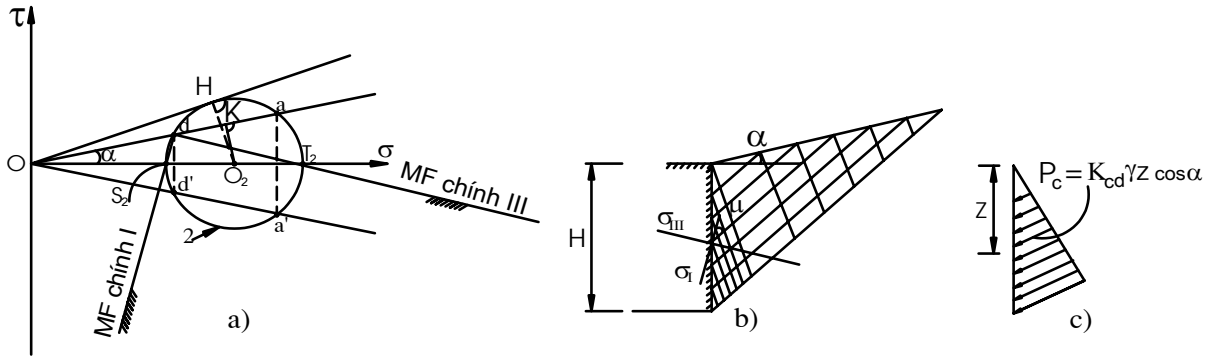
$$\text{Trong đó: } \overline{OK} = \overline{OO_2} \cos \alpha; \quad \overline{Kd} = \overline{Ka} = \sqrt{r^2 - \overline{O_2K}^2}; \quad r = \overline{OO_2} \sin \varphi$$

$$\text{Từ đó ta có : } P_c = \sigma_{y \min} = \frac{\cos \alpha - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \alpha}}{\cos \alpha + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \alpha}} \cdot \sigma_z \quad (\text{V-47})$$

$$\text{Hay : } P_c = \sigma_{y \min} = \gamma \cdot z \cdot K_{cd} \quad (\text{V-48})$$

Trong đó: K_{cd} - hệ số áp lực chủ động được tính như sau :

$$K_{cd} = \frac{\cos \alpha - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \alpha}}{\cos \alpha + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \alpha}} \cdot \cos \alpha \quad (\text{V-49})$$



Hình V-15

Do đó áp lực chủ động của đất lên tường chắn được xác định theo công thức sau:

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_{cd} \quad (\text{V-50})$$

Các đường dT_2 và dS_2 trên hình (V-15) chỉ hướng các mặt phẳng chính III và I. Khi một điểm nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn, thì tại đó sẽ xuất hiện hai mặt trượt cắt nhau một góc $(90^\circ - \varphi)$ và hợp với mặt phẳng chính I một góc $\mu = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$

Trên hình (V-15b,c) cho thấy các họ đường trượt và biểu đồ cường độ áp lực chủ động. Tương tự với vòng tròn 3, ta có:

$$P_b = \sigma_{y \max} = \overline{OC'} = \gamma \cdot z \cdot K_{bd} \quad (\text{V-51})$$

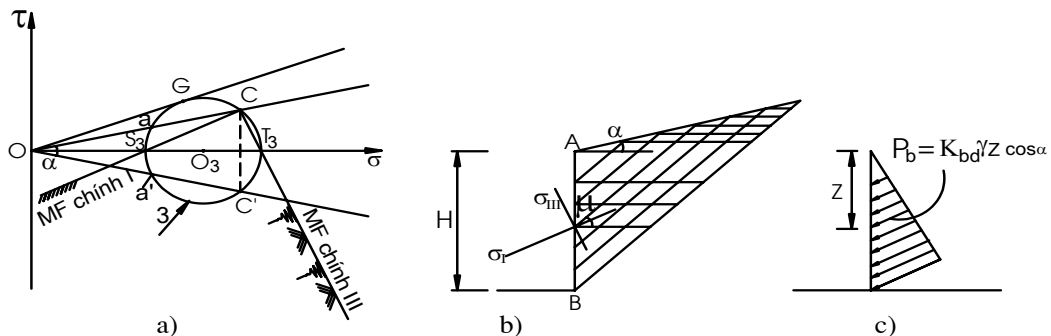
Trong đó: K_{bd} - hệ số áp lực bị động được xác định:

$$K_{bd} = \frac{\cos \alpha + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \alpha}}{\cos \alpha - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \alpha}} \cdot \cos \alpha \quad (\text{V-52})$$

Và áp lực bị động E_b của đất lên tường được xác định theo công thức :

$$E_b = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_{bd} \quad (\text{V-53})$$

Trạng thái ứng suất bị động của một điểm, các mặt trượt, biểu đồ cường độ áp lực bị động thể hiện trên hình (V-16).



Hình V-16

4.1.2. Trường hợp đối với đất dính: ($\varphi \neq 0$; $c \neq 0$) mặt đất nằm ngang ($\alpha=0$) và lưng tường thẳng đứng ($\varepsilon=0$).

Trạng thái ứng suất tại điểm M ở chiều sâu z, khi khối đất đang ở trạng thái cân bằng bên thì lúc đó thành phần ứng suất thẳng đứng được xác định như sau:

$$\sigma_z = \gamma.z \quad (V-54)$$

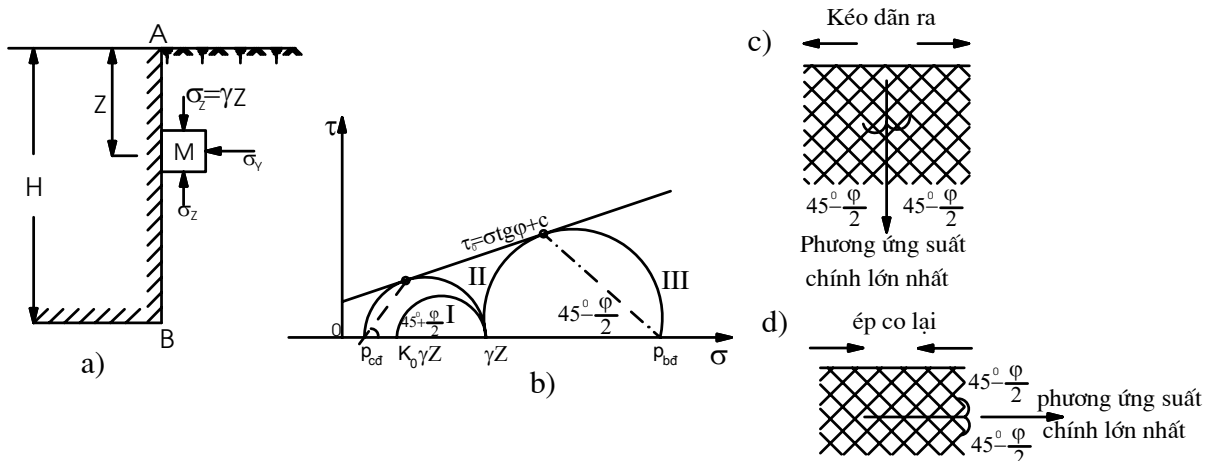
còn thành phần ứng suất pháp của mặt phẳng thẳng đứng sẽ là:

$$\sigma_y = \gamma.z.K_0 \quad (V-55)$$

Nếu xem khối đất là bán không gian vô hạn thì mọi mặt phẳng thẳng đứng đều là mặt phẳng đối xứng của bán không gian, do đó trên mặt phẳng thẳng đứng và ngang ứng suất tiếp đều bằng không. Từ đó suy ra rằng ứng suất pháp trên mặt phẳng nằm ngang σ_z và trên mặt phẳng thẳng đứng σ_y đều là ứng suất chính tương ứng là σ_I và σ_{III} . Từ hai ứng suất chính này có thể dùng vòng tròn Mohr để biểu thị (Hình V-17). Do điểm M đang ở trạng thái cân bằng bên nên vòng tròn Mohr I nằm dưới đường bao cường độ chống cắt của Coulomb.

Khi tường dịch chuyển ra ngoài khối đất, thì khối đất bị kéo giãn ra phía hông do đó ứng suất của mặt phẳng nằm ngang σ_z không thay đổi, còn ứng suất pháp của mặt phẳng đứng σ_y sẽ bị giảm dần, cho đến khi đạt thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn thì dừng lại (gọi là trạng thái chủ động Rankine), lúc đó σ_y đạt cực tiểu và ký hiệu là P_c , P_c là ứng suất chính nhỏ nhất, còn $\sigma_z = \gamma.z$ là ứng suất chính lớn nhất. Vòng tròn Mohr II được dựng từ các ứng suất trên sẽ tiếp xúc với đường bao cường độ chống cắt của Coulomb, nếu đất giãn ra tiếp thì chỉ có thể dẫn đến trạng thái chảy dẻo chứ không làm thay đổi trạng thái ứng suất đó.

Khi tường dịch chuyển về phía khối đất, thì khối đất sẽ bị ép lại từ hai phía hông thì ứng suất pháp của mặt phẳng đứng σ_y không ngừng tăng lên, còn σ_z không đổi, cho đến khi khối đất thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn (gọi là trạng thái bị động của Rankine) thì σ_y đạt giá trị cực đại, ký hiệu là P_b , lúc đó P_b là ứng suất chính lớn nhất còn $\sigma_z = \gamma.z$ là ứng suất chính nhỏ nhất. Vòng tròn Mohr dựng từ hai giá trị ứng suất này là vòng III tiếp xúc với đường bao Coulomb (hình V-17.b). Do 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 $(45^\circ - \varphi/2)$ còn khi khối đất ở trạng thái cân bằng 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 V-17.c,d). Từ sự phân tích nêu trên, W.J.W. Rankine đưa ra các công thức tính toán áp lực đất chủ động và bị động tác dụng lên tường chắn như sau.



Hình V-17

a/ Xác định áp lực chủ động:

- Xét trạng thái ứng suất tại điểm M ta có

$$\sigma_z = \gamma \cdot z = \sigma_1 \quad (V-56)$$

$$P_c = \sigma_3 \quad (V-57)$$

Do điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn, nên ứng suất tại điểm M phải thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb nêu trong Chương IV. Từ công thức (IV-28) ta có:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (V-58)$$

Thay (V-57) và (V-58) vào (V-56) ta có:

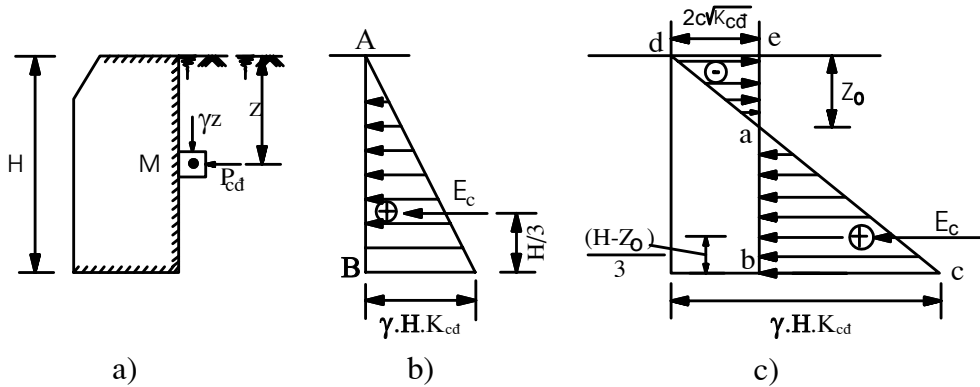
$$\gamma \cdot z = P_c \cdot \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \cdot \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (V-59)$$

hay : $P_{cd} = \gamma \cdot z \cdot K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}} \quad (V-60)$

Trong đó: $K_{cd} = \frac{1}{\tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})} = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ - hệ số áp lực chủ động theo lý

luận Rankine

Từ công thức (V-60) ta có thể thấy rằng cường độ áp lực đất chủ động trong đất dính gồm hai thành phần: một phần do trọng lượng đất gây ra ($\gamma \cdot H \cdot K_{cd}$) có tác dụng đẩy tường ra, còn phần kia do lực dính của đất gây ra áp lực âm ($-2c\sqrt{K_{cd}}$) không phụ thuộc chiều cao tường có tác dụng níu tường lại, tức làm giảm áp lực đất lên tường. Kết quả tính toán được thể hiện trên hình (V-18), trong đó tồn tại phân biểu đồ âm ade có tác dụng kéo tường lại. Trong thực tế tính toán người ta thường bỏ qua vai trò ảnh hưởng của lực dính đến cường độ áp lực đất lên tường với lý do là lớp đất đắp này trên mặt thường bị ảnh hưởng nhiều của môi trường thay đổi trong tự nhiên, nên không thể phát huy hết vai trò của nó.



Hình V-18

Nếu loại bỏ vai trò phân biểu đồ âm thì biểu đồ phân bố áp lực đất chỉ còn phần tam giác abc.

Như vậy tại a thì $P_{cd} = 0 = \gamma z_0 K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}}$

Từ đó rút ra: $z_0 = \frac{2c}{\gamma \cdot \sqrt{K_{cd}}} \quad (V-61)$

Trong đó: z_0 - chiều sâu giới hạn ảnh hưởng của lực dính;

Trị số tổng áp lực đất chủ động được tính bằng diện tích của biểu đồ abc (Hình V-18):

$$E_{cd} = dt\Delta abc = \frac{(H - z_0)(\gamma z K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}})}{2} \quad (V-62)$$

Thay z_0 từ công thức (V-61) vào công thức (V-62) ta có:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} - 2cH \sqrt{K_{cd}} + \frac{2c^2}{\gamma} \quad (V-63)$$

Áp lực chủ động E_{cd} tác dụng tại điểm cách chân tường một khoảng $\left(\frac{H - z_0}{3}\right)$

(Hình V-18)

- Trong trường hợp đất đắp là đất rời ($\varphi \neq 0, c=0$) thì từ công thức (V-60) suy ra:

$$\text{Cường độ áp lực chủ động: } P_c = \gamma z K_{cd} \quad (V-64)$$

$$\text{Tổng áp lực đất chủ động: } E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} \quad (V-65)$$

Từ đó ta thấy rằng công thức này sẽ trùng với trường hợp đặc biệt theo lời giải giải tích của C.A.Coulomb (V-22). Biểu đồ phân bố cường độ và điểm đặt của áp lực chủ động cho trong hình (V-18).

b/ *Xác định áp lực bị động.*

Vì một lý do nào đó làm cho tường chắn chuyển dịch về phía khối đất đắp, nó làm cho khối đất đắp bị ép lại từ hai phía, và khi khối đất đó đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn bị động thì các thành phần ứng suất tại điểm M được xác định như sau:

$$\sigma_z = \gamma \cdot z = \sigma_3 \quad (V-66)$$

$$\text{và } P_b = \sigma_1 \quad (V-67)$$

Thay công thức (V-66) và (V-67) vào điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb (V-59) ta được:

$$P_{bd} = \gamma z K_{bd} + 2c \sqrt{K_{bd}} \quad (68)$$

Trong đó: $K_{bd} = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$ - là hệ số áp lực bị động theo lý luận Rankine.

Từ công thức trên ta thấy rằng cường độ áp lực đất bị động gồm hai phần, đó là $(\gamma \cdot z \cdot K_{bd})$ do trọng lượng của khối đất gây ra và $(2c \sqrt{K_{bd}})$ do lực dính gây ra. Cả hai phần áp lực đều có tác dụng chống lại tường. Lực dính của đất làm tăng áp lực đất bị động lên tường.

Biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất bị động lên tường như hình (V-19c) biểu đồ này có dạng hình thang.

Tổng giá trị áp lực đất bị động trong trường hợp này được tính bằng diện tích của biểu đồ hình thang.

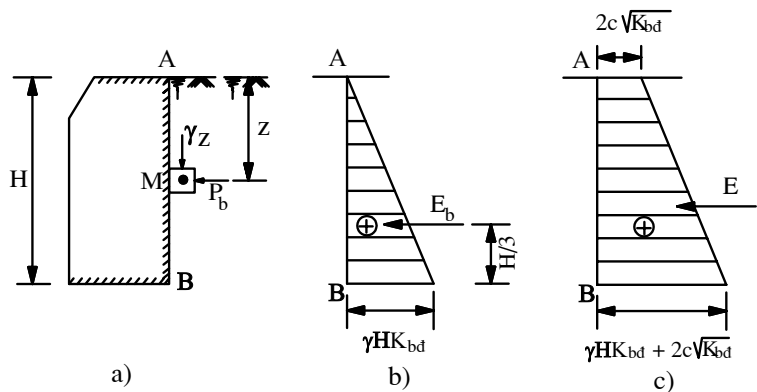
$$E_{bd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{bd} + 2c \cdot H \cdot \sqrt{K_{bd}} \quad (V-69)$$

Và điểm đặt ở tâm hình thang.

- Trong trường hợp đất đắp là đất rời ($\varphi \neq 0, c=0$) thì từ công thức (V-68) ta suy ra cường độ áp lực đất bị động sẽ được tính là:

$$P_{bd} = \gamma \cdot H \cdot K_{bd} \quad (V-70)$$

và tổng áp lực đất bị động là:



Hình V-19

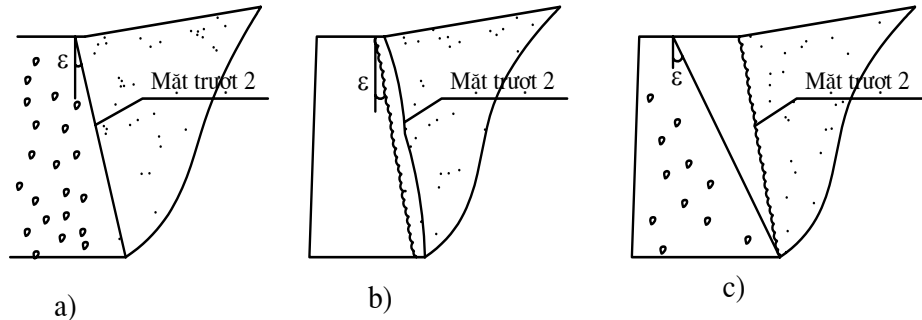
$$E_{bd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{bd} \quad (V-71)$$

4.2. Tính toán áp lực đất theo lý thuyết V.V.Xôclovski

Thực tế cho thấy rằng sự có mặt của tường chắn trong đất sẽ làm thay đổi điều kiện làm việc của nền đất sau lưng tường rất nhiều. Chính vì vậy cần đưa vào tính toán không những điều kiện biên ở trên mặt đất mà còn cả điều kiện biên ở mặt tiếp xúc giữa đất và tường, đó chính là yếu tố ma sát giữa đất và tường. Khi xuất hiện áp lực đất chủ động (hoặc bị động), trong nền đất đắp sau tường đồng thời xuất hiện khối trượt giới hạn bởi hai mặt trượt và mặt đất tự nhiên. Mặt trượt thứ nhất xảy ra trong khối đất như hình (V-20).

Trong trường hợp nếu mặt phẳng lưng tường trơn nhẵn, ma sát giữa đất và tường nhỏ hơn ma sát trong của đất thì mặt trượt thứ II chính là mặt phẳng lưng tường như hình (V-20.a). Trường hợp bề mặt lưng tường gồ ghề, độ nhám lớn, ma sát giữa đất và tường lớn hơn ma sát trong của đất, mặt trượt thứ II thường xảy ra trong đất sát lưng tường hình (V-20.b). Còn trường hợp lưng tường quá thoải, góc nghiêng lưng tường (ε) lớn thì mặt trượt thứ II cũng thường xảy ra trong đất nhưng cách lưng tường một quãng (Hình V-20.c). Chính yếu tố ma sát làm thay đổi tình hình ứng suất trong đất nền. Khi đất nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn không phải toàn bộ thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn cực tiểu đơn thuần, hoặc cân bằng giới hạn cực đại đơn thuần như W.J.W Rankine quan niệm, mà trong nền đất có thể xuất hiện nhiều vùng khác nhau với những điều kiện cân bằng giới hạn khác nhau; tùy thuộc vào tình hình tải trọng và ma sát giữa đất và tường.

Vì bài toán áp lực đất lên tường chắn và bài toán ổn định của nền đất, về thực chất đều thuộc bài toán cân bằng giới hạn của các khối đất, nên trong trường hợp tổng quát khi α , ε và δ



Hình V-20

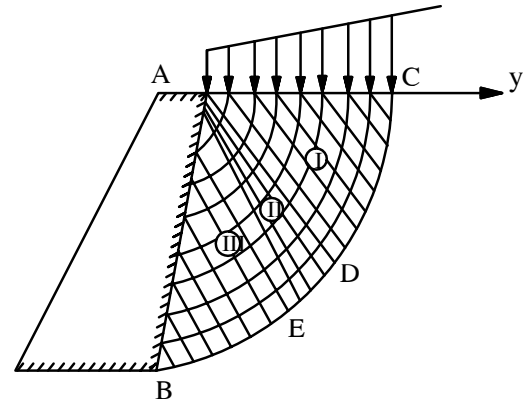
đều khác không, để xác định áp lực đất chủ động, và áp lực đất bị động lên tường, cần phải xuất phát từ hệ phương trình quen thuộc sau đây đã trình bày ở chương IV, bao gồm hai phương trình cân bằng tĩnh của bài toán phẳng và một phương trình cân bằng giới hạn :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} &= \gamma \\ \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} &= 0 \\ \frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{zy}^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cot g \varphi)^2} &= \sin^2 \varphi \end{aligned} \right\} \quad (V-72)$$

V.V.Xôclovski đã giải hệ phương trình này một cách chặt chẽ, lời giải đã cho phép xác định chính xác vị trí và hình dạng mặt trượt của khối đất sau lưng tường trong điều kiện cân bằng giới hạn, trong trường hợp tổng quát, các đường trượt trong lăng thể

đất bị phá hoại sau lưng tường bao gồm hai họ đường cong tạo thành một mạng lưới kín khít trong phạm vi lăng thể đó.

Biết được hình dạng mặt trượt và giới hạn các vùng đất ở trạng thái cân bằng giới hạn trong lăng thể trượt. Như các điểm nằm trong vùng I (ACD) thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn cực tiểu, các điểm nằm trong vùng III (ABE) thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn cực đại còn các điểm nằm trong vùng II (ADE) là vùng chuyển



Hình V-21

tiếp, đồng thời dựa vào điều kiện biên của bài toán tương ứng, ông đã rút ra các biểu thức giải

tích cho phép xác định được áp lực chủ động và bị động của đất lên tường. Tuy vậy, do những sự phức tạp và đòi hỏi khối lượng lớn, nên dẫn đến việc áp dụng trong thực tế đối với phương pháp này bị hạn chế. (Hình V-21).

- Đối với trường hợp khi lưng tường nghiêng, mặt đất đắp sau tường nằm ngang và ma sát giữa lưng tường và đất đắp không thể bỏ qua được ($\varepsilon \neq 0$, $\delta \neq 0$ và $\alpha = 0$), thì áp lực chủ động và bị động của đất lên tường theo lý thuyết của Xôlôlovski được tính theo biểu thức sau:

$$E_c = \lambda_{cd}^* \cdot \frac{\gamma H^2}{2} \quad (V-73)$$

$$E_b = \lambda_{bd}^* \cdot \frac{\gamma H^2}{2} \quad (V-74)$$

Trong đó : λ_{cd}^* , λ_{bd}^* - Hệ số áp lực chủ động và bị động theo thuyết Xôlôlovski được tra trong bảng (V-3) và (V-4).

Trường hợp khi ($\varepsilon = 0$, $\delta = 0$ và $\alpha = 0$) thì biểu thức tính toán áp lực chủ động và bị động đều trùng với công thức được rút ra theo lý thuyết của W.J.W Rankine và lý thuyết của C.A. Coulomb.

Bảng V - 3: Hệ số áp lực đất chủ động λ_{cd}^* theo lời giải của lý thuyết Xôcôlovski.

φ^0	$\delta^0 \backslash \varepsilon^0$	-30	-20	-10	0	10	20	30	40
10	0	0,49	0,58	0,65	0,70	0,72	0,73	0,72	0,67
	5	0,45	0,64	0,61	0,66	0,69	0,70	0,69	0,64
	10	0,43	0,51	0,58	0,64	0,67	0,69	0,68	0,63
20	0	0,27	0,35	0,42	0,49	0,54	0,57	0,60	0,59
	10	0,23	0,31	0,38	0,44	0,50	0,53	0,56	0,66
	20	0,22	0,28	0,35	0,41	0,47	0,51	0,53	0,54
30	0	5,28	4,42	3,65	0,33	0,40	0,46	0,50	0,52
	15	8,76	7,13	5,63	0,29	0,36	0,42	0,46	0,48
	30	11,72	9,31	7,30	0,27	0,33	0,39	0,43	0,46
40	0	0,06	0,11	0,16	0,22	0,29	0,35	0,42	0,46
	20	0,05	0,09	0,13	0,19	0,25	0,32	0,38	0,42
	40	0,04	0,07	0,11	0,17	0,23	0,29	0,38	0,41

Bảng V-4: Hệ số áp lực đất bị động λ_{bd}^* theo lời giải của lý thuyết Xêcôlovski.

φ^0	$\delta^0 \backslash \varepsilon^0$	-30	-20	-10	0	10	20	30	40	50	60
10	0	1,53	1,53	1,49	1,42	1,31	1,18	1,04	0,89	0,71	0,53
	5	1,71	1,69	1,64	1,55	1,43	1,28	1,10	0,93	0,74	0,55
	10	1,88	1,79	1,74	1,63	1,50	1,33	1,15	0,96	0,76	0,55
20	0	2,76	2,53	2,30	2,04	1,77	1,51	1,26	1,01	0,77	0,56
	10	3,26	3,11	2,89	2,51	2,16	1,80	1,46	1,16	0,87	0,61
	20	4,24	3,379	3,32	2,86	2,42	2,00	1,63	1,25	0,92	0,63
30	0	5,28	4,42	3,65	3,00	2,39	1,90	1,49	1,15	0,85	0,60
	15	8,76	7,13	5,63	4,46	3,50	2,70	2,01	1,45	1,03	0,69
	30	11,72	9,31	7,30	5,67	4,35	3,29	2,42	1,73	1,23	0,75
40	0	11,27	8,34	6,16	4,60	3,37	2,50	1,86	1,35	0,95	0,64
	20	26,70	8,32	13,02	9,11	6,36	4,41	2,98	1,99	1,33	0,81
	40	43,23	29,40	20,35	13,96	9,43	6,30	4,16	2,67	1,65	0,96

Trong thực tế điều kiện làm việc đồng thời giữa đất đắp và tường chắn phức tạp hơn nhiều so với các vấn đề đã được đề cập ở trên. Điều kiện càng phức tạp, độ chính xác đòi hỏi càng cao thì sơ đồ tính toán càng phải sát với thực tế, tuy nhiên mức độ chính xác của bài toán so với thực tế lại phụ thuộc chủ yếu vào dữ liệu đầu vào như tính chất của đất, trạng thái ứng suất trong nền, ma sát giữa đất và tường, và các yếu tố khác, đòi hỏi phải nghiên cứu kỹ.

§5. TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN TRONG CÁC TRƯỜNG HỢP THƯỜNG GẶP.

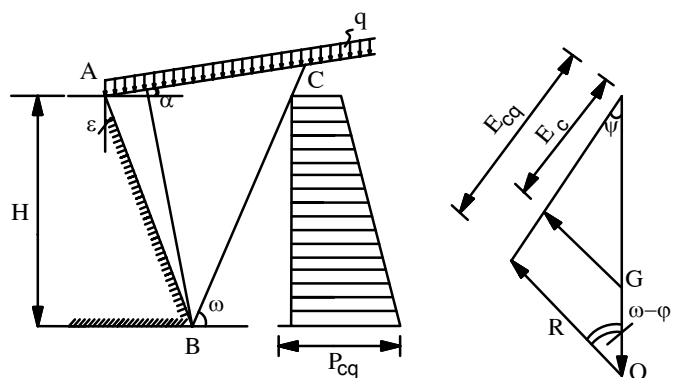
Trong thực tế thường gặp những trường hợp phức tạp như có tải trọng trên mặt đất, tường có bề giảm tải, mặt đất gãy khúc, tường có góc nghiêng lớn, ảnh hưởng của nước, của đất đắp không đồng nhất v.v... và dưới đây ta sẽ lần lượt xét một số các trường hợp đó.

5.1. Trường hợp tải trọng ngoài tác dụng trên mặt đất.

5.1.1. Tải trọng ngoài phân bố đều và kín khắp trên mặt đất.

5.1.1.1. Đất đắp là đất rời, lưng tường nghiêng, mặt đất phẳng nghiêng

Trên mặt đất phẳng sau lưng tường AB có tải trọng q (tấn/m²) tác dụng thẳng đứng và phân bố đều, kín khắp như hình (V-22), trong trường hợp này, do ảnh hưởng của tải trọng trên mặt đất làm tăng lực đẩy của đất vào tường, và có thể làm thay đổi cả hình dáng lẫn phạm vi mặt trượt. Trong thực hành tính toán dùng lý luận của Coulomb để xác định áp lực chủ động và bị động của đất lên



Hình V-22

tường chắn cho trường hợp này có thể thuận lợi hơn. Trên hình (V-22) thể hiện sơ đồ tính toán áp lực chủ động của đất lên tường chắn theo phương pháp Coulomb.

Nếu khi trượt xảy ra thì sẽ trượt theo mặt trượt BC, và chỉ những phần tải trọng nằm trong phạm vi lăng thể trượt (đoạn AC) mới có ảnh hưởng tới áp lực của đất trên tường. Do đó trong trường hợp này sơ đồ tam giác lực có dạng như hình (V-22). Từ đó ta có thể viết biểu thức tính E_{cq} như sau :

$$E_{cq} = (1 + \eta)G \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \psi)} \quad (V-75)$$

Trong đó : E_{cq} - là áp lực chủ động của đất khi có tải trọng ngoài

Q - là tổng tải trọng ngoài trên đoạn AC, còn G là trọng lượng của lăng thể trượt.

- Các ký hiệu khác ω, φ, ψ : đều như trên ta đã quy ước.

Hoặc ta có thể viết: $E_{cq} = (1 + \eta)E_c$ (V-75')

Trong đó : E_c - là áp lực chủ động của đất khi không có tải trọng ngoài. Nếu ta chứng

minh được tỷ số $\eta = \frac{Q}{G}$ không phụ thuộc vào góc ω thì $\frac{dE_{cq}}{d\omega}$ sẽ tương đương với $\frac{dE_c}{d\omega}$,

nghĩa là góc ω ứng với E_{cmax} cũng chính là góc ω ứng với E_{cqmax} . Điều đó nói lên rằng sự có mặt của tải trọng ngoài phân bố đều và kín khắp trên mặt đất không ảnh hưởng đến trị số của góc trượt tính toán.

Theo hình (V-22) ta có : $Q = \overline{AC}q \cos \alpha$ (V-76)

Trong đó : α - góc nghiêng giữa mặt đất và mặt phẳng nằm ngang.

$$G = \gamma \cdot dt(\Delta ABC) = \frac{1}{2} \gamma \overline{AC} \frac{H \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}{\cos \varepsilon} \quad (V-77)$$

Từ (V-76) và (V-77) ta có :

$$\eta = \frac{Q}{G} = \frac{\overline{AC}q \cos \alpha}{\frac{1}{2} \gamma \overline{ACH} \frac{\cos(\varepsilon - \alpha)}{\cos \varepsilon}} = \frac{2q \cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\gamma H \cos(\varepsilon - \alpha)} \quad (V-78)$$

Rõ ràng tỷ số η hoàn toàn không phụ thuộc vào góc ω . Do đó từ biểu thức (V-75') ta có thể viết :

$$E_{cqmax} = (1 + \eta)E_{cmax} = (1 + \eta) \frac{1}{2} \gamma K_{cd} H^2 \quad (V-79)$$

Cường độ áp lực đất P_{cq} sẽ là :

$$P_{cq} = \gamma \cdot K_{cd} \cdot H + K_{cd} \cdot q \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)} \quad (V-80)$$

Từ biểu thức (V-80) ta thấy P_{cq} có hai thành phần : $\gamma \cdot K_{cd} \cdot H$ như trường hợp không có tải trọng ngoài phân bố đều, còn $K_{cd} \cdot q \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)}$ là cường độ áp lực do tải trọng phân bố đều gây ra. Vậy biểu đồ của P_{cq} có dạng hình thang, hình (V-22), (phần gạch ngang).

5.1.1.2. Đất đắp là đất dính, lưng tường thẳng đứng và mặt đất nằm ngang.

Đối với trường hợp này có thể dùng biểu thức tính toán của Rankine hoặc Coulomb để xác định E_c hoặc E_b . Như phần trên ta thấy áp lực đất tác dụng lên tường chắn trong trường hợp này sẽ làm gia tăng thành phần ứng suất thẳng đứng một đại lượng bằng q , tức là :

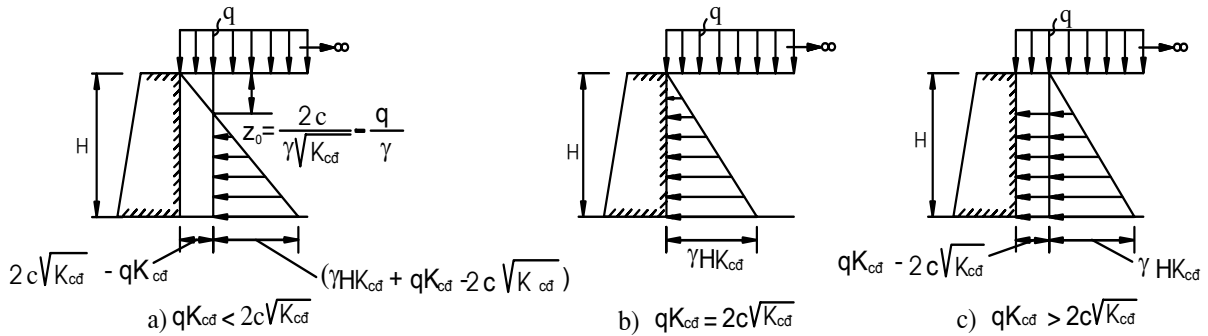
$$\sigma_z = \gamma z + q \quad (V-81)$$

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 sẽ được xác định như sau:

$$P_{cdq} = \gamma z K_{cd} + q \cdot K_{cd} - 2c\sqrt{K_{cd}} \quad (V-82a)$$

$$P_{bdq} = \gamma z K_{bd} + q \cdot K_{bd} + 2c\sqrt{K_{bd}} \quad (V-82b)$$

Biểu đồ phân bố cường độ áp lực chủ động như trên hình (V-23), còn biểu đồ phân bố cường độ áp lực bị động như trên hình (V-24) .

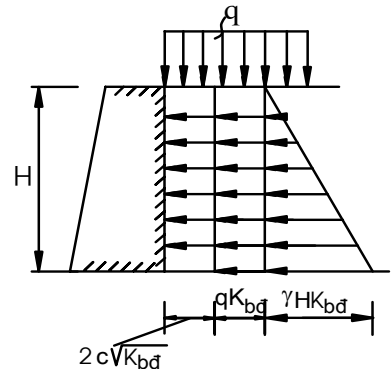


Hình V-23

5.1.2. Tải trọng phân bố đều và không kín khắp trên mặt đất phẳng.

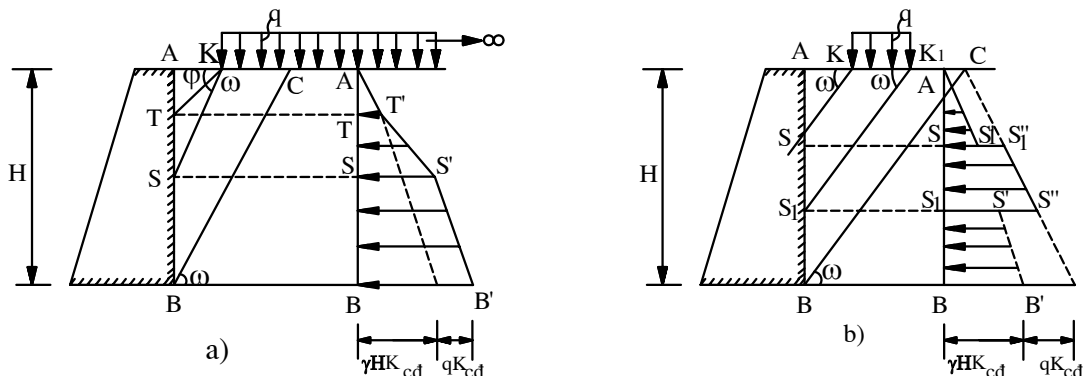
Hình (V-25) cho thấy trên mặt đất trong phạm vi đoạn AK không có tải trọng ngoài phân bố đều tác dụng. Trường hợp này cường độ áp lực chủ động có thể xác định theo phương pháp gần đúng.

Để vẽ biểu đồ cường độ áp lực đất chủ động trong trường hợp này ta có thể thực hiện cách vẽ như sau : Từ điểm K (mép của tải trọng trong hình V-25.a) ta kẻ hai đường thẳng KT và KS tạo với phương nằm ngang một góc bằng φ và ω . Từ đó ta thấy rằng tải trọng ngoài phân bố đều chỉ ảnh hưởng từ điểm S trở xuống, còn trong phạm vi TS biểu đồ cường độ có dạng chuyển tiếp như hình (V-25.a). Kết quả nhận được biểu đồ cường độ áp lực đất là (ATSBB'S'T'A).



Hình V-24

Nếu trong trường hợp tải trọng phân bố đều trong đoạn KK_1 thuộc phạm vi của lăng thể đất trượt ABC (hình V-25.b), thì cách vẽ biểu đồ cũng tương tự như trên. Từ hai mép K và K_1 của tải trọng phân bố đều, ta kẻ hai đường thẳng K_1S_1 và KS tạo với mặt phẳng nằm ngang một góc ω . Tải trọng ngoài phân bố đều trên đoạn KK_1 chỉ ảnh hưởng trong phạm vi từ S đến S_1 , với một giá trị cường độ áp lực đất gia tăng bằng $q\sqrt{K_{cd}}$ còn trong phạm vi AS và S_1B hoàn toàn không chịu ảnh hưởng của tải trọng q. Kết quả nhận được biểu đồ phân bố cường độ áp lực là (ASS₁BB'S'₁'S''S''S'A).



Hình V-25

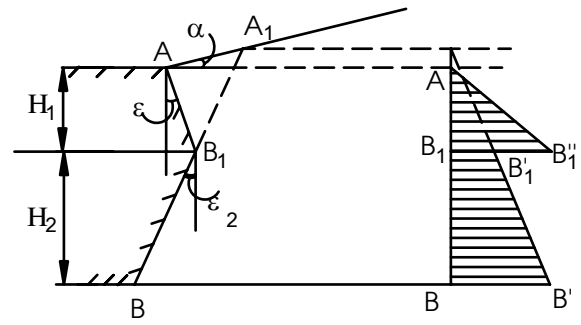
5.2. Trường hợp lưng tường gãy khúc và mặt đất phẳng.

Để thích hợp với điều kiện chịu lực, trong thực tế tường chắn đất có khi được cấu tạo với lưng tường có dạng gãy khúc AB.

Để xác định áp lực đất lên các tường loại này, người ta thường xác định riêng rẽ cho mỗi đoạn của lưng tường, rồi sau đó cộng tất cả các diện tích của các biểu đồ cường độ đó lại, cụ thể như sau :

Đối với đoạn lưng tường AB_1 , thì việc xác định biểu đồ cường độ áp lực đất tiến hành như các phần trên đã trình bày

(diện tích phần AB_1B_1''). Đối với đoạn lưng tường B_1B , thì kéo dài đoạn này cho gặp mặt đất tại A_1 và tiến hành tính toán áp lực đất như đối với tường A_1B , có góc nghiêng lưng tường ε_2 , còn góc nghiêng của mặt đất vẫn là α . Thực tế vì không có đoạn B_1A_1 nên biểu đồ cường độ áp lực đất của đoạn B_1B chỉ là phần hình thang ($B_1BB_1'B_1''$) có chiều cao bằng chiều cao của đoạn tường đó là H_2), và biểu đồ cường độ áp lực đất chung cho cả lưng tường và phần diện tích gạch ngang ($AB_1BB_1'B_1''A$) trong hình (V-26).



Hình V-26

5.3. Trường hợp đất đắp sau tường gồm nhiều lớp.

Khi đất đắp sau tường chắn có nhiều lớp đất khác nhau. Để giải quyết bài toán này, nói chung là rất phức tạp, đặc biệt là khi mặt đất nghiêng và các lớp đất phân bố không song song. Do đó, hiện nay trong tính toán, người ta thường dùng các phương pháp gần đúng. Muốn xác định được áp lực chủ động lớn nhất E_{cmax} của đất lên lưng tường cứng, người ta thường : Coi áp lực của mỗi lớp đất cần xác định không phụ thuộc vào áp lực của các lớp đất khác, nghĩa là khi xác định áp lực đất ta có thể xác định cho từng đoạn tường tương ứng với mỗi lớp đất có tính chất cơ lý khác nhau.

Trường hợp đơn giản, khi lưng tường thẳng đứng, mặt đất nằm ngang và lớp đất song song với nhau (hình V-27). Ta sẽ xác định áp lực riêng rẽ cho từng lớp đất, bằng cách xây dựng biểu đồ phân bố áp lực đất cho mỗi lớp rồi dựa vào các biểu đồ đó để tính trị số áp lực chủ động của toàn bộ khối đất đó tác dụng lên lưng tường.

Đối với lớp đất thứ nhất (lớp trên cùng), biểu đồ phân bố áp lực đất được vẽ theo các phương pháp thông thường đã trình bày ở trên có dạng hình tam giác với độ đỉnh cao ngang với đỉnh tường, trị số cường độ áp lực đất chủ động tại đáy của tam giác được xác định theo biểu thức sau :

$$P_{cd} = \gamma_1 H_1 K_{cd1} - 2c_1 \sqrt{K_{cd1}} \quad (V-83)$$

Kết quả nhận được biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất như Hình (V-27.a)

Để tính áp lực của lớp đất thứ hai, ta giả thiết trọng lượng của lớp đất trên tác dụng như tải trọng ngoài phân bố đều và liên tục có cường độ là $q = \gamma_1 h_1$. Trị số cường độ áp lực đất chủ động tại đáy của lớp đất thứ hai được xác định như sau:

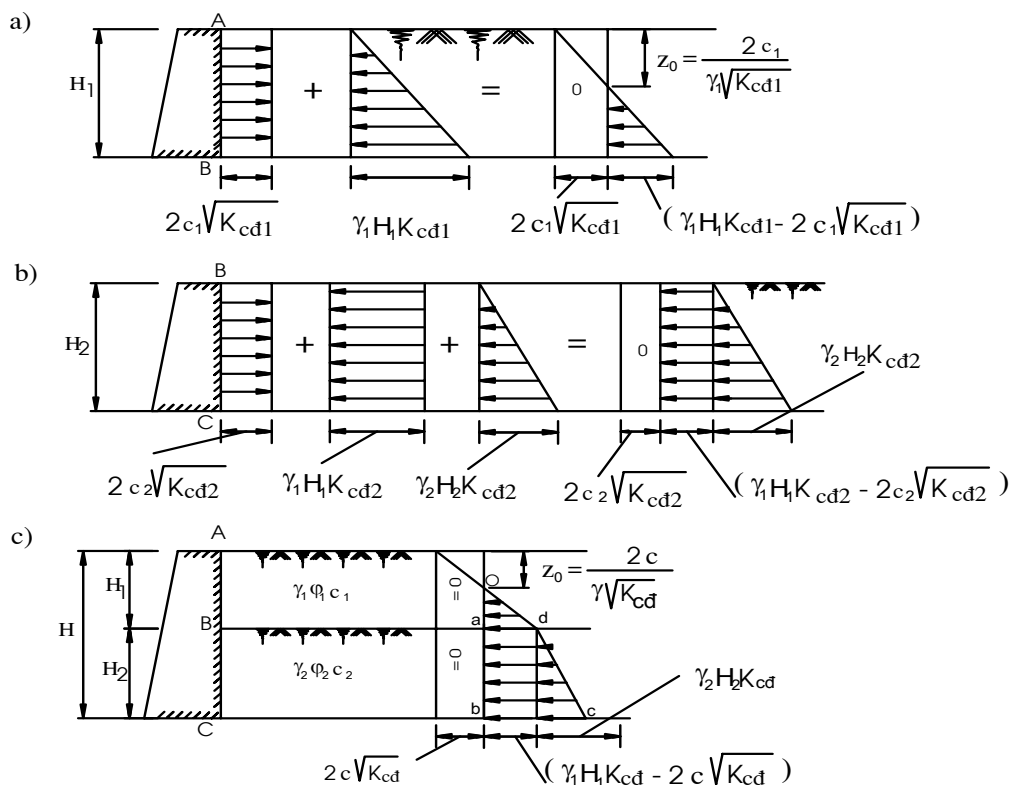
$$P_{cd} = \gamma_2 H_2 K_{cd2} + \gamma_1 H_1 K_{cd2} - 2c_2 \sqrt{K_{cd2}} \quad (V-84)$$

Kết quả biểu đồ cường độ áp lực đất chủ động phân bố trên đoạn BC như hình (V-27.b)

Trong đó:

$$K_{cd1} = \tan^2(45^\circ - \varphi_1 / 2) \quad \text{còn} \quad K_{cd2} = \tan^2(45^\circ - \varphi_2 / 2)$$

Nếu hai lớp đất đó có góc ma sát trong và lực dính bằng nhau ($\varphi_1=\varphi_2=\varphi$) và $c_1=c_2=c$ thì biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất lên toàn bộ chiều cao tường ABC sẽ là diện tích (OabcdO) như trên hình (V-27.c).



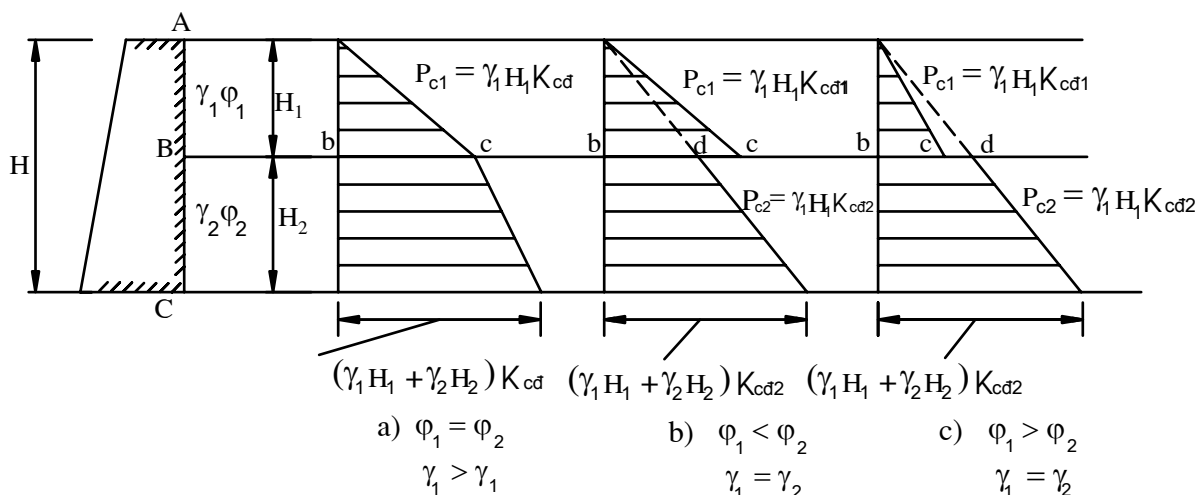
Hình V-27

Hình (V-28) 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 (V-28.a) 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 (V-28.b) do $\varphi_1 < \varphi_2$ 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 $\overline{bd} = \gamma_1 H_1 K_{cd2} < \overline{bc} = \gamma_1 H_1 K_{cd1}$.

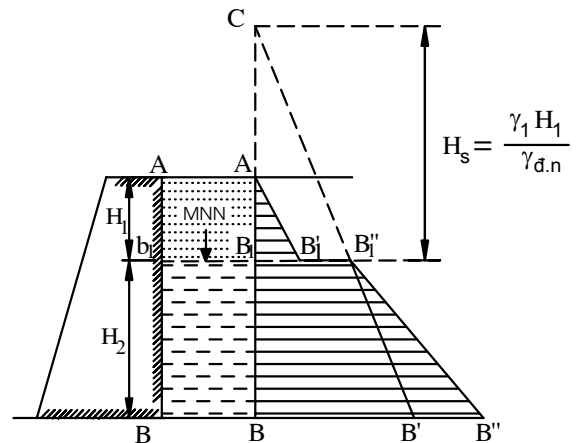
Biểu đồ ở Hình (V-28.c) do $\varphi_1 > \varphi_2$ và $\gamma_1 = \gamma_2$ nên có dạng ngược lại về bước nhảy áp lực đất tại mặt lớp, cụ thể $\overline{bd} = \gamma_1 H_1 K_{cd2} > \overline{bc} = \gamma_1 H_1 K_{cd1}$.



Hình V-28

5.4. Trường hợp đất đắp sau tường có nước ngầm.

Trong thực tế, đối với các công trình cảng, thủy lợi và một số công trình khác, trong đất đắp sau tường thường có nước ngầm. Do đó khi tính toán áp lực đất lên tường chắn chúng ta cũng cần xét đến vai trò ảnh hưởng của nó. Nói chung khi giải quyết bài toán này cũng gặp nhiều khó khăn khi mặt đất đắp sau tường nghiêng ($\alpha \neq 0$). Nhưng sẽ đơn giản cho việc tính toán, khi góc nghiêng α không lớn lắm thường là giả thiết mặt nước ngầm và mặt đất song song với nhau, rồi tiến hành tính toán bình thường như các phương pháp đã trình bày ở trên.



Hình V-29

Do ảnh hưởng của mực nước ngầm trong đất đắp sau tường, nên áp lực đất lên tường cũng khác đi. Trong trường hợp này áp lực đất tác dụng lên tường bao gồm hai thành phần : thành phần áp lực hữu hiệu và thành phần áp lực thủy tĩnh (hình V-29).

Biểu đồ phân bố áp lực đất trên đoạn tường AB_1 không bị ngập nước, vẽ theo phương pháp thông thường và có dạng hình tam giác với cường độ áp lực lớn nhất tại đáy là :

$$P_c = \gamma \cdot K_{cd} \cdot H_1 \quad (V-85)$$

Để tính toán áp lực đất lên đoạn lưng tường $B'B$ bị ngập nước, thì xem lớp đất trên không bị ngập nước, như tải trọng ngoài phân bố đều, liên tục và đổi nó thành một lớp đất tương đương có cùng dung trọng với đất bị ngập nước, chiều dày của lớp đất tương đương đó sẽ là :

$$H_s = \frac{\gamma \cdot H_1}{\gamma_{dn}} \quad (V-86)$$

Trong đó : H_s - chiều dày lớp đất tương đương kể từ mặt nước ngầm

H_1 - chiều dày lớp đất không bị ngập nước

γ, γ_{dn} : dung trọng và dung trọng đẩy nổi của đất đắp sau tường.

Tại đáy B ta có : $P_{C(B)} = \gamma_{dn} (H_2 + H_s) \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) \quad (V-87)$

Biểu đồ phân bố cường độ áp lực của đất lên đoạn H_2 là tam giác CBB' nhưng ta chỉ lấy phần hình thang $B_1BB'B_1''$ ở phía dưới.

- Áp lực thủy tĩnh là : $\sigma_n = \gamma_o \cdot H_2 \quad (V-88)$

Biểu đồ phân bố áp lực thủy tĩnh là tam giác $B_1''B'B''$

Áp lực chủ động của đất tác dụng lên tường chắn bằng tổng diện tích các biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất ($AB_1BB'B_1''B_1''B_1'A$) như Hình (V-29).

Bài tập V-1 : Cho tường chắn thẳng đứng ($\varepsilon=0$) với chiều cao 10m. Đất đắp sau tường là đất rời với các chỉ tiêu cơ lý sau: $\gamma=1,8T/m^3$; $\varphi=30^\circ$, mặt đất sau tường nghiêng một góc $\alpha=12^\circ$.

Yêu cầu xác định áp lực đất chủ động theo phương pháp Coulomb và Rankine?

Giải:

1/. Xác định áp lực đất chủ động theo lý thuyết Coulomb:

- Tính hệ số áp lực đất chủ động: theo bảng (V-2) chọn $\delta = \frac{\varphi}{2} = \frac{30^\circ}{2} = 15^\circ$

$$K_{cd} = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \alpha)}} \right]^2}$$

$$K_{cd} = \frac{\cos^2 30^\circ}{1 \cdot \cos 15^\circ \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 45^\circ \cdot \sin 18^\circ}{\cos 15^\circ \cos(-12^\circ)}} \right]^2} \quad \text{Error! Not a valid link.}$$

$$K_{cd} = \frac{0,866^2}{10,9659 \left[1 + \sqrt{\frac{0,7071 \times 0,309}{0,9659 \times 0,999}} \right]^2} = 0,3565$$

- Tính áp lực chủ động:

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^2 \cdot 0,3565 = 32,085 T / m$$

Điểm đặt của E_c cách chân tường $\frac{H}{3} = \frac{10}{3} m$. Kết quả thể hiện trên Hình (V-30a)

2. Xác định áp lực chủ động theo lý thuyết Rankine.

- Tính hệ số áp lực chủ động theo công thức (V-49) ta có

$$K_{cd} = \frac{\cos 12^\circ - \sqrt{\sin^2 30^\circ - \sin^2 12^\circ}}{\cos 12^\circ + \sqrt{\sin^2 30^\circ - \sin^2 12^\circ}} \cdot \cos 12^\circ = \frac{0,98 - \sqrt{0,25 - 0,04}}{0,98 + \sqrt{0,25 - 0,04}} \cdot 0,98 = 0,35$$

- Tính áp lực chủ động:

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^2 \cdot 0,35 = 31,75 T / m$$

- Điểm đặt của E_c cách chân tường $\frac{H}{3} = \frac{10}{3} m$.

3. Xác định áp lực bị động theo lý thuyết của Rankine

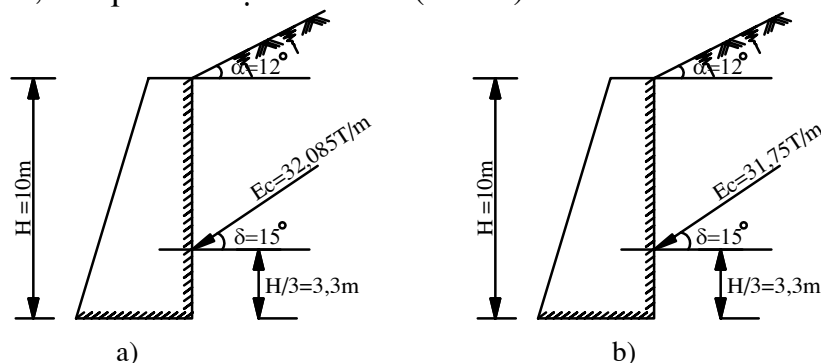
- Tính hệ số áp lực bị động theo công thức (V-52) ta có

$$K_{bd} = \frac{\cos 12^\circ + \sqrt{\sin^2 30^\circ - \sin^2 12^\circ}}{\cos 12^\circ - \sqrt{\sin^2 30^\circ - \sin^2 12^\circ}} \cdot \cos 12^\circ = \frac{0,98 + \sqrt{0,25 - 0,04}}{0,98 - \sqrt{0,25 - 0,04}} \cdot 0,98 = 2,71$$

- Tính áp lực bị động tác dụng lên tường

$$E_b = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{bd} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 100 \cdot 2,71 = 243,9 T / m$$

So sánh kết quả tính toán, ta thấy tính toán từ hai phương pháp nêu trên cho kết quả xấp xỉ nhau, kết quả thể hiện trên hình (V-30b).



Hình V-30

Trường hợp nếu trên bề mặt của khối đất sau tường chịu tác dụng tải trọng thẳng đứng và phân bố đều kín khắp với cường độ $q=2T/m^2$ (Hình V-31) thì ta có thể áp dụng phương pháp của Coulomb để tính như sau:

Theo công thức (V-80) ta có thể tính cường độ áp lực đất tại các điểm trên lưng tường:

- Tại đỉnh tường (A) lúc đó $H=0$

$$P_{cq} = K_{cd} \cdot q \cdot \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)} = 0,3565 \cdot 2 \cdot \frac{1 \cdot \cos 12^\circ}{\cos(-12^\circ)} = 0,6978 T / m^2$$

- Tại chân tường (B) lúc đó $H=10m$

$$P_{cq} = \gamma \cdot H K_{cd} + K_{cd} \cdot q \cdot \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)} = 1,8 \cdot 10 \cdot 0,3565 + 0,6978 = 6,417 + 0,6978 = 7,145 T / m^2$$

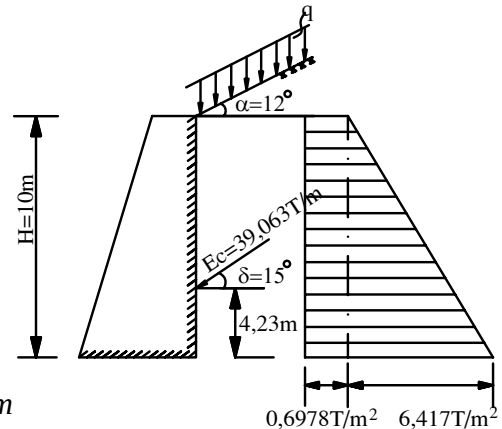
- Tổng áp lực đất chủ động tác dụng lên tường là:

$$E_{cq} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} + K_{cd} \cdot q \cdot H \cdot \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^2 \cdot 0,3565 + 0,6978 \cdot 10 = 39,063 T / m$$

- Điểm đặt của E_{cq} ứng với trọng tâm của biểu đồ cường độ hình thang, nằm cách chân tường một đoạn bằng:

$$\frac{1}{3} H \cdot \frac{P_{cq}(B) + 2 \cdot P_{cq}(A)}{P_{cq}(B) + P_{cq}(A)} = \frac{1}{3} \cdot 10 \cdot \frac{7,145 + 2 \cdot 0,6978}{7,145 + 0,6978} = 4,23 m$$



Hình V-31

Kết quả tính toán được thể hiện trên hình (V-31).

Bài tập: V-2: Cho một tường chắn cao 10m, lưng tường thẳng đứng và trơn nhẵn, đất đắp sau tường là đất dính, mặt đất đắp phẳng và nằm ngang chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng phân bố đều với cường độ $q=2,5T/m^2$. Đất đắp có các chỉ tiêu cơ lý như sau: $\gamma=1,9t/m^3$; $\varphi=18^\circ$; $c=1,2T/m^2$

Yêu cầu: Tính và vẽ biểu đồ áp lực đất chủ động tác dụng lên tường trong trường hợp không có tải trọng và có tải trọng tác dụng trên mặt đất?

Để tính toán trong trường hợp này có thể sử dụng phương pháp Rankine hoặc Coulomb đều được cả.

* Tính cường độ áp lực chủ động khi chưa có tải trọng tác dụng:

Theo công thức (V-81) ta có:

$$P_{cd} = \gamma \cdot z \cdot K_{cd} - 2c \cdot \sqrt{K_{cd}}$$

Tính hệ số áp lực chủ động:

$$K_{cd} = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = \tan^2(45^\circ - \frac{18^\circ}{2}) = (0,7265)^2 = 0,5279$$

Cường độ áp lực đất tại đỉnh tường:

$$P_{cd(A)} = -2c \sqrt{K_{cd}} = -2 \cdot 1,2 \cdot \sqrt{0,5279} = -1,744 T / m^2$$

Cường độ áp lực đất tại chân tường:

$$P_{cd(B)} = \gamma \cdot H \cdot K_{cd} - 2c \cdot \sqrt{K_{cd}}$$

$$= 1,9 \cdot 10 \cdot 0,5279 - 2 \cdot 1,2 \cdot \sqrt{0,5279} = 8,2861 T / m^2$$

Tính z_0 : $z_0 = \frac{2c}{\gamma \cdot \sqrt{K_{cd}}} = \frac{2.1,2}{1,9 \cdot \sqrt{0,5279}} = 1,74m$

Tính áp lực chủ động tác dụng lên tường chắn, theo công thức (V-49) ta có:

$$E_{cd} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{cd} - 2c \cdot H \sqrt{K_{cd}} + \frac{2c^2}{\gamma} = \frac{1}{2} \cdot 1,9 \cdot 10^2 \cdot 0,5279 - 2.1,2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,5279} + \frac{2.1,2^2}{1,9} = 34,2279T / m$$

- Điểm đặt của áp lực chủ động E_{cd} cách chân tường: $\frac{H - z_0}{3} = \frac{10 - 1,74}{3} = 2,75m$

Kết quả được thể hiện trên hình (V-32)

* Khi có tải trọng ngoài tác dụng; cường độ áp lực đất được tính theo công thức (V-81):

$$P_{cdq} = \gamma \cdot z \cdot K_{cd} + q K_{cd} - 2c \sqrt{K_{cd}}$$

- Tính áp lực do ảnh hưởng của tải trọng ngoài:

$$q \cdot K_{cd} = 2,5 \cdot 0,5279 = 1,3197T / m^2$$

- Tính cường độ áp lực đất tại đỉnh tường:

$$P_{cdq(A)} = q \cdot K_{cd} - 2c \cdot \sqrt{K_{cd}} = 2,5 \cdot 0,5279 - 2.1,2 \cdot \sqrt{0,5279} = -0,425T / m^2$$

- Tính cường độ áp lực đất tại chân tường:

Error! Not a valid link.- Tính z_0 : $z_0 = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_{cd}}} - \frac{q}{\gamma} = \frac{2.1,2}{1,9 \sqrt{0,5279}} - \frac{2,5}{1,9} = 0,4243m$

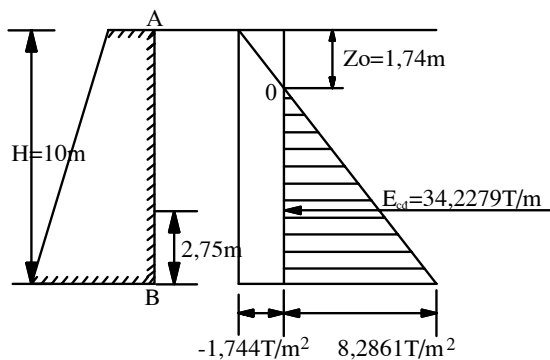
- Tính áp lực đất chủ động:

$$E_{cdq} = dt(\Delta Oab) = \frac{1}{2} (H - z_0) \cdot ab = \frac{1}{2} (10 - 0,4243) \cdot 9,6051 = 45,9877T / m$$

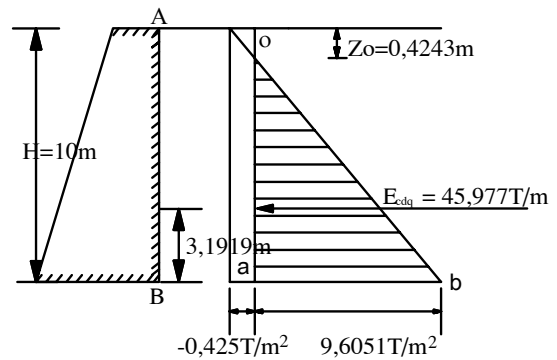
Điểm đặt của áp lực chủ động E_{cdq} cách chân tường một khoảng:

$$\frac{H - z_0}{3} = \frac{10 - 0,4243}{3} = 3,1919m$$

Kết quả tính toán được thể hiện trên hình (V-33).



Hình V-32



Hình V-33

§6. NHẬN XÉT PHẠM VI ÁP DỤNG LÝ THUYẾT ÁP LỰC ĐẤT LÊN

TƯỜNG CHẤN

Từ các kết quả nghiên cứu thực nghiệm về áp lực đất đối với đất rời, cho thấy trong trường hợp cân bằng giới hạn chủ động, mặt trượt theo giả thiết C.A Coulomb không khác nhau mấy so với mặt trượt thực tế, do đó trị số áp lực chủ động theo lý thuyết Coulomb chỉ nhỏ hơn trị số thực tế rất ít. Nói chung khi $\varepsilon = \delta \leq 15^\circ$, thì trị số áp lực đất chủ động theo lý thuyết Coulomb phù hợp với thực tế, đặc biệt khi $\varepsilon = 0$ sự sai khác không đáng kể. Ngược lại theo lý thuyết Coulomb để tính áp lực bị động thì cho kết quả khá 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 gấp đôi, với $\varphi = 40^\circ$ sai khác khoảng 7 lần. Ngoài ra khi góc ma sát ngoài δ càng lớn thì sai khác đó cũng lớn, nhất là khi $\delta \geq \varphi/3$ thì sai khác tăng lên rõ rệt. Vì vậy trong thực tế ít dùng lý thuyết của C.A. Coulomb để xác định áp lực đất bị động. Lý thuyết áp lực đất của C.A. Coulomb có thể áp dụng rộng rãi đối với lưng tường thẳng đứng hoặc nghiêng, mặt tường trơn nhẵn hoặc nhám, mặt đất nằm ngang hoặc nghiêng, nhưng hạn chế đất đắp là đất rời, còn đối với các trường hợp phức tạp như đất đắp là đất dính, đất đắp thành lớp, mặt đất có hình dạng tùy ý, trên mặt đất chịu tải trọng bất kỳ v.v... đều có thể áp dụng lý thuyết áp lực đất của Coulomb bằng các phương pháp đồ giải Culman, Rebhan để xác định áp lực đất chủ động rất có hiệu quả.

Lý thuyết áp lực đất của W.J.W. Rankine xuất phát từ sự phân tích trạng thái giới hạn tại một điểm trong khối đất với giả thiết ứng suất phân bố trên mặt tiếp xúc giữa đất và tường trong trường hợp có tường và không có tường như nhau, nghĩa là bỏ qua ma sát giữa đất và tường. Từ sự phân tích đó Rankine đã xác lập được các công thức tính toán áp lực tĩnh của đất lên tường và các công thức xác định giá trị áp lực đất lên tường với tất cả mọi trạng thái của đất trong đó có áp lực chủ động và bị động (1857). Lý thuyết này không xét đến ma sát giữa đất và tường là một tồn tại lớn, dẫn đến sai khác và hạn chế phạm vi ứng dụng lý thuyết của Rankine. Mặc dù vậy, đứng trên quan điểm phát triển, lý thuyết áp lực đất của Rankine vẫn rất có giá trị.

Lý thuyết áp lực đất của V.V. Xôcôlovski cũng xuất phát từ sự phân tích trạng thái giới hạn tại một điểm trong khối đất nhưng có xét đến ảnh hưởng của ma sát giữa đất đắp và lưng tường, chính yếu tố này làm cho sự phân bố ứng suất trong khối đất thay đổi, trong nền đất có thể xuất hiện nhiều vùng khác nhau với những điều kiện cân bằng giới hạn khác nhau. Phương pháp tính toán này đòi hỏi khối lượng tính toán lớn, nên dẫn đến việc áp dụng trong thực tế đối với phương pháp này bị hạn chế, thông thường nếu áp dụng trong trường hợp đặc biệt ($\alpha = 0, \varepsilon = 0, \delta = 0$) thì các kết quả của Xôcôlovski, Rankine và Coulomb gần như trùng hợp nhau.

§7. MỘT SỐ VẤN ĐỀ CẦN CHÚ Ý KHI TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẤN.

7.1. Việc chọn các chỉ tiêu cơ lý của đất đắp :

Những chỉ tiêu cơ lý của đất đắp xác định được ở trong phòng thí nghiệm, hoặc ở hiện trường dùng để đánh giá tính chất công trình của đất đắp, các tính chất này quyết định điều kiện xây dựng công trình, kết cấu, giá thành, tuổi thọ và tính an toàn của công trình nói chung, ảnh hưởng trực tiếp đến kết quả tính toán áp lực đất lên tường chắn nói riêng. Vì vậy khi thí nghiệm xác định các chỉ tiêu đó (φ, C, γ) cần phải chế bị mẫu đất sao cho có trạng thái - "tương tự" với trạng thái làm việc của đất đắp sau tường, đồng thời phải coi việc lựa chọn đúng đắn những giá trị tiêu biểu nhất của các đặc trưng đó dùng trong các công thức tính toán áp lực, ổn định của công trình là một vấn đề cơ bản không thể thiếu được trong nghiên cứu địa chất công trình.

Những đặc trưng tính chất địa chất công trình xác định được từ những mẫu đất có kích thước không lớn lấy từ các hố thăm dò hoặc chế bị ở trong phòng thí nghiệm, thường không tiêu biểu được cho toàn bộ khối đất hoặc tầng đất đá đang nghiên cứu, vì những giá trị của chúng thường rất phân tán ngay cả khi khối đất hoặc tầng đất được coi là đồng nhất. Nguyên nhân của sự phân tán này có thể do tính chất không đồng nhất của khối đất hay tầng đất, do sự phá hoại cục bộ kết cấu tự nhiên và độ ẩm khi lấy mẫu, bảo quản và chuyên chở, do sai số khi xác định chúng trong phòng thí nghiệm không kể đến sự không chính xác của thiết bị thí nghiệm hoặc của việc ghi chép v.v.....

Vì những lý do kể trên mà trong việc xử lý và chọn các đặc trưng cơ lý của đất để phục vụ cho việc tính toán cần phải thận trọng trong khâu lựa chọn này.

Mặt khác cũng cần chú ý rằng giá trị và phương tác dụng của áp lực đất dính (chủ động và bị động) đều phụ thuộc vào trị số góc ma sát giữa đất đắp với tường δ (góc ma sát ngoài của đất đắp) và lực dính đơn vị tác dụng lên mặt lưng tường. Góc ma sát giữa đất đắp với tường và lực dính đơn vị tác dụng lên mặt lưng tường phụ thuộc vào nhiều yếu tố như loại và trạng thái của đất đắp, vật liệu làm tường, độ nhám và hình dạng mặt lưng tường và điều kiện địa chất thủy văn trong đất đắp, v.v... Hiện nay chưa có cách xét chính xác ảnh hưởng của các yếu tố đó tới giá trị góc ma sát ngoài và lực dính đơn vị giữa lưng tường và đất đắp mà trong thực tế chúng thường được chọn theo kinh nghiệm.

Đối với góc ma sát ngoài (δ), nói chung hiện nay các tác giả nghiên cứu về nó đều cho rằng giá trị của nó không thể lớn hơn góc ma sát trong (φ) của đất.

Theo T.C.X.D. 57 - 73 : đối với đất rời, nói chung lấy giá trị $\delta = \varphi / 2$, nếu có căn cứ chắc chắn, có thể chọn giá trị δ như sau : Trường hợp tường có lưng nhám nhiều (lưng tường bậc thang), có thể lấy $\delta = \varphi$; trường hợp đất đắp là cát hạt nhỏ bão hòa nước và khi trên mặt đất đắp có tải trọng động tác dụng hoặc trường hợp lưng tường chắn được phun hoặc trát bitum làm lớp phủ cách nước, có thể lấy $\delta = 0$.

Trường hợp đất đắp là đất dính : tiêu chuẩn đề nghị lấy $\delta < \varphi / 2$ và trong những trường hợp riêng lấy $\delta = 0$.

Đối với việc chọn giá trị lực dính đơn vị giữa đất đắp với tường. Theo I.P.Prokofev cho rằng khi có lực dính đơn vị thì góc giữa phương áp lực đất với pháp tuyến lưng tường sẽ lớn hơn góc ma sát giữa đất với tường δ , từ đó tác giả đề nghị rằng, trên thực tế có thể lấy góc nghiêng giữa phương áp lực đất với pháp tuyến lưng tường bằng góc ma sát trong của đất. Vậy có thể xem quan niệm này là một cách xét gián tiếp ảnh hưởng của lực dính đơn vị tại mặt lưng tường đối với áp lực đất lên tường chắn.

Theo K.Terzaghi : quan niệm rằng cường độ chống trượt giữa đất với tường (τ) có thể giả thiết tuân theo định luật C.A.Coulomb do đó công thức của τ có dạng sau :

$$\tau = p.tg\delta + c_2 \quad (V-89)$$

Trong đó : δ - góc ma sát giữa đất và lưng tường

c_2 - lực dính đơn vị giữa đất và tường.

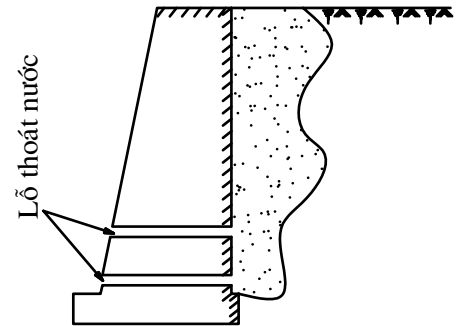
Giả thiết này có ý nghĩa thực tiễn ở chỗ nhờ đó có thể xác định được δ và c_2 bằng thí nghiệm một cách đơn giản, tuy nhiên điều đó không phải bao giờ cũng có thể chấp nhận được.

Nói tóm lại, lực dính đơn vị giữa đất đắp và tường có thể xem như bằng không trong trường hợp mặt lưng tường tương đối nhẵn và đất đắp ngập trong nước hoặc có thể đạt đến giá trị bằng lực dính đơn vị của đất đắp khi mặt lưng tường rất nhám. Dùng đất dính để đắp sau tường chắn sẽ kém hiệu quả do đất dính có góc ma sát trong bé, hơn nữa lực dính của đất sẽ giảm đi khi bị ngâm nước, vì vậy trong thiết kế đôi khi bỏ qua không xét đến lực dính

7.2. Ảnh hưởng của sự nở đất và áp lực thủy động :

Khi tường chắn đất, chắn giữ khối đất sau tường là khối đất dính, thì khi gặp nước khối đất này sẽ có hiện tượng trương nở, và do đó làm tăng áp lực đất lên tường. Hiện tượng này hiện nay chưa có phương pháp tính toán nào đề cập đến, nhưng trên thực tế ảnh hưởng của sự nở đất đối với áp lực đất lên tường thường được xét đến qua hệ số an toàn.

Đối với một số công trình thủy lợi, thường gặp trường hợp nước thoát ra từ đất sau tường, do đó có thể phát sinh áp lực thủy động, làm ảnh hưởng đến trạng thái ứng suất của đất đắp sau tường. Trong trường hợp này, thực tế thường được bố trí vật thoát nước ở lưng tường Hình (V-34) để giảm áp lực đó, nên trong tính toán thường không xét đến ảnh hưởng đó.



Hình V-34

7.3. Biện pháp làm giảm áp lực đất lên tường :

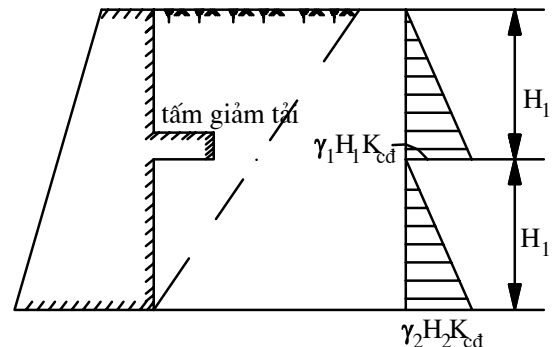
Mục đích của việc làm giảm áp lực đất lên tường là để giảm kích thước tiết diện tường và cuối cùng là để hạ giá thành công trình. Tuy nhiên, chỉ trong những trường hợp nhất định với những biện pháp thích hợp, thì việc giảm áp lực đất lên tường mới đem lại được hiệu quả mong muốn.

Để giảm áp lực đất lên tường, thường dùng biện pháp chọn loại đất đắp thích hợp hoặc thay đổi hình dáng tiết diện tường.

Nếu đất đắp có trọng lượng đơn vị nhỏ, góc ma sát trong và lực dính lớn thì áp lực đất lên tường sẽ nhỏ. Nhưng trong thực tế khó chọn được loại vật liệu lý tưởng như vậy, mà thường dùng các loại đất tại nơi xây dựng. Khi đắp đất sau tường, nếu đầm nén tốt, cũng có thể làm giảm áp lực chủ động lên tường. Nói chung, nếu không có yêu cầu phòng thấm thì có thể dùng vật liệu hạt to như cát, sỏi, đá khối, v.v... đắp sau tường. Nhưng đối với tường chắn của các công trình thủy lợi thường không cho phép thấm trong khối đất đắp, mặt khác nhiều khi phải tận dụng các vật liệu tại chỗ, nên cũng thường dùng đất dính đắp sau tường. Trong trường hợp này, khi tính toán áp lực đất chủ động, phải kể đến ảnh hưởng của lực dính, nhưng cần thận trọng trong việc chọn trị số lực dính tính toán, mặt khác cần phải chú ý tới ảnh hưởng của tính nở của đất tới áp lực đất tác dụng lên tường.

Thay đổi hình dạng tiết diện tường cũng là một biện pháp phổ biến để làm giảm áp lực đất lên tường. Hình (V-35) trình bày loại kết cấu tường thường gặp trong thực tế.

Trường hợp tường có chiều cao lớn, để giảm áp lực của đất một cách tốt nhất ở



Hình V-35

phía sau tường, tại chiều sâu nào đó cần làm một tấm giảm tải (Hình V-35). Tấm giảm tải này chia tường thành hai đoạn, đất đắp ở dưới tấm giảm tải gây ra áp lực chủ động ở đoạn H_2 . Nếu tấm giảm tải vươn ra đủ lớn thì hiệu quả làm giảm áp lực lên tường ở đoạn H_2 càng lớn, vì lúc đó đất đắp trên tấm giảm tải coi như không gây ảnh hưởng đối với lưng tường H_2 .

CHƯƠNG VI: CÁC THÍ NGHIỆM ĐẤT HIỆN TRƯỜNG

Để tính toán và thiết kế nền móng các công trình xây dựng, cầu đường, thủy lợi, ta cần phải biết các chỉ tiêu tính chất cơ-lý của đất nền. Các chỉ tiêu này thường được xác định trong phòng thí nghiệm đối với các mẫu đất lấy được từ các lỗ khoan ở hiện trường. Phần lớn các chỉ tiêu cơ-lý của đất phải được xác định trên các mẫu đất còn nguyên dạng, nhưng với cách thí nghiệm ở trong phòng thường thực hiện với các mẫu đất có kích thước nhỏ, mẫu đất có thể bị mất tính chất nguyên dạng do quá trình lấy mẫu, vận chuyển, bảo quản và thí nghiệm gây tác động không tốt đến mẫu đất thí nghiệm. Ngoài ra trong nhiều trường hợp không thể lấy được các mẫu đất nguyên dạng từ các loại đất rời và các loại đất sét yếu ở trạng thái nhão. Do đó ta bắt buộc phải tiến hành thí nghiệm hiện trường trên đất tự nhiên. Từ các số đo của thí nghiệm hiện trường ta có thể suy ra được các đặc trưng tính chất của đất theo tương quan thực nghiệm đã được thiết lập.

Việc khoan và lấy mẫu đất về làm thí nghiệm thường tốn kém nhiều nên số lượng lỗ khoan và số lượng mẫu lấy về thí nghiệm thường bị hạn chế, do đó sẽ làm giảm mức độ tin cậy, tiêu biểu đại diện cho vùng đất rộng lớn cần khảo sát. Ngược lại thí nghiệm hiện trường đơn giản, nhanh chóng, rẻ tiền hơn, do đó có thể làm với mật độ dày hơn và liên tục trong một cột đất của lỗ khoan. Vì vậy, sự có mặt của số liệu thí nghiệm hiện trường làm cho tài liệu khảo sát nền đất có độ tin cậy cao hơn rất nhiều và giúp cho chúng ta tìm được những giải pháp nền móng hợp lý, tiết kiệm, đồng thời tránh được những sự cố do không nắm chắc được tình hình của nền đất.

Nhược điểm của thí nghiệm hiện trường là chưa tạo ra được một trạng thái cơ học đơn giản, rõ ràng. Do đó các đại lượng đo được thường là các chỉ tiêu mang tính quy ước, chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố và khó đưa vào trực tiếp với sơ đồ tính toán lý thuyết.

6.1 Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT).

Đây là phương pháp thí nghiệm xác định sức kháng xuyên của đất tại đáy hố khoan khi xuyên ống mẫu (kích thước tiêu chuẩn) bằng cách đóng búa theo tiêu chuẩn và lấy mẫu phá huỷ để làm các thí nghiệm phân loại đất. Tên SPT là tên gọi tắt theo tiếng Anh: Standard Penetration Testing. Chính từ việc lấy mẫu đất bằng cách đóng ngập một ống thép vào trong đất mà Terzaghi đã đề xuất thí nghiệm SPT từ năm 1927. Ngày nay các nước Châu Âu ít dùng, nhưng các nước Bắc Mỹ vẫn dùng rộng rãi SPT.

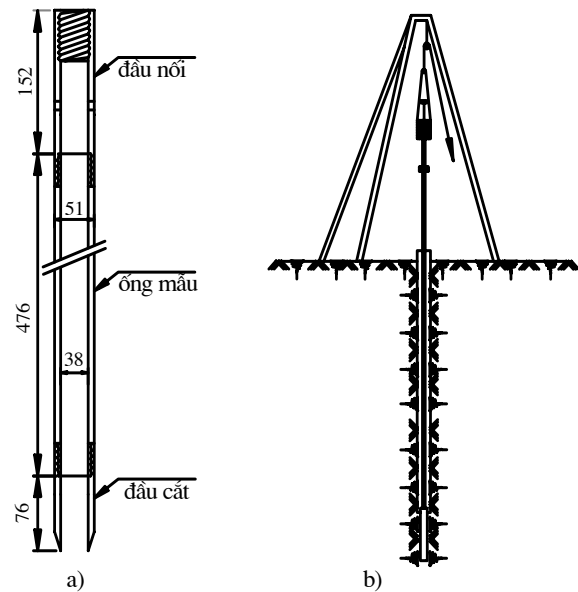
6.1.1. Nguyên lý thí nghiệm:

Nguyên lý cơ bản của thí nghiệm này là sử dụng lực rơi tự do của búa nặng 63,5kg từ độ cao là 760mm xuống đầu xuyên. Số lần búa rơi (N) đủ để ống mẫu xuyên được vào trong đất một chiều sâu 300mm (sau khi nó đã cắm xuống đất nhờ trọng lực và bộ đóng) được coi là lực kháng xuyên (N).

6.1.2. Thiết bị và cách thí nghiệm:

Ống lấy mẫu tiêu chuẩn (để thí nghiệm SPT) là ống thép rỗng gồm hai nửa vỏ trụ được lắp ghép lại nhờ vòng cắt và bộ chuyển tiếp dùng để nối ống lấy mẫu, với đường kính ngoài $D=51\text{mm}$ và đường kính trong $d=38\text{mm}$ (Hình VI-1a)

Để thí nghiệm trước hết phải khoan tạo lỗ đến tận chiều sâu thí nghiệm, thiết bị khoan phải đảm bảo khoan và làm sạch đáy hố khoan trước khi hạ ống mẫu xuống và phải đảm bảo là thí nghiệm xuyên được thực hiện trong đất tương đối nguyên trạng. Tiếp theo lắp ống mẫu vào cần và hạ bộ ống lấy mẫu xuống đáy hố khoan (Hình VI-1b), rồi dùng búa nện nhẹ cho ống mẫu cắm vào đất khoảng 150mm. Đóng búa thí nghiệm rơi ở độ cao tiêu chuẩn, đếm số nhát đập N_1 để ống mẫu ngập vào đất 150mm; làm tiếp lần thứ hai đếm số nhát đập N_2 để ống mẫu ngập vào đất 150mm tiếp theo. Lấy trị số $N=N_1+N_2$ là số nhát đập để ống mẫu ngập vào đất 300mm. Sau khi thí nghiệm rút ống lấy mẫu lên, bỏ đôi và thu lấy mẫu đất đem về thí nghiệm trong phòng. Thông thường cứ khoảng 1,5m chiều sâu thí nghiệm một lần.



Hình VI-1

6.1.3. Hiệu chỉnh số đọc.

Lực kháng xuyên (N) phụ thuộc vào năng lượng hữu ích của búa và chiều sâu của điểm thí nghiệm, do đó sau khi thí nghiệm xong cần phải hiệu chỉnh số đọc khi thí nghiệm.

Năng lượng toàn phần do búa rơi là: $E=63,5\text{kg} \times 0,76\text{m} \approx 48,3\text{kg.m}$.

Tuy vậy, năng lượng E này không hoàn toàn chuyển tới ống lấy mẫu, mà nó còn mất mát năng lượng xảy ra ở các phần sau:

- Mất mát năng lượng do ma sát giữa búa rơi với trục dẫn hướng, ma sát giữa dây kéo với ròng rọc.
- Mất mát năng lượng do người thí nghiệm khi thả dây để búa rơi, người thí nghiệm không thả tự do mà vẫn hơi nín dây lại.
- Mất mát năng lượng do ma sát giữa đất và lỗ khoan với cần xuyên.

Bảng (VI-1) trình bày năng lượng hiệu quả trung bình thống kê ở một số nước để tham khảo. Ở các nước đang phát triển, thiết bị SPT phổ biến là loại nhả, sử dụng dây kéo trên ròng rọc. Với loại này. Ở các nước tiên tiến, năng lượng hiệu quả chọn là 45÷65%. Ở Việt Nam, chúng ta chưa có thống kê nhưng để an toàn, có thể tạm lấy năng lượng hữu ích từ khoảng 35÷55%. Do đó ta cần phải chuẩn hoá (N)

về một giá trị có cùng hiệu quả, ở các nước tiên tiến, người ta coi 60% là năng lượng hữu ích trung bình. Do đó thường quy đổi N về N_{60} (60% về năng lượng hữu ích).

Bảng VI-1: Năng lượng hiệu quả (%) của một số thiết bị SPT.

Loại SPT	Loại nhẫn (Donut)		Loại an toàn (Safety)	
	Dây+ròng rọc	Tự động	Dây+ròng rọc	Tự động
Bắc Mỹ	45	-	70 ÷ 80	80 ÷ 100
Nhật	67	78	-	-
Anh	-	-	50	60

Ngoài ra, nếu cùng một loại đất, với $N_{60} = 10$ tại chiều sâu 1m, thì tại độ sâu 30m, N_{60} có thể lên tới 20. Điều đó nói lên tại độ sâu 30m, áp lực ngang lớn hơn rất nhiều so với tại độ sâu 1m, cho nên cần phải đập nhiều nhất đập hơn.

Như vậy, ta cần hiệu chỉnh với hai hệ số sau:

$$N'_{60} = N_{60} \cdot C_N = N \cdot C_E \cdot C_N \quad (\text{VI-1})$$

Trong đó: C_E - hệ số hiệu quả được tính $C_E = \frac{E_h}{60}$;

E_h - Năng lượng hiệu quả có thực của thiết bị ;

60 - Năng lượng hiệu quả tiêu chuẩn (60%).

Ở nước ta, có thể lấy $C_E = 0,5 \div 0,8$

C_N - hệ số độ sâu, hệ số này được nhiều tác giả kiến nghị lấy như sau:

$$\text{Liao và Whitman (1986): } C_N = (0,9576 / \sigma'_{vo})^{0,5} \quad (\text{VI-2})$$

$$\text{Peck (1974)} \quad : C_N = 0,77 \cdot \log(20 / 1,05 / \sigma'_{vo}) \quad (\text{VI-3})$$

$$\text{Skempton (1986)} \quad : C_N = \frac{2}{(1 + \sigma'_{vo})} \quad (\text{VI-4})$$

Ở đây σ'_{vo} - ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng do bản thân đất gây ra, bar ($\approx \text{kG/cm}^2$).

Với độ sâu nhỏ hơn 2m thì nên dùng phương trình (VI-3) hoặc (VI-4).

6.1.4. Tương quan giữa các chỉ tiêu cơ lý của đất và kết quả SPT.

6.1.4.1. Đánh giá trạng thái của đất dựa vào kết quả SPT.

- Đối với đất rời: Terzaghi và Peck(1967) đầu tiên đưa ra tương quan giữa N (chưa hiệu chỉnh) với độ chặt tương đối D như bảng (VI-2)

- Đối với đất dính: Szechy và Varga (1978) đã đưa ra tương quan giữa độ sệt B và N_{60} theo bảng (VI-3), tuy nhiên độ tin cậy của bảng này không cao, vì các đất có độ nhạy cảm khác nhau sẽ có tương quan khác nhau.

Bảng VI-2: Độ chặt tương đối D

N	0÷4	4÷10	10÷30	30÷50	>50
D(%)	0÷15	15÷35	35÷65	65÷85	85÷100
Trạng thái	rất rời	rời	chặt rời	chặt	rất chặt

Bảng VI-3: Trạng thái của đất dính

N_{60}	<2	2÷8	5÷15	15÷30	>30
B	>0,5	0,25÷0,5	0÷0,25	-0,5÷0	<-0,5
Trạng thái	mềm	Đẻo cứng	nửa cứng	Cứng	rất rắn

6.1.4.2. Đánh giá sức kháng cắt của đất dựa theo kết quả SPT.

- Đối với đất rời: Bảng (VI-4) cho mối tương quan giữa ϕ và N Peck, Hanson, và Thornburn đã đưa ra mối tương quan giữa ϕ và N'_{60} (đã hiệu chỉnh độ sâu) theo phương trình sau:

$$\phi \approx 54 - 27,6034e^{-0,014N'_{60}} \quad (\text{VI-5})$$

Còn Schmertmann đưa ra mối tương quan theo phương trình sau:

$$\phi \approx \arctg \left[N_{60} / (12,2 + 20,3 \cdot \sigma'_{vo}) \right]^{0,34} \quad (\text{VI-6})$$

Cách tính theo Schmertmann được cho là có độ tin cậy cao, nhưng không nên dùng với các độ sâu nhỏ hơn 2m.

- Đối với đất dính: Các tương quan sức chống cắt không thoát nước (S_u) và SPT thường có độ tin cậy thấp. Trong đó có hai tương quan phổ biến nhất là:

$$\text{Terzaghi và Peck (1967): } S_u = 0,06 N_{60}, \text{ bar} \quad (\text{VI-7})$$

$$\text{Hara (1974) : } S_u = 0,29 \cdot N_{60}^{0,72}, \text{ bar} \quad (\text{VI-8})$$

Bảng VI-4: Tương quan N và ϕ

N	0÷4	4÷10	10÷30	30÷50	>50
Theo Peck và cộng sự	<28	28÷30	30÷36	36÷41	>41
Theo Meyerhof	<30	30÷35	35÷40	40÷45	>45
Trạng thái	rất rời	rời	chặt rời	chặt	rất chặt

6.1.5. 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 thực hiện được ở độ sâu đủ lớn. Trị số N là một thông tin tốt để kiểm chứng các kết quả thí nghiệm trong phòng. Tuy vậy, theo các chuyên gia Châu Âu cho rằng những tương quan SPT chẳng những không tin cậy đối với đất dính mà ngay cả với đất rời. Thí nghiệm này là một trong những thí nghiệm kém chính xác nhất đối với các thí nghiệm hiện trường.

6.2. Thí nghiệm xuyên tĩnh.

6.2.1. Nguyên lý thí nghiệm.

Thí nghiệm xuyên tĩnh hay còn gọi là thí nghiệm xuyên côn (CPT-Cone Penetration Test). Thí nghiệm này nhằm xác định tại chỗ sức kháng của đất khi nén liên tục với tốc độ nhỏ và không đổi bộ cần nén có gắn liền một mũi xuyên hình côn ở dưới, đồng thời đo liên tục hoặc tại các độ sâu nhất định sức kháng xuyên của đất ứng với mũi xuyên. Ký hiệu là q_c và nếu yêu cầu thì cả sức kháng của đất với bề mặt măng xông (áo ma sát) thành bên của xuyên (f_s) và áp lực của nước lỗ rỗng xung quanh côn và măng xông (u).

6.2.2. Thành phần của thiết bị xuyên:

Các bộ phận chủ yếu của máy xuyên là đầu xuyên, măng xông, cần xuyên, thiết bị đo độ nghiêng, cơ cấu gia lực và đo lực, giá đỡ, hệ neo.

Đầu xuyên hình nón góc ở đỉnh 60° , đầu làm bằng vật liệu cứng, có tiết diện ngang từ $5 \div 20 \text{ cm}^2$. Loại phổ biến thường dùng có đường kính đáy là 35,7mm (diện tích đáy là 10 cm^2) phần trên hình trụ dài 5mm (Hình VI-2).

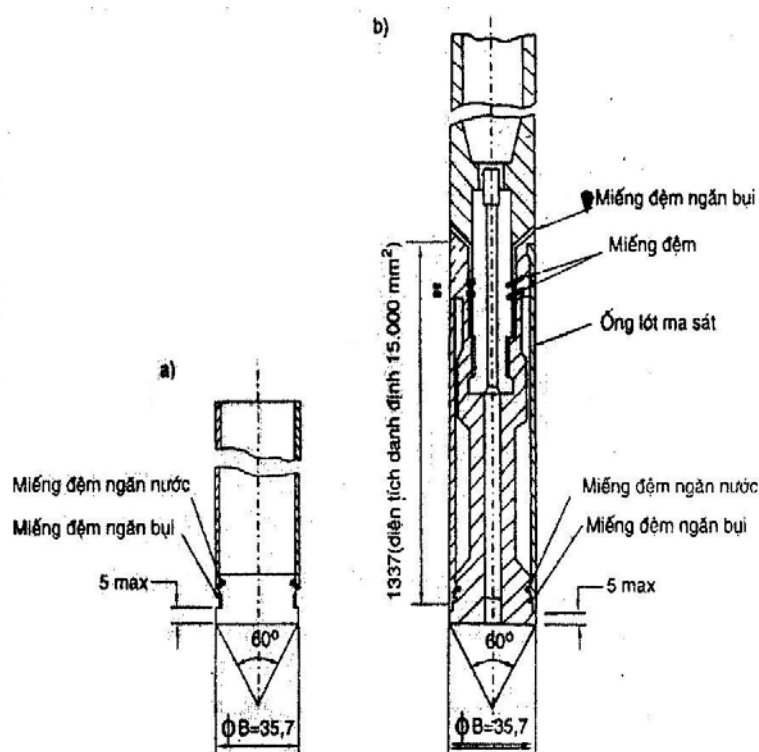
Măng xông (đặt phía trên mũi dùng để đo sức kháng bên) là một ống hình trụ độc lập có đường kính là d_s và phải thỏa mãn $d_c < d_s < d_c + 0,35 \text{ mm}$, măng xông có chiều dài là 132,6mm và có diện tích xung quanh là $A_F = 150 \pm 0,03 \text{ cm}^2$.

Các thiết bị để đo sức kháng đầu mũi và sức kháng bên sẽ được lắp đặt sao cho độ lệch tâm có thể có của thiết bị này không ảnh hưởng đến việc đo giữa sức kháng mũi và sức kháng bên.

Bộ đo áp lực nước lỗ rỗng có thể đo được áp lực nước lỗ rỗng ở trên mũi côn và măng xông. Thiết bị có thể đo được áp lực nước lỗ rỗng với độ chính xác là $\pm 5\%$ cho tới cột nước $\pm 0,2 \text{ m}$ và được bảo vệ tránh các hạt đất chui vào bởi một lưới thấm làm bằng vật liệu chống bào mòn.

Cần xuyên là các ống thép rỗng từng đoạn dài $1 \text{ m} \div 1,5 \text{ m}$ nối với nhau bằng ren. Đường kính ngoài của cần xuyên phải có kích thước sao cho chúng không ảnh hưởng tới việc đo tại mũi xuyên, thông thường đường kính ngoài là $36 \pm 1 \text{ mm}$, đường kính rỗng của cần xuyên là 16mm. Đối với xuyên côn bằng cơ học thì trong lòng cần ngoài còn có “cần trong”. Còn đối với xuyên côn bằng điện thì trong lòng cần ngoài là lõi cáp để truyền kết quả bằng điện. Với xuyên côn bằng điện thì sức kháng mũi (q_c) và sức kháng bên (f_s) được đo bằng điện và truyền vào máy tính.

Cơ cấu gia lực thường dùng là máy nén, máy nén phải được thiết kế sao cho; phản lực tạo ra không được ảnh hưởng đến sức kháng xuyên, máy phải có khả năng nén liên tục được một đoạn ít nhất là 1mét, tốc độ khi xuyên được khống chế ở $20 \pm 5 \text{ mm/giây}$ và sau đó giữ tốc độ không đổi trong suốt quá trình xuyên.



Hình VI-2: Mẫu các mũi xuyên có và không có áo ma sát

a) Không có áo ma sát

b) Có áo ma sát

6.2.3. Trình tự tiến hành xuyên:

Nguyên tắc chính cần tuân thủ ở đây là thí nghiệm phải liên tục và việc đo sức kháng xuyên phải được tiến hành trong khi các bộ phận của mũi xuyên cùng đồng thời chuyển động xuống với tốc độ xuyên tiêu chuẩn. Đối với thí nghiệm xuyên cơ học (MCPT), cứ 20cm thì ta đọc kết quả một lần. Mũi xuyên và măng xông được đẩy độc lập với nhau, cho phép tách biệt lực đo trên mũi và lực đo trên măng xông. Còn trong thí nghiệm xuyên côn đo điện (ECPT), khoảng cách giữa các số đọc tùy thuộc vào sự yêu cầu của người thực hiện, (thông thường là 5cm). Sức kháng mũi q_c , sức kháng bên f_s và áp lực nước lỗ rỗng (u) được đo riêng biệt qua những transducer (bộ chuyển tín hiệu) riêng biệt.

Trước mỗi lần thí nghiệm cần phải kiểm tra thiết bị lại để thay thế ngay các chi tiết hỏng, trước mỗi lần thí nghiệm phải đảm bảo rằng bộ lọc và các khoảng trống khác của hệ thống đo áp lực nước lỗ rỗng đã bảo hoà nước.

Trong quá trình thí nghiệm cần đảm bảo cân truyền lực luôn luôn xuyên thẳng đứng trong suốt quá trình thí nghiệm. Muốn vậy cần phải kiểm tra đầu cân truyền lực ngay sau khi nối thêm cân mới. Nếu độ nghiêng vượt quá 2% thì phải ngừng ngay thí nghiệm và phải làm lại thí nghiệm cách hố vừa bỏ ít nhất là 1m.

Phải thực hiện thí nghiệm xuyên tròn vẹn liên tục cho tới hết độ sâu yêu cầu.

6.2.4. Tính toán và biểu diễn kết quả:

6.2.4.1. Tính toán kết quả thí nghiệm:

Đối với thiết bị xuyên côn cơ học (MCPT), sức kháng xuyên của đất được tính như sau:

Sức kháng đầu mũi xuyên là:

$$q_c = G \cdot \frac{\text{Tiết diện ngang xi lanh áp lực } (A_G)}{\text{Tiết diện ngang mũi xuyên } (A_C)} \quad (\text{VI-9})$$

Trong đó: G - áp lực đo được trên đồng hồ đo (KPa);

A_G - thông thường bằng 20cm^2 ;

và A_C - thông thường bằng 10cm^2 .

Sức kháng ma sát (bên) đơn vị là:

$$f_s = \Delta G \times \frac{\text{Tiết diện ngang xi lanh áp lực } (A_G)}{\text{Diện tích xung quanh măng xông } (A_F)} \quad (\text{VI-10})$$

Trong đó: ΔG - chênh lệch áp lực đo được trên đồng hồ đo giữa sức kháng ma sát và sức kháng đầu mũi xuyên (KPa).

$A_G = 20\text{cm}^2$ và $A_F = 150\text{cm}^2$.

Do măng xông nằm cao hơn mũi xuyên 20cm , nên ΔG cũng như f_s phải tính toán lệch nhau 20cm như ví dụ dưới đây:

H(m)	G(bar)	G + ΔG	ΔG	q_c (bar)	f_s (bar)
0,2	3		27-23=4		0,53
0,4	23	27	41-38=3	46	0,40
0,6	38	41	13-8=5	76	0,67
0,8	8	13		16	

6.2.4.2. Hiệu chỉnh kết quả và biểu diễn kết quả:

- Hiệu chỉnh kết quả sức kháng mũi khi có đo áp lực nước lỗ rỗng (CPTU). Áp lực mà transducer đo được ở mũi là q_c , trong CPTU đây không phải áp lực thực tác dụng lên mũi côn là q_T có liên hệ sau:

$$q_T \cdot A_T = q_c \cdot A_T + U_T \cdot A_{sb}$$

$$\text{Hay } q_T = q_c + U_T \cdot \frac{A_T - A_N}{A_T} = q_c + U_T (1 - a) \quad (\text{VI-11})$$

Trong đó: q_T - sức kháng mũi hiệu chỉnh ;

A_T - Tiết diện ngang mũi côn (10cm^2);

A_{sb} - Tiết diện ngang vòng đá thấm: $A_{sb} = A_T - A_N$;

A_N - Tiết diện ngang mũi côn phía trong vòng đá thấm;

$a = A_N/A_T$ thông thường $a = 0,8 \div 0,82$;

U_T - là áp lực nước lỗ rỗng đo tại vòng đá thấm ngay phía sau cổ côn.

Từ kết quả hiệu chỉnh số đo ta có thể biểu diễn kết quả đo thông qua các chỉ tiêu sau:

- Tỷ số sức kháng $R_f = \frac{f_s}{q_T} 100\%$ (VI-12)

- Sức kháng mũi chuẩn hoá $q_{cn} = \frac{q_T}{\sqrt{\sigma'_{vo}}}$ (q_c, σ'_{vo} đo bằng bar) (VI-13)

- $\frac{1}{\sqrt{\sigma'_{vo}}}$ được viết là C_q gọi là hệ số hiệu chỉnh độ sâu .

- Sức kháng mũi chuẩn hoá (mới - Robertson 1990) :

$$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad (\text{VI-14})$$

- Tỷ số sức kháng chuẩn hoá : $F = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{vo}} \cdot 100\%$ (VI-15)

- áp lực nước lỗ rỗng chuẩn hoá :

$$B_q = \frac{U_T - U_0}{q_T - \sigma_{vo}} \quad (\text{VI-16})$$

Trong đó: - U_0 áp lực nước địa tĩnh;

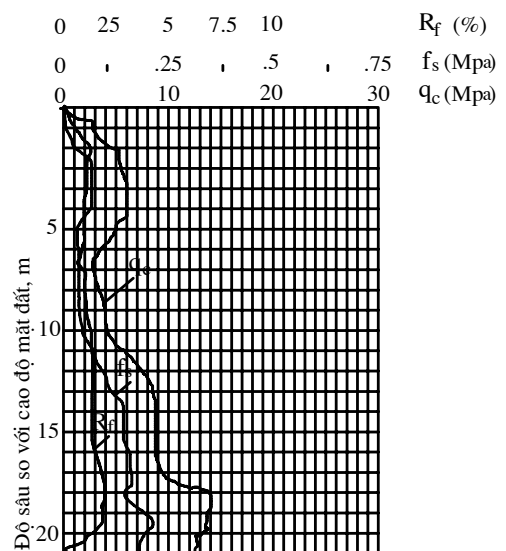
- $\sigma_{vo}(\sigma_0)$ ứng suất tổng do bản thân đất gây ra ;

- $\sigma'_{vo}(\sigma'_0)$ ứng suất hữu hiệu do bản thân đất gây ra: $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} - U_0$.

Các kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh được trình bày trên đồ thị thể hiện sức kháng mũi q_c , sức kháng mặt bên f_s , tỷ số sức kháng R_f (đã được chuẩn hoá) biến đổi theo chiều sâu (Hình VI-3).

6.2.5. Tương quan giữa các chỉ tiêu cơ lý của đất và CPT.

Sức kháng mũi q_c và sức kháng bên f_s



Hình VI-3: Biểu đồ thể hiện kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh

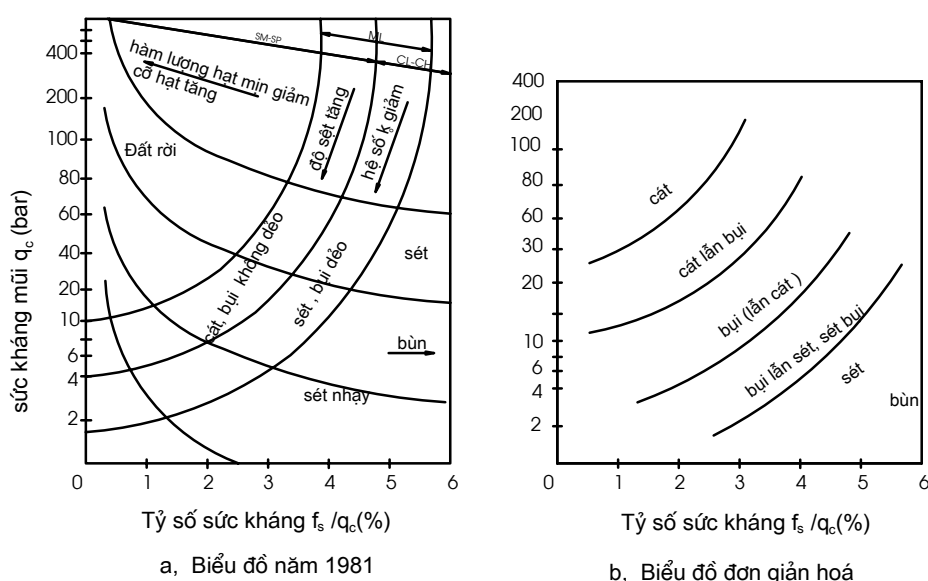
tuy là những đặc trưng quy ước (không gắn liền với một trạng thái ứng suất biến dạng đơn giản của đất) nhưng theo kinh nghiệm cho thấy nó là những đặc trưng tương đối ổn định của đất.

Do 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 như sau:

6.2.5.1. Phân loại đất dựa vào kết quả CPT:

Việc phân loại đất tại hiện trường dựa vào kết quả CPT đã được nhiều nước dùng từ vài chục năm gần đây. Nhưng ở Việt Nam việc phân loại đất hiện trường theo thí nghiệm CPT lại chưa được sử dụng nhiều.

Đã có nhiều tác giả khác nhau đề xuất nhiều đồ thị phân loại đất khác nhau, đồ thị đưa ra sau càng chính xác và càng chặt chẽ hơn so với đồ thị trước. Sau đây chỉ giới thiệu một trong số đồ thị chính xác và thông dụng cho đến năm 1986, các biểu đồ này vẫn đưa vào sức kháng chưa chuẩn hoá (Hình VI-4).



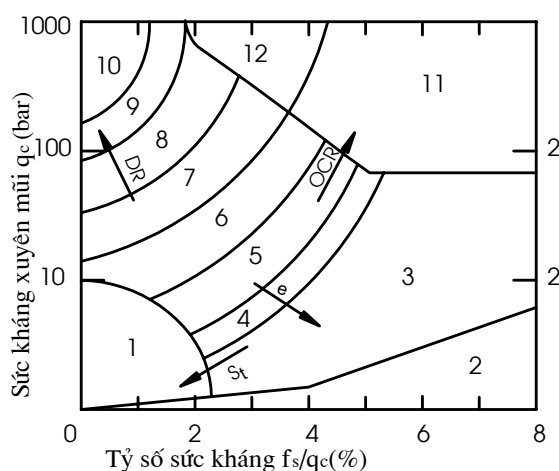
Hình VI-4: Phân loại đất theo Douglas và Olsen (1981-1984).

Sau đó còn nhiều tác giả khác cải tiến biểu đồ phân loại đất theo số đọc đã chuẩn hoá, tuy nhiên biểu đồ theo Robertson (1986, 1991) ở hình (VI-5a,b) là thông dụng nhất, với chú ý ở độ sâu nhỏ hơn 2m nên dùng biểu đồ hình (VI- 5.a) để phân loại đất (Phân loại đất theo Robertson -1991).

- Các vùng trên biểu đồ (VI-5.a):

- 1) Đất hạt mịn nhảy cảm
- 2) Hữu cơ, bùn
- 3) Sét
- 4) Sét tới bụi sét
- 5) Bụi sét tới sét bụi
- 6) Sét bụi tới cát bụi
- 7) Cát bụi tới bụi cát
- 8) Bụi cát tới cát
- 9) Cát
- 10) Cát tới sỏi cát
- 11) Đất hạt mịn rất cứng
- 12) Cát, á cát rất cứng

- Các vùng trên biểu đồ VI-5.b



Hình VI-5.a

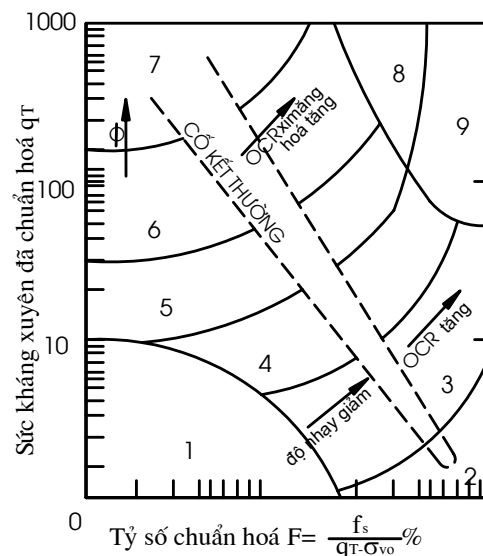
- 1) Đất hạt mịn nhạy cảm
- 2) Hữu cơ bùn
- 3) Sét lẫn ít bụi
- 4) Bùn lẫn sét, sét nhiều bụi
- 5) Cát lẫn bụi
- 6) Cát
- 7) Cát tới sỏi cát
- 8) Cát, á cát rất cứng
- 9) Đất hạt mịn rất cứng

6.2.5.2. Đánh giá trạng thái của đất dựa vào kết quả CPT.

Quan hệ đưa ra sớm nhất giữa q_c và độ chặt tương đối của đất cát (D) được Meyerhof đưa ra vào khoảng 1956 như ở bảng (VI-5). Sau đó nhiều tác giả khác bổ sung, hoàn thiện, quan hệ được chính xác hơn như trên hình (VI-6) và (VI-7).

Bảng VI-5: Trạng thái của cát theo Meyerhof.

q_c (bar $\approx$ kg/cm ²)	Độ chặt	D
0 - 20	rất rời	< 20%
20 - 40	rời	20 - 40%
40 - 120	chặt vừa	40- 60%
120 - 200	chặt	60 - 80%
> 200	rất chặt	> 80%



Hình VI-5.b

Quan hệ ở hình (VI-7) do Jamiolkowsky (1985) được dùng phổ biến hơn, theo tác giả:

$$\text{Nếu } q_c \text{ và } \sigma'_{vo} \text{ đo bằng bar thì } D \approx 68[\log(q_{cn}) - 1] \quad (\text{VI-17})$$

$$\text{Nếu } q_c \text{ và } \sigma'_{vo} \text{ đo bằng T/m}^2 \text{ thì } D \approx 66 \left[\log \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{vo}}} \right) - 98 \right] \quad (\text{VI-18})$$

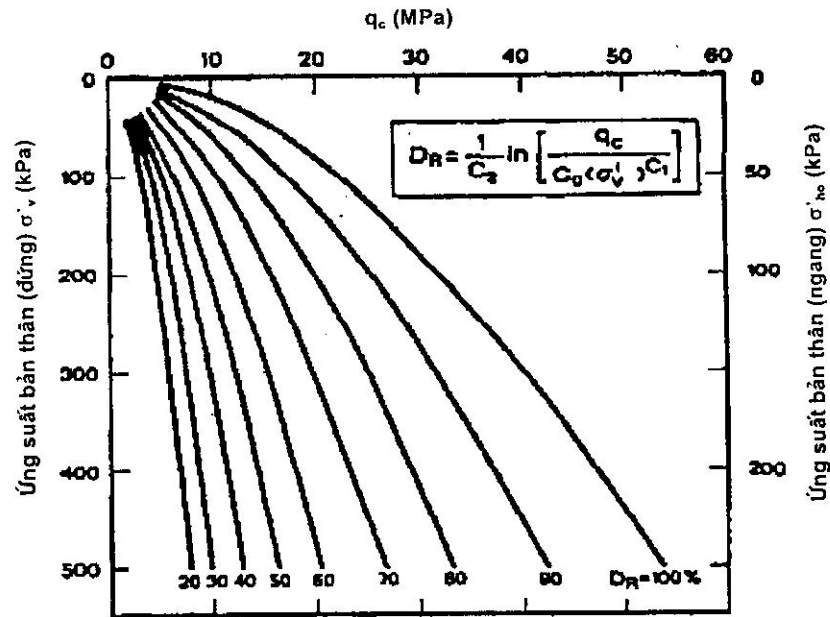
Về trạng thái của đất dính, quan hệ giữa q_c và độ sét B được Szechy và Varga đưa ra năm 1978 như bảng (VI-6).

Từ bảng (VI-6), có thể lập phương trình xấp xỉ như sau:

$$B = (-0,06.q_c^3 + 6,36.q_c^2 - 357.q_c)10^{-4} + 0,66 \quad (\text{VI-19})$$

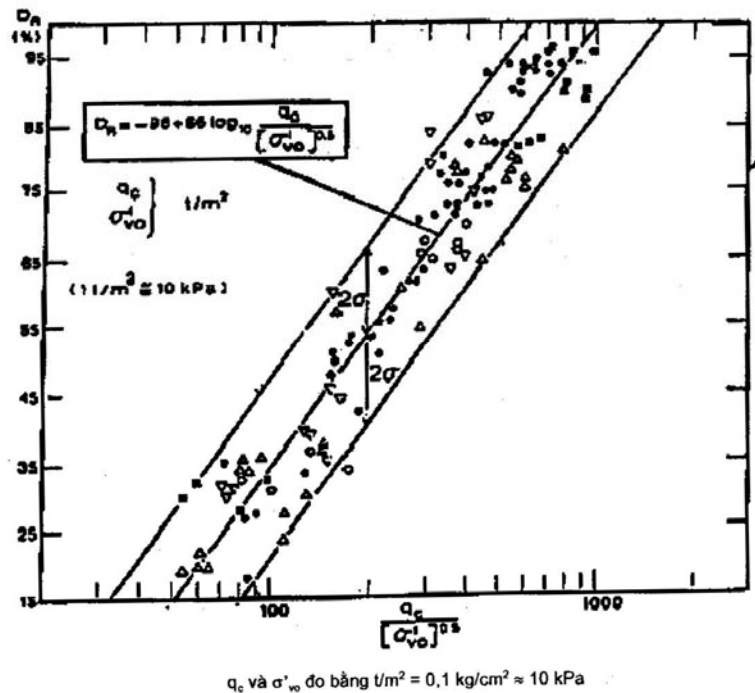
Bảng VI-6: Trạng thái của đất dính

q_c (CPT)	B	Trạng thái
< 5	> 0,5	mềm
5 - 15	0,25 ÷ 0,5	đẻo cứng
15 - 30	0 ÷ 0,5	nửa cứng
30 - 60	-0,5 ÷ 0	cứng
> 60	< -0,5	rất rắn



$$C_0 = 157; \quad C_1 = 0,55; \quad C_2 = 2,41; \quad R = 0,98$$

Hình VI-6 : Độ chặt tương đối D của cát Ticino cổ kết bình thường (Giả sử $K_0=0,45$)
(Robertson và Campanella, 1983; Baldi và cộng sự - 1986)



Hình VI-7: D của đất cổ kết bình thường (Jamolkowsky và cộng sự 1995).

6.2.5.3. Đánh giá sức kháng cắt của đất dựa vào kết quả CPT.

6.2.5.3.1. Đánh giá sức kháng cắt của đất cát dựa vào kết quả CPT.

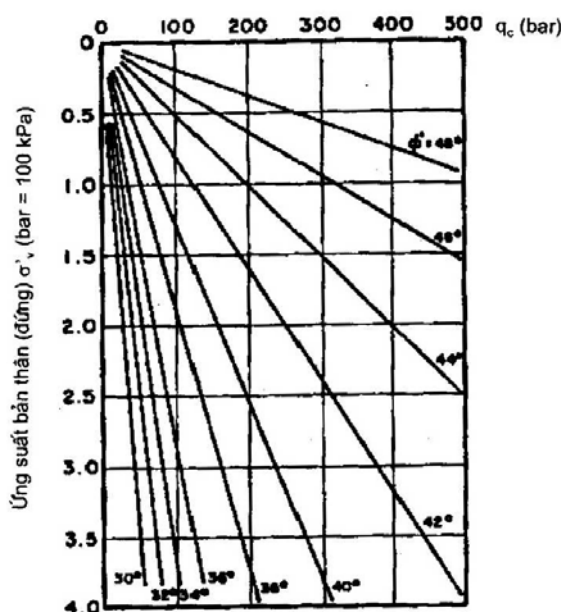
Meyerhof (1956) đề xuất cách ước tính góc ma sát trong của đất dựa trên bảng (VI-7), tương đương với phương trình:

$$\varphi = 10^{-5} \cdot q_c - 0,0038 q_c^2 + 0,4458 \cdot q_c + 22,5 \quad (\text{VI-20})$$

Bảng VI-7: Bảng ước tính φ của Meyerhof (1956).

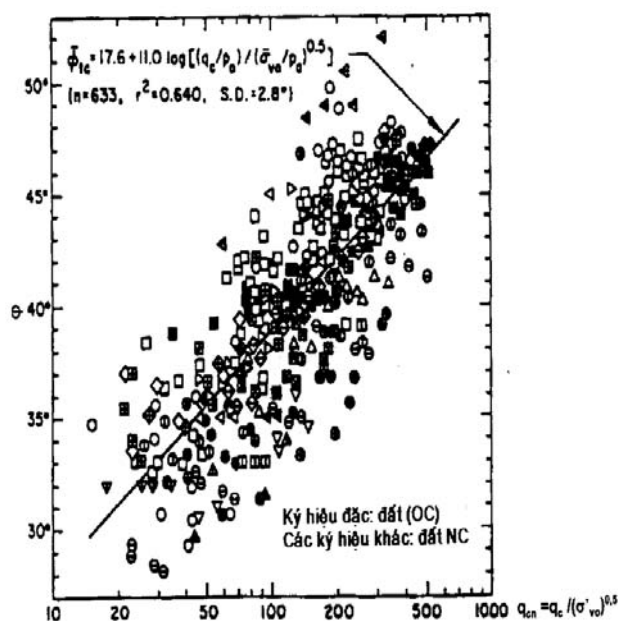
q_c (bar)	< 20	20 ÷ 40	40 ÷ 120	120 ÷ 200	> 200
trạng thái	rất rời	rời	chặt vừa	chặt	rất chặt
φ	< 30	30 ÷ 35	35 ÷ 40	40 ÷ 45	> 45

Tuy nhiên bảng này chỉ còn phù hợp với độ sâu nhỏ hơn 2 hoặc 3m. Với độ sâu lớn hơn cần phải sử dụng những đồ thị quan hệ chính xác hơn như ở hình (VI-8) và (VI-9).



Hình VI-8: Quan hệ giữa sức kháng mũi và góc ma sát trong.

(Robertson, Campanella 1983)



Hình VI-9: Quan hệ giữa sức kháng mũi chuẩn hoá và góc ma sát trong.

(Kulhawy, Mayne 1990)

Quan hệ ở hình (VI-8) được đề xuất bởi Robertson and Campanella (1983) là:

$$\varphi \approx \arctg \left[0,1 + 0,38 \cdot \log \left(q_c / \sigma'_{v0} \right) \right] \quad (\text{VI-21})$$

Trên hình (VI-9) biểu diễn quan hệ φ và q_{cn} được tập hợp từ nhiều nguồn số liệu bởi Kulhawy và Mayne (1990) là:

$$\varphi \approx 17,6 + 11 \cdot \log q_{cn} \quad (\text{VI-22})$$

6.2.5.3.2. Đánh giá sức kháng cắt của đất sét dựa vào kết quả CPT.

Sức kháng cắt của đất sét (S_u) thường được ước tính qua thí nghiệm CPT qua biểu thức :

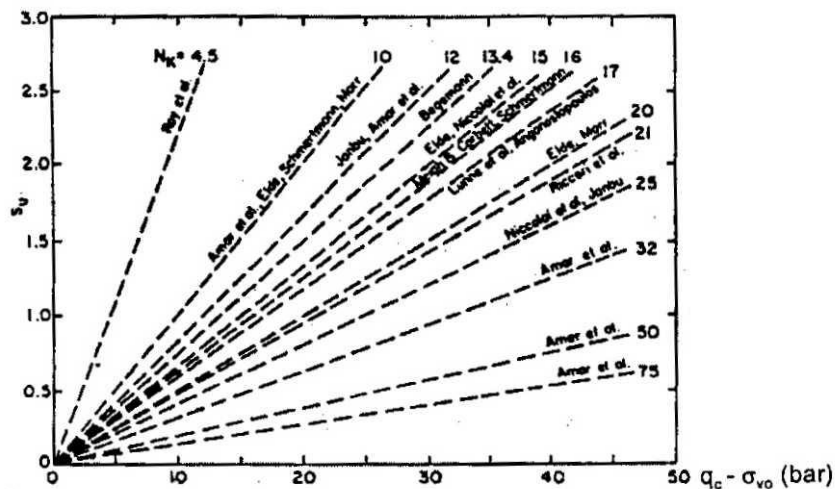
$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (q_c \text{ và } \sigma_{v0} \text{ đo bằng bar}) \quad (\text{VI-23})$$

N_k thay đổi rất nhiều, phụ thuộc vào loại côn và loại đất (Hình VI-10).

Konrad và Law, sau đó là Keaveny và Mitchell cho rằng, N_k có thể ước tính như sau:

$$N_k = 2,57 + 1,33 \cdot [\ln(G / S_u) + 1] \quad (\text{VI-24})$$

Trong phương trình (VI-24), G là môđun cắt của đất, còn S_u được tính lập theo (VI-23) với giả thiết ban đầu $N_k=11$ với MCPT và $N_k=15$ với ECPT.



Hình VI-10: Các giá trị của N_k

6.2.6. Đánh giá và nhận xét:

- Trong khi các thí nghiệm khác chỉ đọc được các kết quả ở các khoảng cách lớn từ 1÷3m, đối với thí nghiệm CPT cho các kết quả liên tục (5÷20cm) và chi tiết.
- Thí nghiệm CPT không cho mẫu đất để làm thí nghiệm trong phòng, nhưng CPT cho ta một cột đất liên tục khá chính xác. Hơn nữa, các thấu kính đất (yếu hoặc tốt) đều được phát hiện ở mũi xuyên liên tục và tỷ mỉ.
- Là một thí nghiệm có thể ước tính được nhiều nhất các chỉ tiêu cơ lý cũng như ứng dụng trực tiếp vào thiết kế nền móng (từ quan hệ thực nghiệm).

Các số đo từ CPT là sức kháng (q_c và f_s) được ứng dụng trong các ước tính sức chịu tải của cọc hoặc móng nông, trong ước tính chỉ tiêu kháng cắt (φ và S_u) có độ tin cậy khá cao. Các ứng dụng khác như ước tính độ lún, trạng thái ứng suất có độ tin cậy thấp hơn.

Cũng nên lưu ý rằng, các quan hệ thực nghiệm thường dựa trên đất tương đối đồng nhất (cát hoặc sét). Vì vậy cần thận trọng khi sử dụng CPT để ước tính các chỉ tiêu cho những đất pha tạp (cát pha, sét pha) hoặc đất phong hoá khác thường.

6.3. Thí nghiệm nén ngang trong lỗ khoan (PMT).

Thí nghiệm PMT (Pressure Meter Test) bắt đầu chính thức ra đời qua luận văn Thạc Sĩ của Louis Menard (1957). Với các luận chứng đầy đủ cho phương pháp nghiên cứu tính biến dạng của đất đá trong lỗ khoan.

PMT là thí nghiệm hiện trường có nhiều đời khác nhau. Có loại kiểm soát áp lực, có loại kiểm soát thể tích, có loại kiểm soát cả áp lực và kiểm soát thể tích.v.v...

6.3.1. Nguyên lý thí nghiệm:

Thực hiện thí nghiệm bằng cách đưa vào trong lỗ khoan tạo trước hoặc dùng cơ chế vừa ấn vừa khoan, một ống thăm (Buồng) hình trụ (Hình VI-11) giãn nở

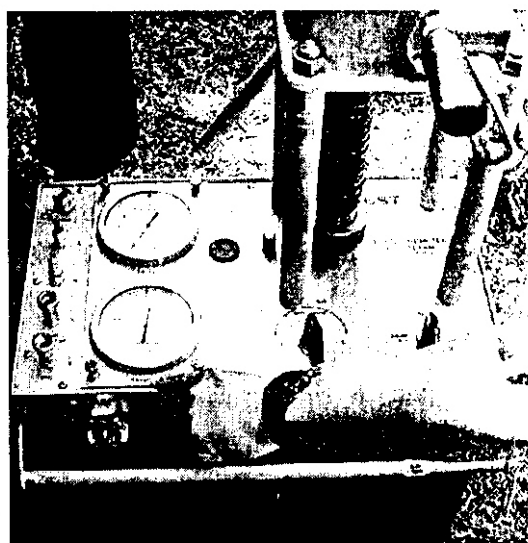
được. Khi bơm nước hoặc khí vào ống thăm thì vỏ các lá thép xếp vòng quanh ống thăm (PMT) giãn nở ra và làm cho đất xung quanh lỗ khoan bị nén ngang, tiến hành đo áp lực P tác dụng lên đất xung quanh ống thăm đồng thời đo được thể tích của nước hoặc khí bơm vào, từ đó ta biết được biến dạng của đất ở vị trí thí nghiệm.

6.3.2. Các thành phần của thiết bị:

Thiết bị thí nghiệm PMT có nhiều loại khác nhau, sau đây chỉ giới thiệu tóm tắt các thành phần của thiết bị TEXAM: Thiết bị này bao gồm thiết bị khoan lỗ, thiết bị gọt tủa lỗ khoan, hộp điều khiển (VI-12) bao gồm pittông, đồng hồ, tay quay và buồng PMT (Hình VI-11).



Hình VI-11: Buồng PMT
(đang giãn nở)



Hình VI-12: TEXAM

6.3.3. Chuẩn bị thiết bị.

6.3.3.1. Làm bão hoà hộp điều khiển:

Để biết được lượng dung dịch bơm vào, thì hộp điều khiển cần phải được bão hoà hoàn toàn, quá trình bão hoà thực hiện theo các bước sau:

- 1) - Chỉnh đồng hồ số 6 và số 7 về 0.
- 2) - Dây ngấn (màu trắng): một đầu cắm vào cổng 4 và 5, đầu kia cắm vào bình nước (bình ngoài).
- 3) - Chỉnh van 8 về “Fill” van 9 về “Test”.
- 4) - Đẩy pittông (quay tay quay nhỏ để ép khí ra ngoài), đến khi đồng hồ chỉ 1732cm^3 .
- 5) - Kéo pittông (hút) ở chế độ 45 vòng/phút đến khi đồng hồ về 0cm^3 để hút nước từ bình nước vào.
- 6) - Nghiêng hộp điều khiển khoảng 15° . Đẩy pittông để đẩy những bong bóng khí ra ngoài, đến khi đồng hồ chỉ 192cm^3 .
- 7) - Để hộp điều khiển thẳng lại, lập lại bước (5) để hút nước. Sau đó đợi 30 giây.

6.3.3.2. *Làm bão hoà đồng hồ đo áp lực*: Các bước thực hiện như sau:

- 1) - Dây đen cắm vào cổng 1.
- 2) - Chỉnh van 8 về “chạy với đồng hồ 6”. Đẩy pittông đến khi đồng hồ chỉ 96cm^3 , đảm bảo để không thấy bong bóng ra khỏi đầu dây đen.
- 3) - Tháo dây đen.
- 4) - Chỉnh van 9 về “đồng hồ 6”. Đẩy pittông đến khi đồng hồ chỉ 192cm^3 .
- 5) Chỉnh van 8 và 9 về “đồng hồ 7”. Đẩy pittông đến khi đồng hồ chỉ 288cm^3 .
- 6) - Chỉnh van 8 về “chạy với đồng hồ 3”, van 9 về “chạy”. Cắm dây đen vào cổng 3. Đẩy pittông đến khi đồng hồ chỉ 380cm^3 .
- 7) - Chỉnh van 8 về “Fill”. Kéo (hút) pittông quay lại 0cm^3 , chờ 1 phút.
- 8) - Lập lại bước (6) và (7) ở phần 6.3.3.1. để ép bong bóng khí ra.

6.3.3.3. *Làm bão hoà buồng PMT*.

Quá trình bão hoà buồng PMT được thực hiện theo các bước sau đây:

- 1) - Nối buồng PMT với ống (cáp) dẫn nước, đặt buồng hơi nghiêng đứng. Nối dây Telecan với cổng 1.
- 2) - Chỉnh van 8 về “chạy với đồng hồ 6”, van 9 về “chạy”. Đẩy pittông ép nước vào buồng PMT đến khi chỉ có nước (không bọt) đi vào buồng.
- 3) - Tháo dây Telecan khỏi cổng 1.
- 4) - Van 8 ở “Fill”. Kéo pittông để hút nước vào cho tới khi đồng hồ chỉ về 0cm^3 . Chờ một phút.
- 5) - Kiểm tra chế độ bão hoà.
- 6) - Tháo dây trắng ra khỏi cổng 4 và 5.

6.3.3.4. *Kiểm tra độ bão hoà*.

Sự bão hoà của hộp điều khiển và buồng PMT được kiểm tra như sau :

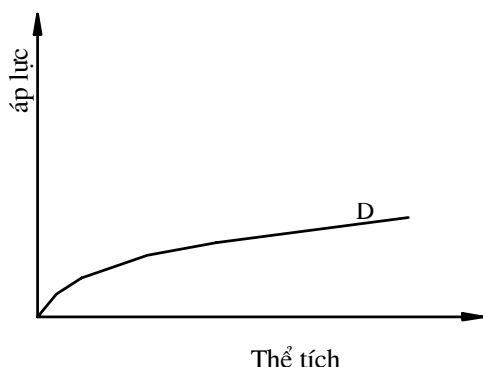
- 1) - Chỉnh van 8 về “chạy với đồng hồ 6” van 9 về “chạy”.
- 2) - Quay tay quay lớn đến áp lực 2500Kpa . Đồng hồ thể tích chỉ $\leq 18\text{cm}^3$ thì bão hoà là tốt.
- 3) - Chuyển van 8 về “đồng hồ 7”. Quay tiếp lên 10.000Kpa . Sau 2 phút, áp lực trên “đồng hồ 7” vẫn phải lớn hơn 9500Kpa .
- 4) - Giảm áp lực về 2500Kpa .
- 5) - Chỉnh lại van 8 về “chạy với đồng hồ 6”.
- 6) - Giảm áp lực về không.

6.3.4. *Chuẩn hoá thiết bị (loại buồng 70mm)*

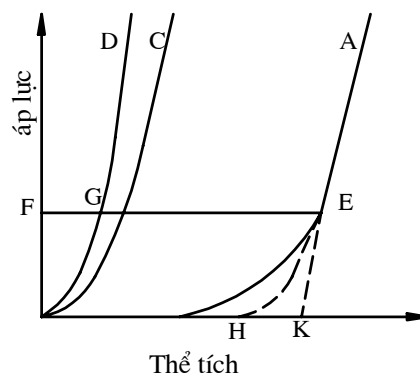
Đặt buồng PMT thẳng đứng trong không khí, mục đích để đo áp lực cần thiết kháng lại độ cứng của bản thân buồng PMT. Sau đó thao tác tiếp theo các bước sau:

- 1) - Van 8 ở “chạy với đồng hồ 6”, van 9 ở “chạy”.

- 2) - Bơm 1200cm^3 với tốc độ 1 vòng/2 giây. Chờ 30 giây, sau đó ghi lại áp lực mỗi khi thể tích tăng 60cm^3
- 3) - Giảm áp lực về không và vẽ đường cong D theo hình (VI-13).



Hình VI-13: Đường hiệu chỉnh áp lực



Hình VI-14: Đường hiệu chỉnh thể tích

6.3.5. Hiệu chỉnh thể tích (loại buồng 70mm).

Đặt buồng PMT trong một ống thép dày (đường kính ống thép hơi lớn hơn đường kính buồng). Mục đích để đo sự mất mát thể tích do sự giãn nở của hộp điều khiển, dây dẫn nước và buồng PMT.

- (1) - Van 8 ở “chạy với đồng hồ 6”, van 9 ở “chạy”. Đọc số đọc đồng hồ thể tích khi áp lực là 0 Kpa.
- (2) - Bơm đến 500 Kpa. Chờ 30 giây rồi ghi lại thể tích mỗi khi áp lực tăng 50Kpa. Lấp tay quay lớn. Bơm tiếp đến 2500Kpa, chờ 30 giây rồi ghi lại thể tích mỗi khi áp lực tăng 50 Kpa.
- (3) - Giảm áp lực về không. vẽ đường cong A ở hình (VI-14).
- (4) - Chuyển đường A về đường C.

6.3.6. Tiến hành thí nghiệm (loại buồng 70mm).

(1) - Khoan hố, cắt tủa hố và hạ buồng PMT xuống hố. Việc khoan hố và cắt tủa hố phải làm rất cẩn thận, vì chất lượng vách hố khoan ảnh hưởng rất lớn đến độ tin cậy của kết quả thí nghiệm. Khi tạo lỗ đã phát hiện các lớp đất trong nền và phân bố cho mỗi lớp đất một số thí nghiệm, các điểm thí nghiệm phải cách nhau khoảng 80cm (do buồng PMT thường có chiều dài khoảng $60\div 80\text{cm}$).

- (2) - Van 8 ở “chạy với đồng hồ 6”, van 9 ở “chạy”.
- (3) - Đối với “kiểm soát thể tích” thì bơm 1200cm^3 , mỗi cấp 60cm^3 , tốc độ quay 12 vòng/phút. Chờ 30 giây ghi lại áp lực.
- Đối với “kiểm soát áp lực” trước hết phải ước đoán áp lực giới hạn P_L . Bơm 10 cấp, mỗi cấp $0,1P_L$, ghi lại thể tích để duy trì cấp áp lực đó tại thời điểm 30 giây và 60 giây.
- (4) - Nếu có dỡ tải, ta giảm áp từ từ và ghi lại số liệu như bước (3).

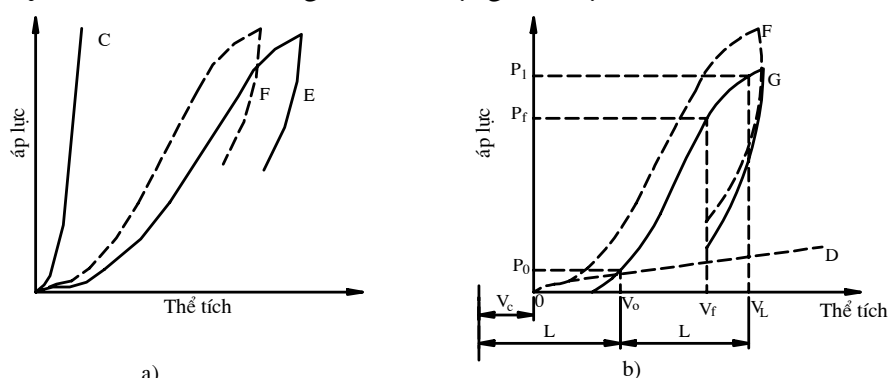
6.3.7. Chuẩn hoá số đọc:

- (1) - Cộng áp lực ghi được ở 6.3.6 với chiều cao cột nước áp (từ bình nước đến mặt đất).

- (2) - Vẽ đường cong E như hình (VI-15a)
- (3) - Thể tích hiệu chỉnh bằng thể tích đo được ở phần 6.3.6 trừ đi thể tích ở đường cong C (tính ở 6.3.6). Vẽ lại được đường cong F (hình VI-15.a).
- (4) - áp lực hiệu chỉnh bằng áp lực tính ở bước 1) trừ đi áp lực đường cong D (6.3.4) vẽ lại được đường cong G (hình VI-15.b)
- 5) - P_{0M} gọi là áp lực “đầu” tại điểm bắt đầu đoạn tuyến tính.
- 6) - P_f là áp lực từ biến, tại điểm kết thúc đoạn tuyến tính .
- 7) - P_L là áp lực tối hạn, tương ứng với thể tích V_L mà $V_L - V_0 = V_0 + V_c (= L$ trên hình VI-15.b).

V_0 - là thể tích đầu xác định ở bước (5)

V_c - thể tích của buồng PMT ở trạng thái tự nhiên .



Hình VI-15: Hiệu chỉnh đường quan hệ áp lực - thể tích

6.3.8. Tương quan giữa các chỉ tiêu cơ lý của đất và kết quả PMT.

6.3.8.1. Dự báo môđun biến dạng của đất dựa vào kết quả PMT.

Từ đoạn tuyến tính trên đường cong PMT ta có:

$$E_{PMT} \approx 2,66 \left[V_c + \frac{V_0 + V_f}{2} \right] \frac{P_0 - P_f}{V_0 - V_f} \quad (VI-25)$$

Trong phương trình trên, với đất rời E_{PMT} được coi là môđun biến dạng thoát nước; còn đối với đất sét E_{PMT} được coi là môđun đàn hồi không thoát nước.

6.3.8.2. Dự báo hệ số quá cố kết và hệ số nén ngang tĩnh dựa trên kết quả PMT.

Ban đầu, nhiều nhà khoa học nghiên cứu cho rằng P_f tương đương với áp lực tiền cố kết p'_c do đó, hệ số quá cố kết của đất sét là:

$$ORC = \frac{P_f}{\sigma'_{v0}} \quad (VI-26)$$

Tuy nhiên từ thí nghiệm PMT tự khoan, người ta cho rằng công thức nên dùng (Kullawy và Mayrc, 1990) là:

$$ORC = 0,45 \frac{P_f}{\sigma'_{v0}} \quad (VI-26')$$

Hệ số nén ngang tĩnh của đất sẽ được xác định là:

$$K_0 = \frac{P_0 - U_0}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{VI-27})$$

Trong đó: $-P_0$ (hay P_{0M}) áp lực ngang địa tĩnh;

- $(P_0 - U_0)$ áp lực ngang hiệu quả;
- U_0 áp lực nước lỗ rỗng;
- σ'_{v0} áp lực đứng hiệu quả.

6.3.9. Đánh giá, nhận xét và thí nghiệm PMT.

Về mặt lý thuyết, thí nghiệm PMT tiến bộ hơn các thí nghiệm khác là nó cho kết quả là quan hệ đường cong “áp lực - chuyển vị” của đất. Từ kết quả này có thể ước tính môđun biến dạng của đất, dự báo được độ lún của móng và dự báo sức chịu tải theo phương ngang.

PMT là thí nghiệm hết sức phức tạp, công tác chuẩn bị hết sức cầu kỳ do đó thí nghiệm này không phổ biến lắm ở nhiều nước. Cũng nên lưu ý rằng, các quan hệ thực nghiệm thường dựa trên đất tương đối đồng nhất (cát hoặc sét). Do đó cần cẩn thận khi sử dụng PMT để ước tính các chỉ tiêu cho những đất pha tạp (cát pha, sét pha).

6.4. Thí nghiệm nén ngang DMT (DILATOMETER).

6.4.1. Nguyên lý thí nghiệm:

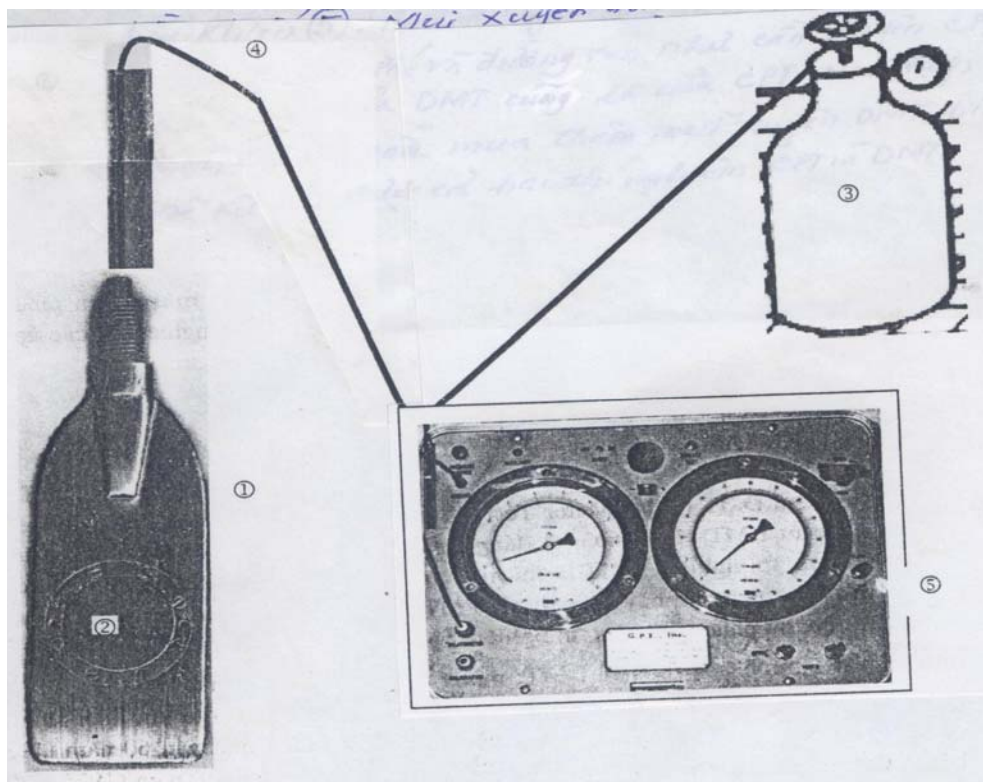
Thí nghiệm DMT (DILATOMETER) là một thí nghiệm nén ngang. Nguyên lý thí nghiệm là dùng một lực đẩy mũi xuyên phẳng (1) trên hình (VI-16) đến vị trí cần thí nghiệm. Kết quả của thí nghiệm được cho các áp suất p_0 , p_1 và p_2 tương ứng với các chuyển vị màng thép (2) trên hình (VI-15) là 0; 1,1 và 0mm.

Các kết quả thu được từ thí nghiệm DMT nhiều hơn và đáng tin cậy hơn so với thí nghiệm nén ngang PMT, thí nghiệm này là thí nghiệm xuyên liên tục đồng thời lại đơn giản trong thí nghiệm và hiệu chỉnh.

Thí nghiệm DMT (1975) thô sơ đầu tiên được thử nghiệm theo ý tưởng của giáo sư S. Marchetti (Italia, 1974) và đến năm 1980 thí nghiệm này được nhiều nước biết đến. Ngày nay thí nghiệm DMT là một trong ba thí nghiệm hiện trường mạnh nhất và phổ biến nhất trên thế giới (SPT, CPT và DMT).

6.4.2. Các thành phần của thiết bị:

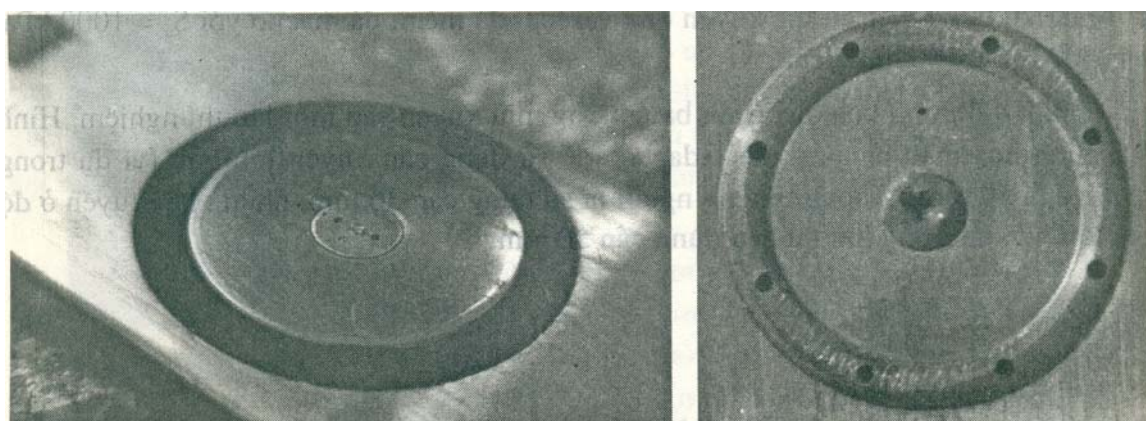
Hình (VI-16) minh họa các thành phần cơ bản của thiết bị DMT: Mũi xuyên phẳng (1), trên đó có gắn màng thép (2); bình khí nén (3); dây cáp dẫn khí nén (4); dây cáp này dẫn khí nén từ bình khí qua hộp điều khiển (5) và dẫn vào trong màng thép (2). Các áp suất trong quá trình thí nghiệm được đo trên đồng hồ ở hộp điều khiển 5). Mũi xuyên được nối với cần (6). Cần xuyên này thường có cùng kích thước và đường ren như cần xuyên CPT. Như vậy, nếu đã có đầy đủ thiết bị CPT, thì chỉ cần trang bị thêm mũi xuyên DMT, bình khí nén, hộp điều khiển thì sẽ kết hợp được cả hai thí nghiệm CPT và DMT.



Hình VI-16: Sơ đồ của thí nghiệm: 1) mũi xuyên phẳng; 2) màng thép; 3) bình khí; 4) dây cáp dẫn khí nén; 5) hộp điều khiển; 6) cần xuyên

6.4.2.1. Mũi xuyên phẳng.

Mũi xuyên phẳng có bề rộng 95mm, dày 15mm làm bằng thép không gỉ. Góc nhọn tại mũi xuyên từ $24 \div 32^\circ$, ở giữa mũi xuyên là màng thép tròn có đường kính 60mm, dày từ $0,2 \div 0,25$ mm (thông thường là 0,2mm). Màng thép được gắn trên mũi xuyên bằng các bulông bắt quanh viền của màng thép. Hình (VI-17) minh họa mặt mũi xuyên sau khi đã tháo màng thép.



Hình VI-17: Mặt của xuyên khi tháo màng:

a) mặt ngoài,

b) mặt trong

Trong thí nghiệm, ta có tiến hành hiệu chỉnh số đọc 0 của màng thép, vì vậy thí nghiệm DMT rất chính xác ngay cả đất bùn nhão ($S_u = 2 \div 4$ Kpa, $E = 0,4$ MPa). Mặt

khắc mũi xuyên rất mạnh (chịu được áp lực tới 25 tấn). Với đối trọng là xe tải 20 tấn thì DMT có thể xuyên qua vài loại đá mềm, đá macnơ với $S_u=1000\text{KPa}$, $E=400\text{MPa}$). Cần xuyên thường dùng là loại có đường kính 36mm, nhưng nếu xuyên ở độ sâu, với tải trọng lớn thì nên dùng loại đường kính cần là 50mm.

Nguyên lý hoạt động của màng thép:

Màng thép trên mũi xuyên hoạt động theo nguyên tắc giống như chuông điện (Hình VI-18). Đệm nhựa (6) để cách điện giữa đĩa cảm ứng hay (hay đĩa cảm nhận) (4) với mũi xuyên thép. Đĩa cảm ứng (4) được gắn chặt với đệm (6) và luôn cố định. Đĩa cảm ứng sẽ làm thành mạch kín, và do đó gây ra tiếng kêu bíp trong các trường hợp sau:

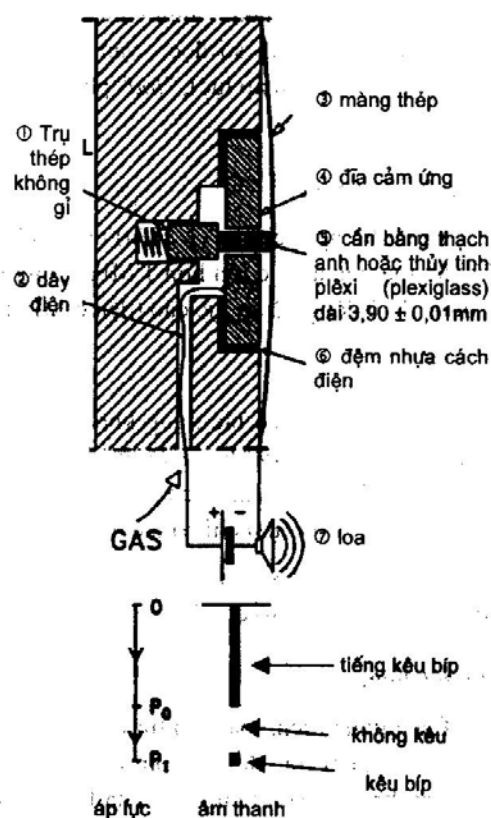
- Màng thép dính với đĩa cảm ứng (lúc màng chưa có áp lực khí nén tác động, cũng như lúc áp lực khí nén vẫn còn thua áp lực ngang tự nhiên P_0 của đất).

- Khi nén (gas) đẩy tâm của màng thép (3) ra ngoài 1,1mm, do đó, lò xo đẩy trụ thép (1) và cần plêxi (5) ra ngoài, gây ra sự tiếp xúc giữa mặt của trụ (1) với đĩa cảm ứng. Áp lực đất lên màng thép lúc này là P_1 .

Như vậy, ngay khi tiếp xúc bíp bị tắt (kết thúc đường đậm nét trên hình VI-19), ta đọc số đọc A trên đồng hồ. Từ A sẽ tính được P_0 , với P_0 là áp lực đất tác dụng vào màng thép lúc chuyển vị của màng là 0mm.

Sau đó không có sự tiếp xúc về điện, tiếng bíp bị tắt. Tiếp tục tăng áp lực khí nén, và ngay sau khi tiếng bíp bắt đầu kêu lại, ta đọc được số đọc B, từ đó tính được P_1 . Sau đó ta phải xả van để giảm áp lực khí nén ngang, tránh để màng thép tiếp tục bị đẩy tiếp ra ngoài, gây hư hại dẫn đối với màng thép. Ngoài ra, ta còn có thể đọc số đọc C và áp lực P_2 khi giảm áp lực.

Trong thí nghiệm DMT, chuyển vị là cố định (1,1mm) và rất chính xác còn ở thí nghiệm PMT ta phải đo thể tích dung dịch đổ vào PMT, từ đó suy ra chuyển vị (có thể không chính xác do dung dịch nén, do ống dung dịch bị nổ, do màng PMT nổ không đều, v.v... So với DMT, quá trình diễn dịch kết quả của PMT rất rườm rà và kém chính xác).



Hình VI-18: Nguyên lý hoạt động của màng thép.

ΔA và ΔB là áp lực khí cần có để vượt qua độ cứng của màng thép (không có áp lực của đất). Khi thí nghiệm, áp lực khí cân bằng với áp lực đất và độ cứng của màng thép. Các số đọc A và B thu được từ các vị trí A và B trên hình (VI-19). Màng thép khi tự nhiên hơi cong ra ngoài. Khi để mũi xuyên ở không khí, màng thép sẽ nằm ở vị trí giữa A và B (vị trí “at rest”- hình VI-20).

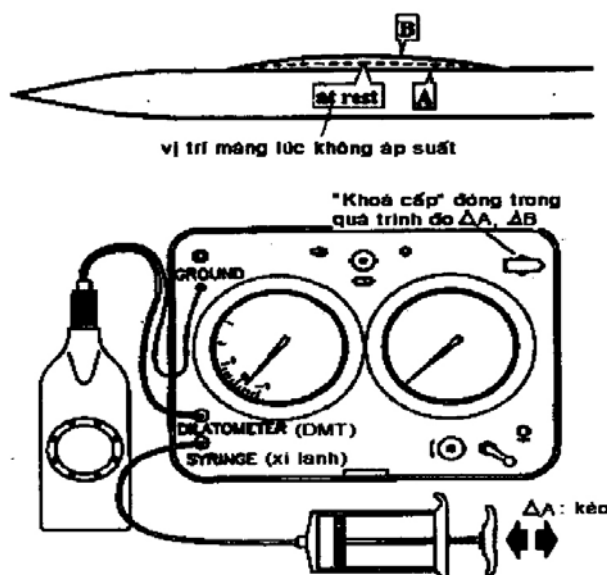
ΔA là áp suất khí nén âm (hút vào) tác dụng vào màng thép (đặt trong không khí) để cho màng thép ở vị trí A - vị trí tiếp xúc với đĩa cảm ứng. ΔB là áp suất khí nén dương (đẩy ra) tác dụng vào màng thép để cho màng thép ở vị trí B- vị trí trụ thép (1) tiếp xúc với đĩa cảm ứng. ΔA và ΔB rất quan trọng, đặc biệt đối với các loại đất yếu (khi A và B không lớn hơn ΔA và ΔB nhiều).

6.4.3.2. *Xác nhận ΔA và ΔB : Trình tự các bước thực hiện như sau:*

- 1) Đóng van khoá cấp.
- 2) Cắm ống của xi lanh với đầu cắm xi lanh của hộp điều khiển, ban đầu trong xi lanh không có không khí (Hình VI-21.a).
- 3) Kéo xi lanh đến gần hết ống, do đó có một áp lực chân không hút màng thép chạm vào đĩa cảm ứng, tiếng bíp bắt đầu kêu (Hình VI-21.b). Giữ xi lanh khoảng 5 giây để ổn định áp lực chân không, sau đó đẩy xi lanh thật chậm, ngay khi tiếng bíp vừa tắt, ta đọc số đọc, ví dụ là 15Kpa, thì ΔA là trị tuyệt đối của số đọc, tức là $\Delta A = 15\text{Kpa}$ (Hình VI-21.c).
- 4) Tiếp tục đẩy xi lanh từ từ, ngay khi tiếng bíp kêu lại (vị trí B), ta đọc số đọc ΔB (Hình VI-21.d).
- 5) Lặp lại quá trình này 2 đến 3 lần để đảm bảo ΔA và ΔB là chính xác.

Khi xác định các trị số ΔA và ΔB cần lưu ý các điểm sau:

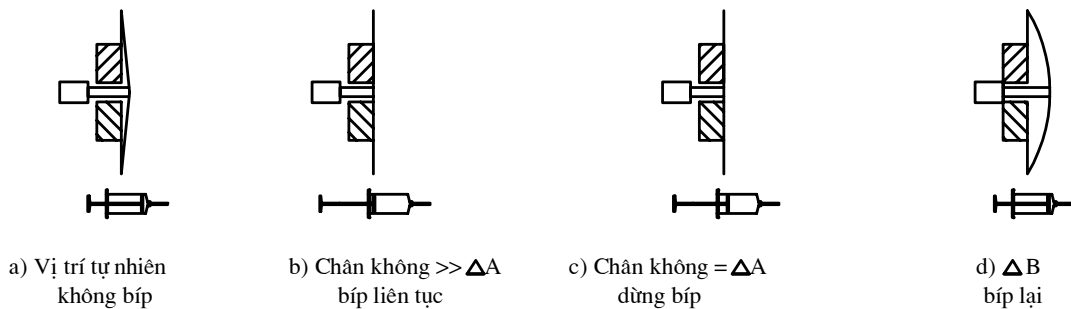
- Nếu dây cáp dẫn khí đến mũi xuyên DMT quá dài (vài chục mét), khi đọc ΔA và ΔB ta phải chờ khoảng 15 giây để áp lực truyền đến màng thép.
- Trước khi thí nghiệm, thông thường $\Delta A=15\text{Kpa}$, $\Delta B=40\text{Kpa}$. Nếu ΔA nằm ngoài khoảng 5-30Kpa hoặc ΔB nằm ngoài khoảng 5÷80Kpa, thì màng thép không đạt tiêu chuẩn.
- Sau khi hoàn thành thí nghiệm, ta cũng phải đo lại ΔA và ΔB . Nếu chúng khác



Hình VI-20: Đọc số đọc ΔA và ΔB

xa ($>25\text{KPa}$) so với ΔA và ΔB trước khi thí nghiệm, thì màng thép này đã rão, cũ, do đó làm giảm độ tin cậy của thí nghiệm, ta cần phải thay ngay màng thép quá rão, hoặc bị xước. Giá trị của ΔA và ΔB là giá trị trung bình trước và sau khi tiến hành thí nghiệm DMT

- Màng thép mới nguyên (chưa thí nghiệm lần nào) cũng ít tin cậy hơn màng thép đã sử dụng vài lần, vì ΔA và ΔB của màng mới này vẫn chưa ổn định. Với màng thép mới nguyên, nên tác động một áp lực khoảng 500KPa . Sau đó giảm áp về 0, cứ như thế vài lần. Ta có thể thử như vậy vài lần trong một chậu nước để kiểm tra xem màng có khả năng hoàn toàn cách nước hay không.



Hình VI-21

6.4.4. Quy tắc đọc các trị số A , B , C .

6.4.4.1. Công tác chuẩn bị thí nghiệm: Trình tự theo các bước sau:

- 1) Bắt ren của đầu cấp p-c (cấp vừa dẫn khí nén vừa truyền tín hiệu) vào mũi xuyên DMT và đồng thời bắt ren mũi xuyên với cần xuyên đầu tiên.
- 2) Nối âm với đất: Một đầu của đoạn cáp "nối đất" cắm vào giá cắm "đất" trên hộp điều khiển, còn đầu kia kẹp vào cần xuyên.
- 3) Mở van xả nhanh và gõ tay vào đồng hồ áp lực, chỉnh số đọc về 0.
- 4) Xác định trị số ΔA và ΔB như phần trên.
- 5) Cắm van điều chỉnh áp lực vào bình khí nén, điều chỉnh đồng hồ về 0.
- 6) Đóng cả van khoá cấp, van khoá chậm và mở van xả nhanh.
- 7) Hiệu chỉnh để đồng hồ khí nén ở bình khí nén chỉ 3Mpa . Mở van ở bình khí nén và mở van khoá cấp trên bộ điều khiển (và trong quá trình thí nghiệm van khoá cấp luôn được mở).

6.4.4.1. Thí nghiệm: Trình tự thí nghiệm DMT như sau:

- 1) Trên hộp điều khiển : đóng van cấp chậm, mở van xả nhanh (van xả nhanh phải được mở để giảm hư hỏng do đất tác dụng lên màng thép khi xuyên).
- 2) Điều khiển hệ gia lực đẩy mũi xuyên xuống (thường 20cm một lần), do áp lực đất tác dụng lên màng thép nên quá trình đẩy xuyên sẽ có tiếng bíp liên tục và đèn đỏ cho đến độ sâu yêu cầu, nhả cần gia lực để dừng xuyên.
- 3) Đóng cả hai van xả. Từ từ mở van cấp chậm, khí nén sẽ được cấp từ từ để đẩy màng thép ra. Ngay khi màng thép không còn tiếp xúc với đĩa cảm ứng, tiếng bíp ngừng kêu ta đọc số đọc A .

4) Khí nén vẫn tiếp tục cấp qua van cấp chậm. Ngay khi tiếng bíp kêu lại (tức là trụ thép (1) phía sau cần plexi tiếp xúc với đĩa cảm ứng) ta phải thao tác nhanh và thực hiện các bước sau:

- Đọc ngay số đọc B.
- Mở van xả nhanh ngay (tránh màng thép bị rão); đóng van cấp chậm; nếu cần đọc số đọc C (xem phần số đọc C).
- Quay lại bước (1) để xuyên thí nghiệm tiếp.

SỐ ĐỌC C: Muốn đọc số đọc C cần thực hiện như sau:

- Không xả hết khí ngay, mà đóng van xả nhanh lúc áp suất vẫn còn một ít, mở van xả chậm. Tiếng bíp sẽ ngưng kêu (vị trí at rest). Sau 45÷60 giây, màng thép sẽ tiếp xúc với đĩa cảm ứng, tiếng bíp sẽ kêu lại (vị trí A) ta đọc số đọc C.

6.4.5. Thí nghiệm tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng (đối với đất dính).

Đối với đất có tính thấm kém, khi xuyên DMT sẽ tạo ra áp lực nước lỗ rỗng dư, do đó áp lực nước lỗ rỗng lớn hơn áp lực nước lỗ rỗng thường U_0 . Sử dụng DMT, ta có thể tiến hành thí nghiệm tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng để xác định tính thấm và các tham số cố kết của đất dính.

6.4.5.1. Phương pháp tiêu tán DMT-A.

Phương pháp DMT-A (do Marchetti và Totani đề xuất 1989) được mô tả trong ASTM 2001. Các thao tác thực hiện như sau:

- (1) Dừng xuyên lại, ngay lập tức bắt đầu đồng hồ bấm giây ($t=0$).
- (2) Sau đó cấp khí ngay (van cấp chậm) trong khoảng 15 giây để đọc số đọc A.
- (3) Khi đọc A, ngay lập tức xả khí bằng cách mở van xả nhanh, đồng thời đo lại thời gian trên đồng hồ bấm giây. (Sau khi đọc số đọc A, ta không cấp khí nén tiếp để đọc số đọc B).
- (4) - Chờ khoảng thời gian định trước (thường là 0,5, 1, 2, 3, 4, 5, 15, 30 - phút) lặp lại các bước (2) và (3).
- (5)- Số đọc A sẽ giảm dần theo thời gian (cùng với áp lực nước lỗ rỗng bị tiêu tán). Ta vẽ đồ thị $A-\log(t)$. Dừng thí nghiệm tiêu tán khi mà trên đồ thị có hai đường cong khá rõ rệt với một điểm uốn t_{flex} ở giữa.

6.4.5.2. Phương pháp tiêu tán DMT-A₂

Phương pháp tiêu tán DMT-A₂ (Schmertmann, 1991) được mô tả trong ASTM.2001 phương pháp này có vài điểm trong trình tự có khác với phương pháp DMT-A.

- (1) - ở vòng đọc đầu tiên. Ta đo A rồi B và C. Còn từ vòng đọc thứ hai ta chỉ đo A
- (2) - Vẽ đồ thị $A-\sqrt{t}$ (hay còn gọi là $A_2-\sqrt{t}$) diễn dịch kết quả

Thí nghiệm DMT-A₂ có thể không phù hợp với loại sét cứng.

6.4.6. Tương quan giữa các chỉ tiêu cơ lý của đất và kết quả của DMT.

6.4.6.1. Chuẩn hoá số đọc:

Do độ cứng của màng thép (ΔA và ΔB), và số đọc ban đầu trên đồng hồ Z_M mà ta phải hiệu chỉnh áp lực như sau:

$$P_0 = 1,05(A - Z_M + \Delta A) - 0,05(B - Z_M + \Delta B) \quad (\text{VI-28})$$

$$P_1 = B - Z_M + \Delta B \quad (\text{VI-29})$$

$$P_2 = C - Z_M + \Delta A \quad (\text{VI-30})$$

Thông thường $Z_M = 0$; Z_M chỉ khác không trong trường hợp: đồng hồ để đọc ΔA và ΔB (gọi là đồng hồ Δ) khác với đồng hồ lúc đọc A và B (gọi là đồng hồ AB); khi đó Z_M sẽ là hiệu số giữa số đọc trên đồng hồ Δ lúc áp lực khí là 0 và số đọc trên đồng hồ AB lúc áp lực khí là 0.

Lúc chuyển vị bằng 0, P_0 tỷ lệ với áp lực địa tĩnh theo phương ngang (ứng suất bản thân, tức là σ_{h0}), còn lúc chuyển vị bằng 1,1mm, P_1 tỷ lệ với áp lực bị động σ'_p . Lưu ý rằng, $P_0 > \sigma_{h0}$ và $P_1 > \sigma_p$ (hay P_b). Bởi vì, dù bị xáo trộn rất ít dưới mũi xuyên DMT mỏng (1,5cm), cấu trúc của đất vẫn bị thay đổi.

Từ kết quả đọc được từ thí nghiệm DMT ta phải xác định được các thông số (gọi là chỉ số) DMT:

$$\text{- Chỉ số đất: } I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - U_0} \quad (\text{VI-31})$$

$$\text{- Chỉ số nén ngang: } K_D = \frac{P_0 - U_0}{\sigma'_{vo}} \quad (\text{VI-32})$$

$$\text{- Môđun DMT: } E_D = 34,7(P_1 - P_0) \quad (\text{VI-33})$$

$$\text{- Hệ số áp lực nước lỗ rỗng: } U_D = \frac{P_2 - P_0}{P_0 - U_0} \quad (\text{VI-34})$$

Trong đó: U_0 và σ'_{vo} - áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất bản thân theo phương đứng ở trạng thái bình thường (trước thí nghiệm DMT).

6.4.6.2. Đánh giá các tính chất vật lý của đất dựa vào kết quả DMT.

6.4.6.2.1. Phân loại đất dựa vào kết quả DMT.

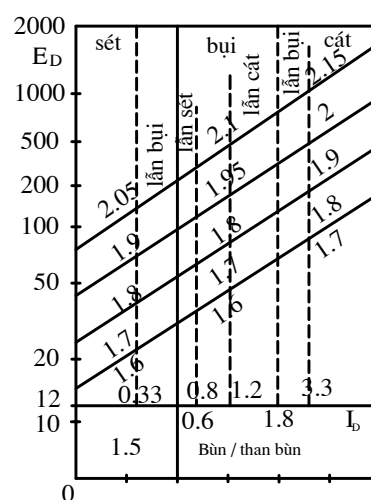
Trên hình (VI-22) minh họa sự phân loại đất tại hiện trường dựa vào chỉ số I_D và E_D và có thể tóm tắt như sau:

- Đất sét: $I_D \leq 0,6$
- Bùn : $0,6 < I_D \leq 1,8$
- Cát $I_D > 1,8$

Ngoài ra trên hình (VI-22) còn phân chia nhỏ hơn sét lẫn bùn, bùn lẫn sét, bùn lẫn cát và cát lẫn bùn.

Chú ý các số có gạch chân trên hình là khối lượng riêng của đất (t/m^3).

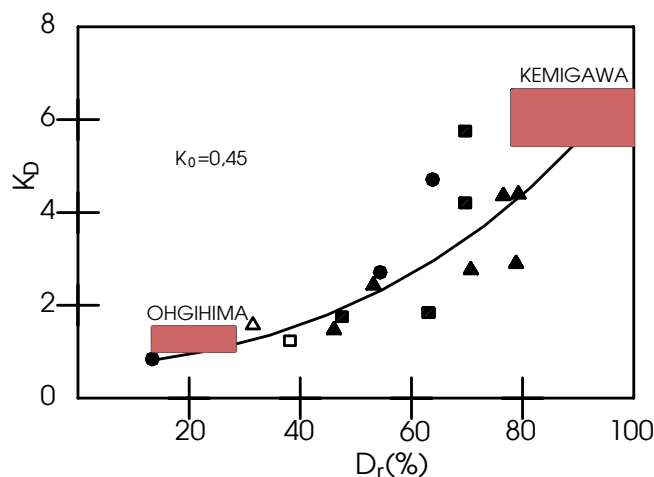
6.4.6.2.2. Đánh giá trạng thái của đất dựa vào kết quả



Hình VI-22

DMT.

Với đất cát cố kết thường, không ximăng hoá, độ chặt tương đối (D_r) được xác định thông qua biểu đồ trên hình (VI-23) (trong đó K_0 bằng 0,45). Với đất quá cố kết, đất ximăng hóa thì D_r sẽ nhỏ hơn so với giá trị trên hình vẽ. (Hình VI-23)



Hình VI-23: Quan hệ độ chặt (D_r) và (K_d đất cát cố kết thường, không ximăng hoá)

6.4.6.3. Đánh giá tính biến dạng của đất dựa vào kết quả DMT.

6.4.6.3.1. Đánh giá môđun biến dạng của cát và sét dựa vào kết quả DMT.

Môđun biến dạng của đất được xác định như sau :

$$E_0 = \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}\right) M = \beta \cdot M \approx (0,5 \div 0,8) \cdot M \quad (\text{VI-35})$$

Trong đó: M - môđun biến dạng đứng không nở hông; nếu thí nghiệm nén không nở hông (Oedometer) thì: $M = \frac{1}{m_v}$ (m_v còn gọi là a_0).

Còn trong thí nghiệm DMT được xác định như sau:

$$M = R_M \cdot E_D \quad (\text{VI-35}')$$

Trong đó: E_D xác định theo công thức (VI-33).

R_M được xác định theo các điều kiện sau:

$$I_D \leq 0,6 \text{ thì } R_M = 0,14 + 2,63 \log K_D$$

$$I_D \geq 3 \text{ thì } R_M = 0,5 + 2 \log K_D$$

$$0,6 < I_D < 3 \text{ thì } R_M = R_{MO} + (2,5 - R_{MO}) \log K_D$$

$$R_{MO} = 0,14 + 0,15(I_D - 0,6)$$

$$K_D > 10 \text{ thì } R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D$$

6.4.6.3.2. Đánh giá hệ số nền dựa vào kết quả DMT.

Hệ số nền theo phương ngang (Schmertmann, 1988) được xác định là:

$$K_{hs} = 0,5 \left(\frac{B + 0,3}{2B} \right)^2 \cdot \frac{K_D - K_0}{7,5 \text{ mm}} \cdot \sigma'_{vo} \quad (\text{VI-36})$$

Trong đó: B - là bề rộng của móng (nếu là cọc thì là cạnh cọc), m

Nếu quan hệ giữa hệ số nền theo phương đứng và phương ngang là tỷ lệ với ứng suất hữu hiệu (theo K_0) thì hệ số nền theo phương đứng sẽ là:

$$K_s = \frac{K_{hs}}{K_o} = 0,5 \left(\frac{B + 0,3}{2B} \right)^2 \cdot \frac{K_D - K_o}{7,5mm} \cdot \frac{\sigma'_{vo}}{K_o} \quad (VI-37)$$

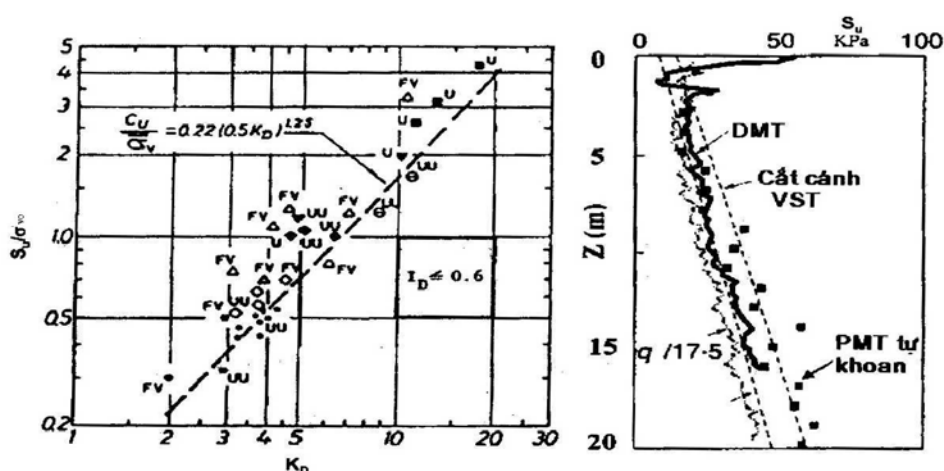
6.4.6.4. Đánh giá sức chống cắt của đất dựa vào kết quả DMT.

6.4.6.4.1. Đánh giá góc ma sát trong của đất dựa vào kết quả DMT.

Thông thường và đơn giản sử dụng phương trình do Marchetti đề xuất năm 1997 để xác định góc φ :

$$\varphi = 28 + 16,6 \log K_D - 2,1 \log^2 K_D \quad (VI-38)$$

6.4.6.4.2. Đánh giá sức kháng cắt (S_u) của đất sét dựa vào kết quả DMT.



Hình VI-24: Đường hồi quy S_u của Marchetti Hình VI-25: So sánh các kết quả S_u

Sức kháng cắt không thoát nước được Marchetti đề xuất từ năm 1990 (hình VI-24) như sau:

$$S_u = 0,22 \sigma'_{vo} (0,5 K_D)^{1,25} = 0,22 \sigma'_{vo} \cdot OCR^{0,8} \quad (VI-39)$$

Nhiều tác giả đã so sánh kết quả tính theo (VI-39) với thí nghiệm trong phòng và các thí nghiệm khác, như Burghignoli (1991), Nash và cộng sự (1992) (hình VI-25) và cho thấy phương trình (VI-39) có độ tin cậy tương đối cao.

Tuy vậy theo Roque và cộng sự cho rằng, phương trình sau đây nên được sử dụng:

$$S_u = \frac{P_1 - (K_0 \cdot \sigma'_{vo} + U_0)}{N_c} \quad (VI-40)$$

Trong đó: $N_c = 5$ với đất sét và bụi mịn; $N_c = 7$ cho đất sét trung bình và $N_c = 9$ cho đất sét dẻo không nhạy cảm.

6.4.6.5. Đánh giá hệ số nén ngang (K_0) và hệ số quá cố kết (OCR) của đất dựa vào kết quả DMT.

6.4.6.5.1. Đánh giá hệ số K_0 và OCR của đất sét dựa vào kết quả DMT.

Giá trị K_D lớn hơn K_0 do đất chặt hơn ở mũi xuyên 1,5cm. Do đó có nhiều tác giả đã thực nghiệm tìm giá trị K_0 từ K_D như sau:

Marchetti (1980) và nhiều tác giả đề nghị tương quan sau (hình VI-26.b)

$$K_0 = (K_D / B_K)^{0,47} - 0,6 \quad (\text{VI-41})$$

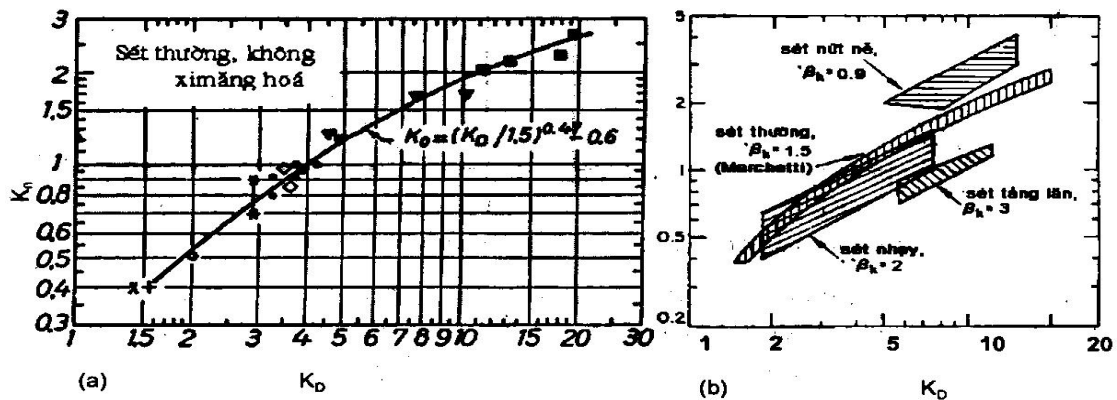
Với đất sét thường (không nứt nẻ, không nhạy cảm); $B=1,5$ (hình VI-26.a):

$$K_0 = (K_D / 1,5)^{0,47} - 0,6 \quad (\text{VI-41a})$$

Còn Lacasse và Lunne (1988) dựa vào thí nghiệm ở Na uy cho rằng khi $K_D < 4$

$$\text{thì: } K_0 = 0,34 K_D^m \quad (\text{VI-42})$$

Trong đó: $m = 0,44$ - đất có độ dẻo cao, còn $m = 0,64$ với đất có độ dẻo thấp



Hình VI-26: Quan hệ giữa K_D và K_0

Quan hệ giữa OCR và K_D ở hình VI-27 (Marchetti) cho đất sét dưới dạng tổng quát như sau:

$$OCR = (\beta_0 \cdot K_D)^{1,56} \quad (\text{VI-43})$$

Trong đó: $\beta_0 = 0,5$ đối với đất sét thường ;

$\beta = 0,75$ đối với đất sét nứt nẻ;

$\beta = 0,35$ với đất sét nhạy cảm.

Theo Lunne cho rằng OCR phụ thuộc vào tuổi của đất sét

- Với đất sét dưới 60.000 năm tuổi ($\frac{S_u}{\sigma_{v0}} < 0,5$)

$$OCR = 0,3 K_D^{1,17} \quad (\text{VI-44})$$

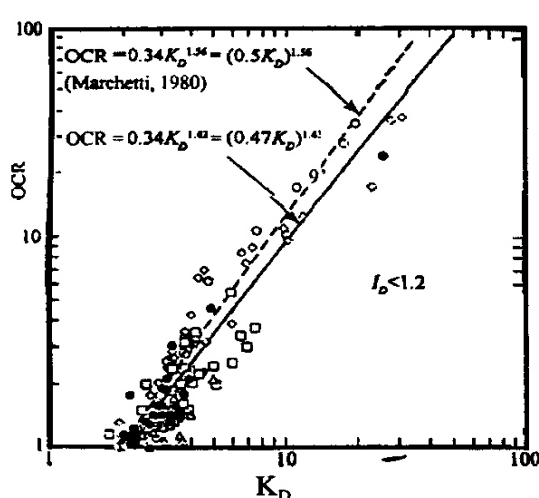
- Với đất sét dưới 70 triệu năm tuổi ($\frac{S_u}{\sigma_{v0}} > 0,8$)

$$OCR = 2,7 \cdot K_D^{1,17} \quad (\text{VI-45})$$

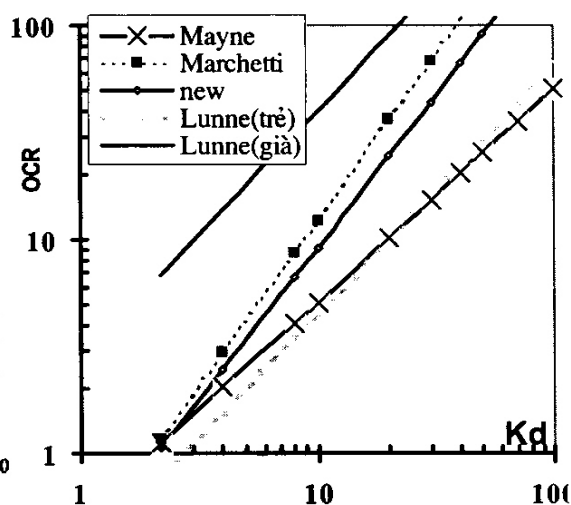
Theo Mayre (1987) đơn giản cho rằng

$$OCR = 0,51 K_D \quad (\text{VI-46})$$

Các quan điểm tính OCR khác nhau được thể hiện trên hình (VI-28).



Hình VI-27: Quan hệ giữa OCR và K_D



Hình VI-28: Tóm tắt tính OCR theo DMT_D

6.4.6.5.2. Đánh giá hệ số K_0 và OCR của đất cát dựa vào kết quả của DMT.

Với đất cát, việc xác định OCR và K_0 là cực kỳ khó khăn. Hơn nữa, lại không có tiêu chuẩn nào để so sánh vì đất cát không lấy được mẫu nguyên dạng để thí nghiệm OCR trong phòng được.

Nhiều tác giả (Jendebay-1992, Baldi-1988, v.v...) cho rằng, có thể xác định OCR một cách định tính như sau:

$$\text{Nếu } \frac{M_{DMT}}{q_c} = 5 \div 10 \text{ thì OCR} = 1 \quad (\text{VI-47})$$

$$\text{Nếu } \frac{M_{DMT}}{q_c} = 12 \div 24 \text{ thì OCR} > 1 \quad (\text{VI-48})$$

Trong đó: M_{DMT} - môđun không nở hông suy ra từ thí nghiệm DMT.

q_c - sức kháng xuyên mũi từ thí nghiệm CPT.

Marchetti, sau đó là Baldi (1986) đưa ra công thức tính K_0 như sau:

$$K_0 = 0,376 + 0,095 K_D - \xi \cdot q_c / \sigma'_{vo} \quad (\text{VI-49})$$

Trong đó: $\xi = 0,0017$ (đất đắp) đến $0,0046$ (đất nguyên thổ)

Phương trình tương tự của Marchetti được Kulhawy, Mayne (1990) trích dẫn là:

$$K_0 = 0,359 + 0,071 K_D - 0,00093 \cdot q_c / \sigma'_{vo} \quad (\text{VI-50})$$

Nói chung K_0 và OCR cho đất cát không có độ chính xác cao, hơn nữa các phương trình trên đều phải dựa vào một thông số thứ ba là q_c (thí nghiệm CPT).

6.4.7. Đánh giá và nhận xét.

- DMT là một trong những thí nghiệm hiện trường có sự xáo trộn đất ít nhất, vì với các thí nghiệm SPT, CPT có bề dày của thiết bị lớn, nên đất bị xáo trộn nhiều, do đó các tính chất có được thiếu chính xác.

- DMT là thí nghiệm hiện trường có độ chính xác cao nhất trong các thí nghiệm hiện trường, đồng thời lại là thí nghiệm nhanh và đơn giản.

- Từ DMT, ta có thể ước tính được rất nhiều chỉ tiêu cơ lý cũng như ứng dụng trực tiếp vào thiết kế nền móng.

- DMT là thí nghiệm nén ngang, cho kết quả là quan hệ “áp lực - chuyển vị của đất”. Do đó, ứng dụng trong ước tính mô đun, biến dạng, sức chịu tải trọng ngang của cọc, trạng thái ứng suất và sức kháng cắt không thoát nước (S_u) có độ tin cậy khá cao.

Nhược điểm của thí nghiệm DMT là:

- Nền đất làm việc chủ yếu theo phương đứng, trong khi thí nghiệm DMT nén đất theo phương ngang.

- Việc ứng dụng vào dự báo sức chịu tải dọc trục của cọc là thấp (vì bản chất của DMT không phải là đo sức kháng dọc trục).

6.5. Thí nghiệm cắt cánh (VST)

6.5.1. Nguyên lý thí nghiệm:

Thí nghiệm cắt cánh (VST-Vane Shear Test) được phát minh vào năm 1918 tại Thụy Điển và ngày nay vẫn rất thông dụng tại Châu Âu. Ta ấn vào trong đất sét một cánh dao chữ thập bằng thép, sau đó quay cánh chữ thập quanh trục của nó và đo mômen xoay (M_x) làm xoay cánh chữ thập, từ đó suy ra sức kháng cắt của đất T_0 thí nghiệm thực hiện với giả thiết là đất dính thuần túy ($\varphi=0$) và nước không kịp thoát, do đó sức kháng cắt $T_0 = S_u = c_u$. (Nếu $\varphi \neq 0$ và đất có kẹp thêm cát tạo điều kiện cho nước thoát thì những yếu tố này sẽ làm tăng sức chống cắt).

Thí nghiệm này không phù hợp với đất cát do các nguyên nhân sau:

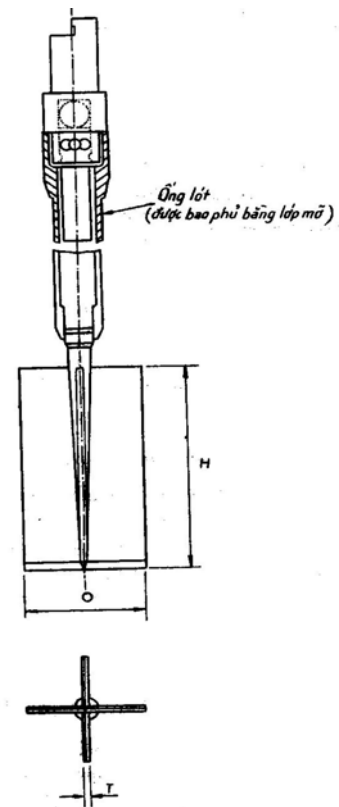
- Lưỡi xuyên rất mỏng, vì vậy khó xuyên vào đất cát.
- Với đất sét không thoát nước, ta có thể suy ra được $S_u = T_0$.
- Còn với đất cát thì $\tau_0 = \sigma'_h \cdot \tan \varphi \Rightarrow \varphi = \arctg(\tau_0 / \sigma'_h)$.

Trong đó: σ'_h là ứng suất bản thân theo phương ngang

(vì cánh chữ thập cắt ngang nên ứng suất pháp tác dụng lên nó là theo phương ngang) $\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$. Do ta không biết K_0 nên khó xác định được góc φ .

- Với đất sét, mặt bị cắt là mặt trụ tròn mà đường tạo ra là những cạnh biên của cánh. Còn với đất cát, do các hoạt động không đều “lộn xộn” nên mặt bị cắt không phải là trụ tròn.

6.5.2. Thiết bị và cách thí nghiệm.



Hình VI-29

Thiết bị: Hiện nay có khá nhiều loại thiết bị cắt cánh khác nhau, do đó tùy theo loại đất và độ sâu thí nghiệm mà chọn thiết bị cắt cánh cho phù hợp. Cắt cánh chữ thập được làm bằng thép không gỉ, chất lượng cao, chiều cao (H) phải gấp đôi bề rộng toàn phần (D) như hình (VI-29). Kinh nghiệm cho thấy rằng đối với loại đất có sức kháng cắt tới 50Kpa, cánh có chiều cao 15cm và bề rộng 7,5cm là thích hợp. Đối với loại đất có sức kháng cắt từ 50Kpa đến 75Kpa cần cánh bé hơn, với chiều cao 10cm và rộng 5cm. Cánh cắt càng mỏng càng tốt nhưng vẫn đảm bảo độ cứng và có lưỡi sắt để cắt đất (mục đích khi ấn vào đất, càng gây ra ít xáo động càng tốt). Đầu tiên cánh cắt gắn với cần (mỗi cần dài khoảng 1m, các cần phải đủ chắc để chịu được lực ấn xuống dọc trục và độ cong nhỏ) và nó được gá vào giá đỡ, nối liền với cơ cấu tay quay có gắn đồng hồ đo mômen xoay.

Khi thí nghiệm: Dùng cần nối đưa cánh cắt đến độ sâu cần thí nghiệm, gắn bộ xoắn lên đầu cần và điều chỉnh, vặn chặt dụng cụ với cần, cố định để bộ xoắn thật chặt, rồi quay kim đồng hồ về vị trí không. Quay bộ xoắn cho tới khi đất bị cánh cắt và đọc số đo trên đồng hồ tại số chỉ độ lệch lớn nhất. Đây chính là lực cần thiết để cắt đất. Xoay bộ xoắn trong suốt thời gian thí nghiệm với tốc độ khoảng $0,1^0/s \div 0,2^0/s$ (từ $6^0/phút \div 12^0/phút$) và theo dõi đồng hồ đo Mômen xoay. Khi thấy mômen xoay cực đại rồi giảm xuống, thì xoay thêm cánh cắt thêm một số vòng nữa để ghi giá trị mômen cực tiểu ứng với sức kháng cắt của đất đã bị cắt.

6.5.3. Tính toán.

Tính toán sức kháng cắt của đất. ($T_0 = S_u = c_u$) theo công thức sau:

$$\tau_0 = S_u = \frac{M_{(x)}}{K} \quad (VI-51)$$

Trong đó: - M_x - lực xoắn để cắt đất (N.cm hoặc kg.cm);

K - là hằng số phụ thuộc vào kích thước và hình dạng cánh cắt .

Với giả thiết lực cắt phân bố đồng đều trên hai đầu và xung quanh hình trụ đất tạo bởi cánh khi cắt ta có:

$$K = \pi \frac{D^2 H}{2} \left(1 + \frac{D}{3H} \right), \text{ do tỷ lệ } H:D \text{ là } 2:1 \text{ nên } K=3,66.D^3 \quad (VI-52)$$

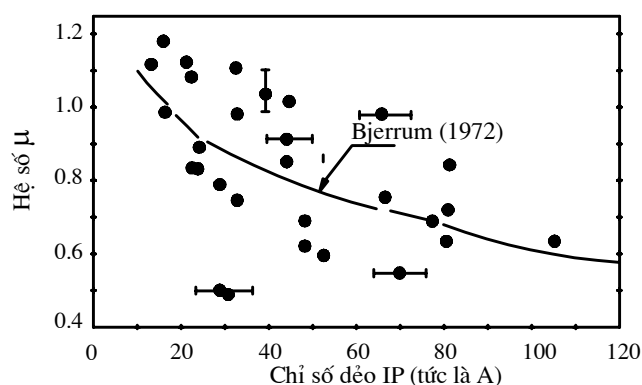
6.5.4. Hiệu chỉnh S_u đo được từ thí nghiệm cánh cắt.

Bjerrum cho rằng, cần phải hiệu chỉnh sức kháng cắt S_u như sau:

$$S_u = \mu \cdot S_{u \text{ cắt cánh}} \quad (VI-53)$$

Trong đó: - μ - phụ thuộc vào chỉ số dẻo của đất dính (Hình VI-30).

$S_{u \text{ cắt cánh}}$ - là sức kháng cắt tính toán theo thí nghiệm cắt cánh.



Hình VI-30: Hệ số hiệu chỉnh μ cho thí nghiệm cắt cánh

6.5.5. Dự báo hệ số quá cố kết (OCR) từ kết quả thí nghiệm cắt cánh.

Hệ số quá cố kết OCR có thể dự báo được từ S_u của đất sét không nứt nẻ như sau:

$$OCR \approx \alpha_{VST} \cdot \frac{S_u}{\sigma_{vo}} \quad (VI-54)$$

Mayne và Mitchell (1988) cho rằng.

- Thông thường: $\alpha_{VST} \approx 3,22 \div 3,54$

- Tổng quát: $\alpha_{VST} \approx 22IP^{-0,48}$; (IP hay A- chỉ số dẻo)

6.5.6. Nhận xét:

Thí nghiệm cắt cánh hiện trường tương đối đơn giản, dễ sử dụng. Đặc biệt trong các đất sét nhão, bùn thì kết quả cho có độ tin cậy cao. Thí nghiệm này nên dùng cho các loại đất có yếu tố ma sát trong khá nhỏ có thể bỏ qua.

6.6. Thí nghiệm bàn nén ở hiện trường.

6.6.1. Nguyên lý thí nghiệm:

Phương pháp này thực hiện bằng cách là trên bề mặt lớp đất muốn nghiên cứu, người ta đặt một tấm nén hình tròn hoặc hình vuông, tấm nén phải đủ cứng để có thể xem như cứng tuyệt đối, sau đó gia tải lên tấm nén, đồng thời đo độ lún của nó. Phân tích kết quả quan hệ tải trọng độ lún có thể rút ra được khả năng chịu tải giới hạn, các đặc trưng biến dạng của đất.

6.6.2. Thiết bị và cách thí nghiệm (Hình VI-31).

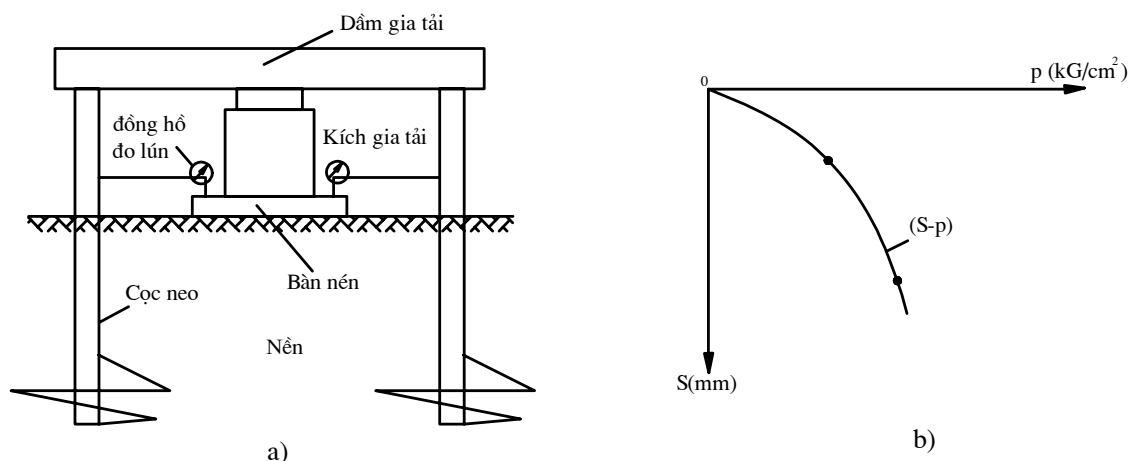
- *Thiết bị*: Kích thước bàn nén khi dùng phải lớn vừa phải để thao tác dễ dàng, khi chọn kích thước bàn nén phải xét tới cấu trúc của đất, các lực tác dụng cần thiết, phương tiện chất tải, kích thước các thiết bị khác, v.v... Tấm nén thường là bằng thép có kích thước hình vuông 70,7x70,7cm, hoặc tấm tròn có đường kính $d=76,5$ cm. Để gia tải có thể dùng các khối bê tông, cọc neo kết hợp với kích thủy lực. Trong mọi trường hợp giá đỡ phải đủ cứng để san đều phản lực của kích và lực neo. Để đo độ lún thường dùng hai đồng hồ chuyển vị mắc trên hai điểm mép đối xứng trục của tấm nén.

Chất tải và đọc các số đo khi có yêu cầu. Với thí nghiệm nén tốc độ lún không đổi (thí nghiệm này thích hợp khi cần xác định các đặc trưng nén của đất trong trạng thái không thoát nước), thì chất tải được điều khiển sao cho tốc độ lún đã chọn là không đổi và liên tục. Tiếp tục tăng tải cho đến khi độ lún đạt được ít nhất là 15% chiều rộng của bàn nén. Nếu không có dấu hiệu rõ ràng cho thấy đất bị phá vỡ trước khi độ lún đạt 15%, thì tải trọng tới hạn có thể xác định bằng tải trọng gây ra độ lún tương đương với khoảng 15% chiều rộng bàn nén. Còn khi thí nghiệm với tải trọng gia tăng từng cấp (thí nghiệm này thích hợp cần xác định các chỉ tiêu biến dạng của đất ở trạng thái nén có thoát nước), để tăng tải, mỗi cấp tải trọng khoảng $(0,2 \div 0,25 \text{ kG/cm}^2)$ đối với đất yếu loãng $(0,4 \div 0,5 \text{ kG/cm}^2)$ đối với đất tốt. Sau mỗi cấp gia tải phải chờ cho đất lún xong. Tiêu chuẩn quy ước ổn định là: Sau một giờ đối với đất cát, sau hai giờ đối với đất sét mà độ lún không quá 0,01mm thì coi như

nền đất đã ổn định có thể gia tải cấp tiếp theo. Thông thường tải trọng thí nghiệm khoảng $1,5 \div 2$ lần tải trọng dự kiến sử dụng.

Có thể chất tải và dỡ tải theo các chu kỳ trung gian trong khi thí nghiệm gia tải vào các giai đoạn khác nhau để có được trị số biến dạng tương đối hồi phục (đàn hồi) và không hồi phục xảy ra.

Ghi lại tải trọng mỗi lần gia tăng và đảm bảo giữ cho nó không đổi. Ghi lại độ lún dưới mỗi lần gia tải theo thời gian, bắt đầu từ lúc gia tải. Trong các giai đoạn đầu, tiến hành đo thường xuyên, sau đó tăng thời gian giữa các lần đo, vì lúc này tốc độ lún đã giảm. Việc đo tải trọng và độ lún phải đạt được độ chính xác yêu cầu.



Hình VI-31

6.6.3. Trình bày và diễn dịch kết quả.

Kết quả thí nghiệm bàn nén ở hiện trường được trình bày chủ yếu bằng đồ thị độ lún biến đổi theo tải trọng (hình VI-31.b) và độ lún biến đổi theo thời gian. (VI-32.a).

Kết quả thí nghiệm bàn nén trước hết là để xác định đặc trưng biến dạng của nền đất: hệ số nền (K) hoặc môđun biến dạng E .

Theo định nghĩa $K=p/S$ ta có thể suy ra trị số K ở một áp lực p nào đó. Thông thường quan hệ $p \sim S$ là đường cong, trị số hệ số nền K tính được là hệ số nền cát tuyến ứng với điểm đang xét.

Nếu xem nền đất là bán không gian biến dạng tuyến tính thì theo kết quả của lý thuyết đàn hồi :

- Đối với tấm nén tròn đường kính d ta có:

$$E = \frac{P(1-\mu^2)}{S.d} \quad (\text{VI-55})$$

Trong đó: P : tổng tải trọng trên tấm nén; $P=p.F$ (kN, kG);

p : áp lực tại đáy bàn nén (kG/cm^2);

F : diện tích tấm nén (cm^2).

- Nếu thí nghiệm bàn nén hiện trường đến khi đất bị trượt trôi (bàn nén lún đột ngột lớn) thì tải trọng giới hạn được xác định như sau:

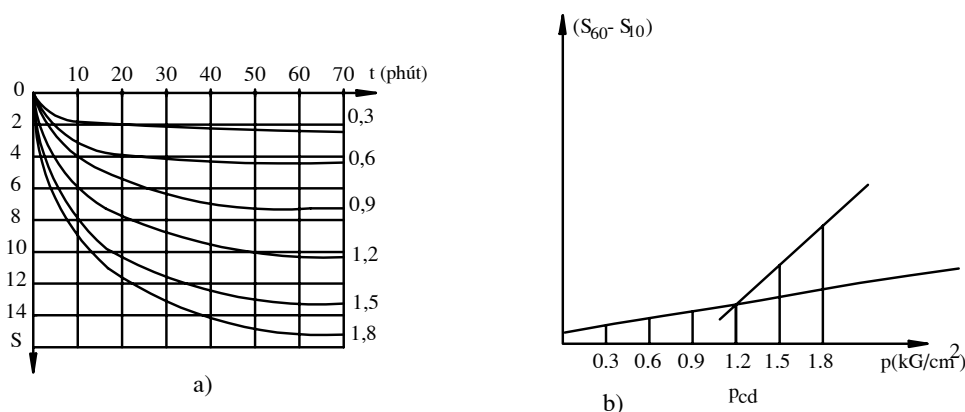
$$p = \frac{P}{F} \quad (\text{VI-56})$$

Trong đó: p - áp lực lớn nhất tại đáy bàn nén (KPa, kG/cm²);

P : - tổng tải trọng trên tấm nén khi gây ra phá hoại nền (kN, kG) ;

F : - diện tích tấm nén (cm²).

- Khi không xác định rõ lực phá hoại, hoặc lấy lực gây ra độ lún bằng 15% bề rộng của bàn nén, hoặc khai thác kết quả bàn nén sau đây có thể cho ta có khái niệm về tải trọng giới hạn của nền. Độ lún của mỗi cấp tải trọng ứng với thời gian được thực hiện trên hình (VI-32.a) chọn khoảng thời gian đặc trưng: chẳng hạn $t_1 = 10$ phút; $t_2 = 60$ phút. Từ đó lập đồ thị $(S_{t=60} - S_{t=10}) \sim p$ tức là ta có đồ thị vận tốc lún theo tải trọng (hình VI-32.b).



Hình VI-32

Từ đồ thị (VI-32.b) ta có thể tìm được tải trọng mà tốc độ lún tăng đột ngột - gọi là tải trọng chảy dẻo (p_{cd}). Có thể lấy tải trọng chảy dẻo làm tải trọng giới hạn, còn tải trọng cho phép $[p]$ lấy bằng $(0,7 \div 0,8)p_{cd}$.

6.6.4. Nhận xét:

Thí nghiệm bàn nén ở hiện trường mô phỏng đế móng công trình và đất ở trạng thái tự nhiên, vì vậy nó cho ta thông tin tốt về nền đất. Sự hạn chế của thí nghiệm là kích thước bàn nén nhỏ hơn nhiều so với kích thước móng công trình. Do vậy chỉ những lớp đất nằm trong phạm vi từ $2d$ đến $3d$ mới phản ánh kết quả thí nghiệm. Trong khi đó móng công trình có bề rộng lớn, những lớp đất nằm dưới sâu cũng có ảnh hưởng đến công trình mà thí nghiệm bàn nén không thể phát hiện được.

MỤC LỤC

Trang

LỜI NÓI ĐẦU	3
MỤC LỤC	4
CÁC THỨ NGUYÊN THUỜNG DÙNG	7
MỞ ĐẦU	8
CHƯƠNG I: BẢN CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT VÀ PHÂN LOẠI ĐẤT	3
§1. Sự hình thành của đất	3
1.1 Quá trình phong hóa	3
1.2 Các dạng trầm tích	3
1.3 Các ảnh hưởng của môi trường Địa - Vật lý đến tính chất của đất.	4
§2. Các thành phần cấu tạo của đất và tác dụng lẫn nhau giữa chúng	5
2.1. Thành phần rắn cứng	5
2.2. Thành phần nước trong đất	10
2.3. Thành phần khí trong đất	12
2.4. Các tác dụng qua lại giữa các thành phần trong đất	13
§3. Kết cấu và Cơ cấu của đất	17
3.1. Kết cấu của đất	17
3.2. Cơ cấu của đất	18
§4. Các chỉ tiêu vật lý của đất	20
4.1. Các chỉ tiêu vật lý xác định bằng thí nghiệm	20
4.2. Các chỉ tiêu vật lý xác định bằng tính toán	22
4.3. Các chỉ tiêu xác định trạng thái của đất	24
§5. Phân loại đất	28
§6. Một số tính chất cơ lý thường xảy ra trong đất	32
6.1. Tính dính của đất	32
6.2. Tính co và nở của đất	32
6.3. Tính tan rã của đất	33
6.4. Hiện tượng tiksotrofia của đất	33
6.5. Hiện tượng biến loãng của đất cát	34
6.6. Tính đầm chặt của đất	35
6.7. Tính thấm của đất	38
Các ví dụ mẫu	40
CHƯƠNG II: XÁC ĐỊNH ỨNG SUẤT TRONG NỀN ĐẤT	44
§.1 Khái niệm.	44
§.2 Phân bố ứng suất do tải trọng ngoài gây ra.	44
2.1 Bài toán cơ bản - tác dụng của lực tập trung.	44
2.2 Phân bố ứng suất trong trường hợp bài toán không gian.	48
2.3 Phân bố ứng suất trong trường hợp bài toán phẳng.	57

§.3 Phân bố ứng suất trong nền đất có xét đến tính không đồng nhất và tính không đẳng hướng của đất	65
3.1 Trường hợp dưới nền đất là lớp đất cứng.	67
3.2 Trường hợp nền đất gồm hai lớp, lớp dưới là lớp mềm yếu.	70
§.4 Phân bố ứng suất tiếp xúc dưới đáy móng.	71
4.1 Trường hợp bài toán không gian.	72
4.2 Trường hợp bài toán phẳng.	74
4.2.1 Trường hợp móng cứng hình băng chịu tải trọng trung tâm.	75
4.2.2 Trường hợp móng cứng hình băng chịu tải trọng lệch tâm.	76
§.5 Phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây nên.	76
5.1 Trường hợp đất nền đồng nhất.	76
5.2 Trường hợp đất nền gồm nhiều lớp có tính chất khác nhau.	77
5.3 Trường hợp đất nền có mực nước ngầm.	77
5.4 Trường hợp nước có áp.	79
CHƯƠNG III: BIẾN DẠNG VÀ ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT	91
§1. Khái niệm chung.	91
§2. Tính biến dạng của đất.	92
2.1. Các nghiên cứu về tính chất biến dạng của đất.	92
2.2. Các đặc điểm biến dạng của đất.	99
2.3. Các nhân tố chủ yếu ảnh hưởng đến biến dạng lún của đất.	102
§3. Tính toán độ lún cuối cùng của nền đất.	103
3.1. Trường hợp cơ bản: Độ lún của đất trong các trường hợp thí nghiệm nén.	103
3.2. Tính toán độ lún cuối cùng của nền đất dưới móng công trình.	107
§4. Lý thuyết cố kết thấm và tính toán độ lún theo thời gian.	125
4.1. Lý thuyết cố kết thấm của K.Terzaghi và phương trình vi phân cố kết thấm.	126
4.2. Tính toán độ lún của nền đất theo thời gian trong điều kiện bài toán một chiều.	129
4.3. Tính toán độ lún của nền đất theo thời gian trong điều kiện bài toán phẳng và bài toán không gian.	139
CHƯƠNG IV: CƯỜNG ĐỘ VÀ ỔN ĐỊNH CỦA NỀN ĐẤT	145
§1. Khái niệm chung.	145
§2. Sức chống cắt của đất.	146
2.1. Sức chống cắt cực hạn của đất, định luật cắt của đất.	146
2.2. Các yếu tố ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất.	152
2.3. Từ biến của đất sét và sự ảnh hưởng của nó đến cường độ chống cắt.	155

§3. Trạng thái cân bằng giới hạn tại một điểm trong nền đất và điều kiện cân bằng giới hạn MOHR - COULOMB	159
3.1 Trạng thái cân bằng bên và trạng thái cân bằng giới hạn tại một điểm bất kỳ trong nền đất.	159
3.2 Điều kiện cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb.	159
§4. Xác định sức chịu tải của nền đất	162
4.1. Phương pháp tính toán dựa vào lý luận nền biến dạng tuyến tính kết hợp với điều kiện cân bằng giới hạn (dựa vào sự phát triển của vùng biến dạng dẻo).	164
4.2 Phương pháp tính toán dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn.	171
4.3. Phương pháp tính toán dựa vào giả thiết mặt trượt trước:	192
§5 Ổn định của mái dốc	194
5.1. Điều kiện ổn định của đất trên mái dốc.	196
5.2. Phân tích ổn định mái dốc theo phương pháp mặt trượt cung tròn hình trụ.	199
CHƯƠNG 5: TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT LÊN LƯNG TƯỜNG CHẮN.	
§1. Khái niệm chung.	211
1.1. Phân loại tường chắn đất	211
1.2. Áp lực đất và điều kiện sản sinh ra áp lực đất.	212
1.3. Các lý thuyết tính toán áp lực đất lên tường chắn.	214
§2. Phương pháp xác định áp lực tĩnh của đất lên tường.	215
§3. Lý thuyết áp lực đất của C.A.Coulomb.	215
3.1. Tính toán áp lực chủ động lớn nhất của đất theo lý thuyết C.A.Coulomb.	216
3.2. Tính toán áp lực bị động nhỏ nhất của đất tác dụng lên lưng tường chắn.	223
§4. Các phương pháp dựa vào lý thuyết cân bằng giới hạn.	224
4.1. Tính toán áp lực đất theo lý luận W.J.R.Rankine.	224
4.2. Tính toán áp lực đất theo lý thuyết V.V.Xôclovski.	230
§5. Tính toán áp lực đất lên tường chắn trong các trường hợp thường gặp.	232
5.1. Trường hợp tải trọng ngoài tác dụng lên mặt đất.	232
5.2. Trường hợp lưng tường gãy khúc và mặt đất phẳng.	235
5.3. Trường hợp đất đắp sau tường gồm nhiều lớp.	235
5.4. Trường hợp đất đắp sau tường có nước ngầm.	236
§6. Nhận xét phạm vi áp dụng lý thuyết áp lực đất lên tường chắn.	240
§7. Một số vấn đề cần chú ý khi tính toán áp lực đất lên tường chắn.	241
7.1. Việc chọn các chỉ tiêu cơ lý của đất đắp.	241
7.2. Ảnh hưởng của sự nở đất và áp lực thủy động.	243
7.3. Biện pháp làm giảm áp lực đất lên tường.	243
CHƯƠNG VI. CÁC THÍ NGHIỆM ĐẤT HIỆN TRƯỜNG.	
6.1. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT).	244

6.2. Thí nghiệm xuyên tĩnh.	248
6.3 Thí nghiệm nén ngang trong lỗ khoan (PMT).	256
6.4 Thí nghiệm nén ngang DMT (DILATOMETER).	261
6.5. Thí nghiệm cắt cánh (VST).	273
6.6. Thí nghiệm bàn nén hiện trường.	275

Tài liệu tham khảo

CÁC THỨ NGUYÊN THUỜNG DÙNG:

$$100\text{kPa} = 100\text{kN/m}^2 = 1 \text{ bar} = 1 \text{ pa} \approx 1\text{kG/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2 \approx 1\text{tsf} = 2 \text{ ksf}$$

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] 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.
- [2] Lê Quý An, Nguyễn Công Mẫn, Hoàng Văn Tân. *Tính toán Nền móng theo trạng thái giới hạn*. Tủ sách Đại học Kiến trúc. Hà Nội 1993.
- [3] Nguyễn Ngọc Bích, Lê Thị Thanh Bình, Vũ Đình Phụng. *Đất Xây Dựng- Địa chất công trình và cải tạo đất xây dựng*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà nội 2001.
- [4] Cao Văn Chí, Trịnh Văn Cường. *Giáo trình Cơ Học Đất*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà nội 2003.
- [5] Caquot A. , Kerisel J. *Traité de Mécanique des Soils*. Paris 1956.
- [6] Delwyn G. Fredlund. *The Analysis of Slopes*. Department of Civil Engineer Universty of Saskatchewan Saskatoon, Saskatchewan, Canada S7N5A9, 1997 Short Course Ha noi, Viet nam.
- [7] Bùi Anh Định. *Giáo trình Cơ Học Đất*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà nội 2004.
- [8] T.William Lambe-Robert V. Whitman. *Soil Mechanic SI Version*. John Wiley and Sons, New York, 1979.
- [9] Lê Xuân Mai. *Giáo trình Cơ Học Đất*. Trường Đại học Bách khoa Đà Nẵng. 1987 .
- [10] Vũ Công Ngữ, Nguyễn Văn Dũng. *Giáo trình Cơ Học Đất*. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật. Hà Nội 1995.
- [11] Vũ Công Ngữ, Nguyễn Thái. *Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích Nền móng*. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật. Hà Nội 2003.
- [12] Ralph B. Peck, Water E. Hanson, Thomas H. ThornBurn. *Kỹ thuật Nền Móng (Tập I,II) (Trịnh Văn Cường, Nguyễn Công Mẫn, Nguyễn Uyên dịch*. Nhà xuất bản Giáo dục. Hà Nội 1997.
- [13] Nguyễn Văn Quảng. *Giáo trình Cơ Học Đất*. Đại học Kiến trúc Hà Nội. 1978.
- [14] P.K.Robertson, R.G. Campnella. *Guidelines for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for geotechnical design*. Pen Dot, USA. 1988.
- [15] G. Sanglerat. *Khảo sát đất bằng phương pháp xuyên (Tạ Đức Thịnh, Phạm Hữu- dịch)*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội 1996.
- [16] Nguyễn Xuân Trường. *Thiết kế đập đất*. Nhà xuất bản Nông nghiệp. Hà Nội 1975.
- [17] N.A.Xutovich (Đỗ Bằng, Nguyễn Công Mẫn dịch). *Cơ Học Đất*. Nhà xuất bản Nông nghiệp. Hà Nội 1983.
- [18] R.Whitlow. *Cơ Học Đất (Tập I,II)*. Nhà xuất bản Giáo dục. Hà Nội 1996.
- [19] Tiêu chuẩn Anh — BS 1377: 1990. *Các phương pháp thí nghiệm đất xây dựng*
- [20] V.Đ.Lomtađze. *Địa chất công trình - Thạc luận công trình*. Nhà xuất bản Đại học và Trung học chuyên nghiệp. Hà Nội 1981.
- [21] 22 TCN 272 —01. *Tiêu chuẩn thiết kế cầu*. Nhà xuất bản Giao thông vận tải. Hà nội 2001.
- [22] 20 TCN 174 —89. *Đất xây dựng - Phương pháp thí nghiệm xuyên tĩnh*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội 1990.
- [23] 22 TXD 45-78. *Nền nhà và Công trình. Tiêu chuẩn thiết kế*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội 1979.
- [24] 22 TCVN 5748. *Đất xây dựng - Phân loại. Tiêu chuẩn thiết kế*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội 1979.

- [25] Maurice - Cassan. *Thí nghiệm hiện trường về Cơ học đất T1, T2*. Trường Đại học công trình và trường Quốc gia Cơ học đất về khai thác mỏ, nước Cộng hoà Pháp.
- [26] Đinh Xuân Bảng, Nguyễn Tiến Cường, Phan Tường Phiệt. *Tính toán áp lực đất đá lên công trình*. Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật. Hà Nội 1973.
- [27] Bộ giao thông vận tải. *Tuyển tập Tiêu chuẩn thí nghiệm công trình giao thông*.. Hà Nội 1999.
- [28] HUGO - LEHR. *FUNDAT, II I FIZICA SI MECANICA MASELOR DER PHĂMÂN. EDITURA DE STAT PENTRU ARHTECTU RĂ SI CONSTRUCT, II*. 1954.