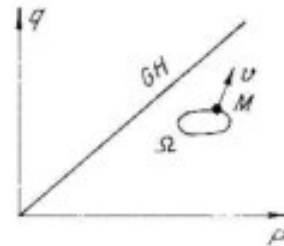


rất nhiều thí nghiệm và tài liệu thực nghiệm nêu trên đã chứng tỏ, sự thay đổi trạng thái ứng suất của đất trong phạm vi mặt chảy dâng hướng giá thiết lại đi kèm với những biến dạng không đàn hồi. Rõ ràng không có mặt chảy dâng hướng trong đất. Khái quát lại, với trạng thái ứng suất được đặc trưng bằng điểm M (hình 3-18) và quỹ đạo thay đổi $V - \sigma$ thì chỉ có một vùng đàn hồi thực sự không lớn, giới hạn trong mặt chảy kín Ω , được hình thành. Mặt Ω chuyển dịch cùng với điểm M và có thể thay đổi dạng trong quá trình dịch chuyển. Nếu điểm M bắt đầu chuyển động theo hướng khác thì đất ứng xử đàn hồi chỉ khi trạng thái ứng suất thay đổi ở trong mặt Ω , còn ngoài mặt đó nó có tính biến dạng dẻo không thuận nghịch - nguyên nhân của hiện tượng trễ.



Hình 3-18. Đồ thị biểu diễn sự dịch chuyển của mặt chảy kín khi thay đổi trạng thái ứng suất

CHƯƠNG 4

TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐÁ

Đất đá cứng (và nửa cứng) là đất đá có mối liên kết kết tinh bền vững và có độ bền các phần tử nguyên khối (không có khe nứt) cao. Khối nứt đá cứng là một hệ chất sít của các phần tử bền vững. Biến dạng và phá hoại của hệ thống này dưới tác dụng của tải trọng (ví dụ dưới chân đập vòm) có thể chủ yếu là do chuyển dịch của các khối theo mặt tiếp xúc của khe nứt.

4.1. TÍNH CHẤT CỦA MÀU NGUYÊN KHỐI

Phần lớn đá cứng có đặc điểm là độ rỗng nhỏ, thường là vài phần trăm và phần nghìn. Mẫu đá này biến dạng đàn hồi khi bị nén thủy tĩnh; chỉ ngay ở giai đoạn đầu chất tải (dưới áp lực 10 - 15 MPa) thể hiện tính ép co khá cao. Đó là do sự đóng kín các vi khe nứt ở tiếp xúc giữa các hạt.

Bên cạnh đá đặc sít, còn gặp những đá có độ rỗng lớn kiểu đá bọt; đá này bị nén chặt mạnh khi tăng áp lực thủy tĩnh. Lớp bê tông mỏng dùng làm vật liệu lấp nhét khi khai thác quặng quý hiếm cũng có tính chất tương tự. Đó thì nén dâng hướng của những đá rỗng này có dạng gần với đó thị của đất sét, tất nhiên với một áp lực khác.

Khi chất tải lệch chưa đạt tới 2/3 ứng suất giới hạn thì đất đá chỉ có biến dạng đàn hồi. Tiếp tục tăng tải trọng sẽ làm phát triển các khuyết tật bên trong - các khe nứt và xuất hiện tình phi tuyến trên đó thị ứng suất - biến dạng.

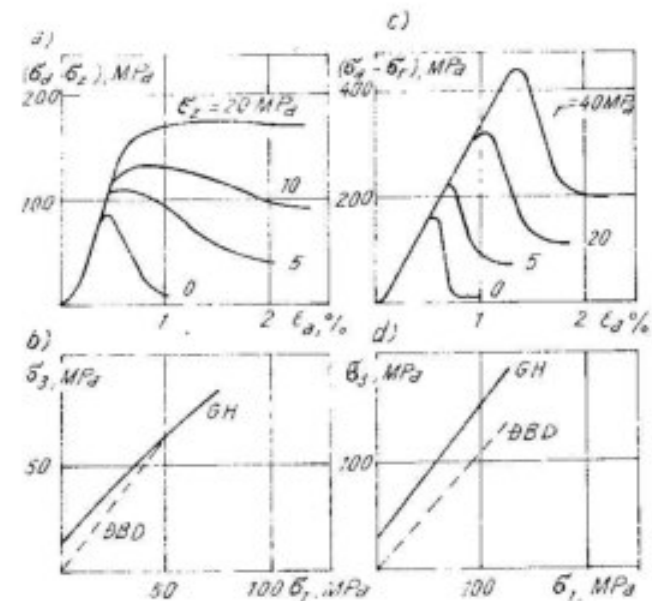
Vai trò của các vi khe nứt trong vật liệu giòn đã được nêu rõ trong công trình của A. Griffite [12]. Bên cạnh chúng, khi chất tải lệch sẽ xuất hiện ứng suất tập trung cục bộ; ứng suất này quyết định điều kiện và hướng phát triển của các vi khe nứt. Khe nứt phát triển làm mất đi ứng suất tập trung, thoát đầu hình như độ bền của mẫu tăng lên. Nhưng tới một mức biến dạng nhất định, thì sự phát triển và khép chặt các khe nứt bên trong sẽ làm giảm sức kháng của mẫu, và quá trình tăng độ bền sau khi đạt độ bền giới hạn sẽ chuyển thành quá trình giảm độ bền sau giới hạn.

Hình 4-1 là các đồ thị đặc trưng cho độ bền của các mẫu đá hoa Uran và granit Careli trong thí nghiệm nén ba trục. Sự giảm độ bền của mẫu ở giai đoạn sau giới hạn sẽ kết thúc bằng sự ổn định sức kháng của mẫu ở mức độ nào đó - được gọi là độ bền dư. Ở mẫu đá hoa (hình 4-1a,b) việc tăng áp lực thủy tĩnh đi kèm với sự giảm của mức giảm độ bền ở giai đoạn sau giới hạn, và với áp lực theo phương bán kính $\sigma_r > 20$ MPa thì nói chung không còn thấy sự giảm độ bền. Tương ứng, đường độ bền dư của đá hoa (DBD) trong vùng áp lực cao hòa nhập với đường giới hạn (DGH).

Trong khi đó, ở đá granit, tới áp lực 50 MPa mức giảm độ bền vẫn không giảm, và đường độ bền dư không tiến dần tới đường giới hạn. Độ dốc của phần đồ thị biến dạng sau giới hạn đặc trưng cho độ giòn của đá. Trong quá trình giảm sức kháng của mẫu tới độ bền dư, một hệ thống các khe nứt lớn được phát triển, tuy nhiên mẫu vẫn còn giữ được độ liên kết và có khả năng tích lũy những biến dạng ngày càng lớn cho tới khi bị phân rã hoàn toàn thành những cục riêng biệt.

Ngay từ khi phát triển các vi khuyết tật ở giai đoạn biến dạng trước giới hạn, và đặc biệt là ở giai đoạn sau giới hạn, sự tăng biến dạng trượt trong đá cứng luôn đi kèm với hiện tượng phân rã. Hiện tượng này rõ nhất khi nén một trục và giảm bớt khi tăng áp lực hông. Quá trình phân rã không phải kéo dài mãi; nó sẽ kết thúc khi đạt mức độ phân rã cuối cùng nào đó, mức độ này càng nhỏ khi áp lực thủy tĩnh càng lớn.

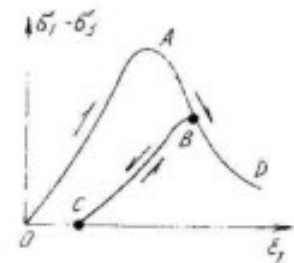
Nếu mẫu đang ở giai đoạn biến dạng sau giới hạn (ví dụ ở điểm B trên hình 4-2) được dỡ tải, sau đó chất tải lại, thì nó sẽ bị yếu đi do sự phát triển của các khe nứt ở trong mẫu nên đồ thị biến



Hình 4-1. Bộ đồ thị đặc trưng cho tính chất của mẫu đá hoa (a và b) và granit (c và d).

dạng trước giới hạn của nó sẽ theo một nhánh khác - CB, còn phần đồ thị sau giới hạn BD của nó sẽ trùng với phần sau giới hạn của mẫu ban đầu OAD. Đồ thị giới hạn của mẫu này sẽ ở một vị trí nào đó giữa đồ thị giới hạn và đồ thị độ bền dư của mẫu ban đầu.

Đồ thị giới hạn của đá cứng thường là đường cong, tuy nhiên ở vùng áp lực thủy tĩnh cao thì ngành mở và ngành xây dựng không cần quan tâm đến điều đó; còn phần đầu đồ thị có thể coi như là đường thẳng, được biểu diễn bằng phương trình Coulomb. Trong đó thông số φ được gọi là góc ma sát trong như trước đây, nhưng có ý nghĩa cơ học khác hẳn, có thể khá lớn, tới 50° hoặc 60° (xem hình 4-1d). Nhiều số liệu về tính chất biến dạng và độ bền của đá được trình bày trong công trình [12].



Hình 4-2. Đồ thị thay đổi các tính chất của mẫu ở giai đoạn biến dạng sau giới hạn.

4.2. TÍNH CHẤT CỦA KHỐI NỨT NÉ

Mặc dù trong vỏ trái đất có gặp những khối đá hầu như không bị nứt nẻ, như các cột bằng đá granit trong nhà thờ lớn Isaakiev ở Leningrad chẳng hạn. Tuy nhiên, thường thường các đá cứng và nửa cứng có ba, hoặc nhiều hơn, các hệ thống khe nứt. Ở dưới sâu, những khe nứt này có thể bị khép liền lại và trên mặt khe nứt có thể có lực liên kết đáng kể - bằng 20 - 30% lực liên kết ở thể liền khối. Các khe nứt cũng có thể là mở và bị lấp đầy bằng milonit, thậm chí hé miệng. Ở các đới vỏ vụn kiến tạo, mật độ khe nứt tăng lên cho tới trạng thái đất đá dạngدام. Có thể xem khối nứt như một thể nguyên khối ngày xưa đã bị biến dạng sau giới hạn tới một mức độ nhất định. Đồ thị giới hạn của khối nứt nằm ở một chỗ nào đó trong khoảng giữa đồ thị giới hạn và đồ thị độ bền dư. Lực liên kết của khối nứt phụ thuộc vào mức độ nứt nẻ sẽ chiếm một phần λ nào đó trong lực liên kết của mẫu. Chỉ số λ gọi là *hệ số giảm yếu cấu trúc*.

Bảng 4-1 cho các giá trị định hướng của hệ số giảm yếu cấu trúc đối với các loại đất đá. Những khe nứt nghiêng $30^\circ - 50^\circ$ so với hướng của tải trọng tác dụng thường làm giảm độ bền nhiều nhất; vì vậy, trong bảng 4-1, các khối có khe nứt nghiêng sẽ có giá trị λ thấp hơn. Đối với đá có độ bền mẫu nguyên khối cao thì khe nứt làm giảm độ bền nhiều hơn; vì vậy trong bảng 4-1 còn cho biết λ phụ thuộc vào độ bền của mẫu nguyên khối.

Đất đá có cấu trúc bị phá hoại (ở các đới phá hủy kiến tạo, ở các đới trượt do khai đào, v.v.) thực chất chỉ có độ bền dư.

Các khối nứt nẻ ít, có hệ số giảm yếu cấu trúc cao ($\lambda > 0,25$), vẫn giữ được những tính chất cơ bản của mẫu nguyên khối, trong đó có tính giòn, sự giảm độ bền ở vùng biến dạng sau giới hạn, khuynh hướng phá hoại động lực học khi chất tải mềm. Ở các khối độ bền bị giảm mạnh, độ dốc của phần đồ thị biến dạng sau giới hạn cũng giảm, hay nói chung, không thấy hiện tượng giảm độ bền sau giới hạn; do đó không còn khả năng bị phá hoại giòn (phá hoại giòn là phá hoại xảy ra không phải do nguồn năng lượng từ bên ngoài mà chỉ do năng lượng đàn hồi tích lũy trong chính vật liệu chịu tải, trong máy thí nghiệm hay trong khối đất đá vây quanh).

Đối với góc ma sát trong của khối nứt (φ_M) và tương quan của nó với thông số tương tự của mẫu thí nghiệm trong phòng φ cũng có ý kiến khác nhau: $\varphi_M = \varphi$; $\varphi_M < \varphi$; $\varphi_M > \varphi$. Rõ ràng, tất cả các phương án đó đều có thể xảy ra, như thấy trên hình 4-1a và 4-1b khi so sánh các đồ thị giới hạn của độ bền đỉnh và độ bền dư của mẫu. Khi thiếu các tài liệu cụ thể có thể lấy $\varphi_M = \varphi$.

Bảng 4-1

Đặc điểm đất đá	Hệ số giảm yếu cấu trúc đối với áp lực nén, khi độ bền mẫu, MPa			
	< 2	2 - 10	10 - 40	> 40
Nứt nẻ không thấy rõ	0,9	0,7	0,6	0,5
Cấu tạo chặt với các khe nứt cắt vuông góc	0,5	0,4	0,35	0,3
Cấu tạo chặt với các khe nứt cắt xiên, gần đồng	0,3	0,25	0,2	0,15
Có cấu trúc phá hoại	0,1	0,08	0,06	0,03

4.3. CÁC ĐẶC TRƯNG TIẾP XÚC

Trong tính toán địa kỹ thuật, tính chất biến dạng và tính chất bền ở mặt tiếp xúc công trình - đất và ở mặt tiếp xúc của các khe nứt lớn (có thể phát triển biến dạng trượt) đóng một vai trò quan trọng.

Trong một vài trường hợp, độ bền tiếp xúc có thể lớn hơn độ bền của môi trường tiếp xúc yếu nhất. Chẳng hạn, mặt tiếp xúc giữa bê tông (không cách nước) và sét thường có sức kháng trượt lớn hơn đất sét, do sự di chuyển một lượng nước lỗ rỗng vào trong bê tông và làm khô ít nhiều vùng tiếp xúc. Có lẽ đó là một trong các nguyên nhân của hiện tượng "nghỉ" ở cọc - hiện tượng tăng khả năng chịu tải theo thời gian sau khi đóng cọc. Tiếp xúc loại này có thể không cần quan tâm đến trong tính toán địa kỹ thuật.

Nhưng thường thì tiếp xúc có độ bền thấp hơn so với môi trường tiếp xúc.

Điều cần quan tâm nhất ở đây là hoạt động cơ học của khe nứt trong đá cứng. Nếu khe nứt mở khá lớn, vượt quá chiều cao nắp mỏ của thành khe, và bị lấp đầy bởi vật chất milomit phân tán nhỏ, thì tính chất cơ học của tiếp xúc phụ thuộc vào tính chất của chất lấp nhét. Còn nếu khe nứt mở ít, thì những chỗ nắp mỏ ở thành khe sẽ ngoác vào nhau (hình 4-3) và làm thay đổi hẳn sự làm việc tại tiếp xúc. Góc ma

sát trong φ ở các bề mặt bằng phẳng (không nhám) của đá thường gần bằng 30° . Nếu cát kèm theo trượt trên một mặt nhám có góc nghiêng là α , thì góc ma sát trong khả kiến φ' tại tiếp xúc sẽ tăng thêm một lượng α :



Hình 4-3. Hình thái mặt tiếp xúc nhám

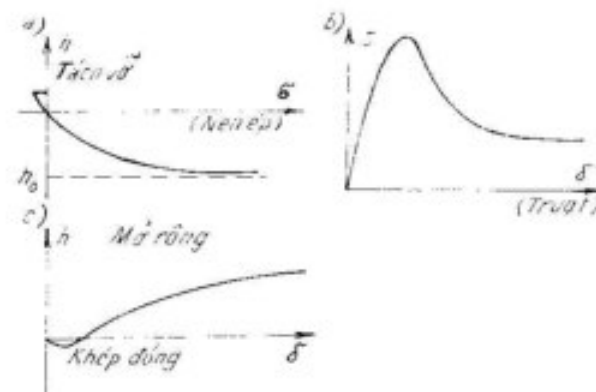
$$\varphi' = \varphi + \alpha \quad (4.1)$$

Nếu tổng trên lớn hơn 90° , thì không thể xảy ra trượt theo độ nhám đứng đứng như vậy mà không kèm theo có T. và τ mặt nứt thực có các loại độ nhám khác nhau, mỗi loại độ nhám đều đóng góp phần mình vào liên kết ở mặt tiếp xúc. Độ nhám dốc nhất, cũng như liên kết kết tinh riêng biệt giữa các mặt tiếp xúc quyết định lực liên kết ở mặt tiếp xúc, lực này có thể dao động trong khoảng 0,3C (C - lực liên kết ở đá nguyên khối) ở các khe nứt dạng sợi, đến 50 kN/m^2 và nhỏ hơn ở các khe nứt đã xảy ra trượt. Cũng vậy, góc ma sát trong trên các mặt tiếp xúc chưa bị phá hoại có thể tới 60° sẽ giảm xuống $25^\circ - 30^\circ$ và nhỏ hơn ở các mặt tiếp xúc đã xảy ra trượt [12].

Dưới tác dụng đơn thuần của tải trọng pháp tuyến mặt tiếp xúc sẽ khép kín lại do ép vỡ đàn hồi (và không đàn hồi) những chỗ gồ ghề. Đồ thị khép khe nứt cho trên hình 4-4a. Trị số tải trọng pháp tuyến càng lớn thì trị số khép kín h càng tiến dần tiệm cận với giới hạn bằng độ mở ban đầu h_0 .

Trượt trên mặt tiếp xúc nhám sẽ làm mở rộng khe hở giữa 2 mặt tiếp xúc, còn sức kháng trượt của mặt tiếp xúc thì giảm theo sự mất

dẫn lực liên kết mức vuông. Hình 4-4b và 4-4c là những đồ thị tiêu biểu của hiện tượng trượt ở mặt tiếp xúc. Ở giai đoạn bắt đầu trượt khi xảy ra nén ép các điểm gồ ghề, các điểm này liên kết mức nói chặt chẽ hơn, người ta thấy sự khép lại nhất định của các mặt tiếp xúc và sức kháng tăng lên. Sau đó, trượt sẽ làm mở rộng khe hở, và giảm sức kháng ở tiếp xúc τ do làm mất dẫn lực liên kết nhám hoặc làm mất hẳn chúng.

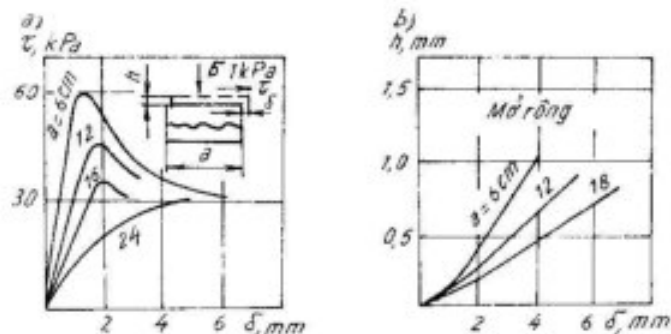


Hình 4-4. Các đồ thị đặc trưng cho tính chất cơ học ở mặt tiếp xúc.

S. Bandis và một số người khác [16] khẳng định có một hiệu ứng tỷ lệ, làm giảm sức kháng trượt đỉnh tại tiếp xúc khi tăng diện tích trượt trong giới hạn nhất định. Kết quả những thí nghiệm này được trình bày trên hình 4-5a và 4-5b.

Hiệu ứng tỷ lệ cũng có thể không có. Để nhận được sức kháng ổn định, không phụ thuộc vào quy mô tiếp xúc, không đòi hỏi phải thí nghiệm với các mẫu quá lớn. Theo các thí nghiệm của S. Bandis, và một số người khác, sức kháng của các tiếp xúc có diện tích lớn hơn $100 - 200 \text{ cm}^2$ thực tế đã là không đổi.

N. Barton và V.Choubey [18] đưa ra công thức tính sức kháng trượt của tiếp xúc τ , phụ thuộc vào độ bền nén một trục σ_n của đá dạng thỏi, độ nhám của tiếp xúc, áp lực pháp tuyến σ và góc ma sát bề mặt bằng phẳng φ như sau



Hình 4-5. Các đồ thị đặc trưng cho hiệu ứng tỷ lệ khi trượt trong mặt tiếp xúc

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \left[k \lg \left(\frac{\sigma_n}{\sigma} \right) + \varphi \right]. \quad (4.2)$$

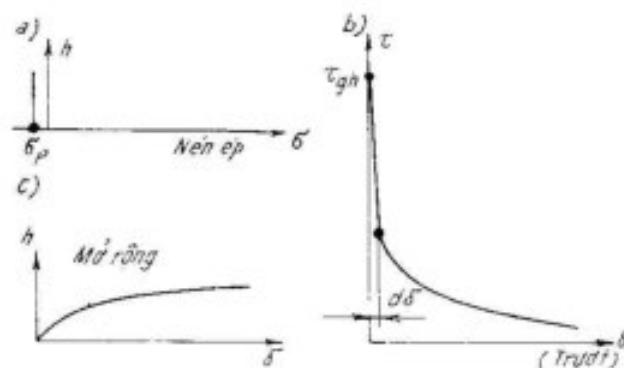
Hệ số k đặc trưng cho độ nhám của tiếp xúc, thì gần bằng góc nghiêng trung bình của độ nhám, xác định bằng cách xử lý mặt cắt thành tiếp xúc. Người ta nhận thấy sức kháng đỉnh của tiếp xúc đạt được khi trị số trượt σ bằng khoảng 10% trị số trượt, lúc sức kháng tiếp xúc giảm xuống tới sức kháng dư - tức là bằng lực ma sát trên bề mặt bằng phẳng sau khi bị mất lực liên kết nhám. Độ mở cực đại h ở tiếp xúc khi trượt thì bằng chiều cao mấp mô, còn tốc độ mở đạt cực đại h_{\max} khi sức kháng tiếp xúc đạt giá trị đỉnh.

Nghiên cứu sơ bộ hoạt động của tiếp xúc có độ mở ban đầu nào đó thấy chúng có các đặc điểm là: bị ép co dưới tác dụng của ứng suất pháp và dễ bị biến dạng gần như tuyến tính dưới tác dụng của ứng suất tiếp, chưa đạt tới độ bền đỉnh của tiếp xúc. Những khe nứt mở trong đá thuộc vỏ phong hóa đúng là có các tính chất ấy, và độ ép co của khối nứt dưới tải trọng của công trình xây dựng, như các đập thủy công chẳng hạn, do sự đóng kín lại của các khe nứt, thường là lớn hơn đá nguyên khối.

Tuy nhiên, ở những độ sâu khai mở ngoài giới hạn của đới phong hóa, thì trạng thái ứng suất ban đầu của khối đá có đặc điểm là ứng suất ép co cao, các khe nứt bị khép chặt. Những tiếp xúc này sẽ không dễ bị biến dạng đối với ứng suất pháp và ứng suất tiếp,

chừng nào các ứng suất này chưa vượt quá sức kháng của tiếp xúc. Khi ứng suất còn thấp hơn giới hạn, thì các khối có khe nứt như vậy sẽ thể hiện như một môi trường đàn hồi với những đặc trưng của mẫu nguyên khối; chỉ khi trên mặt các khe nứt xảy ra tổ hợp của các ứng suất giới hạn mới xuất hiện trượt, và sự tồn tại các khe nứt sẽ ảnh hưởng đến bức tranh chung về trạng thái ứng suất - biến dạng của khối.

Những đặc điểm của khe nứt đóng chặt tương tự với sự tham gia của mối liên kết kết tinh ban đầu được trình bày trên hình 4-6. Tiếp xúc ở đây hoàn toàn không có phản ứng gì với sự thay đổi của ứng suất ép co pháp tuyến, nhưng khi ứng suất pháp bằng độ bền tách vỡ của tiếp xúc thì các thành của tiếp xúc sẽ bị tách xa nhau vô hạn (hình 4-6a). Sẽ không xảy ra trượt theo mặt tiếp xúc, chừng nào ứng suất tiếp chưa đạt giới hạn bền của tiếp xúc τ_{gh} ; giới hạn này phụ thuộc vào độ nhám và cả vào liên kết kết tinh. Sự phá hoại liên kết kết tinh xảy ra với biến dạng trượt rất nhỏ dễ (hình 4-6b) trong mặt tiếp xúc; sau đó, tình hình giảm sức kháng trượt và mở rộng tiếp xúc (hình 4-6c) chỉ do các đặc điểm của độ nhám quyết định. Đo đạc thực nghiệm các đặc trưng của tiếp xúc đóng chặt có mối liên kết kết tinh là rất khó, đòi hỏi có những máy móc rất nhạy và chính xác, vì toàn bộ quá trình xảy ra dưới ứng suất cao và chuyển dịch nhỏ.



Hình 4-6. Các đồ thị đặc trưng cho tính chất cơ học của tiếp xúc đóng chặt

4.4. TÍNH CHẤT LƯU BIẾN CỦA ĐẤT VÀ ĐÁ

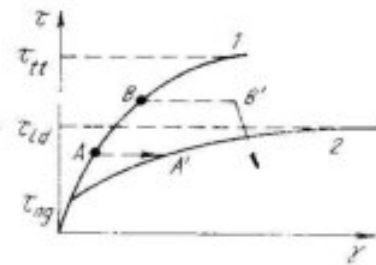
Hiện tượng từ biến là biểu hiện thông thường của tính chất lưu biến ở đất. Có thể phân ra 2 loại từ biến hoàn toàn khác nhau về bản chất và về biểu hiện : từ biến thể tích và từ biến trượt.

Biểu hiện từ biến thể tích thường được giải thích là do sự phát triển lâu dài của hiện tượng "lún thế kỷ" trên sét bão hòa nước, với tốc độ 1-2cm/năm, sau khi hoàn thành quá trình cố kết thắm.

Từ biến thể tích luôn luôn tắt dần, đến một mức nào đó nó sẽ biến mất. Để tính độ lún cuối cùng không cần quan tâm đến từ biến thể tích, vì chỉ số ép co khi nén đã bao gồm tất cả các quá trình thời gian. Tính đến từ biến trong dự báo phát triển biến dạng theo thời gian sẽ làm tăng khối lượng tính toán lên nhiều mà không làm thay đổi nhiều kết quả so với tính toán theo lý thuyết cố kết thắm. Vì vậy, trong các phương pháp dự báo lún ở trong nước cũng như ngoài nước người ta bỏ qua độ từ biến thể tích.

Từ biến trượt dưới tác dụng của phần tenxơ ứng suất lệch hay gập hơn và thường hậu quả rất dễ thấy. Hiện tượng từ biến trượt ở đất loại sét, muối mỏ, đất đá loại sét dính hoặc bị sét hóa trong quá trình phong hóa (acgilít, aleurolít, đá phiến biến chất phân lớp mỏng), thì liên hệ mật thiết với các tính chất của nước hấp phụ : độ nhớt, khả năng vận chuyển ion của các muối hòa tan từ mặt chịu tải lớn hơn đến mặt chịu tải nhỏ hơn. Từ biến trượt biểu hiện ở chuyển động trượt chậm chạp, tuy thế, nhiều khi cũng chuyển biến thành nhanh, ở sự chuyển dịch từ về một điểm tại vách các công trình khai đào ngầm, ở sự biến dạng các trụ muối kéo theo sự lún mặt đất. Vòm muối và trượt khối là những biểu hiện rõ rệt nhất của từ biến.

Trên hình 4-7, đường cong 1 là đồ thị đặc trưng cho quan hệ ứng suất - biến dạng khi chất tải nhanh, còn đường cong 2 - khi chất tải cực kỳ chậm (τ_{tt} - độ bền tức thời ; τ_{ld} - độ bền lâu dài). Khi ứng suất thấp hơn τ_{ng}



Hình 4-7. Quan hệ giữa tốc độ chất tải và các tính chất biến dạng của đất

- ngưỡng từ biến - thì không có biểu hiện từ biến. Nếu mẫu được chất tải nhanh tới điểm A (thấp hơn τ_{ld} nhưng cao hơn τ_{ng}), thì quá trình từ biến tắt dần sẽ đưa nó đến trạng thái cuối cùng - điểm A' trên đường cong 2. Nếu mẫu được chất tải nhanh đến điểm B, thì sẽ xảy ra quá trình không tắt dần, mà độ từ biến tăng nhanh và sẽ kết thúc ở điểm phá hoại B' nào đó.

Lưu biến học của quá trình trượt trong trường hợp tổng quát được đặc trưng bằng :

- ngưỡng từ biến ; đại lượng này ở sét với $I_p \approx 1$ có thể gần bằng không, còn ở đá cứng - gần bằng τ_{ld} ;
- độ bền lâu dài - giới hạn giữa từ biến tắt dần và không tắt dần được đặc trưng bằng C_{ld} hay φ_{ld} ;
- độ bền tức thời - giới hạn tuyệt đối của sức kháng - có các đặc trưng Coulomb C_{tt} , φ_{tt} .

Trị số φ_{ld} và φ_{tt} thường gần bằng nhau, còn C_{ld} bằng 40 - 50% C_{tt} ở sét và 60 - 80% C_{tt} ở các đá đã gắn kết.

Hình 4-8 là đồ thị phát triển biến dạng từ biến theo thời gian với các tải trọng khác nhau. Nếu mức ứng suất τ vượt quá độ bền lâu dài, thì quá trình từ biến sẽ kết thúc bằng phá hoại càng nhanh khi τ càng lớn. Tính toán gần đúng có thể xem biến dạng giới hạn γ_{gh} - khi từ biến kết thúc bằng phá hoại - không phụ thuộc vào ứng suất τ (trong giới hạn $\tau_{ld} \leq \tau \leq \tau_{tt}$).



Hình 4-8. Sự phụ thuộc của đặc điểm từ biến của đất vào thời gian với những tải trọng khác nhau

Trên đồ thị từ biến không tắt dần chia ra 3 vùng : vùng đầu tiên a - từ biến không ổn định, vùng chủ yếu b - từ biến ổn định với tốc độ không đổi, và c - vùng từ biến tăng nhanh. Từ biến ổn định là quá trình cân bằng giữa phá hoại liên kết cũ và phát sinh liên kết mới. Từ biến tăng tiến khi số liên kết bị phá hoại bắt đầu vượt số liên kết phát sinh và sự mất cân bằng ngày càng tăng.

Nếu chất tải nhanh lên đất bằng tải trọng lớn hơn độ bền lâu dài τ_{ld} rồi ngừng lại ở biến dạng đạt được thì quá trình lưu biến sẽ dẫn đến sự giảm (chùng) ứng suất tới mức τ_{ld} .

CHƯƠNG 5

GIẢI CÁC BÀI TOÁN ĐỊA KỸ THUẬT BẰNG HỆ CHƯƠNG TRÌNH "ĐỊA CƠ"

Dựa trên cơ sở của phương pháp phần tử hữu hạn, tác giả đã chỉ đạo thực hiện nhóm chương trình cho một số mô hình cơ học của đất và đá ở Viện chế tạo máy toàn Liên bang (Liên Xô cũ) và Trường đại học xây dựng Leningrad.

Tất cả các chương trình trong hệ chương trình "Địa cơ" đều có hệ thống các thông tin vào và ra như nhau và các chương trình con tổng quát cơ bản.

5.1. MÔ HÌNH MÔI TRƯỜNG BIẾN DẠNG ĐÀN - DÉO LÝ TƯỞNG

Mô hình này là sự tổng quát hóa của môi trường đàn hồi và dẻo cứng có ma sát trong. Trong bài toán biến dạng, mô hình được dùng phải bảo đảm lời giải nhận được là đồng nhất, ứng suất và biến dạng là đồng trục. Với bài toán của môi trường này, đã có nhiều lời giải bằng giải tích được giới thiệu, điều đó cho phép so sánh các lời giải bằng số với các lời giải giải tích chính xác. Về bản chất, mô hình phối hợp hai lý thuyết cơ sở của cơ học hiện đại: lý thuyết đàn hồi và lý thuyết trạng thái giới hạn; mô hình được mô tả bằng các đặc trưng cơ học thông thường trong khảo sát địa chất công trình. Do liên quan chặt chẽ với các thiết bị cơ học đất cổ truyền, và do tính đơn giản của các mô hình như vậy mà chúng được sử dụng rộng rãi khi giải quyết các bài toán khác nhau.

Miêu tả mô hình của môi trường (biến dạng phẳng). Nếu ứng suất trong môi trường không vượt mức giới hạn đã cho, thì liên hệ ứng suất và biến dạng được mô tả bằng định luật Hooke; đối với điều kiện biến dạng phẳng có thể viết ở dạng:

$$\sigma_1 = E_p (\varepsilon_1 + \nu_p \varepsilon_3) / (1 - \nu_p^2), \quad (5.1)$$

$$\sigma_3 = E_p (\varepsilon_3 + \nu_p \varepsilon_1) / (1 - \nu_p^2),$$

ở đây: $E_p = E/(1 - \nu^2)$; $\nu_p = \nu(1 - \nu)$ - tương tự "phẳng" của môđun Young E và hệ số Poisson ν .

Trong vùng kéo, ứng suất giới hạn bằng độ bền kéo T ($T < 0$):

$$\sigma_3 = T, \quad (5.2)$$

còn trong vùng nén - thỏa mãn định luật Coulomb:

$$\sigma_1 = S + \text{ctg } \psi \sigma_3, \quad (5.3)$$

ở đây: $S = 2C \text{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$; $\text{ctg } \psi = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$;

C, φ - lực dính và góc ma sát trong.

Trên hình 5-1a, phương trình (5.2) và (5.3) được miêu tả bằng đường thẳng AB và BD. Trong các chương trình "Địa cơ", độ bền kéo T tự động lấy bằng $C/5$ đối với phần tử không chuyển sang dẻo, và bằng 0 đối với phần tử chuyển sang dẻo tại các chu kỳ lặp trước đó.

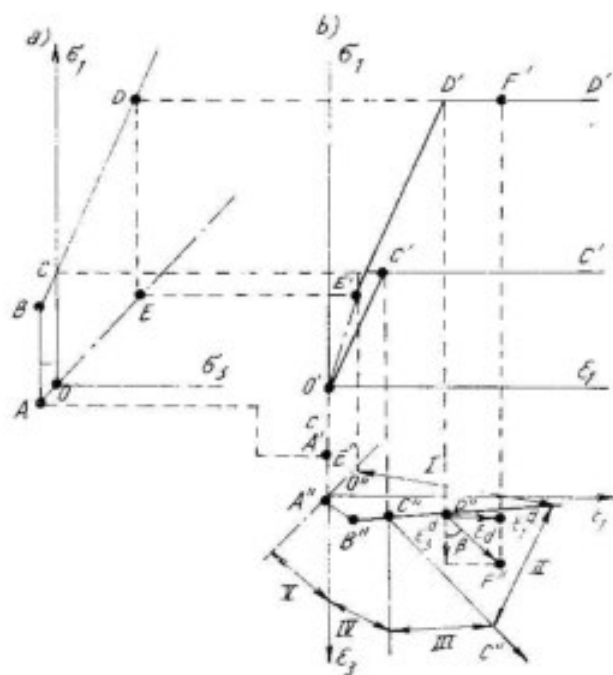
Dưa quan hệ (5.1) vào các công thức (5.2) và (5.3), ta nhận được sự biểu thị các giới hạn độ bền (đàn hồi) qua biến dạng chính:

$$f_1 = [(E_p \varepsilon_1 - S)(1 - \nu_p \text{ctg } \psi) / (\text{ctg } \psi - \nu_p) - \nu_p S] / E_p - \varepsilon_3 = 0 \quad (5.4)$$

$$f_2 = T(1 - \nu_p^2) / E_p - \nu_p \varepsilon_1 - \varepsilon_3 = 0. \quad (5.5)$$

Phương trình (5.4) và (5.5) được biểu thị bằng những đường thẳng tương ứng B''D'' và A''B'' trên hình 5-1b. Đường bao EABD trong hình 5-1a đặc trưng cho vùng ứng suất đàn hồi, còn đường bao E''A''B''D'' trong hình 5-1c - cho vùng biến dạng đàn hồi.

Như vậy, trong vùng I theo biến dạng $\varepsilon_1, \varepsilon_3$ đã biết có thể tìm ứng suất σ_1, σ_3 theo công thức (5.1). Ở ngoài giới hạn đường bao E''A''B''D'', quan hệ biến dạng - ứng suất theo phương trình khác.



Hình 5-1. Tổng hợp các số đo đặc trưng tính chất của môi trường đàn hồi - dẻo lý tưởng trong điều kiện biến dạng toàn phần

a) hệ trục σ_1, σ_3 ; b) hệ trục σ_1, ϵ_1 ; c) hệ trục ϵ_1, ϵ_3

Trong mô hình biến dạng nghiên cứu, giả thiết là toàn bộ quá trình biến dạng dẻo biểu hiện bằng nén liên tục theo phương σ_1 và giãn nở theo phương ϵ_3 . Chỉ trong điều kiện này mới bảo đảm quan hệ duy nhất ứng suất và biến dạng ở ngoài giới hạn đàn hồi.

Giả sử trong quá trình chất tái, trạng thái biến dạng của phần tử môi trường diễn ra ở điểm D' tại giới hạn vùng đàn hồi (hình 5-1b). Chúng ta nghiên cứu qui luật biến dạng dẻo tiếp sau xảy ra trong điều kiện $\sigma_3 = \text{hằng số}$, tức là khi ứng suất chính nhỏ nhất cố định.

Biến dạng ϵ_1 tăng (co rút) kèm theo biến dạng ϵ_3 giảm (giãn nở theo phương vuông góc). Vectơ biến dạng dẻo toàn phần ϵ^d (D''F'')

trên hình 5-1c) khi đó gồm 2 thành phần ϵ_1^d và ϵ_3^d , hai thành phần này được xác định theo quan hệ:

$$\epsilon_3^d = -\text{ctg}\beta \epsilon_1^d \quad (5.6)$$

Góc β được xác định theo định luật của dòng dẻo: khi $\beta = \frac{\pi}{4}$ dòng có thể tích bằng nhau; khi $\beta = \psi$ quan hệ (5.6) tương ứng định luật liên hệ của dòng.

Các thành phần đàn hồi ϵ_1^d và ϵ_3^d là các tọa độ của điểm D'', và xác định chúng không khó khăn, đó là tọa độ của giao điểm của đường thẳng B''D'', được miêu tả bằng phương trình (5.4), với đường thẳng D''F'' đi qua điểm F'' cho trước có tọa độ ϵ_1, ϵ_2 và tạo với phương thẳng đứng góc β cho trước. Vì thế, ứng suất tại điểm bất kỳ trên tia D''F'', bao gồm cả điểm F_d thuộc vùng II; được tính bằng cách thay giá trị ϵ_1^d và ϵ_3^d vào phương trình của định luật Hooke (5.1):

$$\sigma_3 = [E_d(\epsilon_1 + \epsilon_3) + S(\nu_d - 1)] / (1 - \nu_d \text{ctg}\beta + \text{ctg}\beta - \nu_d) \quad (5.7)$$

$$\sigma_1 = S + \sigma_3 \text{ctg}\psi \quad (5.8)$$

Nếu biến dạng của phần tử thuộc môi trường nghiên cứu được đặc trưng bằng các điểm trong vùng III (xem hình 5-1c) thì phần tử bị đứt theo phương ϵ_3 , tương ứng $\epsilon_3 = 0$, tức là phần tử chịu nén một hướng và khi đó $\sigma_1 = S$.

Trong vùng IV, phần tử cũng bị đứt theo phương σ_3 , tức là $\sigma_3 = 0$, nhưng vì biến dạng ϵ_1 nhỏ hơn trị số giới hạn, nên ứng suất σ_1 được xác định theo định luật Hooke (khi ép co một hướng $\sigma_1 = E_d \epsilon_1$). Trong vùng V, phần tử sẽ bị đứt theo cả hai phương, tức là $\sigma_1 = \sigma_3 = 0$.

Như vậy, với phần tử của môi trường cho trước, khi biết biến dạng ϵ_1 và ϵ_3 , hoàn toàn và duy nhất có thể xác định được các ứng suất chính lý thuyết σ_1 và σ_3 .

Thuật toán tổng quát để tìm lời giải phần tử hữu hạn theo phương pháp ứng suất ban đầu như sau:

1. Nạp số liệu cho các nút và các phần tử.
2. Thành lập các vectơ lực nút $\{F^c\}$ và chuyển vị $\{s^c\}$ đã định trước.

3. Gán các số hạn không vào trường lưu ứng suất ban đầu trong các phần tử $\{\sigma\}_{bd}$.

4. Thành lập MTĐCHT (ma trận độ cứng của hệ thống).

5. Tính MTĐCHT nghịch đảo (phân giải đầu của hệ phương trình).

6. Tính chuyển vị chưa biết trong vectơ $\{\sigma^c\}$ theo trị số hiện thời của vectơ lực $\{F^c\}$ (hoàn thành lời giải của hệ phương trình).

7. Đối với mỗi phần tử thực hiện các bước từ 8 đến 20.

8. Tính biến dạng tương đối ε .

9. Theo biến dạng $\{\varepsilon\}$ và công thức của định luật Hooke, tính ứng suất đàn hồi :

$$\{\sigma\}_d = [D]\{\varepsilon\}.$$

10. Tính ứng suất thực bằng cách trừ ứng suất ban đầu được tích lũy trước khỏi ứng suất đàn hồi :

$$\{\sigma\}_{th} = \{\sigma\}_d - \{\sigma\}_{bd}.$$

11. Tính các ứng suất chính thực $\{\sigma\}_{ct} = \{\sigma_1^{th} \sigma_3^{th} \alpha\}^T$ theo công thức :

$$\sigma_1^{th}, \sigma_3^{th} = \frac{1}{2} \left[(\sigma_x^{th} + \sigma_y^{th}) \pm \sqrt{(\sigma_x^{th} - \sigma_y^{th})^2 + 4\tau_{xy}^{th}} \right],$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \arctg \left(\frac{\tau_{xy}^{th}}{\sigma_1^{th} - \sigma_y^{th}} \right)$$

12. Tính các biến dạng chính $\{\varepsilon\}_c = \{\varepsilon_1^c \varepsilon_3^c \rho\}^T$ theo công thức :

$$\varepsilon_1^c, \varepsilon_3^c = \frac{1}{2} [(\varepsilon_x + \varepsilon_y) \pm \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \gamma_{xy}^2}],$$

$$\rho = \frac{1}{2} \arctg \frac{\gamma_{xy}}{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_y)}$$

13. Ứng suất chính "lý thuyết" $\{\sigma\}_{cl}$ có trong môi trường đàn-dẻo đã cho khi biến dạng là $\{\varepsilon\}_c$, thì được xác định theo công thức (5.7) và (5.8).

14. Tính ứng suất lý thuyết trục $\{\sigma\}_{lt} = \{\sigma_x^{lt}, \sigma_y^{lt}, \tau_{xy}^{lt}\}^T$ theo công thức :

$$\sigma_x^{lt} = \sigma_2^{lt} \cos^2 \rho + \sigma_3^{lt} \sin^2 \rho,$$

$$\sigma_y^{lt} = \sigma_1^{lt} \sin^2 \rho + \sigma_3^{lt} \cos^2 \rho,$$

$$\tau_{xy}^{lt} = \frac{1}{2} (\sigma_1^{lt} - \sigma_3^{lt}) \sin 2\rho.$$

Lưu ý là : góc ρ dùng trong các công thức để bảo đảm sự đồng trục của biến dạng và ứng suất chính.

15. Tính số gia của ứng suất ban đầu $\{\Delta \sigma\}_{bd}$:

$$\{\Delta \sigma\}_{bd} = k \{\sigma\}_{th} - \{\sigma\}_{lt}$$

k - hệ số gia tăng hội tụ của quá trình lặp.

Kết quả tốt nhất đạt được khi k = 1,5.

16. Sự tích lũy ứng suất ban đầu :

$$\{\sigma\}_{bd} = \{\sigma\}_{bd} + \{\Delta \sigma\}_{bd}$$

17. Tính lực nút "ban đầu" của phần tử theo công thức :

$$\{F\}_{bd} = [B]^T \{\Delta \sigma\}_{bd}$$

18. Bổ sung lực nút ban đầu của phần tử vào vectơ lực của hệ $\{F^h\}$:

$$\{F^h\} = \{F^h\} + \{F\}_{bd}$$

19. Kiểm tra độ chính xác đạt được của lời giải : nếu một ứng suất thành phần $\{\Delta \sigma\}_{bd}$ vượt trị số cho phép định trước thì cần thực hiện tiếp phép lặp.

20. Kết thúc chu trình cho phần tử.

21. Nếu có dấu hiệu tiếp tục thực hiện phép lặp (không đạt được độ chính xác cần thiết), thì tiến hành lại toàn bộ các bước bắt đầu từ bước 6.

22. In các thông tin được đưa ra.

23. Kết thúc.

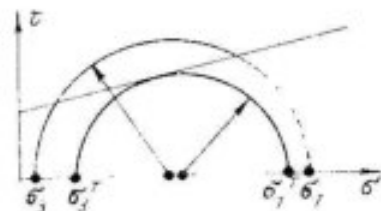
Trong vùng cơ bản chịu biến dạng không đàn hồi (vùng II trong hình 5-1), nội dung các thao tác thực hiện như sau : Ở phần tử được nghiên cứu, ứng suất σ_1 và σ_3 tính được theo kết quả của lời giải thứ nhất nằm ngoài đồ thị giới hạn (hình 5-2). Vòng tròn ứng suất "lý thuyết" σ_1^l và σ_3^l tiếp xúc với đồ thị giới hạn. Vị trí tâm của vòng tròn "lý thuyết" được xác định bởi định luật dòng chảy đã được thừa nhận : nếu dòng đóng thể tích ($\beta = \frac{\pi}{4}$), thì ứng suất trung bình ở trong các trạng thái ứng suất lý thuyết và đã cho cân bằng nhau, tức là tâm của các đường tròn trùng nhau. Nếu môi trường tới ra (giãn nở) khi dòng dẻo ($\beta < \frac{\pi}{4}$), thì ứng suất trung bình tăng lên và tâm của vòng tròn lý thuyết nằm ở bên phải tâm của vòng tròn ban đầu và ngược lại.

Số phép tính đã được tiến hành cho môi trường có dòng đóng thể tích là lớn nhất. Mô hình như thế của môi trường có đặc trưng biến dạng khá gần đặc trưng biến dạng của đất có độ chặt trung bình và có quá trình lập hồi tụ nhanh. Tổng hợp các đặc trưng gắn với mô hình này cho phép khảo sát cả vùng biến dạng trượt không đàn hồi lẫn vùng bị phá hoại. Văn bản về cách này của chương trình với các chỉ dẫn sử dụng chi tiết được nêu trong phần tham khảo.

Dưới đây chúng ta xem xét vài ví dụ dùng chương trình này để giải một số bài toán địa kỹ thuật.

5.1.1. Bài toán của Galin

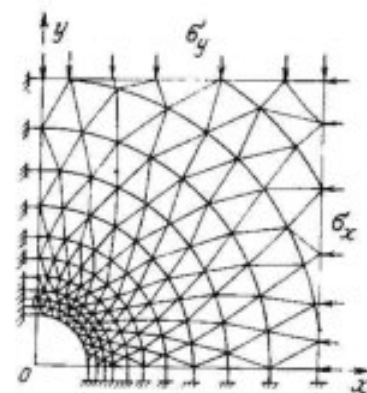
Lời giải được xem xét dưới đây [43] chỉ nhằm để so sánh lời giải số với lời giải bằng giải tích chính xác. Lời giải của LA Galin về bài toán phân bố ứng suất và biến dạng xung quanh lỗ tròn



Hình 5-2. Đồ thị vị trí của vòng tròn ứng suất lý thuyết.

trong trường ứng suất phẳng phi thủy tinh thuộc môi trường đàn hồi - dẻo lý tưởng với tiêu chuẩn dẻo Tresca là một trong một số lời giải đàn hồi - dẻo bằng giải tích chính xác.

Tiêu chuẩn dẻo Tresca là một trường hợp riêng của tiêu chuẩn Coulomb. Thật vậy, trong tiêu chuẩn Coulomb (1.19), thay giá trị góc ma sát trong $\varphi = 0$, sẽ chuyển nó thành vùng nén trong tiêu chuẩn Tresca.



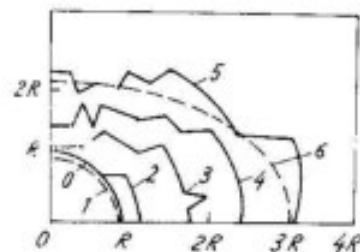
Hình 5-3. Sơ đồ tính theo phương pháp phần tử hữu hạn cho lỗ hình tròn

chất tải là trùng nhau.

Chuyển vị của các điểm ở chu vi lỗ và sự mở rộng vùng biến dạng dẻo được thể hiện trong hình 5-4. Theo lời giải nhân được đường viền quanh vùng dẻo 5 là hình giống elip với bán trục lớn $a \approx 3,14 R$ và bán trục nhỏ $b = 1,77 R$ (R - bán kính lỗ). Theo lời giải của L.A.Galin, vùng biến dạng dẻo có dạng elip với các bán trục $a = 3,05 R$, $b = 1,64 R$.

Để so sánh lời giải bằng phương pháp phần tử hữu hạn với lời giải của LA. Galin, lấy môi trường có các đặc trưng sau : $E = 10^3 \text{MPa}$, $\nu = 0,3$, $C = 1,0 \text{MPa}$. Lưới phần tử hữu hạn và các điều kiện biên được thể hiện trong hình 5-3.

Để làm sáng tỏ đặc trưng phát triển của vùng biến dạng dẻo với biến thiên ứng suất, bài toán được giải theo hai cách. Ở cách thứ nhất, các ứng suất như sau : $\sigma_y = 3 \text{MPa}$ và $\sigma_x = 2,4 \text{MPa}$ được truyền toàn bộ ; ở cách thứ hai, ứng suất được tăng lên qua 5 bậc. Kết quả tính theo hai cách



Hình 5-4. Lời giải bài toán của L.A. Galin 0 - đường viền ban đầu của lỗ ; 1 - đường viền sau khi chất tải ; 2 - giới hạn vùng dẻo sau các bước chất tải 2, 3, 4, 5 ; 6 - đường viền vùng dẻo theo lời giải bằng giải tích.

Ở gần đường viền lở, ứng suất bằng độ bền giới hạn khi nén một trục, còn khi ở xa thì nó bằng ứng suất đã cho trên mặt. Bảng 5-1 cho sự so sánh ứng suất trong vùng dẻo theo Galin và theo phương pháp phần tử hữu hạn. Cả khi lưới các phần tử tương đối lớn, lời giải số và giải tích rất gần nhau, nhất là đối với chuyển vị của đường viền là điều rất được quan tâm đến trong thực tế.

Bảng 5-1

$\frac{r}{R}$	Ứng suất trên trục ngang (MPa)				$\frac{r}{R}$	Ứng suất trên trục đứng (MPa)			
	theo Galin	theo PPP TIII	theo Galin	theo PPP TIII		theo Galin	theo PPP TIII	theo Galin	theo PPP TIII
	σ_y		σ_z			σ_z		σ_y	
1	0	0,1	2	2,07	1	0	0	2	2,08
1,28	0,49	0,49	2,49	2,62	1,14	0,27	0,39	2,27	2,39
1,8	1,18	1,20	3,18	3,37	1,28	0,49	0,58	2,49	2,58
2,14	1,52	1,50	3,52	3,60	1,64	0,99	1,10	2,99	2,88
2,57	1,89	1,85	3,89	3,92	-	-	-	-	-

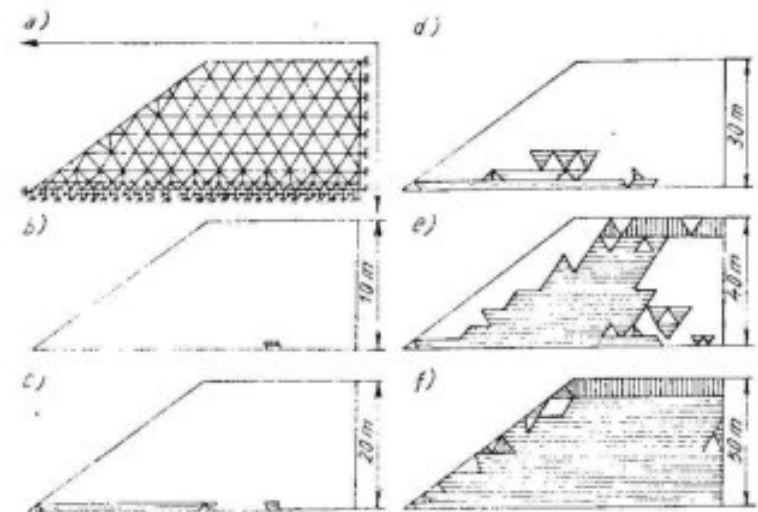
5.1.2. Ổn định của khối đắp trên nền đất yếu

Tại một xí nghiệp khai thác mỏ, nổi lên vấn đề xác định chiều cao giới hạn cho phép của các bãi thải trong vùng ô tô [14]. Nền bãi thải là đất sét cứng, tuy nhiên do nước thấm đã làm lớp sét trên mặt bị ẩm ướt và chuyển sang trạng thái dẻo. Thân bãi thải là á cát. Chỉ tiêu độ bền của khối thải và lớp tiếp xúc được xác định bằng các thí nghiệm ngoài trời có qui mô lớn (bảng 5-2). Các đặc trưng đàn hồi được chọn gần đúng theo các bảng của Qui phạm.

Lưới các phần tử hữu hạn được thể hiện trong hình 5-5.

Bảng 5-2

Đất	Các chỉ tiêu đặc trưng tính chất của đất				
	C, MPa	E, MPa	ν	γ , kN/m ³	φ , độ
Khối đất thải	0,07	100	0,3	20	17
Lớp tiếp xúc	0,02	100	0,4	20	10



Hình 5-5. Sơ đồ lưới các phần tử hữu hạn (a) và đường viền vùng dẻo ở bốn thời kỳ độ cao khác nhau (b-f)

Ứng suất ở đáy bãi thải tỷ lệ thuận với giá trị γH , tức là khi trị số trọng lượng riêng γ cố định, độ cao mái dốc H tăng sẽ tạo ra sự tăng ứng suất giống như khi tăng γ mà giữ H cố định. Trong đây các lời giải liên tục, sự thay đổi chiều cao mái dốc nhằm tìm được chiều cao giới hạn H có thể làm thay đổi toàn bộ các thông tin có quan hệ với tọa độ của nút.

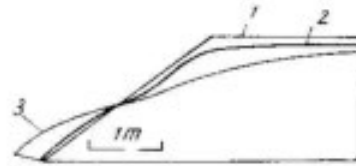
Độ cao mái dốc giới hạn có thể tìm đơn giản hơn: tính các thông số về tọa độ cho mái dốc có độ cao 10m, còn giá trị γ được nhân với 1, 2, 3,... khi trọng lượng thể tích cố định.

Ngoài ra, chương trình "Địa cơ" cho phép tất cả các tải trọng đá cho, trong đó có cả trọng lượng thể tích, được chia thành một số phần định trước. Các phần này được tự động thêm vào liên tục theo từng cấp, và sau mỗi cấp chất tải lại cho ra kết quả tính toán để in.

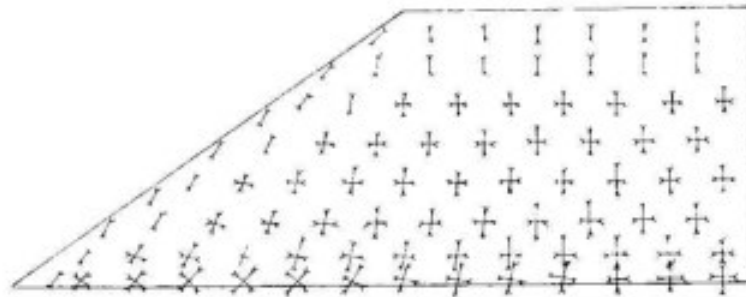
Như vậy, trong bài toán này đã chọ độ chặt là 5 γ và 5 cấp tải trọng, tức là tính cho mái dốc có độ cao 10, 20, 30, 40 và 50m. Tất cả điều đó cần khoảng 1 giờ máy tính.

Sự phát triển liên tục của vùng dẻo ở mái dốc có độ cao khác nhau được thể hiện trong hình 5-5 b, c, d, e, f. Lời giải ổn định

cuối cùng tương ứng với chiều cao mái dốc là 40m ; khi độ cao 50m, quá trình tính lập phải liên tục. Sau 100 chu trình thì chuyển vị lập đưa ra in sẽ phù hợp với một số vị trí trong quá trình trượt mái dốc (hình 5-6). Cần lưu ý là, thực tế ở mỏ lộ thiên đã xảy ra sự trượt bãi thải khi chiều cao của nó tăng lên đến 45m. Trong các phần tử của lớp tiếp xúc ở trạng thái giới hạn, vectơ σ_1 nghiêng với phương trượt góc xấp xỉ $40^\circ = (45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ giống như lý thuyết (hình 5-7).



Hình 5-6. Đường bao bãi thải
1. đường bao ban đầu ; 2. đường bao khi bãi thải cao 40m ; 3. đường bao khi bãi thải cao 50m vào thời điểm trượt (tỷ lệ thay đổi được ghi trên hình)



Hình 5-7. Vectơ ứng suất chính trong thềm bãi thải có chiều cao 40m

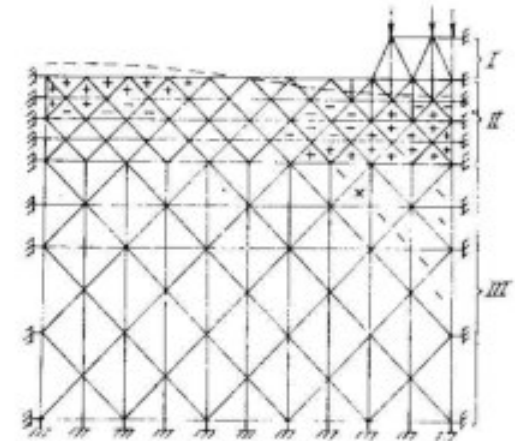
5.1.3. Bài toán về khả năng vượt qua của máy xúc nặng

Theo đề nghị của giáo sư G.L.Gisenco, người ta đã tiến hành chuyển đến moong khai thác một máy xúc nặng kéo dây khối lượng 12.000 tấn có bệ lắp ráp trên vùng đất lầy, khi lớp đất đóng băng theo mùa dày 2m. Áp lực lớn nhất lên đất là tại hai ván trượt đỡ

máy xúc, mỗi ván dài 40m và rộng 4m. Dưới ván trượt có kích thước như thế, trạng thái ứng suất của đất được xem như là biến dạng phẳng, còn bài toán thì được xem hoàn toàn tương tự với bài toán về tải trọng giới hạn trên móng băng.

Cần lưu ý là, tính toán theo tải trọng giới hạn là "điểm yếu" trong cơ học đất. Một số sơ đồ tính gần đúng chỉ dùng cho đất đồng nhất, vì thế các kết quả tính toán khá xa giá trị thực.

Đối với nền không đồng nhất rõ rệt như đối với lớp đất đóng băng trên đất sét dẻo, nơi chung không có sơ đồ tính được thừa nhận.



Hình 5-8. Sơ đồ cho bài toán về khả năng vượt qua của máy xúc
I - ván trượt của máy xúc ;
II - lớp đất đóng băng ;
III - lớp đất tan băng

Lưới các phần tử hữu hạn được thể hiện trên hình 5-8 ; các phần tử mang các tính chất của đất (bảng 5-3).

Bảng 5-3

Đặc trưng của đất	Các chỉ tiêu đặc trưng cho tính chất của đất				
	C, MPa	E, MPa	ν	γ , kN/m ³	φ , độ
Đất đóng băng	1	1000	0.3	20	17
Đất tan băng	0.035	35	0.4	20	14

Tải trọng từ máy xúc được mô phỏng bằng các lực nút truyền từ trên xuống. Lớp đóng băng, tựa như tấm bản, bị chọc thủng mà không bị ép lôm xuống. Dưới ván trượt, có sự đứt đoạn ở phần

dưới của lớp và xa một chút - ở phần trên của lớp. Vùng dẻo không lớn được hình thành ở trong đất dưới lớp đóng băng. Tuy nhiên, nhìn chung giải pháp là ổn định. Đường bao bé mật dưới tác dụng của tải trọng được thể hiện trong hình 5-8. Máy xúc di chuyển an toàn theo tuyến đường; các quan trắc được tiến hành cho thấy độ lún gần với trị số tính toán.

Nghiệm vẫn ổn định, cả khi gia trị lực đặt vào là gấp đôi, điều đó chứng tỏ trị số dự trữ về khả năng chịu tải cũng lớn hơn hai lần. Trong hình 5-8 dấu "+" để chỉ các phần tử của lớp đóng băng bị đứt đoạn ở trong nghiệm thứ nhất cũng như thứ hai, còn dấu "-" là đứt đoạn chỉ ở trong nghiệm thứ hai; tương tự, các dấu "x" và "/" dùng để chỉ các phần tử của lớp tan băng đã chuyển sang dẻo do trượt trong cả hai lời giải và chỉ ở trong lời giải thứ hai.

Khi phân tích độ lún cần lưu ý trường hợp sau. Phương án nêu ra của chương trình "Địa cơ" coi tất cả các tải trọng tác dụng đồng thời - bao gồm khối lượng của máy xúc và trọng lượng bản thân của đất. Vì vậy, độ lún tính bao gồm cả độ lún do trọng lượng bản thân của đất, mà ta không quan sát được trong tự nhiên. Trong phạm vi lớp đất nghiên cứu, để tách riêng độ lún do tải trọng tăng thêm thì lấy độ lún tổng trừ đi độ lún do trọng lượng bản thân.

Độ lún S của lớp có bề dày H do trọng lượng bản thân có thể tính tách biệt bằng tay theo công thức:

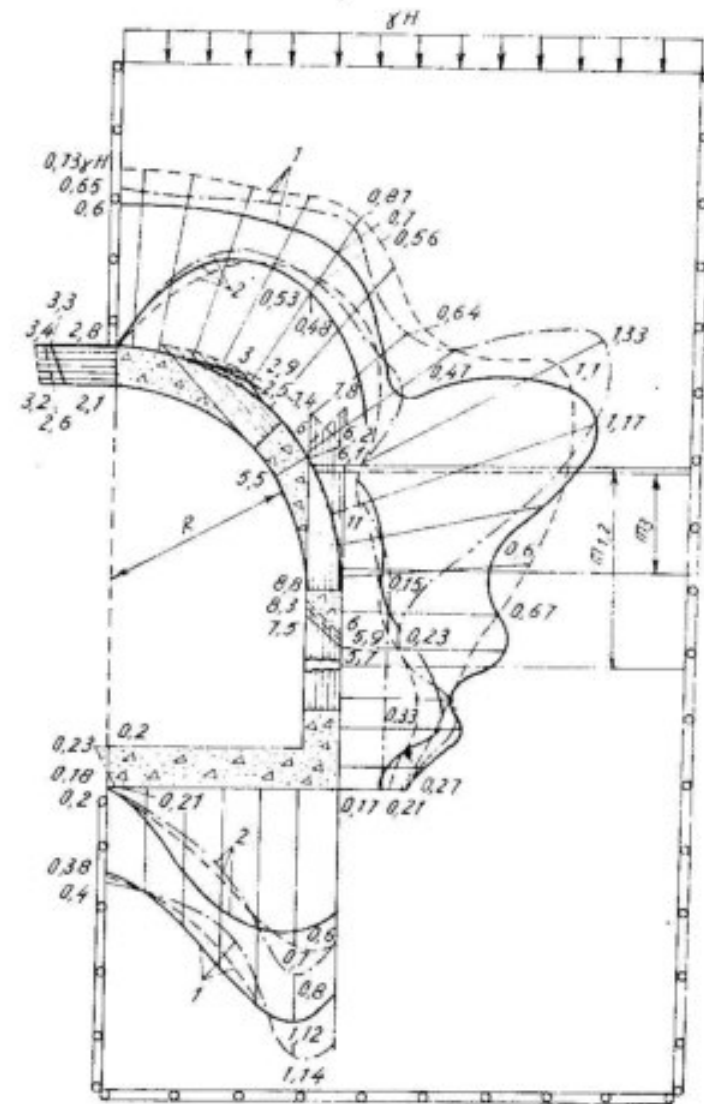
$$S = [\gamma H^2(1 - \nu - 2\nu^2)]/[2E(1 - \nu)],$$

hoặc nhận được bằng lời giải phần tử hữu hạn có kể đến trọng lượng bản thân của đất (khi vắng mặt tải trọng tăng thêm).

Nếu việc phân tích chỉ giới hạn trong môi trường đàn hồi, thì để tránh sự chuyển sang dẻo của các phần tử, cần lưu ý tạo ra cho chúng tính bền cao rõ rệt.

5.1.4. Tính áp lực lên vỏ đường hầm

Sơ đồ bài toán tính ứng suất pháp tuyến và tiếp tuyến tại nơi tiếp xúc của đá với vỏ bê tông của đường hầm [1] được thể hiện ở trên hình 5-9. Trên hình cũng thể hiện cả biểu đồ tính toán σ và τ . Khối được coi không có trọng lượng, còn tải trọng do trọng lượng bản thân của đá ($\gamma h = 30$ MPa) tại mực bố trí trục đường hầm, được chuyển đến biên trên của vùng. Lời giải tiến hành theo ba phương án với các điều kiện được trình bày trong bảng 5-4.



Hình 5-9. Biểu đồ tải trọng và ứng suất trên vỏ đường hầm
1 - pháp tuyến; 2 - tiếp tuyến (đường liền - phương án gia tải I; đường đứt - phương án II; đường đứt - chấm - phương án III)

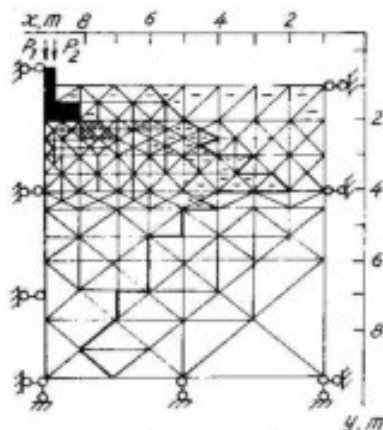
Bảng 5-4

Vật liệu	Các chỉ tiêu đặc trưng cho tính chất của đất				
	C, MPa	E, MPa	ν	φ , độ	Bề dày lớp đất yếu
Bê tông	10^4	$25 \cdot 10^3$	0,2	30	-
Đá	3,43	$6 \cdot 10^3$	0,2	30	-
Dất dẻo:					
Phương án I	1,72	$3 \cdot 10^3$	0,48	30	$m_1 = R$
Phương án II	0,343	$0,6 \cdot 10^3$	0,48	30	$m_2 = R$
Phương án III	0,343	$0,6 \cdot 10^3$	0,48	30	$m_3 = R/2$

Tuy nhiên, bài toán này rất phức tạp và kết quả giải thường không thỏa mãn, là vì thực tế vỏ hầm được xây dựng khi đào xong đường hầm và khối vỏ chịu quá trình hồi phục đàn hồi. Tình trạng này cũng như tính lưu biến của đá và trình tự thời gian đào hầm, xây dựng vỏ hầm và cứng hóa của bê tông cần được lưu ý khi tính áp lực đá lên vỏ đường hầm.

5.1.5. Nghiên cứu quan hệ độ lún - tải trọng của móng cứng hình băng

X.Z. Bakenov đã tiến hành tính theo sơ đồ ở trong hình 5-10, với các tính chất của đất gần giống tính chất đất sét dạng dài Leningrad: $E = 1,4 \text{ MPa}$, $\nu = 0,4$, $\gamma = 0,0192 \text{ MN/m}^3$, $C = 0,04 \text{ MPa}$, $\varphi = 10^\circ$. Các phần tử móng thì có độ bền cao để loại trừ sự phá hoại bất ngờ. Đầu tiên gán cho chúng các tính chất của đất và độ lún chỉ được xem là do tác dụng của trọng lực. Trong loạt phép giải sau đó, các phần tử của móng mang đặc tính thực sự của chúng và ngoài trọng lực còn có tải trọng đặt lên móng - tương ứng với tải trọng riêng tăng thêm lên đáy móng $p = 90; 180; 270; 362; 422; 430; 440; 460 \text{ kN/m}^2$. Đáp số ổn định cuối cùng nhận được khi $p = 422 \text{ kN/m}^2$. Sự tăng tải trọng tiếp đó sẽ dẫn đến sự không hội tụ của quá trình tính lặp, tức là không ổn định về mặt toán học; nó chứng tỏ sự mất ổn định của nền. Hình 5-11 là đồ thị quan hệ độ lún của móng với tải trọng được lập theo kết quả giải.



Hình 5-10. Sơ đồ sự phát triển của vùng biến dạng dẻo dưới móng cứng hình băng

$$R = \frac{\gamma_{c1} - \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_x b \gamma'_{II} + M_q (d_1 + d_b) \gamma'_{II} + M_c C'_{II} - d_b \gamma'_{II}] =$$

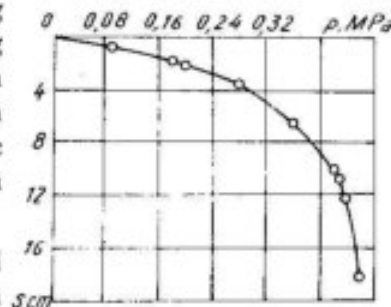
$$= \frac{1.1}{1} [0,18.1.2.19,2 + 1,73.1.1.92 + 4,17.40 - 0] = 206,82 \text{ kN/m}^2$$

Với tải trọng riêng $p = 210 \text{ kN/m}^2$ nhận được bằng PPPTHH, các phần tử vùng giới hạn ở trên hình 5-10 được gạch chéo. Chiều sâu của nó bằng khoảng 1/4 bề rộng móng. Trong khoảng trước trị số tải trọng này, quan hệ độ lún và tải trọng gần như là tuyến tính (xem hình 5-11). Như đã thấy, các kết quả tính theo giải tích và theo phần tử hữu hạn khá gần nhau.

Trong điều kiện đất đã cho, tải trọng riêng cực đại khi nền mất ổn định tính theo công thức của SNiP 2.02.01-83 với kích thước của móng đó là

$$p_{gh} = N_{\gamma} \xi_{\gamma} b \gamma'_1 + N_q \xi_q \gamma'_1 d + N_c \xi_c C_1 =$$

$$= 0,6.1.2.19,2 + 2,47.1.19,2.1 + 8,34.1.40 = 393,5 \text{ kN/m}^2.$$



Hình 5-11. Quan hệ giữa độ lún móng cứng hình băng và áp lực

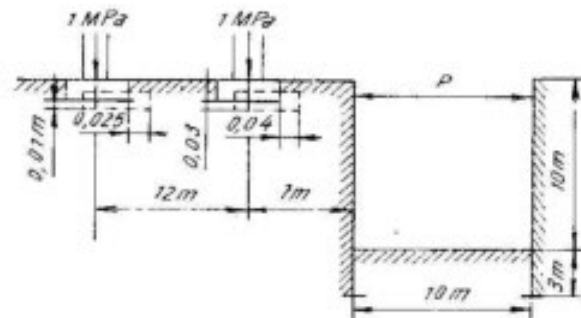
SNiP 2.02.01-83 xác định tải trọng riêng tính toán R là tải trọng mà dưới tác dụng của nó, độ sâu vùng trạng thái giới hạn dưới đáy móng bằng 1/4 bề rộng đáy móng. Với điều kiện của chúng ta, theo công thức của SNiP thì ta có:

Con số này cũng gắn với tải trọng riêng trong lời giải ổn định cuối cùng bằng PPPTHH (430 kN/m^2). Khi đó, đường bao vùng dẻo là đường đậm ở trong hình 5-10, bao trùm một vùng lớn ở dưới móng (đấu - chỉ các phần tử bị đứt đoạn).

Như vậy, PPPTHH cho phép tính được độ lún của móng có xét đến sự phát triển của biến dạng dẻo ở nền và dự đoán được giá trị tải trọng giới hạn.

5.1.6. Áp lực lên tường cọc ván

Đọc theo tòa nhà kéo dài thường thiết kế đoạn hào sâu dùng cho tường cọc ván [14]. Trước khi đào hố, đặt thanh chống p (hình 5-12) giữa các tường cọc



Hình 5-12. Sơ đồ cho bài toán về áp lực lên tường cọc ván

ván. Yêu cầu xác định lực trong thanh chống và đánh giá độ lún của tòa nhà. Cọc ván dùng loại "Larsen" II-IV, có bề rộng $0,4\text{m}$, độ cứng mỗi cọc ván $(EI)_{\text{cọc}} = 83160 \text{ kN/m}^2$. Điều kiện của đất: đất sét dạng dẻo tới độ sâu 8m , sau đó là đất bở rỗng. Các chỉ tiêu của đất được nêu trong bảng 5-5.

Bảng 5-5

Loại đất	Các chỉ tiêu đặc trưng cho tính chất của đất				
	E, MPa	ν	γ , kN/m^3	C, MPa	φ , độ
Đất sét dạng dẻo	0,6	0,45	19,5	0,02	10
Bở rỗng	3	0,3	21,0	0,1	30

Dùng tính chất của bê tông ($E = 0,2 \text{ MPa}$, $\nu = 0,25$) cho các phần tử của khối móng. Trong bài toán này, độ bền của móng

không xét tới, vì vậy để tránh việc tính lặp do các phần tử móng bị phá hoại, cần gán độ bền cực cao cho chúng $C = 1 \text{ MPa}$, $\varphi = 45^\circ$. Ở đáy móng, tải trọng phân bố theo chiều dài là 1000 kN/m , vì thế các phần tử của khối móng có $\gamma = 0$.

Phần hình vẽ tường cọc ván có bề dày thực đòi hỏi các phần tử hết sức nhỏ để có nhiều thông tin hơn. Vì thế, tường được mô phỏng bằng hai dãy các phần tử đủ lớn có môđun đàn hồi sao cho độ cứng của tường giả dày 1m bằng độ cứng tường cọc ván thực. Trong điều kiện bài toán phẳng, ta nghiên cứu lớp phẳng có bề dày 1m . Đặt 2,5 cọc ván trên 1m , tức là độ cứng thực của tường cọc ván trong lớp có bề dày 1m là:

$$(EI)_{\text{th}} = 2,5(EI)_{\text{cọc}} = 2,5.83160 \text{ kNm}^2.$$

Mômen quán tính của dầm cọc ván giả có bề rộng 1m

$$I_{\text{hc}} = bh^3/12 = 1/12 \text{ m}^4.$$

Từ điều kiện cân bằng độ cứng của các tường cọc ván thực và giả, có thể xác định môđun biến dạng của các phần tử tạo nên tường giả:

$$E_g = \frac{2,5(EI)_{\text{cọc}}}{I_g} = \frac{2,5.83160.12}{1} = 2,49 \text{ MPa}$$

Độ bền của tường cọc ván không được xem xét đến, vì thế các phần tử được gán tính bền cực cao để loại trừ việc chúng chuyển sang trạng thái giới hạn

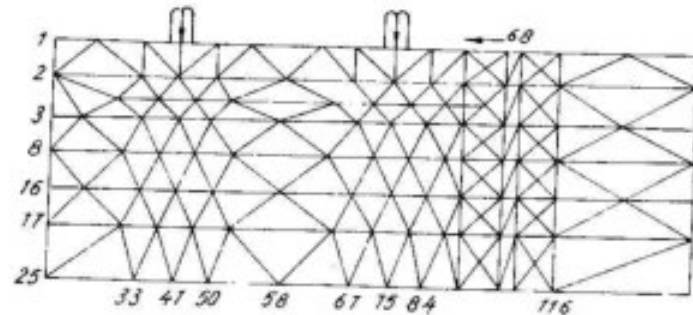
$$C = 1 \text{ MPa}; \varphi = 45^\circ.$$

Sơ đồ phân chia thành các phần tử hữu hạn được thể hiện trong hình 5-13.

Bài toán được giải theo hai giai đoạn. Ở giai đoạn đầu, tính đến tình trạng trước khi đào hào, các phần tử ở bên trong hào được gán tất cả các tính chất vốn có của đất. Chúng ta quan tâm đến độ lún của móng nhà và chuyển vị ngang của cọc ván.

Sau đó tìm lời giải cho giai đoạn hai. Lúc này các phần tử ở bên trong hào có môđun đàn hồi $E = 0$ và dung trọng $\gamma = 0$; điều này tương đương với việc đào bỏ đất ra khỏi đường hào. Điểm 68

với chuyển vị ngang theo lời giải giai đoạn 1 được dùng để tính việc đặt thanh chống sau khi xây dựng nhà nhưng trước khi đào hào. Đồng thời, để tính ảnh hưởng của đất ở ngoài vùng nghiên cứu, cần cho chuyển vị thẳng đứng ở các điểm 1, 2, 3, 8, 16 và 17 và chuyển vị ngang ở các điểm 33, 41, 50, 58, 67, 75, 84, 116 từ lời giải ở giai đoạn 1.



Hình 5-13. Sơ đồ phần tử hữu hạn

Do đào đường hào, móng nhà kế với hào đã lún xuống 3cm, chuyển dịch về phía hào 4cm, còn móng nhà phía xa thì lún xuống 1cm, chuyển dịch 2,5cm (xem hình 5-12). Nội lực ở thanh chống p đạt 587 kN.

5.1.7. Bài toán đàn hồi trong điều kiện trạng thái ứng suất phẳng

Chương trình được nêu trong phụ lục, có thể dùng để giải các bài toán đàn hồi (trừ đàn hồi - dẻo) trong điều kiện trạng thái ứng suất phẳng. Muốn vậy, theo [14] cần phải:

a) đưa vào trị số không thật của môđun đàn hồi E và hệ số Poisson, còn trị số giả được tính theo công thức:

$$E_g = E \frac{1 + 2\nu}{(1 + \nu)^2}; \quad \nu_g = \frac{\nu}{1 + \nu};$$

b) đưa vào trị số không thật của lực nút F và tỷ trọng γ , còn trị số giả được xác định theo công thức:

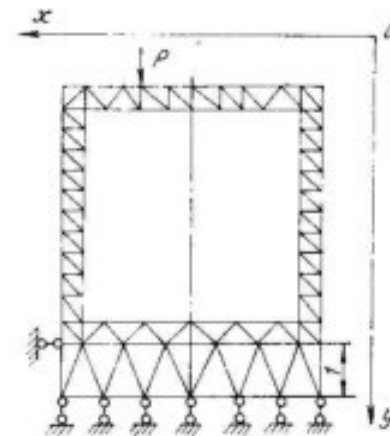
$$F_g = F/b; \quad \gamma_g = \gamma/b,$$

ở đây b - bề dày của kết cấu phẳng.

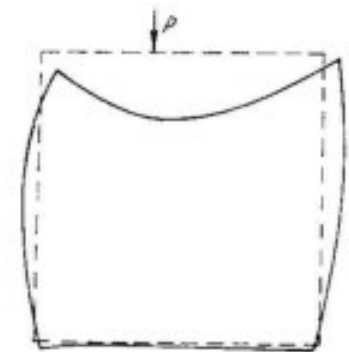
c) Cho các chỉ tiêu đặc trưng cho tính bền một giá trị khá lớn để có thể nhận được lời giải đàn hồi, ví dụ $C = 1 \text{ MPa}$, $\varphi = 45^\circ$.

Ví dụ: Tính khung đàn hồi trên nền Vinkler khi chịu tải trọng lệch tâm (hình 5-14). Dầm bê tông cốt thép có tiết diện $0,4 \times 4\text{m}$. Các chỉ tiêu đặc trưng cho bê tông là $E = 0,02 \text{ MPa}$, $\nu = 0,25$, tải trọng $p = 100 \text{ kN}$. Hệ số nền $k_n = 10^4 \text{ kN/m}^3$. Giá trị giả đặc trưng đàn hồi của khung $E = 0,0192 \text{ MPa}$, $\nu = 0,2$. Giá trị giả của tải trọng $F_g = 250 \text{ kN}$.

Nền đàn hồi cục bộ được mô phỏng bằng lớp phần tử có bề dày 1m, với môđun đàn hồi $E = 0,1 \text{ MPa}$ và hệ số Poisson $\nu = 0$. Lớp dày một đơn vị dài thì có hệ số nền bằng môđun đàn hồi. Giá trị giả của các đặc trưng đàn hồi của lớp lấy bằng giá trị thực $E_g = E$, $\nu_g = \nu = 0$. Hình dạng trục trung hòa của khung trước và sau khi đặt tải trọng được nêu trong hình 5-15. Để tăng độ chính xác của lời giải, nên phân chia dầm thành các phần tử nhỏ hơn.



Hình 5-14. Sơ đồ khung phẳng trên nền Vinkler



Hình 5-15. Trục khung bị cong dưới tác dụng của tải trọng

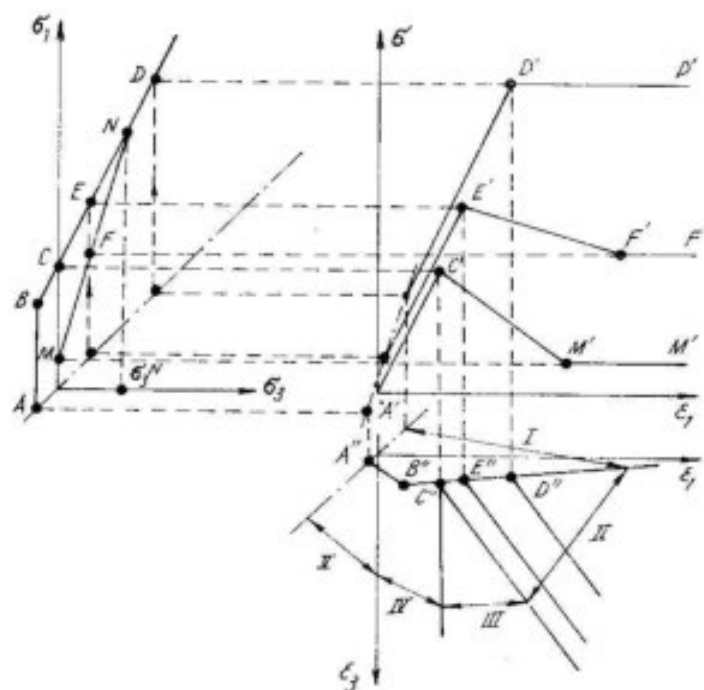
5.2. MÔI TRƯỜNG BỊ KHỦ ĐỘ BÉN

Với môi trường bị khủ độ bền, mô hình biến dạng được thể hiện bằng một trong các chương trình "Địa cơ" [13]. Hình 5-16 là hệ các đồ thị đặc trưng cho môi trường. Đường thẳng BD trên hình 5-16 đặc trưng cho độ bền ban đầu có phương trình :

$$\sigma_1^{bh} = S + \text{ctg}\psi\sigma_3 \quad (5.9)$$

Đoạn thẳng MN đặc trưng cho sức kháng dư, có phương trình :

$$\sigma_1^{du} = S^{du} + \text{ctg}\psi^{du}\sigma_3 \quad (5.10)$$



Hình 5-16. Hệ các đồ thị đặc trưng cho tính chất của môi trường bị khủ độ bền

Khi giá trị $\sigma_3 \geq \sigma_3^N$ thì trong quá trình biến dạng ở ngoài giới hạn, sự khủ độ bền không xảy ra. Nếu như $\sigma_3 < \sigma_3^N$, thì giá trị giới hạn σ_1 giảm tuyến tính từ σ_1^{bh} xuống σ_1^{du} , đồng thời sức kháng giảm xuống giá trị dư khi giá trị biến dạng ϵ_1 vượt quá 3 lần biến dạng đàn hồi giới hạn ϵ_1^d

$$\epsilon_1^d = [S + \sigma_3(\text{ctg}\psi - \nu_d)]/E_d \quad (5.11)$$

Khi $\epsilon_1^d \leq \epsilon_1 \leq 3\epsilon_1^d$, giá trị giới hạn σ_1 nằm trong khoảng giữa độ bền ban đầu và sức kháng dư, và được xác định bằng phương trình nội suy tuyến tính :

$$\sigma_1 = \sigma_1^{du} + \frac{\sigma_1^{bh} - \sigma_1^{du}}{2\epsilon_1^d} (3\epsilon_1^d - \epsilon_1) \quad (5.12)$$

Như vậy, sự khác nhau duy nhất của mô hình cho với mô hình dẻo lý tưởng được nêu trong mục 5.1 là việc xác định σ_1^{bh} khi biến dạng cho trước rơi vào trong vùng II (xem hình 5-16) ; cùng với công thức duy nhất (5.9), còn có thuật toán sau :

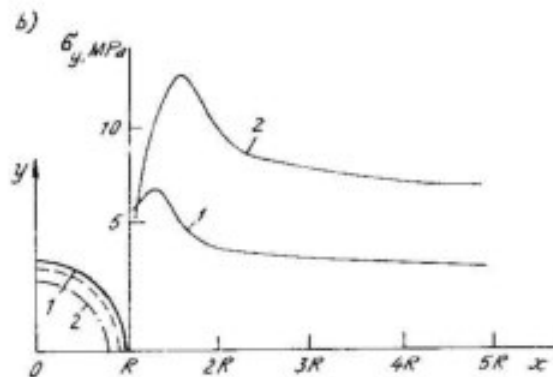
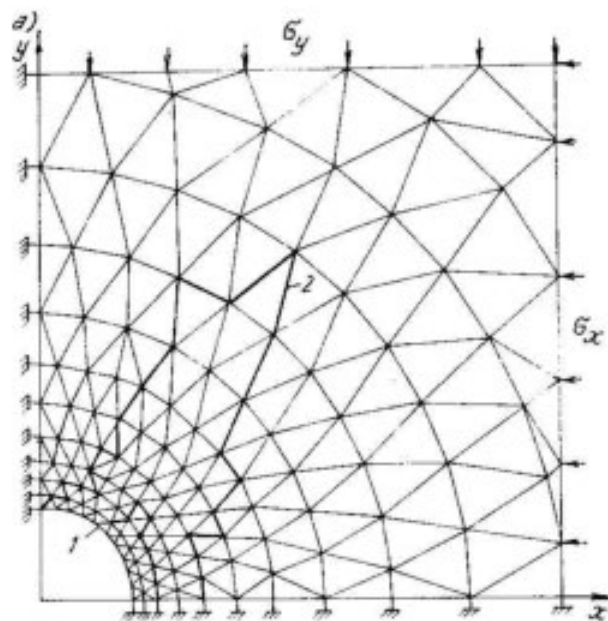
tính ϵ_1^d theo công thức (5.11) ;

tính σ_1^{du} như là giá trị nhỏ nhất, theo các phương trình (5.9) và (5.10) :

$$\sigma_1^{du} = \min((S^{du} + \text{ctg}\psi^{du}\sigma_3), (S + \text{ctg}\psi\sigma_3)) ;$$

nếu $\epsilon_1 \geq 3\epsilon_1^d$, thì $\sigma_1^{bh} = \sigma_1^{du}$; nếu $\epsilon_1^d \leq \epsilon_1 < 3\epsilon_1^d$, thì σ_1^{bh} tính theo công thức (5.12).

Trong hình 5-7 đưa ra kết quả tính cho hãm lò ngang hình tròn trong môi trường khủ độ bền và rời rạc hóa, tính chất của môi trường đó như sau : $E = 1.10^3$ MPa, $\nu = 0.3$, $\psi = 30^\circ$, $C = 1$ MPa, $C^{du} = 0.05$ MPa, $\varphi^{du} = 35^\circ$, $\text{ctg}\beta = 3$.



Hình 5-17. Đường bao vùng dẻo (a) và biểu đồ ứng suất và biến dạng tại đường bao nứt lõ (b)

Tính toán thực hiện với $\sigma_x = 1,15$ MPa, $\sigma_y = 3,5$ MPa (phương án 1) và $\sigma_x = 2,3$ MPa, $\sigma_y = 7$ MPa (phương án 2). Trong hình 5-17,a nêu đường bao vùng dẻo tương ứng các phương án 1 và 2, còn hình 5-17b - biểu đồ ứng suất thẳng đứng và chuyển vị của các điểm ở chu vi đường nứt. Khi biến dạng, môi trường bị khử độ bền làm cho ứng suất ở gần chu vi đường nứt theo sơ đồ 2 thấp hơn sơ đồ 1. Do bị rời rạc ra, chuyển vị các điểm ở chu vi đường nứt (hội tụ) sẽ lớn hơn, có thể tới 100mm.

Các tác giả [13] chỉ ra là các thông số của bài toán và các kết quả nhận được khá phù hợp các tính chất của đất đá và biến dạng thực của các đường nứt trong mỏ than.

5.3. CHƯƠNG TRÌNH TRÊN CƠ SỞ LÝ THUYẾT CHÁY DÈO (BIẾN DẠNG PHẪNG)

Để giải các bài toán mà ứng suất chính đối phương trong quá trình chất tải, cần chất tải theo từng cấp và sử dụng mô hình thỏa mãn các nguyên lý của lý thuyết dòng dẻo.

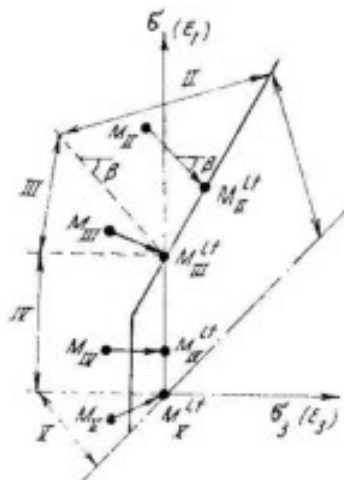
Trình tự giải bài toán đàn - dẻo như sau. Tải trọng đặt thành nhiều cấp nhỏ, liên tục giống như chất tải thực ở tự nhiên. Ứng suất và biến dạng trong các phần tử cũng như chuyển vị của nút ở mỗi cấp tải trọng được tích lũy trong trường dẫn đặc biệt. Ma trận độ cứng của các phần tử và toàn bộ vùng được thành lập một lần và ổn định trong toàn bộ quá trình giải.

Đối với mỗi cấp tải trọng tác động vào vùng, đầu tiên giải hệ phương trình vectơ lực do tải trọng của cấp đặt tải đã cho tạo thành. Theo chuyển vị của nút đã tìm được, tính được ứng suất đàn hồi.

Tính ứng suất chính tổng bằng cách cộng ứng suất đàn hồi vừa tìm được với ứng suất được tích lũy trước đó của phần tử này, rồi so sánh với giới hạn chảy (hình 5-18). Nếu điểm được xác định bằng các ứng suất chính tổng σ_1^i và σ_3^i rơi vào vùng giới hạn đàn

hồi I, thì có nghĩa là phần tử ở trạng thái đàn hồi và không yêu cầu hiệu chỉnh ứng suất.

Nếu điểm ở ngoài đường biên chảy thì tìm các điểm ứng suất lý thuyết theo thứ tự sau. Nếu điểm ứng suất tổng M_{II} rơi vào vùng II (vùng cơ bản là dẻo), thì điểm lý thuyết M_{II}^{lt} nằm trên giao điểm của giới hạn chảy với đường thẳng $M_{II} M_{II}^{lt}$. Góc nghiêng β với đường thẳng $M_{II} M_{II}^{lt}$ được xác định bằng định luật chảy (xem mục 5.1) đã cho. Khi biết tọa độ của điểm



Hình 5-18. Đồ đồ để xác định ứng suất lý thuyết

$M_{II}(\sigma_1^I, \sigma_3^I)$, phương trình đường thẳng $M_{II} M_{II}^{lt}$ có dạng:

$$(\sigma_1 - \sigma_1^I) = -\operatorname{tg}\beta(\sigma_3 - \sigma_3^I). \quad (5.13)$$

Phương trình đường giới hạn BC đã biết là:

$$\sigma_1 = S + \operatorname{ctg}\psi\sigma_3. \quad (5.14)$$

Kết hợp lời giải phương trình (5.13) và (5.14) đối với σ_1 và σ_3 , tìm tọa độ điểm M_{II}^{lt} là các ứng suất lý thuyết:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_3^{lt} &= (\sigma_1^I - S + \operatorname{tg}\psi\sigma_3^I) / (\operatorname{tg}\beta + \operatorname{ctg}\psi), \\ \sigma_1^{lt} &= S + \sigma_3^{lt}\operatorname{ctg}\psi \end{aligned} \right\} \quad (5.15)$$

Một lần nữa lưu ý là khi $\beta = \psi$, mặt thể dẻo, không được thể hiện trong hình 5-18, vuông góc với vectơ $M_{II} M_{II}^{lt}$, sẽ trùng với giới hạn chảy, tức là qui luật chảy là qui luật kết hợp. Khi $\beta = \frac{\pi}{4}$, mặt thể dẻo song song với trục thủy tinh và dòng có thể tích không đổi.

Nếu điểm ứng suất tổng rơi vào vùng III (điểm M_{III} trong hình 5-18) thì ứng suất lý thuyết sẽ là: $\sigma_1^{lt} = S$, $\sigma_3^{lt} = 0$. Khi đó phần

tử bị cắt đứt theo phương tác dụng của ứng suất σ_3 , còn ứng suất σ_1 giảm đến bằng sức kháng của môi trường khi nén một trục.

Đối với vùng IV, trong đó ứng suất σ_1 không vượt quá sức kháng của môi trường khi nén một trục, thì $\sigma_1^{lt} = \sigma_1^I$; $\sigma_3^{lt} = 0$. Cuối cùng, đối với vùng V, trong đó phần tử sẽ bị cắt đứt theo tất cả các phương, $\sigma_1^{lt} = \sigma_3^{lt} = 0$. Nếu các thông số của giới hạn chảy C, φ và T cố định, thì môi trường là dẻo lý tưởng. Nếu cho một qui luật mở rộng giới hạn chảy nào đó (tăng C và φ cho tới giá trị giới hạn) phụ thuộc vào biến dạng dẻo được tích lũy, thì môi trường sẽ hóa bền; nếu giới hạn chảy thu hẹp lại do biến dạng dẻo, thì môi trường bị khử bền.

Có thể đặt một trị số β phụ thuộc vào biến dạng tích lũy; điều đó cho phép xét đến trong phạm vi mô hình này sự thay đổi tính tới xốp của đất (tính chất giãn nở) trong quá trình biến dạng.

Sự khác nhau giữa ứng suất tổng ban đầu và ứng suất lý thuyết được xem như là ứng suất chính ban đầu $\{\sigma\}_{cd}$. Sử dụng ứng suất ban đầu này tính toán cho mỗi cấp tải trọng có trình tự được mô tả tương tự trong mục 5-1. Với sự chất tải theo từng cấp, lời giải đàn - dẻo có thuật toán chung sau đây:

1. Nhập các thông tin.
2. Gửi số hạng không vào trường duy trì ứng suất tích lũy $\{\sigma\}$ trong các phần tử, chuyển vị tổng của các nút $\{\delta^i\}_t$.
3. Xác lập ma trận độ cứng và ma trận nghịch đảo.
4. Với mỗi cấp tải trọng, thực hiện các bước từ 5 đến 24.
5. Gửi vào vectơ $\{F^i\}$ các lực do cấp tăng tải theo thứ tự.
6. Gửi số hạng không vào trường duy trì ứng suất ban đầu $\{\sigma\}_{bd}$.
7. Tính chuyển vị chưa biết trong vectơ $\{\delta^i\}$ theo giá trị hiện thời của vectơ $\{F^i\}$ bằng cách giải hệ phương trình.
8. Với mỗi phần tử thực hiện các bước từ 9 đến 21.
9. Theo chuyển vị tìm được tính biến dạng, sau đó theo công thức của định luật Hooke tính số gia của ứng suất đàn hồi $\{\Delta\sigma\}_{dh}$.
10. Tính số gia ứng suất thực bằng cách lấy số gia ứng suất đàn hồi trừ đi ứng suất ban đầu tích lũy trước đó:

$$\{\Delta\sigma\}_{th} = \{\Delta\sigma\}_{dh} - \{\sigma\}_{bd}$$

11. Tính ứng suất tổng bằng cách cộng số gia thực với ứng suất tích lũy trước đó :

$$\{\sigma\}_t = \{\sigma\} + \{\Delta\sigma\}_{th}$$

12. Tính ứng suất chính tổng $\{\sigma\}_{ct} = \{\sigma_1^t, \sigma_3^t\}^T$.

13. Theo định luật tang độ bền (khử độ bền) và dòng dẻo đã cho, tính các thông số giới hạn chảy và mật thế dẻo (C, φ , T, β) hiện thời.

14. Tương ứng với trình tự đã trình bày trước, tính ứng suất chính lý thuyết $\{\sigma\}_{cl} = \{\sigma_1^t, \sigma_3^t\}^T$.

15. Tính các ứng suất trục lý thuyết $\{\sigma\}_{ll}$ theo công thức :

$$\sigma_x^t = \sigma_1^t \cos^2 \alpha + \sigma_3^t \sin^2 \alpha,$$

$$\sigma_y^t = \sigma_1^t \sin^2 \alpha + \sigma_3^t \cos^2 \alpha,$$

$$\tau_{xy}^t = \frac{\sigma_1^t - \sigma_3^t}{2} \sin 2\alpha.$$

(góc α dùng trong các công thức bảo đảm sự đồng trục của gia số biến dạng dẻo chính với ứng suất chính, tương ứng với qui tắc của lý thuyết dòng dẻo).

16. Tính số gia của ứng suất ban đầu :

$$\{\Delta\sigma\}_{bd} = k(\{\sigma\}_t - \{\sigma\}_{lt}),$$

$k \approx 1,5$ - hệ số gia tốc lặp.

17. Tích lũy ứng suất ban đầu :

$$\{\Delta\sigma\}_{bd} = \{\sigma\}_{bd} + \{\Delta\sigma\}_{bd}$$

18. Tính lực nút ban đầu tại các nút của phần tử theo công thức

$$\{F\}_{bd} = [B]^T \{\Delta\sigma\}_{bd}$$

19. Thêm lực nút ban đầu vào véctơ lực :

$$\{F^t\} = \{F^l\} + \{F\}_{bd}$$

20. Kiểm tra độ chính xác của lời giải đạt được trong phần tử : nếu có một ứng suất thành phần $\{\Delta\sigma\}_{bd}$ vượt giá trị cho phép đã cho, thì có dấu hiệu cần thiết phải tiếp tục tính lặp.

21. Kết thúc chu kì cho các phần tử.

22. Nếu có dấu hiệu cần thiết phải tiếp tục tính lặp thì thực hiện lại các bước, bắt đầu từ 7.

23. Ứng suất $\{\Delta\sigma\}_{th}$ và chuyển vị nút $\{\delta^t\}$ được thêm vào các giá trị tích lũy :

$$\{\sigma\} = \{\sigma\} + \{\Delta\sigma\}_{th}$$

$$\{\delta^t\}_t = \{\delta^t\}_t + \{\delta^t\}.$$

24. Kết thúc chu kì cho các cấp tải trọng.

25. In các số liệu đưa ra.

26. Kết thúc.

Nếu toàn bộ tải trọng tác dụng ngay (một cấp) thì theo trình tự này, lời giải nhận được (trong phạm vi độ chính xác đã định) giống lời giải theo các mô hình biến dạng.

Dưới đây trình bày kết quả lời giải theo trình tự này cho bài toán biến dạng của mái dốc ở hố móng sâu. Hố móng đào theo 5 giai đoạn (cách thức hình thành vectơ lực nút khi đào đất đã miêu tả trong phần 2.12).

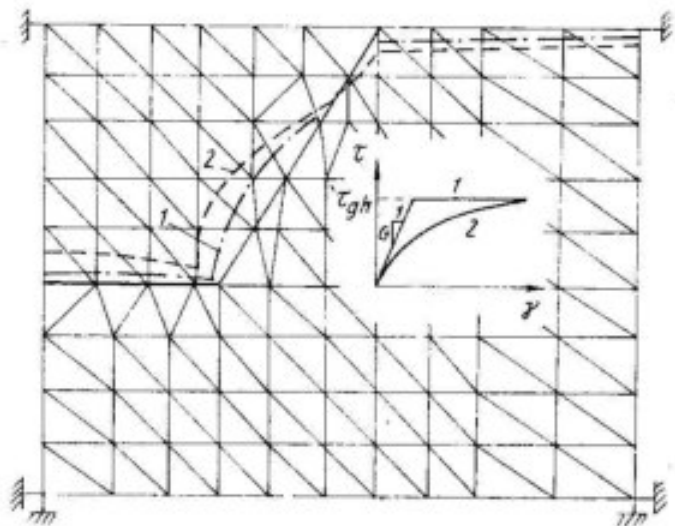
Kích thước sơ đồ tính lấy gần sát kích thước mô hình thí nghiệm thực, còn tính đàn hồi và độ bền của các phần tử lấy bằng tính chất của vật liệu tương đương dùng khi mô hình hóa : $E = 6\text{MPa}$, $\nu = 0,3$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $C = 0,01\text{MPa}$, $\varphi = 32^\circ$.

Tính toán được thực hiện cho môi trường đàn hồi - dẻo lý tưởng và môi trường tăng bền, mật chảy được đặc trưng bằng phương trình dạng hyperbol.

$$\tau = \frac{\gamma G}{1 + \gamma G / \tau_{gh}}$$

ở đây : γ - độ trượt ; G - môđun trượt ban đầu ; $\tau_{gh} = C + \sigma \tan \varphi$.

Khi hố móng sâu 80cm, đường bao mái dốc tính toán được thể hiện trên hình 5-19. Khi đào lớp thứ 5, quá trình tính lập là không hội tụ, có nghĩa là chiều cao giới hạn tính toán của mái dốc nằm trong phạm vi 0,8 - 1m. Chiều cao giới hạn của mái dốc thực trong mô hình đạt 85 - 95cm, tức là việc dự đoán bằng số độ cao giới hạn là khá chính xác.



Hình 5-19. Đường viền mái dốc biến dạng trong các môi trường đàn - dẻo (1) và tầng bết (2)

Chuyển vị của các điểm trên mái dốc theo tính toán và thực tế khá gần nhau. Đáng tiếc là chuyển vị các điểm ở trên mặt và đáy hố móng giữa tính toán và thực tế lại rất khác nhau. Sơ đồ tính toán với giả thiết là trong phạm vi biên chảy đàn hồi có "tính thuận nghịch", trong khi mô đun biến dạng của vật liệu thực khi chắt và dỡ tải lại rất khác nhau. Do đó, tính toán đã cho độ nâng ở đáy hố móng lớn hơn so với thực tế quan sát. Vùng lún ở gần mép trên mái dốc trong mô hình có bề rộng không lớn, nhỏ hơn đáng kể so với kết quả nhận được khi tính toán. Ở mô hình môi trường tầng bết, chuyển vị của điểm ở mái dốc giữa tính toán và thực tế khá gần nhau.

Cần lưu ý là bài toán về biến dạng của mái dốc khi đào đường hào, mặc dù có vẻ đơn giản, nhưng lại rất phức tạp.

Các thí nghiệm mà chúng ta thực hiện để giải bài toán này trên cơ sở các mô hình môi trường khác nhau (không chỉ là 2 mô hình này) đã không cho ta sự gần nhau giữa biến dạng tính toán và thực tế tại tất cả các điểm của vùng như mong muốn.

5.4. BÀI TOÁN ĐỐI XỨNG TRỤC

Thủ tục để nhận được lời giải đàn hồi - dẻo đối xứng trục có trình tự như trong lời giải phẳng (xem phần trước). Dĩ nhiên, bản thân các phép toán trở nên cồng kềnh hơn một chút do xuất hiện các ứng suất tiếp. Phép toán chủ yếu nhất là xác định các ứng suất lý thuyết theo tập hợp các ứng suất tổng đã tìm được.

Giả sử vị trí hiện thời của mặt chảy trong vùng nén được diễn tả bằng phương trình Coulomb (1.45)

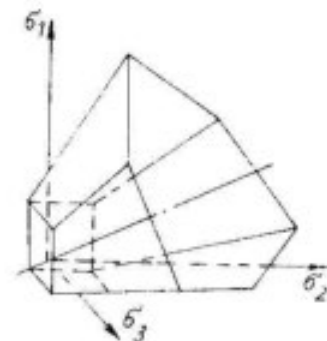
$$\sigma_i = S + ctg \psi \sigma_j \quad (i, j = 1, 2, 3; i \neq j),$$

trong đó S - giới hạn độ bền nén, còn trong vùng kéo được xác định bằng độ bền đứt gãy T :

$$\sigma_i = T \quad (i = 1, 2, 3).$$

Mặt phù hợp với các phương trình này là hình chóp sáu mặt, có đỉnh là hình ba mặt ở vùng kéo (hình 5-20).

Ta chỉ giới hạn ở phương án môi trường có dòng chảy dẻo đồng thể tích. Trong trường hợp này, ứng suất tổng đã cho và ứng suất lý thuyết sẽ nằm trong không gian ứng suất chính ở một mặt bất diện, đồng thời ứng suất trung bình và biến dạng thể tích tương ứng sẽ không đổi.



Hình 5-20. Sơ đồ mặt giới hạn tổ hợp

Chúng ta nghiên cứu các sơ đồ xác định ứng suất lý thuyết cho trường hợp chính, khi mà mặt bất diện được xác định bằng ứng suất tổng cho trước cắt mặt chảy trong vùng ứng suất nén; điều đó xảy ra trong điều kiện $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) > S$.

Trong hình 5-21 đưa ra tiết diện hình chóp bị cắt bởi mặt bất diện có chứa điểm ứng suất tổng. Vùng hoạt động AB của tiết diện này được đặc trưng bằng quan hệ của các ứng suất chính.

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

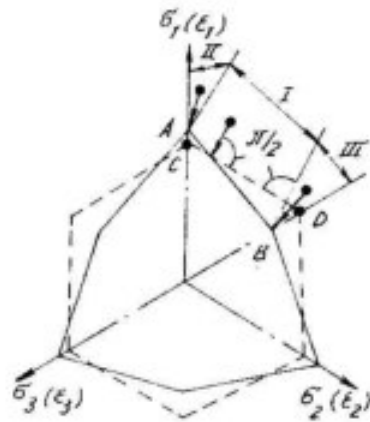
Mặt thể dẻo có dạng lăng trụ sáu mặt đều của Tresca (vùng hoạt động CD). Các vectơ biến dạng dẻo, vuông góc với CD, có thành phần đặc trưng $\epsilon^d = 0$, tức là không có biến dạng theo phương ϵ_2 , khi dòng dẻo chịu tác dụng của tổ hợp ứng suất giới hạn σ_1 và σ_3 .

Nếu điểm có ứng suất tổng đã cho rơi vào vùng I thì điểm ứng suất lý thuyết nằm trên giao điểm của đường vuông góc hạ từ điểm này tới đoạn mặt chảy CD, với bề mặt giới hạn là AB. Nếu điểm có ứng suất đã cho rơi vào vùng II hay III, thì đối với chúng các điểm lý thuyết tương ứng sẽ là A và B; Trong hai trường hợp này, cả ba thành phần biến dạng dẻo không bằng không.

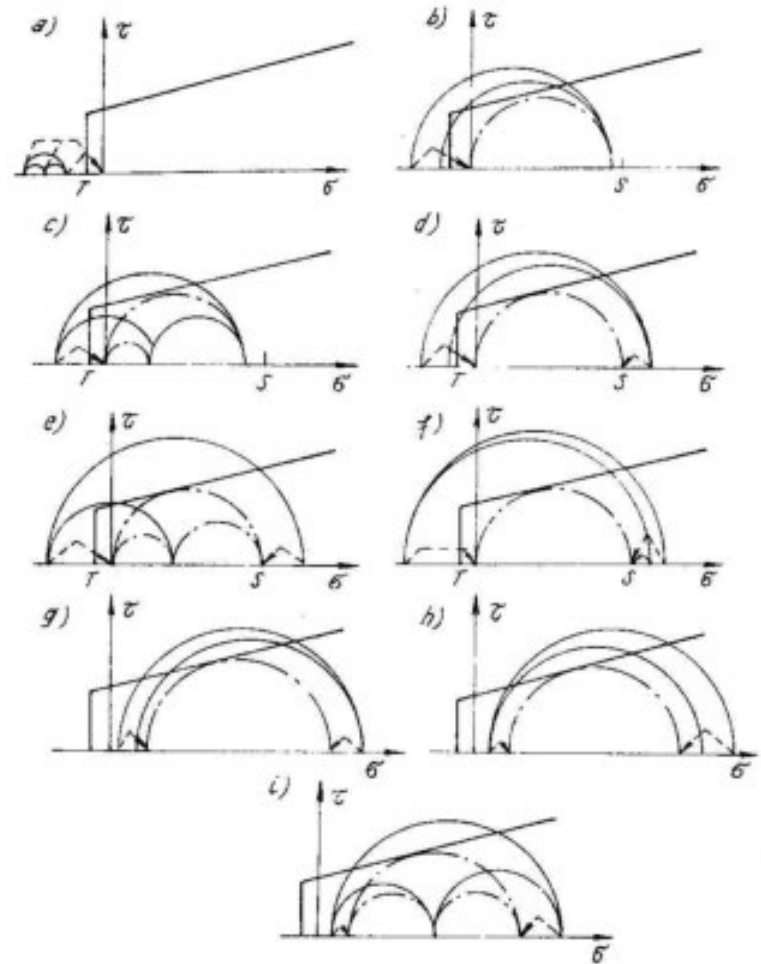
Chúng ta hãy nghiên cứu chi tiết hơn tất cả các sơ đồ có thể có của tổ hợp các ứng suất đã cho σ_1, σ_2 và σ_3 và tìm các ứng suất lý thuyết $\sigma_1^d, \sigma_2^d, \sigma_3^d$ (hình 5-22). Trong hình, các sơ đồ đưa ra từ a đến i sẽ được nghiên cứu ở dưới đây.

a) $\sigma_1 < T$. Cả ba ứng suất chính nhỏ hơn độ bền chịu kéo đã cho. Môi trường bị phá hoại theo tất cả các phương và ba ứng suất lý thuyết đều bằng 0:

$$\sigma_1^d = \sigma_2^d = \sigma_3^d = 0.$$



Hình 5-21. Biểu diễn bằng sơ đồ mặt chảy (AB) và mặt thể dẻo (CD)



Hình 5-22. Sơ đồ xác định ứng suất lý thuyết (đường liền - vòng tròn ứng suất đã cho $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$; đường đứt - chấm - vòng tròn ứng suất lý thuyết $\sigma_1^d, \sigma_2^d, \sigma_3^d$)

b) Ứng suất σ_1 nhỏ hơn độ bền nén một trục, còn ứng suất σ_2 và σ_3 nằm dưới độ bền chịu kéo $\sigma_3 < T$. Tương ứng với điều này có:

$$\sigma_1^{\text{lt}} = \sigma_1; \sigma_2^{\text{lt}} = \sigma_3^{\text{lt}} = 0.$$

c) $\sigma_1 < S; \sigma_2 > T; \sigma_3 < T$,

$$\sigma_1^{\text{lt}} = \sigma_1, \sigma_2^{\text{lt}} = \sigma_2; \sigma_3^{\text{lt}} = 0.$$

d) $\sigma_1 > S; (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) < S; \sigma_2 < 0$.

Phá hoại xảy ra theo phương σ_2 và σ_3 làm σ_1 giảm đến trị số bền nén một trục S:

$$\sigma_1^{\text{lt}} = S; \sigma_2 = \sigma_3 = 0.$$

e) $\sigma_1 > S; (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) < S; S > \sigma_2 > 0$.

Phá hoại xảy ra theo phương σ_3 làm σ_1 giảm đến giá trị S; σ_2 không đổi:

$$\sigma_1^{\text{lt}} = S; \sigma_2^{\text{lt}} = \sigma_2; \sigma_3^{\text{lt}} = 0.$$

f) $\sigma_1 > \sigma_2 > S; (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) < S$.

Ít có khả năng xảy ra trường hợp này. Phá hoại hình thành theo phương σ_3 làm giảm σ_1 và σ_2 xuống giá trị S:

$$\sigma_1^{\text{lt}} = \sigma_2^{\text{lt}} = S;$$

$$\sigma_3^{\text{lt}} = 0.$$

Tiếp tục nghiên cứu các sơ đồ cơ bản tương ứng với các vùng I, II, III trong hình 5-21.

Như đã nêu trên, tổng của ba ứng suất đã cho bằng tổng của ba ứng suất lý thuyết:

$$\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1^{\text{lt}} + \sigma_2^{\text{lt}} + \sigma_3^{\text{lt}} \quad (5.16)$$

Giá trị nhỏ nhất σ_2^{lt} (điểm A trong hình 5-21) bằng σ_3^{lt} ,

$$\sigma_2^{\text{lt}} = \sigma_3^{\text{lt}}, \quad (5.17)$$

Còn ứng suất σ_1^{lt} và σ_3^{lt} liên hệ với nhau bằng quan hệ

$$\sigma_1^{\text{lt}} = S + \text{ctg} \psi \sigma_3, \quad (5.18)$$

Thay quan hệ (5.17) và (5.18) vào công thức (5.16), cho phép xác định ứng suất có thể lớn nhất σ_3^{lt} khi tổng ứng suất đã cho:

$$\sigma_3^{\text{lt}} \max = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 - S)/(2 + \text{ctg} \psi). \quad (5.19)$$

Khi đó

$$\sigma_1^{\text{lt}} \max = S + \sigma_3^{\text{lt}} \max \text{ctg} \psi. \quad (5.20)$$

Giá trị lớn nhất của σ_2^{lt} (điểm B trong hình 5-21) bằng σ_1^{lt} :

$$\sigma_2^{\text{lt}} = \sigma_1^{\text{lt}}. \quad (5.21)$$

Thay quan hệ (5.18) và (5.21) vào công thức (5.16) cho phép xác định ứng suất có thể σ_3^{lt} :

$$\sigma_3^{\text{lt}} \min = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 - 2S)/(1 + 2\text{ctg} \psi); \quad (5.22)$$

trong đó

$$\sigma_1^{\text{lt}} \min = S + \sigma_3^{\text{lt}} \min \text{ctg} \psi. \quad (5.23)$$

Như thế, trước khi nghiên cứu các sơ đồ sau, ta phải tính $\sigma_3^{\text{lt}} \max$, $\sigma_1^{\text{lt}} \max$, $\sigma_3^{\text{lt}} \min$, $\sigma_1^{\text{lt}} \min$ theo công thức (5.19), (5.20), (5.22) và (5.23). Trùng tất cả các sơ đồ sau $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) > S$, và tương ứng là $(\sigma_1^{\text{lt}} + \sigma_2^{\text{lt}} + \sigma_3^{\text{lt}}) > S$.

Bất đẳng thức cuối bảo đảm rằng cả ba ứng suất lý thuyết sẽ là ứng suất nén khác không.

g) $\sigma_2 < \sigma_3^{\text{lt}} \max$ (vùng II trong hình 5-21, hình 5-22, g);

$$\sigma_2^{\text{lt}} = \sigma_3^{\text{lt}} = \sigma_3^{\text{lt}} \max; \sigma_1^{\text{lt}} = \sigma_1^{\text{lt}} \max;$$

h) $\sigma_2 > \sigma_1^{\text{lt}} \min$ (vùng III trong hình 5-21);

$$\sigma_1^{\text{lt}} = \sigma_2^{\text{lt}} = \sigma_1^{\text{lt}} \min; \sigma_3^{\text{lt}} = \sigma_3^{\text{lt}} \min;$$

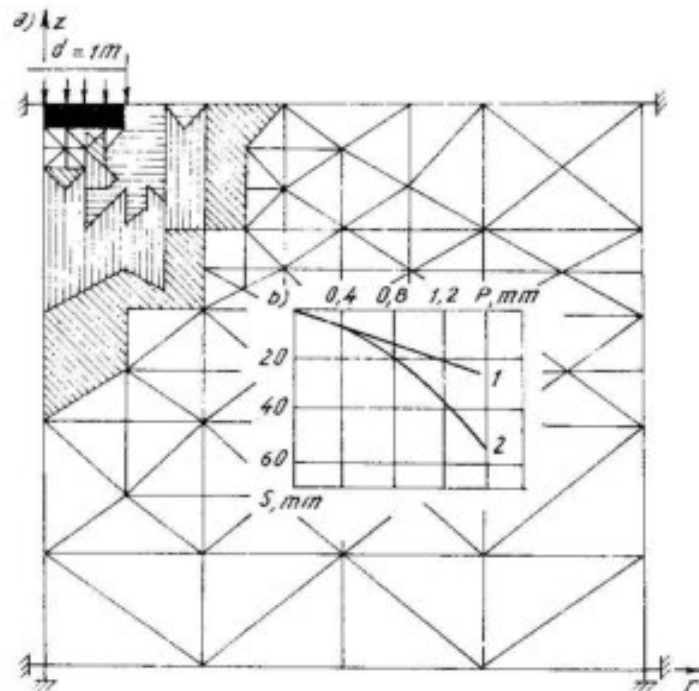
i) $\sigma_1^{\text{lt}} \min > \sigma_2 > \sigma_3^{\text{lt}} \max$ (vùng I trong hình 5-21);

$$\sigma_3^{\text{lt}} = (\sigma_1 + \sigma_3 - S)/(1 + \text{ctg} \psi);$$

$$\sigma_2^{\text{lt}} = \sigma_2; \sigma_1^{\text{lt}} = S + \sigma_3^{\text{lt}} \text{ctg} \psi.$$

Theo cấp ứng suất chính lý thuyết tác dụng lên mặt phẳng r , z , tính ứng suất lý thuyết trục σ_r^l , σ_z^l , τ_{rz}^l ; σ_θ là một trong các ứng suất chính.

Trong hình 5-23 đưa ra sơ đồ và kết quả tính vùng dẻo và độ lún dưới bàn nén cứng hình tròn. A.L.Preger là người đã tiến hành tính toán. Các đặc trưng của đất: $E = 10\text{MPa}$, $\nu = 0,35$; $\gamma = 19\text{kN/m}^3$, $C = 0,005\text{MPa}$, $\varphi = 25^\circ$.



Hình 5-23. Sơ đồ tải trọng của bàn nén hình tròn

a) sơ đồ tải trọng và vùng dẻo;

b) đồ thị quan hệ độ lún với tải trọng khi đất đàn hồi: (1) và đàn - dẻo (2).

Vùng dẻo đạt tới độ sâu bằng 1/4 kích thước bàn nén vuông khi tải trọng $P = 0,19\text{ MN}$. Tải trọng tính toán được xác định theo các công thức của SNi P II-15-74 và tương ứng với độ sâu đó của vùng dẻo cho đất có tính chất nêu trên, đạt $0,185\text{ MN}$. Trong hình 5-23 đường gạch ngang thể hiện vùng dẻo khi tải trọng $0,4\text{ MN}$, đường gạch đứng - khi tải trọng $1,2\text{ MN}$. Quá trình tính lặp khi tải trọng $1,6\text{ MN}$ thì không hội tụ, tức là nền đã chuyển sang trạng thái giới hạn. Theo công thức của V.G.Berezansev, trong các điều kiện này, tải trọng giới hạn tính được là $1,5\text{ MN}$.

Trong hình 5-23 cũng trình bày đồ thị quan hệ độ lún với tải trọng trong môi trường đàn hồi và đàn - dẻo.

CHƯƠNG 6

CÁC MÔ HÌNH KHÁC CỦA ĐẤT ĐÁ

6.1. MÔ HÌNH DÀN HỐI PHI TUYẾN CỦA ĐẤT

Mô hình đàn hồi phi tuyến của A.I.Bôtkin [2] đã được sử dụng rất phổ biến trong lý thuyết cơ học đất phi tuyến.

Đầu tiên, A.I.Bôtkin đề nghị miêu tả điều kiện bền bằng phương trình dạng Coulomb, nhưng được viết qua ứng suất khối tám mặt (bát diện) :

$$\tau_o - \sigma_o \operatorname{tg} \varphi_o - C_o = 0. \quad (6.1)$$

Bề mặt hình nón miêu tả bằng phương trình này đã được nghiên cứu trước đây trong phần 1.4, còn phương trình thì được gọi là tiêu chuẩn tổng quát Coulomb - Mises. Các giá trị C_o và φ_o là lực dính và góc ma sát trong bát diện.

Phương trình liên hệ giữa biến dạng bát diện và lực cắt bát diện là cơ sở của mô hình do A.I.Bôtkin đề nghị :

$$\tau_o = A \gamma_o (B + \gamma_o), \quad (6.2)$$

ở đây : $A = G_o + \sigma_o \operatorname{tg} \varphi$ - giá trị giới hạn của ứng suất tiếp được xác định theo phương trình (6.1) và đạt được khi $\gamma_o \rightarrow \infty$; B - hằng số thực nghiệm.

Phương trình A.I.Bôtkin (6.2) là phương trình hyperbol (xem đồ thị 2 trong hình 5-19), đi qua góc tọa độ và có hai đường tiệm cận :

$$\gamma_o = -B ; \tau_o = A.$$

Tang của góc nghiêng với đường cong tại điểm (0, 0) $-\operatorname{tg} \alpha = A/B$ được gọi là môđun trượt ban đầu G_o .

Chắc có lẽ không biết công trình của A.I.Bôtkin, năm 1963 R.Kondner [33] cũng đưa ra phương trình hoàn toàn giống phương trình (6.2) để miêu tả quan hệ ứng suất - biến dạng phi tuyến của đất. Trong các tác phẩm công bố ở nước ngoài, mô hình đất như thế gọi là mô hình xấp xỉ hyperbol của Kondner và được dùng để miêu tả quan hệ giữa ứng suất tiếp cực đại q (không phải cho khối tám mặt) với biến dạng γ .

Để dàng biến đổi phương trình (6.2) về dạng :

$$\frac{\gamma_o}{\tau_o} = \frac{B}{A} + \frac{1}{A} \gamma_o. \quad (6.3)$$

Phương trình này có thể biểu thị ở dạng đồ thị tuyến tính. Dạng biểu diễn này thường dùng để ghi các điểm thực nghiệm và lựa chọn hệ số A và B.

Từ sự phụ thuộc này, M.V.Malyshev [27] đề nghị phương trình rút gọn để mô tả quan hệ biến dạng thể tích và ứng suất khi nén đẳng hướng :

$$\sigma_o = K \varepsilon_v (1 + \varepsilon_v \alpha K), \quad (6.4)$$

ở đây K - hằng số thực nghiệm được gọi là môđun nén thể tích ban đầu ;

α - hằng số thực nghiệm.

Để mô tả quan hệ ứng suất thể tích - biến dạng khi chất tải, T.Kokusho [32] dùng quan hệ (3.10), (3.11).

Từ công thức (6.2), để dàng tìm được giá trị môđun trượt cát tuyến và tiếp tuyến :

$$G_{ct} = \tau_o / \gamma_o = G_o (1 - f), \quad (6.5)$$

$$G_{tt} = \partial \tau_o / \partial \gamma_o = G_o (1 - f)^2, \quad (6.6)$$

ở đây :

$$G_o = A/B = \frac{C_o + \sigma_o \operatorname{tg} \varphi_o}{B} ; f = 1 - \tau_o/A.$$

Môđun trượt dờ tải G_{dt} thường lấy bằng giá trị G_0 tương ứng với giá trị σ_0 lớn nhất đạt được.

Giá trị môđun nén thể tích cát tuyến và tiếp tuyến tương ứng với công thức (6.4), được biểu diễn như sau :

$$K_{ct} = K(1 + \alpha\sigma_0), \quad (6.7)$$

$$K_{tt} = K(1 + \alpha\sigma_0)^3. \quad (6.8)$$

Môđun nén thể tích giảm áp K_g vượt K_{tt} vài lần, tương ứng giá trị σ_0 (T. Kokusho [32] lấy $K_g \approx 3K_{tt}$).

Một số tác giả [8,32] bổ sung mô hình Bôtkin - Kondner bằng cách đưa biến dạng phân tán vào.

Khi thay đổi trạng thái ứng suất, mức tăng biến dạng thể tích tổng quát $d\varepsilon_v$ gồm có 2 thành phần : thành phần nén $d\varepsilon_v^n$ phụ thuộc vào biến thiên ứng suất trung bình $d\sigma_0$ và thành phần phân tán $d\varepsilon_v^p$ phụ thuộc vào độ tăng biến dạng cát $d\gamma$:

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^n + d\varepsilon_v^p.$$

Biến dạng phân tán (tơi ra) được tính theo cách riêng, không theo cách phân đoạn - tuyến tính của phương pháp phần tử hữu hạn. Sau mỗi bước tăng tải đảm bảo tính được biến dạng trượt và phần biến dạng thể tích nén, thì T.Kokusho [32] tiến hành tính biến dạng phân tán đối với mỗi phần tử và đưa nó vào bằng phương pháp ứng suất ban đầu : tính tập hợp các lực nút gây ra biến dạng $d\varepsilon_v$ theo công thức (2.118), bổ sung nó vào vectơ lực nút của hệ và tiến hành tính lặp một số lần, cho đến khi độ phân tán lý thuyết và thực tế khá gần nhau.

Đĩ nhiên cần đưa ra hàm liên hệ độ phân tán với độ tăng biến dạng trượt. M.V.Malyshev [8] dùng hệ số phân tán cố định để liên hệ độ phân tán với biến dạng tiếp tuyến. Chúng tôi đã sử dụng phương pháp này (ctgđ trong công thức (5.6)).

Đối với cát, P.Rowe [43] đề nghị phương trình liên hệ độ phân tán với biến dạng trượt và mức ứng suất như sau :

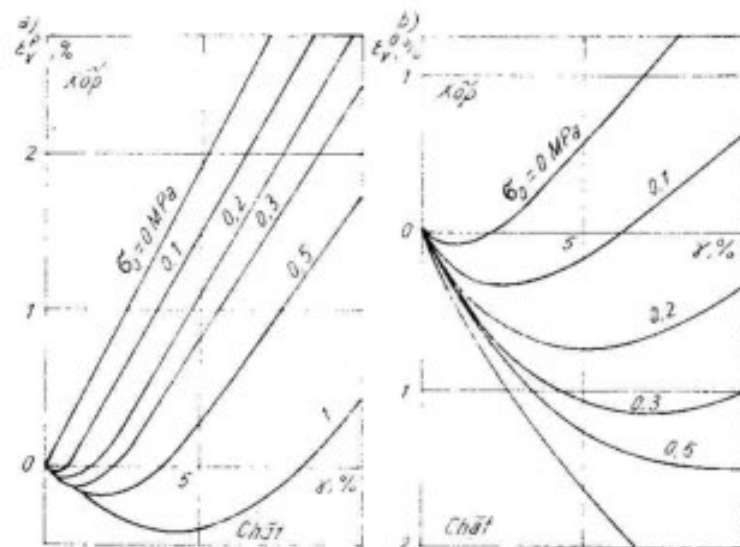
$$d\varepsilon_v^p = \frac{K\sigma_3 - \sigma_1}{K\sigma_3 + \frac{1}{2}\sigma_1} d\gamma. \quad (6.9)$$

Đối với cát trong điều kiện biến dạng phẳng, M.V.Malyshev [36] đề nghị phương trình liên hệ độ phân tán với biến dạng trượt, mức và loại trạng thái ứng suất và có chứa hai hằng số thực nghiệm.

Trong công trình [32], đồ thị ε_v^p phụ thuộc vào γ (hình 6-1) cho ở dạng bảng, và khi giải bài toán theo PPPTHH để xác định giá trị $d\varepsilon_v^p$ theo các giá trị σ_0 và $d\gamma$ đã biết, thì tiến hành vi phân hàm đã cho ở dạng bảng $\varepsilon_v^p = f(\sigma_0, \gamma)$.

Phép xấp xỉ hyperbol của Bôtkin-Kondner khá lời cuốn vì đơn giản : chỉ cần thêm một thông số thực nghiệm B độc nhất ngoài các đặc trưng C và φ thông thường của đất. Để xét đến tính phi tuyến khi nén đòi hỏi ít nhất một hằng số thực nghiệm (α trong phương trình 6.4) ; khi xét đến độ tơi xốp thì cả phương pháp đơn giản và sơ lược nhất cũng đòi hỏi ít nhất một hằng số nữa.

Để xác định nhiều hằng số cần tiến hành nhiều thực nghiệm chính xác ; vì vậy thường khi miêu tả tính chất phi tuyến của đất, quan hệ $\tau \sim \gamma$ chỉ cần xấp xỉ hyperbol là đủ, như đã tiến hành

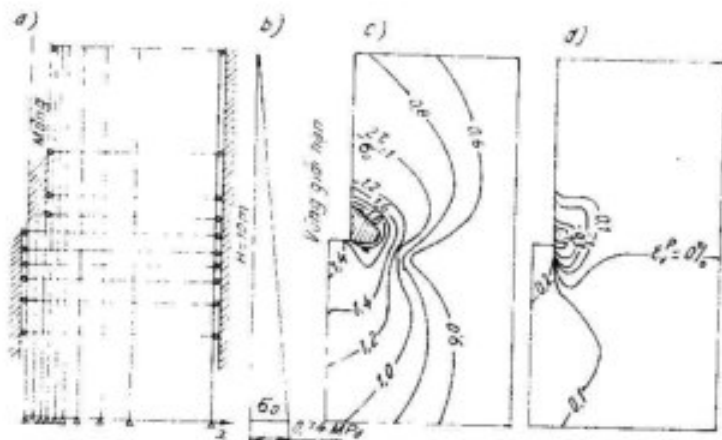


Hình 6-1. Sự phụ thuộc của tính tơi xốp vào lực cắt ở cát chặt (a) và xốp (b)

trong phần 5.3, hoặc không quan tâm đến sự tối xốp nếu nó không gây ảnh hưởng nhiều đến kết quả.

Dưới đây trình bày các kết quả của một số lời giải của nhiều tác giả bằng phương pháp đàn hồi phân đoạn - tuyến tính trên cơ sở mô hình đàn hồi phi tuyến.

Móng băng đặt sâu trong đất cát chặt. Lưới các phần tử cùng thông số và một số kết quả giải thể hiện trong hình 6-2. Theo các công trình này [32], với trạng thái ứng suất ban đầu đã cho, áp lực đáy móng tăng chậm cho tới $2MP_u$. Khi so sánh ma trận độ cứng của các phần tử ở bậc chất tải tiếp sau, lấy giá trị môđun cát G và môđun thể tích K tương ứng với sự biến đổi trạng thái



Hình 6-2. Sơ đồ tải trọng cho móng sâu
a) lưới phần tử ; b) ứng suất ban đầu ;
c) đường cùng mức ứng suất ; d) đường cùng mức tối xốp

ứng suất của phần tử ở cấp tải trọng trước : nếu dỡ tải theo r hay theo σ , thì lấy môđun dỡ tải tương ứng ; nếu chất tải, thì lấy môđun chất tải. Sau bước tính đầu tiên theo các môđun đã lấy, cần kiểm tra thêm sự phù hợp của các môđun đó với sự thay đổi trạng thái ứng suất và nếu thấy không phù hợp thì lấy giá trị môđun hiệu chỉnh và tính lại. Sau mỗi cấp tải trọng tính sự tối xốp cho mỗi phần tử và dùng phương pháp ứng suất ban đầu trong chu kỳ tính lặp.

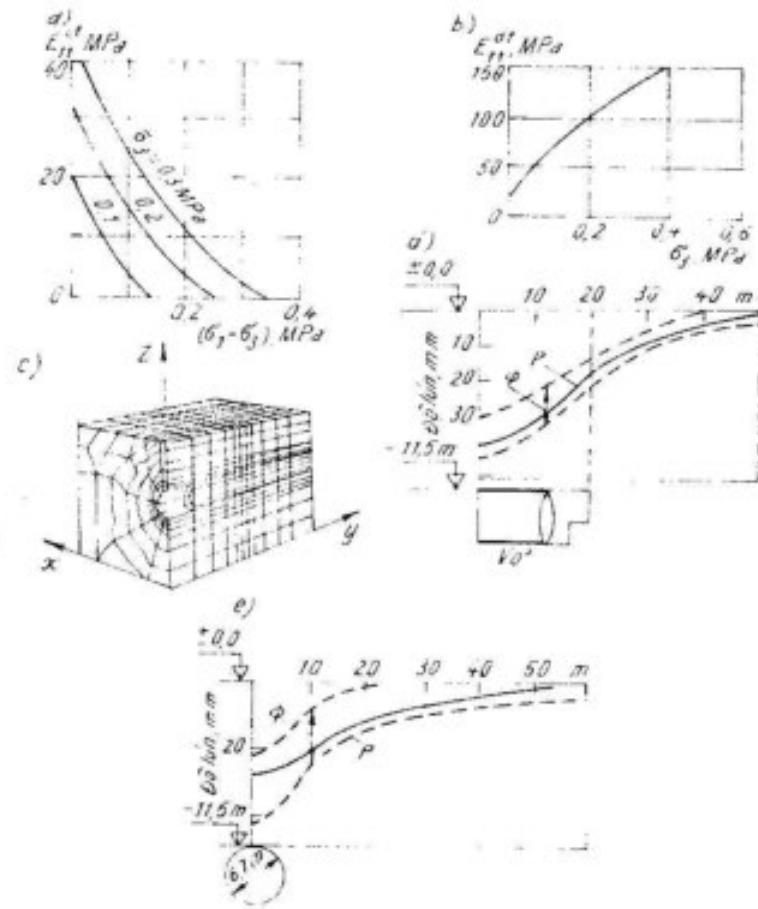
Như thấy ở trong hình 6-2b và c, vùng tối xốp nhất hầu như trùng với vùng trạng thái giới hạn. Theo tính toán, quan hệ độ lún - tải trọng cho tới giá trị cuối rất lớn ($2MP_u$) đúng là tuyến tính.

Biến dạng bờ dốc của bể chứa nước. Do bờ dốc bị biến dạng khi đào bể chứa nước tới độ sâu 49m làm người ta nghi ngờ khả năng đào được tới độ sâu thiết kế là 62m [19]. Lấy mẫu để thí nghiệm trong phòng và lập bản đồ trắc địa cho vùng kế bờ dốc, trên mặt đất và tại đáy hố móng thiết kế (bằng các lỗ khoan). Các kết quả thí nghiệm trong phòng đã được lấy xấp xỉ bằng quan hệ dạng hyperbol và đưa ra công thức tính môđun đàn hồi tiếp tuyến (hệ số Poisson lấy cố định) cũng như môđun đàn hồi khi dỡ tải. Bỏ qua tính tối xốp. Bài toán giải trong điều kiện biến dạng phẳng. Chất tải theo từng cấp được mô phỏng bằng quá trình đào sâu hố móng theo lớp và bằng việc khử bỏ trọng lực của các lớp được bóc đi theo chu vi hố. Ở độ sâu hố móng là 49m, khi tạm dừng thi công, thì biến dạng tính toán và thực tế là gần nhau. Ở độ sâu hố móng thiết kế, các tính toán dự đoán cơ khả năng tăng lún sụt sườn dốc và đáy hố bị trương nở, nhưng sườn dốc vẫn bảo đảm ổn định. Hố móng đã được đào thành công đến độ sâu thiết kế, còn chuyển vị của các mốc ẩn ở gần đáy hố móng và ở sườn dốc rất gần với kết quả tính toán.

Biến dạng mặt đất khi đào đường năm giao thông. Trong không gian ba chiều, chúng ta xem xét biến dạng của mặt đất khi đào đường hầm giao thông đặt không sâu trong đất sét chặt Frankfurt [30]. Sau khi gương hầm dịch lên tại các mặt tường của đường hầm được phun phủ bằng bê tông.

Hiện nay phương pháp đó được dùng tạo vỏ cho các trạm xe điện ngầm có diện tích mặt cắt ngang trên $100m^2$ vào lưu lại ở mái một lớp đá cứng mỏng có khi nhỏ hơn cả bán kính của công trình khai đào.

Hình 6-3 a và b nêu lên sự phụ thuộc của môđun đàn hồi tiếp tuyến khi chất tải E_{11}^{dt} và khi đỡ tải E_{11}^{dl} vào ứng suất tác dụng, được xác định bằng các thí nghiệm nén ba trục. Lưới các phần tử đẳng tham số có sáu và tám nút được thể hiện trong hình 6-3c. Khi chiều rộng của dải các số hạng khác không của MTĐCHT là 300 thì toàn bộ có 990 phần tử, 3700 phương trình.



Hình 6-3. Sơ đồ tính toán lún mặt đất
a, b) phụ thuộc của môđun vào ứng suất; c) sơ đồ phần tử hữu hạn; d, e) lún;
P - tính toán, φ - thực tế

Chuyển dịch của gương đường hầm được mô phỏng bằng sự đào bóc các phần tử bên trong tới 15 và 30 bước; khi đó các kết quả thực tế như nhau. Trạng thái ứng suất ban đầu được lấy như sau: $\sigma_z = \gamma H$, $\sigma_x = \sigma_y = 0,8\sigma_z$. Các phần tử mô phỏng vỏ phun bê tông tham gia làm việc chậm một mức nào đó sau khi gương đường hầm đi qua đoạn tương ứng.

Như thấy trong hình 6-3 d và e, kết quả tính toán biến dạng bề mặt khá gần với kết quả quan sát.

6.2. MÔ HÌNH MŨ

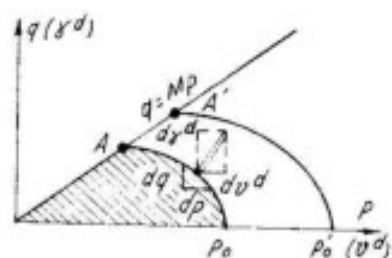
Mô hình mũ (cap-models) đầu tiên được các nhà nghiên cứu thuộc trường đại học Cambridge đưa ra để mô tả tính chất của đất sét nén chặt bình thường, sau đó được cải tiến để dùng miêu tả tính chất của đất phân tán nén chặt quá mức và cả cho đá cứng và nửa cứng.

K. Roscoe và J. Burland [40] đề nghị dùng mô hình "sét Cam" (đất sét Cambri) và "sét Cam cải tiến" làm cơ sở cho tất cả các biến thể sau này của mô hình mũ.

Chúng ta hãy xem xét liên hệ giữa số gia ứng suất và biến dạng khi thí nghiệm ba trục.

Phân tích được thực hiện theo ứng suất p và q , và biến dạng v và γ . Các ứng suất là có hiệu quả. Đất nén chặt bình thường, có nghĩa là trong lịch sử chịu nén của mình không chịu áp lực cao hơn. Chất tải thoát nước hoàn toàn.

Với đất đá cho, đường có phương trình (3.21) $q = Mp$ trong hình 6-4 là đường giới hạn. Ý nghĩa của hệ số M và liên hệ của nó với góc ma sát trong xem ở phần 3.1. Giả thiết cơ bản đầu tiên của mô hình là dưới áp lực p_{0v} khi nén đẳng hướng sẽ tạo ra vùng đàn hồi OAp_{0v} . Tất cả biến đổi có thể của trạng thái ứng suất trong phạm vi vùng OAp_{0v} sẽ chỉ kèm theo biến dạng đàn hồi thuận nghịch tương đối nhỏ. Còn các ứng suất ra ngoài mặt giới hạn chảy Ap_{0v} sẽ kèm theo sự xuất hiện biến dạng dẻo $d\gamma^d$ và dv^d . Trên toàn bộ mặt chảy Ap_{0v} mức biến dạng dẻo đạt được là như nhau. Giả thiết



Hình 6-4. Biểu diễn sơ đồ mô hình mũ của đất

cơ bản thứ hai là : mặt chảy Ap_0 đồng thời là mặt thế dẻo, và theo nguyên lý pháp tuyến (định luật chảy kết hợp) thì vectơ biến dạng dẻo toàn phần (được biểu diễn bằng mũi tên kép trong hình 6-4) vuông góc với mặt chảy.

Tăng ứng suất kèm theo sự tích lũy biến dạng dẻo sẽ dẫn đến mở rộng vùng đàn hồi, và mặt chảy kết hợp mà chúng ta gọi là mũ (tiếng Anh cap-mũ) sẽ chiếm vị trí mới $A'p'_0$. Biến dạng dẻo thể tích ở điểm bất kỳ của mũ không phụ thuộc vào đường chất tải là cố định và bằng biến dạng nhận được khi đất chịu nén đẳng hướng từ áp lực p_0 tới áp lực p'_0 . Khi nén đẳng hướng lần đầu tiên, hệ số rỗng phụ thuộc vào áp lực theo dạng :

$$e = e_a - \lambda \ln p, \quad (6.10)$$

còn khi trương nở đàn hồi (dỡ tải) ở trong phạm vi của mũ :

$$e = e_b - k \ln p \quad (6.11)$$

Vì phân phương trình (6-10) và (6-11), ta có :

$$de = -\lambda \frac{dp}{p}, \quad (6.12)$$

$$de^d = -k \frac{dp}{p} \quad (6.13)$$

Tương ứng với nguyên lý pháp tuyến (xem hình 3-10), hệ thức của các thành phần biến dạng dẻo được xác định bằng độ nghiêng của mặt chảy ở điểm này, và tam biểu thị bằng ψ :

$$\frac{1}{\psi} = \frac{dy^d}{dv^d} = \frac{dp}{dq} \quad (6.14)$$

Tương tự với phương trình (3.21) ta biểu thị trị số q trên mũ bằng số phần của p :

$$\begin{aligned} q &= \eta p, \\ dq &= p d\eta + \eta dp, \end{aligned} \quad (6.15)$$

lưu ý tới phương trình (6.14), ta có :

$$-p d\eta = dp(\psi + \eta).$$

Giải phương trình vi phân này bằng phân ly biến số :

$$\int_0^{\eta} \frac{d\eta}{\psi + \eta} = \int_{p_0}^p -\frac{dp}{p} \quad (6.16)$$

Sau khi tích phân, ta được :

$$\ln p_0 - \ln p = \int_0^{\eta} \frac{d\eta}{\psi + \eta} \quad (6.17)$$

Khi vị trí mũ ổn định, giá trị p_0 cũng cố định và được gọi là áp lực tương đương. Nếu mũ mở rộng ra thì p_0 xác định kích thước mũ, cũng như p xác định điểm cụ thể ở trên mũ, sẽ biến đổi.

Thực hiện vi phân toàn phần về trái và phải của phương trình (6.17) và từ điều kiện cân bằng, ta nhận được :

$$\frac{dp_0}{p_0} - \frac{dp}{p} - \frac{d\eta}{\psi + \eta} = 0 \quad (6.18)$$

Từ công thức (6.18), ta có :

$$\frac{dp_0}{p_0} = \frac{dp}{p} + \frac{d\eta}{\psi + \eta} \quad (6.19)$$

Mức tăng biến dạng thể tích toàn phần gồm có phần đàn hồi và phần dẻo :

$$dv = dv^d + dv^e \quad (6.20)$$

Sự biến đổi của biến dạng dẻo thể tích khi nén đẳng hướng được biểu thị bằng dv_0^d .

Vì biến dạng dẻo không đổi trên toàn bộ mặt mũ khi mở rộng mũ cho nên sự khác nhau trong biến dạng dẻo thể tích là cố định và bằng giá trị dv_0^d , điều này xảy ra đối với đất khi có sự tăng thủy tĩnh của áp lực tương đương :

$$dv^d = dv_o^d$$

Nhưng khi nén đẳng hướng, biến dạng thể tích toàn bộ cũng bao gồm phần đàn hồi và phần dẻo :

$$dv_o = dv_o^d + dv_o^e \quad (6.21)$$

Từ (6.21), ta có :

$$dv_o^d = dv_o - dv_o^e \quad (6.22)$$

Như đã biết, biến dạng thể tích liên hệ với hệ số rỗng theo quan hệ

$$dv = -de/(1 + e).$$

Khi đó, từ quan hệ (6.12) và (6.13), ta có :

$$dv_o = \frac{\lambda}{(1 + e)} \frac{dp_o}{p_o} \quad (6.23)$$

$$dv_o^d = \frac{k}{(1 + e)} \frac{dp_o}{p_o} \quad (6.24)$$

Tương tự, xác định được giá trị dv^d trong phương trình (6.19) :

$$dv^d = \frac{k}{(1 + e)} \frac{dp}{p} \quad (6.25)$$

Đặt quan hệ (6-23) và (6.24) vào phương trình (6.22), ta có :

$$dv_o^d = \frac{\lambda - k}{(1 + e)} \frac{dp_o}{p_o} \quad (6.26)$$

Tiếp đó, đưa biểu thức cho dp_o/p_o từ công thức (6.19) vào phương trình (6.26), nhận được :

$$dv_o^d = dv_o^d = \frac{\lambda - k}{1 + e} \left(\frac{dp}{p} + \frac{d\eta}{\psi + \eta} \right) \quad (6.27)$$

Đưa quan hệ (6.25) và (6.27) vào phương trình (6.20), nhận được biểu thức cho mức tăng toàn bộ biến dạng thể tích :

$$dv = \frac{k}{(1 + e)} \frac{dp}{p} + \frac{\lambda - k}{1 + e} \left(\frac{dp}{p} + \frac{d\eta}{\psi - \eta} \right) \quad (6.28)$$

Trong biến dạng cát của đất, phần biến dạng đàn hồi rất bé và có thể bỏ qua. Mức tăng biến dạng cát dẻo nhận được từ công thức (6.14)

$$d\gamma = d\gamma^d = \frac{1}{\psi} dv^d = \frac{1}{\psi} dv_o^d = \frac{1}{\psi} \frac{(\lambda - k)}{(1 + e)} \left(\frac{dp}{p} + \frac{d\eta}{\psi - \eta} \right) \quad (6.29)$$

Công toàn phần dA được thực hiện do ứng suất khi biến dạng dẻo của đơn vị thể tích đất, gồm có công của các ứng suất q và p :

$$dA = pdv^d + qd\gamma^d \quad (6.30)$$

Để hoàn thiện mô hình, các tác giả [40] đưa ra giả thiết thứ ba là, công toàn phần của biến dạng dẻo dA thực tế là do các hạt dịch chuyển với nhau sinh ra, tức là công thực hiện chỉ do ứng suất cắt. Nhưng sự trượt lẫn nhau của các hạt chỉ xảy ra trong điều kiện là, tại chỗ tiếp xúc giữa các hạt giá trị ứng suất cắt q phải đạt giá trị giới hạn q_{max} , tương ứng với áp lực p : $q_{max} = Mp$.

Trong điều kiện này, công biến dạng dẻo bằng tích q_{max} với biến dạng cát $d\gamma^d$:

$$dA = Mp d\gamma^d \quad (6.31)$$

Cân bằng biểu thức (6.30) và (6.31) và đặt $q = \eta p$ theo công thức (6.15), nhận được

$$dv^d/d\gamma^d = M - \eta.$$

Tỉ số $dv^d/d\gamma^d$ không có gì khác là trị số Ψ trong phương trình (6.14), (6.31) và (6.29). Đặt $\Psi = M - \eta$ vào công thức (6.16), nhận được phương trình vi phân ; lời giải của nó là quan hệ mô tả mặt chảy :

$$\eta = M \ln \frac{p_o}{p},$$

còn khi đặt $\Psi = M - \eta$ vào công thức (6.28) và (6.29), ta nhận được dạng cuối của phương trình liên hệ số gia biến dạng và ứng suất cho mô hình "sét Cam". Mặt này cắt trục p theo góc nhọn, tức là dự đoán được sự xuất hiện biến dạng dẻo trượt cả khi nén đẳng hướng, đương nhiên điều này trái với thực tế.

Để khắc phục khiếm khuyết này cũng, chính trong công trình nghiên cứu [40] để nghị dùng mô hình "sét Cam cải tiến".

Trong mô hình này, công biến dạng dẻo được giả định bằng :

$$dA = p \sqrt{(dv^d)^2 + (Md\gamma^d)^2} \quad (6.32)$$

Cân bằng biểu thức (6.30) và (6.32), sau những biến đổi tối thiểu, ta có :

$$\Psi = \frac{dv}{d\gamma} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta}, \text{ hay}$$

Thay giá trị Ψ này vào công thức (6.28) và (6.29) có được phương trình liên hệ, rồi thay vào công thức (6.18) và tích phân ra sẽ được phương trình mặt chày khác :

$$p/p_0 = M^2(M^2 + \eta^2),$$

$$\text{hay } F = p^2 - pp_0 + q^2/M^2 = 0. \quad (6.33)$$

Đây là phương trình elip (xem hình 6.4) có trục lớn trùng với trục p , cắt đường giới hạn ở cuối bán trục bé. Khi nén đẳng hướng, ở mô hình này chỉ có biến dạng thể tích, còn khi ở trạng thái giới hạn - tại điểm A - chỉ có biến dạng cắt (dòng chày đồng thể tích). Tuy nhiên, mô hình này cũng có các điểm yếu. Ví dụ, nếu đất ở gần trạng thái giới hạn (ô sát bên phải điểm A trong mặt chày elip), thì khi đặt số gia tải trọng A trong mặt chày elip), thì khi đặt số gia tải trọng Δp nhỏ vào mô hình sẽ chủ yếu xảy ra biến dạng cắt, trong khi thực tế lại không xảy ra. Nhưng nếu thực hiện chất tải theo quỹ đạo gần vuông góc với mặt chày của mũ đang mở rộng, thì mô hình này mô tả không tới quan hệ biến dạng - ứng suất. Ưu điểm cơ bản của mô hình là ít các thông số thực nghiệm : chỉ có ba trị số λ , k , M và chúng đều được xác định bằng các thí nghiệm ba trục và thí nghiệm nén.

Vì mũ là mặt chày và mặt thể dẻo kết hợp, ma trận liên hệ ứng suất - biến dạng là đối xứng, cho nên mô hình mũ cho phép thu được kết quả như nhau khi dùng phương pháp tính lập (phương pháp biến dạng ban đầu) cũng như khi dùng phương pháp gia số và phương pháp hỗn hợp gia số - lập.

Ứng suất p và q trong phương trình (6.33) được coi là các ứng suất bất diện, từ đó P. Banerjee và A. Stipho [17] đã đưa ra phương trình ma trận liên hệ số gia giữa ứng suất và biến dạng đối với mô hình "sét Cam cải tiến", khá thuận lợi cho phương thức tính lập và phương thức số gia :

$$\{d\sigma\} = \begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \end{Bmatrix} = \left[[D] - \frac{[D]^T \{a\} \{a\}^T [D]}{\{a\}^T [D] \{a\} + b \{m\}^T \{a\}} \right] \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\varepsilon_3 \end{Bmatrix} = [D_{dd}] \{d\varepsilon\},$$

ở đây :

$$\{a\} = \frac{\partial F}{\partial \{\sigma\}} = \frac{\partial F}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \{\sigma\}} + \frac{\partial F}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \{\sigma\}} = \begin{Bmatrix} \partial F / \partial \sigma_1 \\ \partial F / \partial \sigma_2 \\ \partial F / \partial \sigma_3 \end{Bmatrix} =$$

$$= \begin{Bmatrix} \frac{-3}{M^2} (\sigma_1 - p) + \frac{1}{3} (2p - p_0) \\ \frac{3}{M^2} (\sigma_2 - p) + \frac{1}{3} (2p - p_0) \\ \frac{3}{M^2} (\sigma_3 - p) + \frac{1}{3} (2p - p_0) \end{Bmatrix}$$

$$\{m\}^T = \{111000\},$$

$$b = -pp_0(1 + e_0)/(\lambda - k),$$

[D] - ma trận đàn hồi liên hệ ứng suất - biến dạng chính ;

[D_d] - ma trận đàn - dẻo.

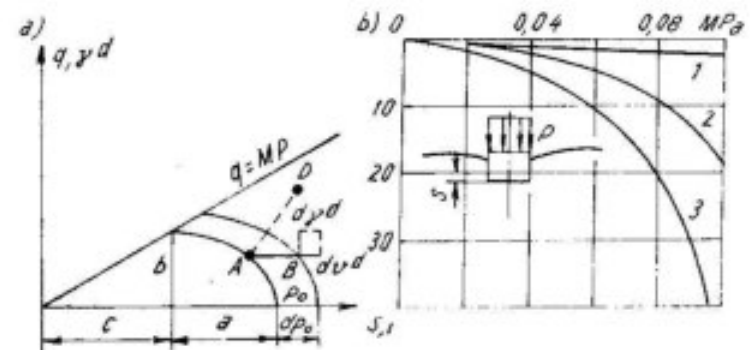
Dưới sự chỉ đạo của tác giả, nghiên cứu của A. L. Pregher về biến thể của mô hình mũ sẽ được trình bày ở dưới đây.

p và q , v và γ được coi là ứng suất và biến dạng bất diện.

Mặt chày kết hợp (mũ) có dạng đường cong elip với tâm hỗn hợp nằm dọc theo trục p (hình 6-5, a)

$$F = \frac{q^2}{b^2} + \frac{(p - c)^2}{a^2} - 1 = 0, \quad (6.34)$$

ở đây : a , b , c - các kích thước bán trục và hoành độ tâm elip.



Hình 6-5. Sơ đồ mô hình mũ (a) và các kết quả tính lún của bari nén theo mô hình (b)

Mặt giới hạn được miêu tả bằng phương trình $q = Mp$.

Trên toàn bộ mặt mũ, giá trị biến dạng dẻo thể tích v^d là hằng số và xác định bởi giá trị p_0 . Theo S. Sture v.v ... [47], v^d phụ thuộc vào áp lực thủy tĩnh dưới dạng :

$$v^d = V(e^{Rp_0} - 1), \quad (6.35)$$

ở đây : V, R - các hằng số xác định bằng thí nghiệm nén thủy tĩnh đất có thoát nước.

Các thông số của mặt chày elip tỷ lệ với giá trị p_0 :

$$a = h_1 p_0; \quad b = h_2 p_0; \quad c = h_3 p_0, \quad (6.36)$$

ở đây : h_1, h_2, h_3 - các hằng số, được xác định bằng thí nghiệm dỡ tải theo các quỹ đạo khác nhau. Phân tích hình 6-5, thấy rõ là :

$$h_3 = (1 - h_1); \quad h_2 = h_3 M = (1 - h_1)M.$$

Lời giải đạt được bằng phương pháp ứng suất ban đầu theo trình tự như khi giải các bài toán theo sơ đồ khác của chương trình "Địa cơ" (xem phần 5.1, 5.3). Chỉ có việc tính ứng suất chính lý thuyết theo trình tự sau là riêng biệt. Chất tải trọng từng bước và giải bài toán đàn hồi với các đặc trưng đàn hồi cố định. Khi đó xác định ứng suất tổng $\{\sigma\}_1$ và biến dạng tổng $\{\varepsilon\}_1$ bằng cách cộng ứng suất và biến dạng đàn hồi tìm được trong các phần tử với các giá trị tích lũy trước đó. Kiểm tra điểm biểu thị trạng thái ứng suất của phần tử (điểm D trong hình 6-5) có ở trong phạm vi vùng đàn hồi hay không. Cần phải tìm ứng suất lý thuyết - ứng suất tương ứng với mức biến dạng đạt được, nếu điểm nằm ngoài phạm vi đó (điểm B trong hình 6.5).

Khi chưa biết mặt chày, thì phương trình mới có kể đến sự lên chày có dạng :

$$\frac{(q + dq)^2}{(b + db)^2} + \frac{(p + dp - c + dc)^2}{(a + da)^2} - 1 = 0. \quad (6.37)$$

Thay giá trị da, db, dc từ công thức (6.36) vào phương trình (6.37) và bỏ qua bậc d^2 , ta nhận được phương trình cho dp_0 :

$$dp_0 = \frac{dp + \frac{qa^2 dq}{b^2(p-c)}}{F_1}, \quad (6.38)$$

$$\text{ở đây : } F_1 = h_3 + \frac{(p-c)}{a} h_1 + \frac{q^2 a^2}{b^3 (p-c)} h_2.$$

Độ tăng biến dạng dẻo thể tích khi chuyển sang mặt mới được xác định theo :

$$dv^d = V(e^{R(p_0 + dp_0)} - e^{Rp_0}). \quad (6.39)$$

Độ tăng ứng suất lý thuyết được xác định theo :

$$dp = dp^d - Kdv^d \quad (6.40,a)$$

$$dq = dq^d - 2Gdq^d, \quad (6.40,b)$$

ở đây : dq^d, dp^d - độ tăng ứng suất đàn hồi (độ tăng ứng suất theo lời giải đàn hồi của phương pháp phần tử hữu hạn) ;

K, G - môđun biến dạng thể tích và môđun trượt.

Dựa theo định luật chày dẻo kết hợp, các thành phần biến dạng được xác định bởi các quan hệ (xem phần 1.7) :

$$dv^d = \lambda \frac{\partial F}{\partial p}, \quad d\gamma^d = \lambda \frac{\partial F}{\partial q}.$$

Khi đó

$$d\gamma^d = dv^d \frac{\partial F}{\partial q} / \frac{\partial F}{\partial p}. \quad (6.41)$$

Sau khi đưa quan hệ (6.41) vào phương trình (6.40, b) và quan hệ (6.39) vào phương trình (6.40, a), khai triển hàm số mũ và hàm $\partial F/\partial p$ thành chuỗi Taylo, lấy 2 số hạng của chuỗi, ta có :

$$dp = dp^d - \frac{K}{3} Ve^{Rp_0} Rdp_0, \quad (6.42 a)$$

$$dq = dq^d - 2G \frac{Ve^{Rp_0} Rqa^2}{(p_0 - c)b^2} dp_0, \quad (6.42b)$$

Các phương trình (6.38) và (6.42) là hệ ba phương trình với ba ẩn số. Đặt phương trình (6.40) vào phương trình (6.38), ta nhận được phương trình mở rộng cho thông số dp_0 :

$$dp_0 = \frac{dp + \frac{qa^2}{b^2(p-c)} dq^d}{F_1 F_2}$$

$$\text{ở đây } F_2 = 1 + \left(\frac{K}{3} Ve^{Rp} R + \frac{2Ga^4 r_0^2 Ve^{Rp} R}{b^4(\sigma_0 - c)^2}\right) / F_1$$

Thay giá trị dp_0 tìm được vào hệ thức (6.42), xác định được độ tăng ứng suất lý thuyết dp và dq . Thêm dp và dq vào ứng suất ban đầu p và q , nhận được ứng suất lý thuyết p và q .

Nhờ quan hệ (1.4), có thể chuyển ứng suất bất diện p và q về ứng suất chính lý thuyết.

Khi biết ứng suất chính lý thuyết, dễ dàng tìm được ứng suất ban đầu và sau đó là lực nút ban đầu.

Theo thuật toán đã trình bày và sử dụng phương pháp ứng suất ban đầu, đã giải được bài toán về lún của bàn nén cứng hình tròn trên nền biến dạng phi tuyến.

Tác dụng các cấp tải trọng lên bàn nén có đường kính 0,8m, đặt ở độ sâu 0,4m cho tới khi áp lực trung bình ở đáy là $0,1MP_0$. Nén là lớp đất sâu 3m, kéo dài cách trục quay 2,5m. Toàn vùng được chia ra 127 phần tử hình vành có tiết diện tam giác.

Các chỉ tiêu đặc trưng cho tính chất của đất như sau :

$$K = 60,2 \text{ MPa} ; C = 10,2 \text{ MPa} ; \varphi = 22^\circ ; \gamma = 19 \text{ kN/m}^3 ;$$

$$V = 0,044 ; R = 0,0156 ; h_1 = 0,454 ; h_2 = 0,12 ; h_3 = 0,546.$$

Vị trí ban đầu của mũ được xác định bởi trạng thái ứng suất tự nhiên khi chịu áp lực thủy tĩnh.

Trong hình 6-5, b (đường cong 3) cho kết quả tính lún của bàn nén dưới tải trọng khác nhau. Ở đó, đường cong 1 là kết quả tính lún cho nền đàn hồi với cùng K và G dùng trong mô hình mũ, và đường cong 2 là kết quả tính cho nền đàn hồi - dẻo lý tưởng với cùng các thông số K , G và φ . Mô hình mũ đã trình bày được dùng để phân tích sự làm việc trong nền trầm tích tro xỉ.

I. Sandler và M. Baron đã mở rộng lĩnh vực áp dụng mô hình mũ loại "sét Cam cải tiến" cho đất nén quá chặt. Các ông kết hợp mặt thể dẻo không chỉ với đoạn Ap_0 (hình 6-4), mà cả với đoạn OA của đường giới hạn. Nếu trạng thái ứng suất của nó đi ra đoạn Ap_0 , thì đất thể hiện như là loại nén chặt bình thường và được nén chặt, còn mũ khi đó được mở rộng, như trong mô hình "sét Cam". Nếu như trạng thái ứng suất từ vùng đàn hồi đi ra tới đường giới hạn OA , thì dòng kết hợp có vectơ biến dạng dẻo toàn phần vuông góc với OA sẽ cho số gia biến dạng thể tích âm, tức là có sự tối xốp. Vì giá trị p_0 xác định vị trí mũ thì bằng giá trị tích lũy của nén chặt dẻo, cho nên sự tối xốp của môi trường kèm theo sự thu hẹp mũ cho đến khi điểm A hạ xuống dọc theo đường $q = Mp$ tới điểm có ứng suất đi ra đến đường giới hạn. Thể hiện toán học quá trình đó khá đơn giản.

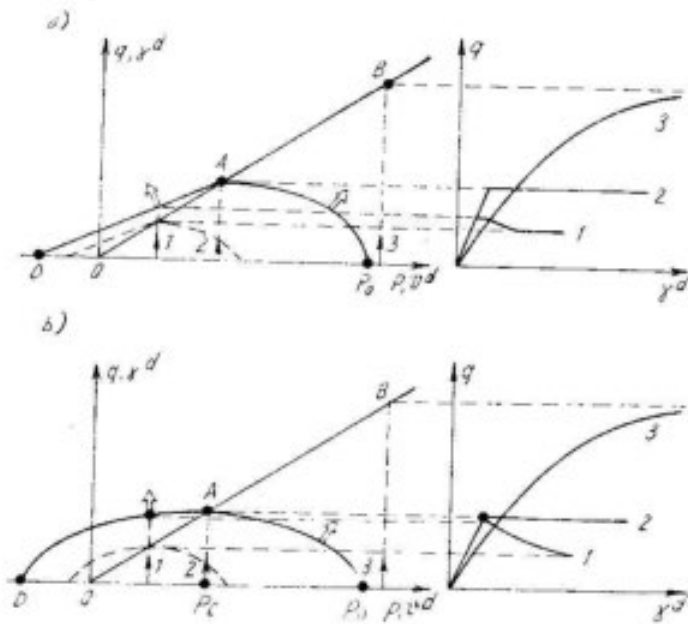
T.Tanaka [11], S. Pietruszczak và Z. Mroz [38] đưa ra mô hình mũ elip cho phép dùng không chỉ cho khi tối xốp mà cả khi khử bện, vì thế sử dụng thuận lợi cho cả đất lẫn đá. Trong cả hai mô hình nói trên (hình 6-6), đường OB được xem như là đường giới hạn cho đất nén chặt chuẩn. Nếu chất tải thực hiện theo đường 2 hay 3 trên một mô hình nào đó, thì trị số ứng suất giới hạn q được xác định bằng các điểm A và B nằm trên đường giới hạn OB với phương trình có dạng $q = Mp$.

Nếu đất quá nén chặt, tức là khi trị số ứng suất tác dụng p nhỏ hơn p_0 do đất chịu trước đó và nó xác định vị trí của mũ (đường chất tải 1), thì mặt giới hạn nó cũng chính là mặt chảy, kết hợp với mặt thể dẻo sẽ nằm ngoài đường OB . Trong mô hình Tanaka, đó là đường thẳng AD , trong mô hình Pietruszczak và Mroz là đường kéo dài mũ elip ở bên trái điểm A - đoạn AD . Trong cả hai mô hình, sự chất tải theo đường 1 cho tới khi trạng thái ứng suất ra đến mặt giới hạn AD , chỉ kèm theo biến dạng đàn hồi ; khi ra đến mặt giới hạn thì xảy ra chảy dẻo tuân theo nguyên lý trục chuẩn. Khi đó diễn ra sự làm tối xốp trong đất ; áp lực p_0 tương đương với độ chặt hiện thời của đất giảm xuống, mũ bị co hẹp ; điểm A hạ thấp dọc theo đường OB , và tương ứng mặt giới hạn AD cũng hạ xuống.

Vị trí cuối cùng của mũ và các mặt giới hạn khi chất tải theo đường 1 được thể hiện bằng đường gạch đứt trong hình 6-6, a và b.

Như vậy, đối với đất nén quá chặt, và có thể bao gồm cả đất đá cứng, đường OB trong các mô hình đã nêu xác định độ bền dư.

Mô hình T.Tanaka miêu tả độ bền cực đại (AD trên hình 6-6) bằng đường thẳng có dạng phương trình Coulomb quen thuộc. Khi trạng thái ứng suất đi ra, thì tại điểm bất kỳ của đường giới hạn sẽ có hệ số tới xấp $\frac{d\sigma}{d\tau}$ như nhau.



Hình 6-6. Đồ thị thể hiện các mô hình Tanaka (a) và Pietruszczak-Mroz (b)

Trong mô hình S. Pietruszczak và Z. Mroz, các mặt chày và thể dẻo kết hợp đối với đất nén chặt bình thường (p_0 , trong hình 6-6) và đất nén quá chặt (AD) là các đoạn của một elip, có phương trình với tâm chuyển dịch :

$$(p - p_0)^2 + \left(\frac{q}{n}\right)^2 - a^2 = 0, \quad (6.43)$$

ở đây : p_0 - hoành độ của tâm elip ;

a - bán trục lớn của elip ;

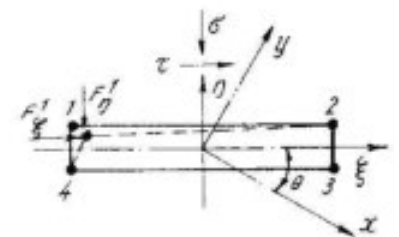
$n = a/b$ - tỷ số các bán trục.

Vị trí elip được xác định duy nhất bởi hai hằng số n và a và hàm $p_c = f(v^d)$ liên hệ vị trí của mũ với biến dạng dẻo thể tích v^d hoặc với chỉ tiêu tương đương nào đó của nó (độ rỗng, hệ số rỗng, ...).

6.3. CÁC PHẦN TỬ TIẾP XÚC

Khi phân tích sự làm việc của khối đá nứt nẻ, các công trình có tiếp xúc yếu với đất ở xung quanh thì cần phải đưa vào lưới chung các phần tử mô phỏng khe nứt, các chỗ tiếp xúc của công trình với đất. Nói chung, có thể biểu thị các tiếp xúc đó bằng các phần tử hữu hạn có hình dạng bình thường nhưng có tính bền bị giảm đi ; thí dụ về loại này đã được giải theo chương trình "Địa cơ" và đã trình bày trong phần 5.13... Tuy nhiên, khi sử dụng các phần tử bình thường, do phần tử không thể quá dài và hẹp được nên đòi hỏi phải tăng một cách nhân tạo bề dày tiếp xúc hay làm dày đặc lưới các phần tử.

R. Goodman, ..., [22] đưa ra một phần tử tiếp xúc đặc biệt và nó đã được dùng rộng rãi khi



Hình 6-7. Sơ đồ phần tử tiếp xúc của Goodman (1 - 4 - các nút).

giải các bài toán tương tự. Sơ đồ phân tử tiếp xúc được nêu trong hình 6-7. Mặc dù được biểu diễn ở dạng hình chữ nhật với 4 nút 1, 2, 3 và 4, nhưng các cặp nút 1 và 2, 3 và 4 có cùng tọa độ, tức là thực tế phân tử có độ mở bằng không.

Dưới tác dụng của ứng suất pháp σ và ứng suất tiếp τ , phân tử chịu biến dạng pháp tuyến δ_η và biến dạng tiếp tuyến δ_ξ . Quan hệ ứng suất với biến dạng được đặc trưng bằng phương trình đường thẳng:

$$\sigma = k_\eta \delta_\eta ; \tau = k_\xi \delta_\xi \quad (6.44)$$

Ứng suất có thể có nhỏ nhất (ứng suất kéo) vuông góc với mặt tiếp xúc có giới hạn bằng độ bền tiếp xúc chịu kéo T ($\sigma_{\min} = T$). Ở phân tử tiếp xúc bị tách đứt, độ bền kéo giảm xuống bằng 0.

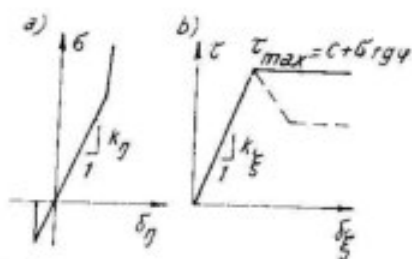
Sau khi tiếp xúc khép lại toàn bộ do nén thì môđun pháp K của nó tăng tới môđun của khối bao quanh.

Sức chống trượt giới hạn được đặc trưng bằng phương trình Coulomb:

$$\tau_{\max} = C + \sigma \tan \varphi \quad (6.45)$$

T. Groth [23] đã phát triển mô hình Goodman bằng cách xét tới sự khử bền tiếp xúc trong quá trình trượt.

Đặc trưng cơ học của phân tử - tiếp xúc (phản ứng của nó với biến dạng pháp tuyến và tiếp tuyến) được biểu thị trong hình 6-8



Hình 6-8. Quan hệ ứng suất pháp và tiếp với biến dạng pháp tuyến (a) và biến dạng trượt (b)

Hệ phương trình liên hệ 8 lực nút pháp và tiếp tuyến với 8 chuyển vị có dạng:

$$\begin{bmatrix} F_1^i \\ F_2^i \\ F_3^i \\ F_4^i \\ F_5^i \\ F_6^i \\ F_7^i \\ F_8^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2k_\xi & 0 & -k_\xi & -k_\eta & k_\xi & 0 & -2k_\xi & 0 \\ 0 & -2k_\eta & 0 & 0 & 0 & k_\eta & 0 & -2k_\eta \\ -k_\xi & 0 & 2k_\xi & 2k_\eta & -2k_\xi & 0 & k_\xi & 0 \\ 0 & -k_\eta & 0 & 0 & 0 & -2k_\eta & 0 & k_\eta \\ k_\xi & 0 & 2k_\xi & 2k_\eta & 2k_\xi & 0 & -k_\xi & 0 \\ 0 & k_\eta & 0 & 0 & 0 & 2k_\eta & 0 & -k_\eta \\ 2k_\xi & 0 & k_\xi & k_\eta & -k_\xi & 0 & 2k_\xi & 0 \\ 0 & -2k_\eta & 0 & 0 & 0 & -k_\eta & 0 & 2k_\eta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_\xi^i \\ \delta_\eta^i \\ \delta_\xi^i \\ \delta_\eta^i \\ \delta_\xi^i \\ \delta_\eta^i \\ \delta_\xi^i \\ \delta_\eta^i \end{bmatrix} \quad (6.46)$$

ở đây l - độ dài phân tử; k_ξ , k_η - các hệ số (môđun) độ cứng tiếp xúc trượt và pháp tuyến trên đơn vị diện tích.

Nếu phương của trục tọa độ toàn thể x và y không trùng với phương của trục cục bộ ξ và η , như thấy trên hình 6-7, thì chuyển vị nút và lực nút trong hệ tọa độ toàn thể sẽ liên hệ với giá trị tương tự trong hệ cục bộ bằng hệ thức sau:

$$\begin{Bmatrix} \delta_\xi^i \\ \delta_\eta^i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\sin\theta & \cos\theta \\ \cos\theta & \sin\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} \quad (6.47)$$

$$\begin{Bmatrix} F_x^i \\ F_y^i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\theta & -\sin\theta \\ \sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_\xi^i \\ F_\eta^i \end{Bmatrix} \quad (6.48)$$

Thay từng cặp phương trình (6.47) vào phương trình (6.48), và sau đó là từng cặp phương trình (6.46) vào công thức (6.48), ta sẽ được hệ phương trình giữa lực nút và chuyển vị nút trong hệ tọa độ toàn thể:

$$\begin{bmatrix} F_1^i \\ F_2^i \\ F_3^i \\ F_4^i \\ F_5^i \\ F_6^i \\ F_7^i \\ F_8^i \end{bmatrix} = \sqrt{(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2} \begin{bmatrix} -2A & 2B & A & -A & A & B & 2A & -2B \\ 2B & 2A & -B & -A & B & A & -2B & -2A \\ A & -B & -2A & 2B & 2A & -2B & -A & B \\ -B & -A & -2B & 2A & -2B & -2A & B & -A \\ -A & B & -2A & -2B & -2A & 2B & A & -B \\ B & A & -2B & -2A & 2B & 2A & -B & -A \\ -2A & -2B & -A & B & A & -B & -2A & 2B \\ -2B & -2A & B & A & -B & -A & 2B & 2A \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_i \\ v_i \\ u_i \\ v_i \\ u_i \\ v_i \end{bmatrix} \quad (6.49)$$

ở đây: $A = \sin\theta \cos\theta (k_\xi + k_\eta)$; $B = k_\xi \cos^2\theta + k_\eta \sin^2\theta$.

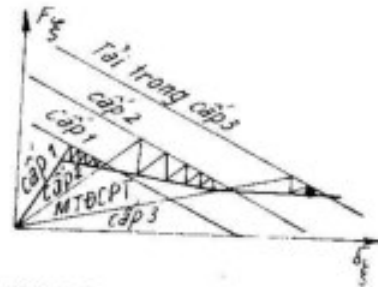
Các hệ số ma trận độ cứng của các phần tử tiếp xúc được dùng khi lập MTDCHT như bình thường. Có thể thỏa mãn các điều kiện bền về kéo và trượt ở các phần tử tiếp xúc bằng phương pháp ứng suất ban đầu với môđun biến đổi hoặc bằng phương pháp hỗn hợp được thể hiện trong hình 6-9 (theo T. Groth [23]). Khi đó, ma trận độ cứng hệ thống được xây dựng lại sau mỗi cấp tải trọng, còn trong phạm vi một cấp, thực hiện tính lặp bằng phương pháp ứng suất ban đầu với ma trận cố định.

Trong công trình [23] này cũng phân tích sự mở rộng (dilatansi) phần tiếp

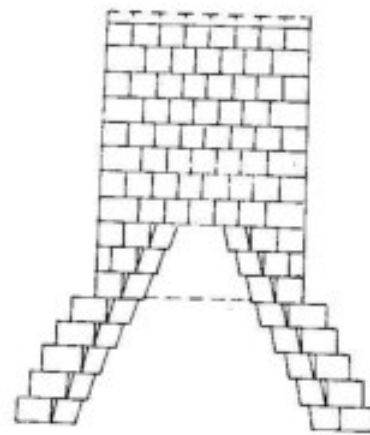
xúc nhám khi trượt δ_n^{dilat} nó có liên hệ với sự trượt δ_t . Tính giá trị mở rộng sau cấp đặt tải theo thứ tự và đưa vào bảng phương pháp ứng suất ban đầu.

Phần tử tiếp xúc của P. Goodman rất thông dụng và sử dụng thành công trong nhiều trường hợp, nhưng hiệu quả nhất là dùng để giải bài toán được nêu ở trong hình 6-10 (theo [22]), xoay cục bộ của các khối ở vách hầm lò và hình thành sụp vòm. Kết quả tương tự cũng đã nhận được trong các mô hình khối làm bằng các vật liệu tương đương.

Phương pháp thay thế sử dụng tiếp xúc trong sơ đồ phần tử hữu hạn đã được tác



Hình 6-9. Sơ đồ phương pháp hỗn hợp dùng sức kháng tiếp xúc



Hình 6-10. Sơ đồ hình thành sụp vòm trên các hầm lò trong môi trường khối.

giả cộng tác với J.V. Andreev thực hiện. Tiếp xúc được xem như là khe nứt có bờ nhám sít chặt không dễ biến dạng theo phương pháp và tiếp tuyến. Khi ứng suất ở bề mặt tiếp xúc chưa đạt độ bền kéo ($\sigma = T$), hoặc độ bền cắt ($\tau = C + \sigma \tan \varphi$) đã cho, thì sự liên tục vẫn duy trì ở trong vùng mặt tiếp xúc. Nếu ở bước chất tải tiếp sau, thành phần ứng suất nào đó ở mặt tiếp xúc đạt giá trị giới hạn thì, ở vùng tiếp xúc này môi trường sẽ mất liên tục. Nếu xảy ra đứt gãy dưới tác dụng của ứng suất kéo thì bờ khe nứt thành tạo không ảnh hưởng lẫn nhau và về sau vùng được xem như cố nhất cắt. Nếu ứng suất cắt đạt giá trị giới hạn thì xuất hiện phá hoại tinh liên tục, tuy nhiên bờ tiếp tục tác động lẫn nhau (hình 6-11).

Thứ nhất, chuyển động của bờ tiếp xúc chỉ có thể xảy ra dưới góc α nào đó so với bề mặt tiếp xúc. Góc α , xác định bởi độ nhám của bờ, được gọi là góc mở (gián nở). Ở tiếp xúc thực tế, góc này phụ thuộc vào giá trị trượt δ theo quan hệ:



Hình 6-11. Sơ đồ mở rộng tiếp xúc khi trượt

$$\alpha = \alpha_0 (1 - e^{-\beta \delta}), \quad (6.50)$$

ở đây: α, β - các thông số thực nghiệm.

Thứ hai, lực kháng ở bề mặt tiếp xúc do bờ đối diện gây ra cũng giảm đi theo mức trượt:

$$\tau = C(\delta) + \sigma \tan \varphi. \quad (6.51)$$

C phụ thuộc vào δ theo dạng:

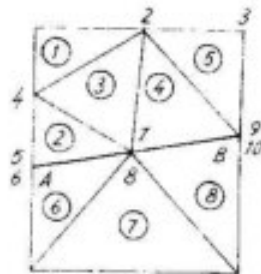
$$C = C_0(1 - e^{-\gamma \delta}), \quad (6.52)$$

ở đây: C_0, γ - các thông số thực nghiệm.

Mô hình đã trình bày được tiến hành theo trình tự sau. Giả sử ở trong vùng nghiên cứu (hình 6-12), đường AB là tiếp xúc có tính bền bị giảm sút.

Vùng được chia thành các phần tử như thế nào để đường tiếp xúc trùng với đường ranh giới các phần tử. Các nút tại tiếp xúc có hai chỉ số: mỗi chỉ số thuộc về các phần tử ở một phía tiếp xúc.

Theo trình tự thông thường, thành lập ma trận độ cứng hệ thống về bản chất là tập hợp các ma trận độ cứng cô lập cho mỗi vùng con được phân chia bởi các tiếp xúc. Sau đó trong chu trình, theo tất cả các cặp nút tiếp xúc thực hiện chương trình con MODIF để cải biến MTDCHT tùy theo điều kiện tại cặp nút. Theo các ứng suất trong các phần tử kể với nút (ví dụ, trong các phần tử 2, 3, 4 kể với nút 7), tính lực F_x và F_y ở nút này, lực pháp tuyến F_η và tiếp tuyến F_ξ với mặt tiếp xúc:



Hình 6-12. Vị trí của tiếp xúc AB trong lưới phần tử hữu hạn

$$\begin{Bmatrix} F_\xi \\ F_\eta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\beta & \sin\beta \\ -\sin\beta & \cos\beta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \end{Bmatrix} \quad (6.53)$$

Lực pháp tuyến và tiếp tuyến đem chia cho chiều dài đoạn tiếp xúc kể với nút đã cho, thì xác định được ứng suất pháp σ và ứng suất tiếp τ . Dem so sánh các ứng suất với giá trị giới hạn đã cho rồi tùy thuộc kết quả kiểm tra mà tạo ra MTDCHT cải biến

a) $\sigma > T, \tau < C(\delta) + \sigma \tan\varphi$. Dĩ nhiên, điều kiện này thỏa mãn trạng thái ban đầu, khi mà ứng suất trong các phần tử bằng không. Nút không bị mất liên tục, cả hai nút của cặp tiếp xúc (7 và 8 trong ví dụ nghiên cứu) sẽ có chuyển vị như nhau. Các hệ số của cột 15 và 16 của MTDCHT thuộc nút 8, được thêm tương ứng cho cột 13 và 14 thuộc nút 7. Nút 8 có dấu hiệu cố định theo các phương x và y nên khi dùng chương trình con để giải hệ phương trình từ hệ "Địa cơ" (xem phụ lục) cho phép bỏ qua phương trình 15 và 16. MTDCHT được cải biến như thế sẽ không có đứt gãy ở nút 7.

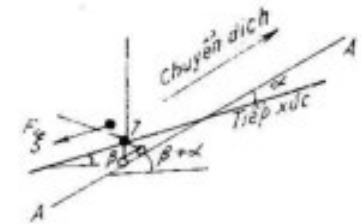
b) $\sigma \leq T$. Ở nút có đứt gãy, không cần cải biến MTDCHT. Cả hai nút ở hai phía tiếp xúc sẽ có chuyển vị hoàn toàn độc lập nhau.

c) $\tau \geq C(\delta) + \sigma \tan\varphi$. Ở nút xảy ra trượt theo tiếp xúc. Phân tích phương của ứng suất τ , phương này quyết định phương trượt tại tiếp xúc. Trong ví dụ ở hình 6-13, giả định nửa tiếp xúc phía trên với nút 7 chuyển dịch về phía phải theo tiếp xúc. Phương trượt AA xác định bằng hướng của tiếp xúc β và góc mở $\alpha = \alpha(\delta)$. Như

vậy, chuyển vị của nút 7 không phải là các thông số độc lập mà liên hệ với nhau theo biểu thức:

$$v_7 = u_7 \tan(\beta + \alpha(\gamma)).$$

Các phần tử cột ở 14 của MTDCHT liên quan đến v_7 , được nhân với $\tan(\beta + \alpha(\gamma))$ và được thêm vào các phần tử ở cột 13. Nút 7 theo phương y được cố định để bảo đảm bỏ qua dòng 14 khi giải hệ phương trình, do đó hạng của hệ được giảm xuống đơn vị.



Hình 6-13. Sơ đồ trượt của nút theo tiếp xúc

Lực ma sát theo tiếp xúc tác động vào nút 7 bằng $F_7 = [C(\delta) + \sigma \tan\varphi]$ và ngược với phương trượt. Hai thành phần của lực này $F_{7x} = F_7 \cos\beta, F_{7y} = F_7 \sin\beta$ được bổ sung vào vectơ lực tổng quát

Thuật toán tương tự được thực hiện ở cả các nút khác của cặp tiếp xúc. Sau khi xem xét tất cả các cặp tiếp xúc và cải biến MTDCHT thì thực hiện giải hệ phương trình. Tính ứng suất tại các phần tử. MTDCHT ban đầu thay thế MTDCHT đã cải biến. Phân tích một lần nữa điều kiện ở các cặp nút theo chương trình con MODIF, nếu các điều kiện chưa được thỏa mãn (với độ chính xác đã cho, dù chỉ trong một cặp tiếp xúc) thì giải lại hệ phương trình một lần nữa theo MTDCHT đã cải biến lại và tập hợp các nút mới v.v...

Khi chất tải theo cấp thì cách tiến hành hợp lý của phương pháp đó là cải biến MTDCHT trước mỗi bước chất tải, còn trong phạm vi một cấp - tính lập với lực tiếp tuyến thay đổi ở tiếp xúc cho đến khi thỏa mãn điều kiện (6.51).

6.4. ĐẤT CÓ CỐT

Trong những năm gần đây, để giảm áp lực lên tường chắn hoặc nói chung thay cho tường chắn ở các công trình đắp ven bờ hay bên cảng người ta còn dùng phương pháp đất có cốt bằng kim loại dẻo. Các băng kim loại không rỉ, có bề mặt tiếp xúc lớn và đỉnh kết cao thích hợp với đất được dùng làm cốt.

Có hai phương pháp tính cho đất có cốt :

Phương pháp tách riêng - đất và cốt được biểu thị ở dạng các phần tử hữu hạn khác nhau - phẳng và đường - có tương ứng các tính chất của đất và cốt.

Phương pháp kết hợp - đất có cốt được chia thành các phần tử gồm trong nó cả đất và cốt và có các tính chất kết hợp đặc trưng cho cả các tính chất của đất, có cốt và của tiếp xúc giữa chúng.

Đĩ nhiên, phương pháp tách riêng cho lời giải chính xác hơn bởi vì nó xét đến tác dụng tương hỗ của mỗi dải cốt riêng biệt với đất, tuy nhiên phương pháp này đòi hỏi lưới các phần tử cực nhỏ. Phương pháp kết hợp xem cốt không phải là tập hợp các dải cụ thể, mà là môi trường liên tục xuyên qua đất với các tính chất xác định. Khi nghiên cứu cùng một bài toán bằng phương pháp kết hợp thì lưới phần tử có thể thưa hơn nhiều so với bằng phương pháp tách riêng. Phương pháp kết hợp phát triển mạnh cả khi giải các bài toán địa kỹ thuật với đất có cốt lẫn khi nghiên cứu các công trình bê tông cốt thép.

Trong nhiều tài liệu được công bố, khi lập ma trận độ cứng cho phần tử kết hợp đều giả định cốt không trượt trong đất ; còn trong một số công bố gần đây hơn đã tính đến sự trượt của cốt trong đất.

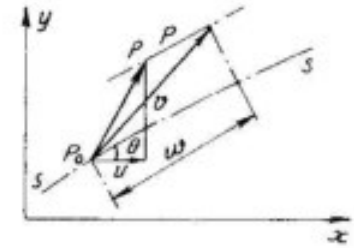
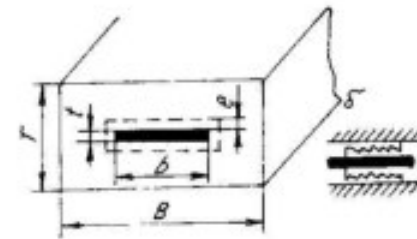
D. Naylor và H. Richards [37] đề nghị mô hình kết hợp của đất có cốt có chú ý đến trượt của cốt dưới đây để phân tích trong điều kiện biến dạng phẳng.

Hình 6.14, a biểu diễn một băng cốt trong đất, T - khoảng cách giữa các lớp cốt ; B - bước của cốt trong một lớp ; b, t - kích thước tiết diện của cốt. Lưu ý là, lớp tiếp xúc e ở xung quanh cốt có biến dạng trượt γ_s tỷ lệ với giá trị ứng suất tiếp τ_s tại chỗ tiếp xúc cốt với đất. Môđun trượt của lớp tiếp xúc G_s lấy "lớn" bất kỳ để có bất đẳng thức :

$$peG_s/B \gg aE_s, \quad (6.53)$$

ở đây : a = bt/BT - phần của cốt trong tiết diện ; e - bề dày lớp tiếp xúc, lấy bằng 1 ; E_s - môđun đàn hồi của đất ; p = 2b/T.

Tác dụng tương hỗ của cốt với đất qua lớp đàn hồi tương đương tương tự như sự có mặt của lò xo tiếp xúc (hình 6-14.b).



Hình 6-14. Sơ đồ tính toán đất có cốt. Hình 6-15. Sơ đồ biến dạng của đất có cốt

Độ cứng cao của lớp tiếp xúc bảo đảm các điểm của cốt chuyển dịch nhỏ đối với đất, tức là thực tế cốt không trượt trong đất khi dùng ma trận độ cứng kết hợp của phần tử. Nếu mức τ_s giới hạn bằng tiêu chuẩn Coulomb với chất tải, theo cấp và dùng "mô đun" "tiếp tuyến" G_s biến đổi thì có thể mô phỏng được sự trượt của cốt.

Trong hình 6-15 trục ss là trục của cốt trước khi đặt tải. Sau khi chất tải, trục của cốt chuyển sang vị trí PP'. Trục PP' thực tế song song với trục ss là vì cốt chỉ có thể chuyển dịch tương đối với đất theo phương trục của nó.

Điểm P_0 ban đầu sau khi chất tải, thì ở đất chuyển sang vị trí P, còn ở cốt - ở vị trí P'. Như vậy, ρ là chuyển dịch của cốt so với đất.

Biến dạng dọc của cốt ϵ_s là gradien dọc theo ss của chuyển vị tổng ω . Từ hình 6-15 thấy là

$$\omega = uax + vay + \rho = u \cos\theta + v \sin\theta + \rho, \quad (6.54)$$

Như vậy, biến dạng dọc của cốt :

$$\epsilon_s = \frac{d\omega}{ds} = \cos\alpha \frac{du}{ds} + \sin\alpha \frac{dv}{ds} + \frac{d\rho}{ds}, \quad (6.55)$$

nhưng

$$\frac{du}{ds} = \cos\theta \frac{\partial u}{\partial x} + \sin\theta \frac{\partial u}{\partial y} \quad (6.56)$$

Tương tự, có thể biểu diễn các đạo hàm dv/ds và $d\rho/ds$.

Lưu ý tới điều đó, biểu thức (6.55) có thể biến đổi về dạng sau

$$\varepsilon_s = \cos^2\theta \frac{\partial u}{\partial x} + \sin^2\theta \frac{\partial v}{\partial y} + \cos\theta \sin\theta \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \cos\theta \frac{\partial \rho}{\partial x} + \sin\theta \frac{\partial \rho}{\partial y} \quad (6.57)$$

Biến dạng trượt của lớp tiếp xúc được xác định bằng biểu thức

$$\gamma_s = \frac{\rho}{e} \quad (6.58)$$

Các biến dạng thành phần được xác định bằng các phương trình thông thường :

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$$

Trong các phương trình xác định biến dạng của các phần tử thuộc mô hình kết hợp (6.57), (6.58), thì chuyển vị chưa biết là các đại lượng thông thường u và v và đại lượng thứ ba ρ .

Trong trình bày sau không đưa ra dạng cụ thể của phần tử, tuy nhiên theo sự khẳng định của các tác giả [37], thì phần tử tứ giác cân với phép xấp xỉ bình phương theo phương của cốt, phép xấp xỉ tuyến tính theo phương vuông góc, và với bốn điểm tính phân là tốt nhất.

Ma trận độ cứng của phần tử kết hợp gồm có hai phần - phần của đất $[K_1]$ và phần của cốt - tiếp xúc $[K_2]$:

$$[K] = [K_1] + [K_2] \quad (6.59)$$

Ma trận $[K]$ có hạng $3n$ (n - số nút của phần tử). Tương ứng, ma trận $[K_1]$ và $[K_2]$ cũng cần có hạng $3n$

Dựa vào nguyên lý chuyển vị khả dĩ và tương tự với công thức (2.46), mỗi một ma trận có thể trình bày ở dạng

$$[K_l] = \int [B_l]^T [D_l] [B_l] ds \quad (6.60)$$

ở đây $l = 1$ hay 2 , ký hiệu cho đất hay cốt.

Ma trận $[B_1]$ có dạng bình thường đối với điều kiện biến dạng phẳng (xem công thức 2.37) không kể cột số không được thêm vào với tư cách là một cột thứ ba, do đó ma trận $[B_1]$ có kích thước $3n \times 3n$. Ma trận $[B_1]$ gồm có n ma trận con dạng $[B_i]$:

$$[B_1] = [[B_{11}] \dots [B_{1j}] \dots [B_{1n}]] \quad (6.61)$$

ở đây

$$[B_{1i}] = \begin{bmatrix} N'_{ix} & 0 & 0 \\ 0 & N'_{iy} & 0 \\ N'_{iy} & N'_{ix} & 0 \end{bmatrix}$$

N'_{ix} , N'_{iy} - các đạo hàm hàm dạng của nút i .

Các cột không sẽ bỏ qua độ trượt của cốt ρ_i tại nút khi tính biến dạng trong đất.

$[D_1]$ trong phương trình (6.60) là ma trận bình thường, trong biến dạng phẳng nó không nhất thiết là ma trận tuyến tính liên hệ ứng suất và biến dạng có hạng 3×3 .

Ma trận $[B_2]$ liên hệ biến dạng của cốt ε_s và vùng tiếp xúc γ_s với chuyển vị của nút ; nó là sự rời rạc hóa phương trình (6.57) và (6.58) và cũng gồm các ma trận con. Ma trận con cho nút thứ i có dạng :

$$[B_{2i}] = \begin{bmatrix} Q_i \cos\theta_i & Q_i \sin\theta_i & Q_i \\ 0 & 0 & N_i/e \end{bmatrix} \quad (6.62)$$

ở đây : $Q_i = N'_{ix} \cos\theta + N'_{iy} \sin\theta$.

Ma trận $[D_2]$ liên hệ ứng suất dọc σ_s trong cốt và ứng suất tiếp τ_s tại tiếp xúc với các biến dạng ε_s và γ_s . Để tích phân phương trình (6.60) có thể tiến hành theo diện tích của phần tử kết hợp (mà không theo thể tích của cốt và thể tích vùng tiếp xúc), cần nhân E_s với a và G_s với p_c/B :

$$[D_2] = \begin{bmatrix} aE_s & 0 \\ 0 & \frac{p_c G_s}{B} \end{bmatrix} \quad (6.63)$$

Thay biểu thức (6.62) và (6.63) vào phương trình (6.60), ta nhận được ma trận $[K_2]$. Nó có cấu trúc sau :

$$[K_2] = \begin{bmatrix} [K_{211}] & \dots & [K_{21j}] & \dots & [K_{21n}] \\ [K_{2j1}] & \dots & [K_{2jj}] & \dots & [K_{2jn}] \\ [K_{2n1}] & \dots & [K_{2nj}] & \dots & [K_{2nn}] \end{bmatrix} \quad (6.64)$$

trong đó

$$[K_{2ij}] = aE_s \dot{Q}_i \dot{Q}_j \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & \cos \theta \\ \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta & \sin \theta \\ \cos \theta & \sin \theta & 1 + R_{ij} \end{bmatrix},$$

$$R_{ij} = \frac{\rho G_s}{BaeE_s} \left(\frac{N_i N_j}{Q_i Q_j} \right).$$

Như thế, ma trận độ cứng của phần tử kết hợp (và cũng tương ứng cho toàn bộ hệ) đã được xác định. Giải hệ phương trình cho ta các chuyển vị ở nút u, v, ρ . Các ứng suất $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ trong đất và τ_s, σ_s trong cốt được tìm theo công thức:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [D_1][B_1]\{\delta\}, \quad (6.65)$$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s; \quad \tau_s = G_s \gamma_s$$

Khi đó, biến dạng ε_s, γ_s được xác định theo biểu thức

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_s \\ \gamma_s \end{Bmatrix} = [B_2]\{\delta\}, \quad (6.66)$$

ở đây: $\{\delta\} = \{u_1, v_1, \rho_1, \dots, u_n, v_n, \rho_n\}$ - các thông số nút của phần tử. Để tính trượt thì phải sử dụng thủ tục sau. Mức giới hạn của ứng suất tiếp xúc được xác định theo tiêu chuẩn Coulomb:

$$\tau_s^f = C_s + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi, \quad (6.67)$$

ở đây: C_s - lực dính theo tiếp xúc; σ_n - ứng suất pháp trên bề mặt tiếp xúc xác định từ tenxơ đất.

Chất tải theo cấp với sự tăng tỷ lệ của toàn bộ các thành phần, tức là số gia của vectơ tải trọng $\{\Delta F_i\}$ là phần vô hướng của vectơ toàn phần $\{F\}$:

$$\{\Delta F_i\} = \lambda_i \{F\} \quad (6.68)$$

ở đây: λ_i - số nhân vô hướng

Trình tự xác định môđun trượt tiếp tuyến G_s^{II} của lớp tiếp xúc đối với cấp tải trọng thứ i được mô tả trong hình 6-16. Trạng thái ứng suất - biến dạng tại tiếp xúc trước khi chất tải đặc trưng bằng

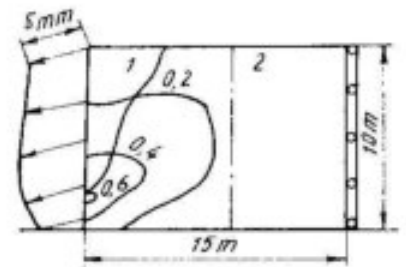
điểm A, ở trạng thái chưa biết là điểm cuối B. Độ tăng biến dạng dự tính ở cấp thứ i là $\Delta \gamma_s^*$ được ngoại suy từ số gia trước đó:

$$\Delta \gamma_s^* = \frac{\lambda_i}{\lambda_i - 1} \Delta \gamma_{s(i-1)} \quad (6.69)$$

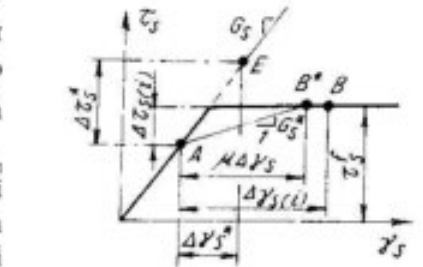
Độ tăng ứng suất đàn hồi tương ứng $\Delta \tau_s^* = G_s \Delta \gamma_s^*$ được thêm vào ứng suất tích lũy từ trước, và tổng giá trị đem so sánh với trị số giới hạn τ_s^f tính theo phương trình (6.67) khi σ_n được ngoại suy từ số gia cuối cùng. Nếu vượt tiêu chuẩn (điểm E trong hình 6-16), thì độ tăng ứng suất được giới hạn bởi giá trị $\Delta \tau_{s(i)}$. Môđun gắn đúng G_s^* để thành lập MTĐCPT ở cấp thứ i được xác định bằng biểu thức:

$$G_s^* = \frac{\Delta \tau_s^*}{\Delta \gamma_s^*} \quad (6.70)$$

Các tác giả chỉ ra là, đôi khi họ thấy τ_s dao động mạnh mẽ giữa các phần tử và ngay cả trong phần tử đẳng thông số. Để loại trừ hiện tượng này một cách hợp lý nên tính biến dạng trung bình $\Delta \gamma_{s(i)}$ trong phần tử theo 4 điểm tích phân.



Hình 6-17. Biểu đồ biến dạng của khối đập có cốt và đường đồng ứng suất trong cốt (theo phần của độ bền giới hạn)
1- đường ứng suất lớn nhất trong cốt;
2- giới hạn đất cốt



Hình 6-16. Sơ đồ biểu diễn tính chất biến dạng của tiếp xúc đất với cốt

điều đó mô phỏng việc loại bỏ công trình chấn được dùng khi đắp khối đất. Lưới các phân tử gồm 8 dây, mỗi dây có 10 phân tử hình chữ nhật. Dặt tải trọng theo 24 cấp như nhau.

Các kết quả tính toán chuyển vị của mặt chính diện và sơ đồ biểu thị các lực trong cốt được thể hiện trong hình 6-17. Các tác giả lưu ý rằng, để chọn cốt thì vấn đề cơ bản là phải tính đến trượt của cốt với đất.

6.5. THỰC HIỆN MÔ HÌNH LƯU BIẾN

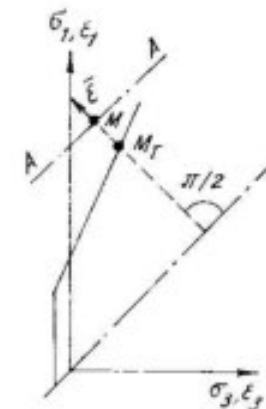
Nếu tính lưu biến của môi trường được đặc trưng bằng đàn hồi nhớt tuyến tính (xem hình 1-17a), thì để tính trạng thái ứng suất - biến dạng của vùng ở thời điểm t bất kỳ dưới tác dụng của tải trọng không đổi khi $t = 0$, phương pháp khá chính xác và hợp lý hơn cả là tính sơ bộ các hằng số đàn hồi tương ứng với thời điểm này theo công thức (1.97) và giải bài toán đàn hồi với các thông số tính được này. Phương pháp đó do O.Zienkiewicz đề nghị.

Nếu tính chất lưu biến của môi trường được đặc trưng bằng mô hình dẻo nhớt (xem hình 1-17b) nhưng chỉ quan tâm đến trạng thái ứng suất - biến dạng cuối cùng khi $t \rightarrow \infty$ dưới tác dụng của tải trọng không đổi theo thời gian, thì không cần xem xét diễn biến quá trình biến dạng từ biến - tích thoát theo thời gian, mà chỉ cần tìm lời giải đàn hồi - dẻo với các đặc trưng độ bền lâu dài C_{ld} và φ_{ld} là đủ. Chính phương thức đó được dùng trong công trình [19] khi dự đoán biến dạng của mái dốc hố móng.

Nếu mối quan tâm chính là diễn biến phát triển biến dạng thì cần tổ chức quá trình phân cấp theo thời gian. Sau đây tiến hành miêu tả phương thức đơn giản nhất do tác giả và H.Z.Bakenov thực hiện trên cơ sở của chương trình "Địa cơ".

Mô hình lưu biến được trình bày trong hình 1-17a. Phản ứng của môi trường đối với biến dạng thể tích là đàn hồi với mô đun nén thể tích K không đổi; phản ứng đối với trượt là đàn dẻo với tiêu chuẩn dẻo Coulomb. Dòng trượt nhớt có thể tích như nhau.

Phân bố ứng suất trong vùng vào thời điểm đặt tải trọng ($t = 0$) phù hợp với lời giải đàn hồi. Nếu trạng thái ứng suất của phân tử (điểm M trong hình 6-18) ở ngoài giới hạn độ bền lâu dài thì trong nó phát triển biến dạng từ biến, có véc tơ toàn phần $\bar{\epsilon}$ vuông góc với bề mặt thể dẻo nhớt AA ; do tuân theo đặc trưng đồng thể tích của dòng mà mặt này song song với trục áp lực thủy tĩnh.



Điểm M_{II} nằm trên biên giới hạn độ bền lâu dài là trạng thái ứng suất "lý thuyết", mà trong điều kiện tính thoát phân tử sẽ chuyển sang; nó được duy trì chừng nào biến dạng không đổi. Tọa độ của điểm M^{II} được xác định bằng phương trình tương tự công thức (5.15):

$$\sigma_3^{II} = (\sigma_1 - S_{ld} + \sigma_3)/(1 + \text{ctg}\varphi_{ld});$$

$$\sigma_1^{II} = S_{ld} + \sigma_3^{II} \text{ctg}\varphi_{ld}$$

ở đây: S_{ld} , φ_{ld} - các đặc trưng độ bền lâu dài.

Để dễ dàng chứng minh được là:

$$\sigma_1 = \sigma_1^{II} + \tau^d;$$

$$\sigma_3 = \sigma_3^{II} - \tau^d,$$

ở đây: $\tau^d = (\sigma_1 - \sigma_3 \text{ctg}\varphi_{ld} - S)/(1 + \text{ctg}\varphi_{ld})$ - hiệu toàn phần giữa ứng suất tiếp tác dụng (ở điểm M) và ứng suất tiếp lý thuyết (ở điểm M^{II}). Khi giải bài toán đàn dẻo (phần 5.3), hiệu giữa các ứng suất chính ở điểm M và M^{II} được xem như ứng suất ban đầu τ^d . Trong môi trường dẻo nhớt, giá trị τ^d sẽ quyết định tốc độ biến dạng từ biến

Hình 6-18. Đồ thị biến thiên ứng suất và biến dạng của môi trường đàn - dẻo nhớt theo thời gian; M_{II} của ứng suất sau khi tích thoát

$$\dot{\gamma} = \dot{\tau}^d / \eta, \quad (6.71)$$

ở đây : η - hệ số nhớt. Trong thời gian Δt , độ tăng biến dạng trượt là :

$$\Delta\gamma = \Delta\tau^d / \eta. \quad (6.72)$$

Để tạo ra biến dạng như thế, khi ma trận dẻo cứng của phần tử không đổi, cần đặt vào nó ứng suất tiếp tăng thêm $\Delta\tau$:

$$\Delta\tau = G\Delta t \frac{1}{\eta} \dot{\tau}^d = G\Delta\gamma = \frac{G\Delta\tau^d}{\eta}. \quad (6.73)$$

Phương của $\Delta\tau$ phải trùng với phương ứng suất tiếp cực đại trong phần tử. Như vậy, vectơ ứng suất chính tăng thêm là một tổ hợp

$$\{\Delta\sigma\} = \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_1 \\ \Delta\sigma_3 \\ \alpha \end{Bmatrix}, \quad (6.74)$$

ở đây :
$$\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3 = \frac{G\Delta\tau^d}{\eta}, \quad (6.75)$$

α - góc định hướng các ứng suất chính σ_1 và σ_3 .

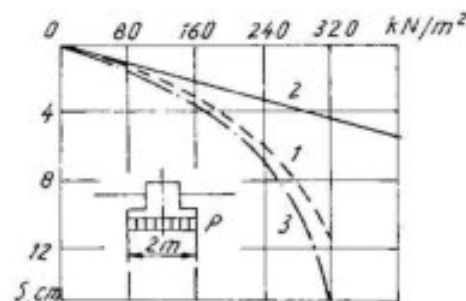
Ứng suất chính tăng thêm được tính theo công thức quay trục tọa độ về ứng suất trục tăng thêm $\{\Delta\sigma\} = \{\Delta\sigma_x \ \Delta\sigma_y \ \Delta\tau_{xy}\}^T$, sau đó theo vectơ $\{\Delta\sigma\}$ tính các lực nút tăng thêm bổ sung vào vectơ lực. Lời giải sau đó của bài toán với MTDCHT trước theo giá trị mới của vectơ lực, sẽ cho câu trả lời về trạng thái của vùng ở thời điểm $t_0 + \Delta t$, ... Phương thức để nhận được lời giải đàn hồi - dẻo nhớt hoàn toàn tương tự như khi giải bài toán đàn - dẻo bằng phương pháp ứng suất ban đầu (xem phần 5.1 và 5.3), chỉ có khác là ở đó có mặt tập hợp $\{k\tau^d - k\tau^d\alpha\}^T$ là các ứng suất ban đầu ở chu kỳ lập tuần tự, trong đó $k = 1,5$ - hệ số gia tốc hội tụ của phép lặp, còn ở đây thì trong khoảng thời gian tuần tự Δt có mặt tập hợp các ứng suất tăng thêm $\{k\tau^d - k\tau^d\alpha\}^T$, trong đó $k = G\Delta t / \eta$. Việc dùng về sau này các ứng suất ban đầu và ứng suất tăng thêm là như nhau. Cả hai phương thức, khi tăng số chu kỳ sẽ tiến đến cùng một lời giải đàn-dẻo.

Như vậy, lời giải đàn hồi dẻo nhớt có thể nhận được từ phương thức đàn hồi - dẻo đã trình bày trong phần 5.1 và 5.3 khi thay trong chúng hệ số $k = 1,5$ bằng giá trị $k = G\Delta t / \eta$. Trạng thái ứng

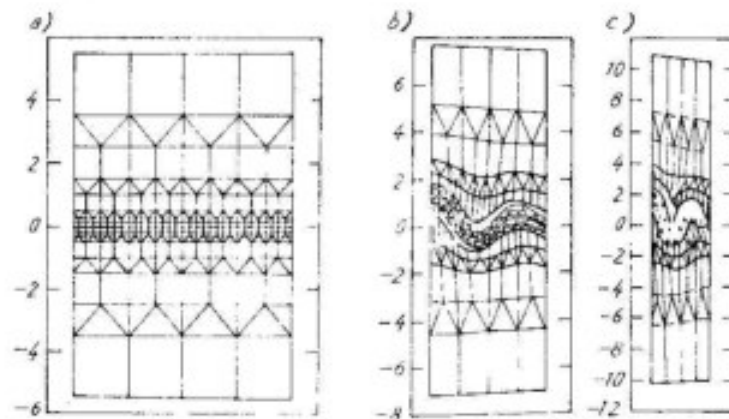
suất - biến dạng của vùng sau chu kỳ tính lặp thứ i sẽ tương ứng với thời gian $t = t_0 + i\Delta t$.

Phương thức sẽ hoàn toàn ổn định khi $k = G\Delta t / \eta < 1$, tức là khi $\Delta t < \eta / G$.

Trong hình 6-19 trình bày sơ đồ quan hệ giữa độ lún của móng băng với tải trọng riêng cho nền đàn hồi - dẻo nhớt (1) sau 1 năm đặt tải, cũng như cho nền đàn hồi (2) và đàn hồi - dẻo (3). Các đặc trưng của môi trường đàn hồi-dẻo nhớt là : $E = 8\text{MPa}$, $\nu = 0,4$, $\gamma = 19,1\text{ kN/m}^3$, $C_{ld} = 34,4\text{ kPa}$, $\varphi_{ld} = 7^\circ$, $\eta = 1,5 \cdot 10^{-10}\text{ kPa.s}$. Dùng các đặc trưng E và ν để tìm lời giải đàn hồi, còn các đặc trưng E , ν , C_{ld} , φ_{ld} để tìm lời giải đàn hồi - dẻo. Khi tăng thời gian, lời giải đàn hồi - dẻo nhớt sẽ gần với lời giải đàn hồi - dẻo.



Hình 6-19. Quan hệ độ lún của móng với áp lực trên nền khác nhau



Hình 6-20. Sơ đồ hình thành nếp uốn địa chất khi chịu nén ngang
a- 0% ; b- 48% ; c- 73%

Khi phân tích biến dạng lún của dòng chảy nhớt, cần tính sự thay đổi hình học của vật thể. Theo tài liệu đã cho [15], hình 6-20 vạch ra thứ tự hình thành theo thời gian các uốn nếp của lớp địa chất khi chịu lực nén kiến tạo theo phương ngang, được mô hình hóa bằng phương pháp phần tử hữu hạn. Kết quả khác thường này đạt được nhờ dùng tenxơ Auman; nó cho phép lập được ứng suất trong vật thể khi thay đổi hình dạng và vị trí trong không gian.

6.6. BÀI TOÁN CỐ KẾT THẨM

Hãy nghiên cứu quá trình biến đổi trạng thái ứng suất - biến dạng của môi trường lỗ rỗng đàn hồi bão hòa chất lỏng có chứa khí theo thời gian. Giả sử ở thời điểm $t = 0$, khi trong cốt chưa có ứng suất và áp lực lỗ rỗng, vùng chịu các điều kiện biên đã cho (lực, chuyển vị nút, cột áp lực, lưu lượng chất lỏng lỗ rỗng cho trước). Vì chất lỏng chứa khí nén được, cho nên một phần ứng suất sẽ được chất lỏng thu nhận, còn phần kia là cốt đất.

Diễn biến quá trình phát tán áp lực nước lỗ rỗng xuất hiện, quá trình truyền tải trọng lên cốt đất và biến dạng của nó được xác định bằng cách giải đồng thời hai hệ phương trình: hệ phương trình cân bằng các phần tử và hệ phương trình liên tục của dòng trong nó (theo [6], [26], [44]):

$$[K^h] \{\delta^h(t)\} + [C^h] \{p^h(t)\} = \{F^h\}; \quad (6.76)$$

$$[C^h]^T \{\delta^h(t)\} - g^*[K_{lh}^h] \{p^h(t)\} - [E] \{p^h(t)\} = 0 \quad (6.77)$$

Trong phương trình cân bằng (6.76), vectơ lực nút do cốt đất biến dạng $[K^h] \{\delta^h(t)\}$ và vectơ lực nút do gradien áp lực nước lỗ rỗng $[C^h] \{p^h(t)\}$ tổng cộng lại bằng vectơ của lực đã cho.

Trong phương trình thẩm (6.77), tổng biến dạng thể tích của cốt đất $[C^h]^T \{\delta^h(t)\}$ của dòng chất lỏng do áp lực nước lỗ rỗng $g^*[K_{lh}^h] \{p^h(t)\}$ và biến đổi thể tích của bọt khí $[E] \{p^h(t)\}$ bằng không.

Trong công thức (6.76) và (6.77): $[K^h]$ - ma trận độ cứng hệ thống của các phần tử cốt đất, $[K_{lh}^h]$ - ma trận độ cứng vùng thẩm.

Ma trận ép co của chất lỏng lỗ rỗng bão hòa khí $[E]$ được xác định bằng biểu thức:

$$[E] = \int_s \frac{n}{K} [N_i][N_i]^T dS,$$

ở đây: n - độ rỗng; K - môđun nén của dung dịch chứa khí; $[N_i]$ - ma trận của hàm dạng cho tâm phần tử. Khi dùng phần tử 3 nút, tất cả hàm dạng ở tâm phần tử bằng $1/3$, vì vậy đối với phần tử như thế:

$$[N_i] = \begin{bmatrix} \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & \frac{1}{3} \\ \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & \frac{1}{3} \\ \frac{1}{3} & \frac{1}{3} & \frac{1}{3} \end{bmatrix}$$

Ma trận $[C^h]$ là phần "nối tiếp" giữa phần biến dạng và phần thẩm của bài toán. Nó là sự hợp nhất các ma trận nối tiếp của các phần tử $[C]$ được xác định cho điều kiện biến dạng phẳng bằng biểu thức:

$$[C] = \int_s [N'] (\Phi)^T dS, \quad (6.78)$$

$$\text{ở đây: } \{N'\} = \{N'_{1x} N'_{2x} \dots N'_{kx} N'_{1y} \dots N'_{ky}\}^T, \\ \{\Phi\}^T = \{\Phi_1 \Phi_2 \dots \Phi_k\}.$$

N, Φ - các dạng hàm, dùng tương ứng để mô tả chuyển vị và áp lực nước lỗ rỗng trong phạm vi phần tử. Lưới các phần tử để lập phương trình cân bằng và thẩm là một, tuy nhiên tập hợp các hàm dạng để miêu tả chuyển vị và áp lực nước lỗ rỗng có thể lấy như nhau (khi $N_i = \Phi_i$ và $k = 1$) hay khác nhau. Chẳng hạn, trong các công trình [6, 26, 44], người ta dùng các phần tử hình tam giác, nhưng để miêu tả áp lực lỗ rỗng thì dùng hàm dạng tuyến tính và áp lực nước tại ba góc nút (số nút của phần tử $l = 3$); còn để miêu tả chuyển vị thì dùng hàm dạng bậc hai và chuyển vị ở ba nút tại giữa cạnh của phần tử (số nút của phần tử $k = 6$).

Nếu đối với chuyển vị và áp lực dùng phần tử tam giác có 3 nút tuyến tính có diện tích Δ , thì:

$$\left. \begin{aligned} N_i &= \Phi_i = \frac{1}{2\Delta} (a_i + b_i x + c_i y) ; \\ N'_{ix} &= \frac{1}{2\Delta} b_i, \quad N'_{iy} = \frac{1}{2\Delta} c_i \end{aligned} \right\} \quad (6.79)$$

Giá trị a_i, b_i, c_i xác định theo công thức (2.6).

Tại tâm của phần tử đó, tất cả ba hàm dạng bằng 1/3. Dễ dàng thấy rằng, khi đó công thức (6.78) có dạng :

$$[C] = \frac{1}{6} \begin{bmatrix} b_1 & b_1 & b_1 \\ b_2 & b_2 & b_2 \\ b_3 & b_3 & b_3 \\ c_1 & c_1 & c_1 \\ c_2 & c_2 & c_2 \\ c_3 & c_3 & c_3 \end{bmatrix} \quad (6.80)$$

Số hàng trong ma trận $[C]$ bằng $2k -$ gấp đôi số nút của phần tử đàn hồi, còn số cột bằng 1 - số nút của phần tử thấm.

Dòng chất lỏng trong phần tử do gradien áp lực nước lỗ rỗng là tích phân trong khoảng thời gian Δt từ thời điểm t_{n-1} đến t_n trong hệ phương trình :

$$g^* [K_{th}] \{p(t)\} = [K_{th}] \int_{t_{n-1}}^{t_n} \{p(t)\} dt \quad (6.81)$$

Ma trận độ cứng của phần tử thấm $[K_{th}]$ được rút ra ngoài dấu tích phân, bởi vì nó không phụ thuộc vào thời gian (bất kỳ trường hợp nào trong phạm vi khoảng thời gian Δt). Áp lực nước lỗ rỗng

ở điểm cụ thể là một hàm nào đó mà tích phân của nó $\int_{t_{n-1}}^{t_n} p(t) dt$ có thể nhận được qua các giá trị giới hạn theo công thức

$$\int_{t_{n-1}}^{t_n} p(t) dt = \Delta t (1 - \alpha) p_{n-1} + \Delta t \alpha p_n \quad (6.82)$$

ở đây : p_{n-1} và p_n - áp lực ở đầu và cuối khoảng ; α - hệ số phụ thuộc vào dạng hàm $p(t)$.

Nếu cho áp lực nước lỗ rỗng trong khoảng thời gian Δt là không đổi thì $\alpha = 0$. Biện pháp như thế được gọi là "phương thức tuyến tính". Khi đó, lời giải được đơn giản hóa, tuy nhiên đòi hỏi khoảng thời gian phải rất nhỏ, bởi vì trong trường hợp ngược lại, quá trình giải có thể không ổn định.

Nếu coi là trong khoảng thời gian Δt , áp lực lỗ nước rỗng biến đổi tuyến tính thì $\alpha = 0,5$. Nhiều công trình cho thấy khi $\alpha \geq 0,5$ sẽ nhận được lời giải tuyệt đối ổn định, còn giá trị Δt chỉ ảnh hưởng đến độ chính xác.

Quá trình cố kết tắt dần theo thời gian, vì vậy C.Hwang, ... [26] cho việc dùng cấp chất tải logarit, chứ không phải là cấp chất tải ổn định, mới hợp lý. Khi đó, trong phạm vi khoảng thời gian, áp lực lỗ rỗng được nội suy nhờ các thông số không thứ nguyên $\tau = (t - t_{n-1}) / t_{n-1}$ và $\tau_0 = \Delta t / t_{n-1}$ bằng biểu thức logarit sau :

$$p(t) = p(\tau) = p_{n-1} + (p_n - p_{n-1}) \frac{\ln(1 + \tau)}{\ln(1 + \tau_0)} \quad (6.83)$$

Đối với hàm đó

$$\alpha = 1 + \frac{1}{\tau_0} - \frac{1}{\ln(1 + \tau_0)} \quad (6.84)$$

Dưa biểu thức (6.82) vào phương trình (6.77) sẽ có tập hợp phương trình cuối cùng để giải :

$$\left[\frac{[K^h] + [C^h]}{[C^h] \alpha \Delta t [K_{th}] - [E]} \right] \begin{Bmatrix} \sigma^h(t_n) \\ p^h(t_n) \end{Bmatrix} = \left\{ \begin{aligned} &P^h \\ &[C^h] \{ \sigma^h(t_{n-1}) + \Delta t (1 - \alpha) [K_{th}] \{ p(t_{n-1}) \} - [E] \{ p(t_{n-1}) \} \} \end{aligned} \right\} \quad (6.85)$$

Chỉ có ma trận con $\alpha \Delta t [K_{th}] - [E]$ và vế phải của hệ là biến đổi theo thời gian. Điều này cho phép bảo toàn các ma trận nghịch đảo $[K^h]$ và $[C^h]$, còn ở mỗi khoảng thời gian chỉ thực hiện nghịch đảo liên quan với $\alpha \Delta t [K_{th}]$ và tính vế phải của phương trình. Ma trận hợp nhất ở vế trái được hình thành do xây dựng các hàng (và

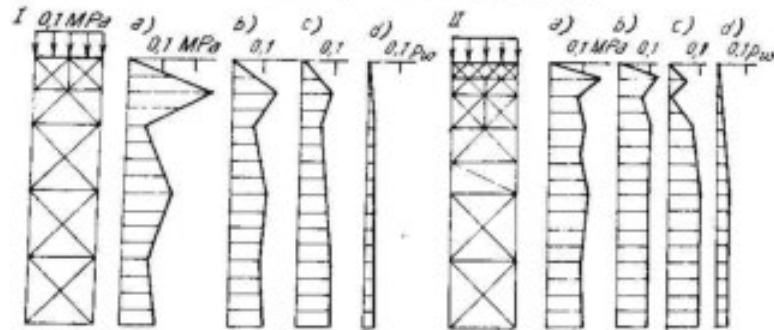
các cột) thuộc về một nút, vì thế các thành phần của ma trận con trong nó sẽ luân phiên nhau.

Góc trái trên cùng của ma trận hợp nhất có dạng :

$$\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & c_{11} & k_{13} & k_{14} & c_{12} & \dots \\ & k_{22} & c_{21} & k_{23} & k_{24} & c_{22} & \dots \\ & & c_{31} & k_{33} & k_{34} & c_{32} & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix},$$

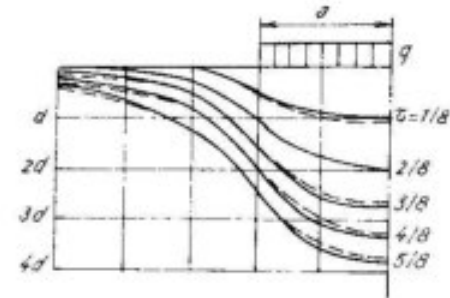
ở đây : k, c - các thành phần của ma trận con tương ứng $[K^h]$ và $[C^h]$.

Dựa trên cơ sở chương trình 'Địa cơ', dưới sự chỉ đạo của tác giả, A.V. Mennhikov đã lập chương trình giải bài toán phẳng cố kết thấm. Chương trình thực hiện theo trình tự đã trình bày ở trên và dùng các phần tử ba nút tuyến tính đối với cốt đất cũng như đối với nước lỗ rỗng chứa khí. Ở thời điểm ban đầu, tại gần ranh giới thấm quan sát thấy đột biến bất thường của áp lực nước lỗ rỗng, liên quan với sự làm đều áp lực nước lỗ rỗng ở tâm các phần tử ; với thời gian, các đột biến này bị san bằng. Sự phân nhỏ lưới các phần tử ở gần biên làm biên độ đột biến giảm đi. Các yếu tố này được mô tả trong hình 6-21, ở đây cũng đưa ra lời giải số cho bài toán cố kết một hướng của lớp có biên thấm ở phía trên, dưới tải trọng cố định với các lưới phần tử khác nhau.



Hình 6-21. Biểu đồ áp lực nước lỗ rỗng trong lớp đất ở các thời điểm khác nhau với lưới phần tử lớn (I) và nhỏ (II) :
a - 0,1 ngày đêm ; b - 21 ngày đêm ; c - 10 ngày đêm ; d - 100 ngày đêm.

Hình 6-22 là so sánh lời giải bài toán cố kết thấm của lớp bão hòa nước trên nền cứng không thấm dưới tải trọng cho thấm qua dạng dải với lời giải bằng giải tích [44]. Biên hông được xem là biên phẳng thấm được. Các kết quả lời giải bằng phương pháp số khá gần với lời giải bằng giải tích



Hình 6-22. Đường cong lún theo thời gian (đường liền - giải theo phương pháp phần tử hữu hạn ; đường gạch gạch - giải bằng giải tích)
d - độ lún khi $\tau = \sqrt{Ct}$ dưới tải trọng liên tục ; (C - hệ số cố kết)

6.7. PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỒI RẠC CỦA CUNDALL

Phương thức không phức tạp, độc đáo và gây ấn tượng của P.Cundall [21] cho phép phân tích động hình học của các biến dạng lớn, của chính quá trình phá hoại các địa khối được mô phỏng bằng tập hợp các phần tử rời rạc. Phương pháp thực sự có hiệu quả chỉ khi dùng Videoterminal (ống tia điện tử) có thể nhập các thông tin ở dạng sơ đồ và đưa ra các kết quả tính toán cũng ở dạng như thế.

Làm việc với chương trình diễn ra như sau. Người sử dụng chương trình vẽ bằng bút chì điện tử hình dạng lưới các phần tử bằng một loạt đường trên màn của ống tia điện tử. Theo lệnh của người sử dụng, trường trọng lực được đưa vào và các khối bắt đầu chuyển vị, tác dụng tương hỗ với các khối bên cạnh.

Phương án chương trình đầu tiên của P.Cundall chỉ giới hạn ở nghiên cứu hệ các phần tử hình trụ, sau đó là các khối được hình thành bởi lưới các khe nứt đều đặn. Chương trình cải tiến về sau không hạn chế phương khe nứt, trị số chuyển vị và cho phép người sử dụng can thiệp sâu vào quá trình giải.

Chương trình gồm có ba giai đoạn chủ yếu.

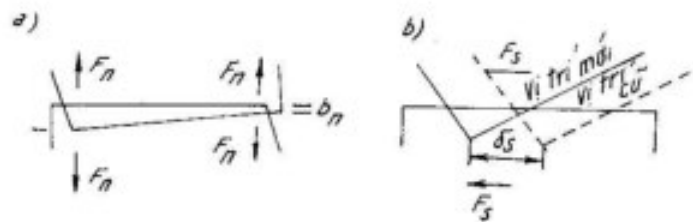
a) Trên màn ống tia điện tử, vẽ tất cả các khe nứt đặc trưng cấu trúc khối của vùng.

b) Máy tính điện tử quét màn và xác định tất cả các vùng được quay biến kín bằng các khe nứt, sau này các vùng đó được xem như là các phần tử rời rạc (các khối).

c) Người sử dụng rút ra phần của các khối sẽ mô phỏng việc đào hầm, cho đặc tính ma sát của tiếp xúc, các điều kiện biên (khối cố định, lực tác dụng), đưa trọng lực vào và quan sát kết quả chuyển động của các khối trên ống tia điện tử.

Hai giai đoạn đầu của chương trình và các kết quả tính toán nhìn thấy chủ yếu được bảo đảm bằng các chương trình chuẩn trao đổi với Videoterminal từ hệ thống bảo đảm toán học của máy tính điện tử. Chu kỳ tính toán giai đoạn thứ ba của chương trình tương đối đơn giản và dựa trên hai quan hệ.

Tác dụng tương hỗ của hai khối được coi là đàn hồi, và giữa chúng xuất hiện các lực F bằng nhau và ngược chiều, tỷ lệ thuận với độ ép nén x của các khối ($F = kx$).



Hình 6-23. Sơ đồ tác dụng tương hỗ giữa các khối
a) xác định lực pháp tuyến ; b) xác định lực tiếp tuyến

Tất cả các biến dạng xuất hiện tại tiếp xúc các khối được quy về các góc của khối. Lực pháp tuyến được coi tỷ lệ với độ xếp chồng hai khối σ (hình 6-23). Hằng số tỷ lệ k là độ cứng pháp tuyến của tiếp xúc.

Quan hệ lực tiếp tuyến và chuyển vị còn phức tạp hơn, bởi vì lực tiếp tuyến phụ thuộc vào lịch sử chuyển dịch qua lại đã diễn ra của khối và lực pháp tuyến. Để kể đến điều này, lực tiếp tuyến được tính theo gia số, khi đó biến thiên lực tiếp tuyến tỷ lệ với độ trượt của góc khối dọc theo mặt tiếp xúc khác :

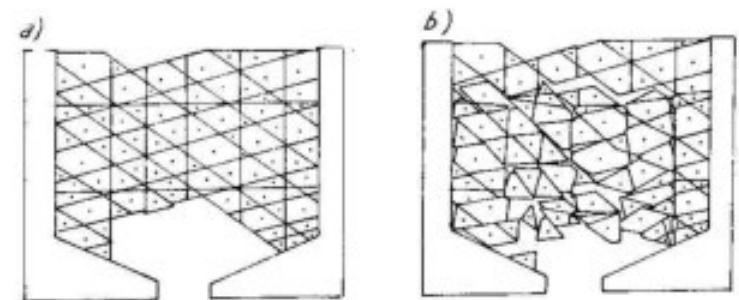
$$\Delta F_s = k_s \sigma_s,$$

ở đây : hệ số tỷ lệ k_s - độ cứng tiếp tuyến.

Số gia tính toán của lực tiếp tuyến ΔF_s bổ sung (lưu ý phương chuyển dịch) vào lực tiếp tuyến đã tồn tại giữa hai khối (xem hình 6-23), như sau :

$$F_s^{t + \Delta t} = F_s^t + \Delta F_s.$$

Trong chương trình đã gồm cả các điều kiện giới hạn. Thứ nhất, không cho phép xuất hiện ứng suất kéo vuông góc với mặt phẳng tiếp xúc. Nếu lực pháp tuyến tính được là âm thì đơn giản gán cho nó giá trị bằng không. Lực tiếp tuyến tính được đem so sánh với trị số giới hạn $F_s^{\max} = C + F_n \tan \varphi$ và nếu trị số tính được vượt F_s^{\max} thì lấy giá trị F_s^{\max} .



Hình 6-24. Sơ đồ môi trường khối trước khi chịu trọng lực (a) và ở thời điểm nào đó sau khi đặt trọng lực (b)

Như vậy, phương trình liên hệ lực với chuyển vị được dùng để tính lực tác dụng tương hỗ giữa các khối. Các khối này được xác định bởi hình thể phân bố tương hỗ giữa chúng. Lực tác dụng lên mỗi khối sau đó được chuyển vào vectơ lực tương đương (F_x , F_y) và momen tác dụng lên tâm quay của khối.

Theo định luật Newton, vectơ gia tốc tuyến tính được tính như thương của phép chia tổng các lực tác dụng dọc theo phương tọa độ đã cho, kể cả trọng lực, cho khối lượng của phần tử.

Lấy tích phân số gia tốc tìm được trên khoảng thời gian thích hợp, và xác định số gia của các chuyển vị góc và tuyến tính của khối.

Tại đây chu trình tính đã kết thúc, vị trí mới của các khối được đưa lên màn ống tia điện tử, và bắt đầu chu trình mới tính lực tương hỗ giữa các khối, v.v...

Trong hình 6-24a (theo tính toán của P.Cundall) đưa ra sơ đồ nút nê của địa khối do đào đường hầm, còn trong hình 6-24b là tình trạng khối bị mất ổn định ở thời điểm nào đó sau khi đưa trọng lực vào.

PHỤ LỤC

CHƯƠNG TRÌNH "ĐỊA CỐ HỌC"

1. Đặt bài toán và khả năng chương trình

Chương trình thực hiện thuật toán đã trình bày ở mục 5.1, cho phép nhận được lời giải đàn - dẻo trong điều kiện biến dạng phẳng và lời giải đàn hồi trong điều kiện trạng thái ứng suất phẳng, môi trường đồng nhất và không đồng nhất. Phép giải đàn hồi đạt được nhờ phương pháp ứng suất ban đầu. Miền nghiên cứu được phân chia bằng lưới các phần tử tam giác (hình P1). Tại những nơi dự tính có gradien ứng suất cao thì lưới được làm dày đặc thêm. Tọa độ các điểm nút ở trạng thái ban đầu cũng như trong quá trình giải không được nhận giá trị âm vì thế các trục tọa độ cần bố trí cách miền một khoảng nào đó (hình P1). Nếu miền và các điều kiện biên đối xứng, thì chỉ nghiên cứu bộ phận của miền ở về một phía của trục đối xứng là đủ, khi hợp nhất phương các trục tọa độ với phương các trục đối xứng. Khi đó, cần gán cho các nút trên trục đối xứng những chuyển vị số không vuông góc với các trục này.

Đánh số các nút và các phần tử. Việc đánh số các nút nên tiến hành sao cho giá trị cực đại của hiệu giữa các số hiệu của các nút trong phần tử P là nhỏ nhất, vì thời gian giải bài toán trên MTDT phụ thuộc vào điều đó. Trị số cực đại cho phép P là 50. Việc đánh số tiến hành dọc theo cạnh ngắn của miền nghiên cứu là hợp lý. Tổng số các nút $n \leq 600$.

Các phần tử được đánh số theo trật tự tùy ý. Tổng số các phần tử m không được vượt quá 1200. Mỗi phần tử được gán một số hiệu kiểu. Số các kiểu z không được lớn hơn 10. Mỗi kiểu phù hợp với các đặc trưng cho trước nhất định E, ν , γ , C, φ (môđun đàn hồi, hệ số Poisson, độ chặt, lực dính và góc ma sát trong). Các mặt yếu trong khối được mô phỏng bằng các lớp phần tử có các tính chất bền giảm đi tương ứng.

Các điều kiện biên có thể cho dưới dạng các lực hay chuyển vị bằng không hoặc khác không. Chương trình đảm bảo việc đặt từng cấp các lực và chuyển vị các nút cho trước. Chẳng hạn, nếu số cấp đã cho là 3, thì lực nút cho trước Q_1 thoạt tiên sẽ bằng $Q_1/3$ rồi tiến hành phép giải dần déo theo cách đã biết; sau đó bằng $2Q_1/3$ - lại tiến hành giải, và cuối cùng lực sẽ nhận đủ toàn bộ giá trị. Kết quả giải không phụ thuộc vào số cấp gia tải: tải trọng sẽ được đặt hoặc toàn bộ ngay một lúc (một cấp), hoặc theo một số cấp.

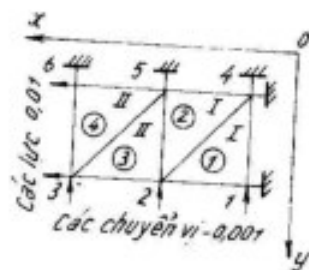
Chương trình tự động tính các trọng lực của phần tử. Dung trọng đưa vào được nhân với diện tích của phần tử, và trọng lượng thu được đem chia đều cho ba nút của nó và đặt theo phương của trục y.

Trong nhiều trường hợp chỗ khoét trong miền (đường hào hoặc đường hầm) được mô phỏng thành công bằng cách gán môđun đàn hồi $E = 0$ và dung trọng $\gamma = 0$ cho nhóm các phần tử lấp đầy miền đó. Đồng thời phải gán các chuyển vị không cho các nút chỉ tiếp giáp với các phần tử có môđun không.

2. Chuẩn bị thông tin

Thông tin đưa vào được chuẩn bị dưới dạng sau đây. Đầu tiên gõ vào r (trong đó r là khoảng trống, r - số bài toán). Thí dụ, $r = 2$ có nghĩa là hai bài toán đồng thời được giải. Lệnh thứ hai của bài toán có dạng ϕ hoặc là 1 . Nếu gõ M vào, thì in ra các giá trị ứng suất và biến dạng chính. Nếu là 1 , thì in ra các giá trị trục. Ngay sau đó là bảy khối số nối tiếp nhau như sau:

Khối 1. Gồm sáu số: số các nút, các phần tử, các kiểu phần tử, các bước tải trọng, các lực bằng không cho trước và các chuyển vị khác không cho trước. Format để đưa vào tất cả các số 6I4.



Hình P1. Sơ đồ cho thí dụ văn bản

Khối 2. Gồm việc mô tả tất cả các phần tử, bắt đầu từ phần tử đầu tiên, dưới dạng sau: số hiệu phần tử (I1), ba số hiệu nút quanh phần tử (3I3); v.v... Format đưa vào 8 (I1, 3I3). Số hiệu kiểu các phần tử thay đổi trong phạm vi từ 0 đến 9.

Chú thích. Thứ tự đánh số các số hiệu nút bao quanh phần tử thì không phân biệt. Chẳng hạn, những cách thể hiện phần tử 1001 002 003 và 1002 001 003 hoàn toàn tương đương và có nghĩa là phần tử kiểu thứ nhất được bao quanh bởi các nút 1, 2 và 3.

Khối 3. Gồm việc mô tả tọa độ của tất cả các nút bắt đầu từ nút đầu tiên, dưới dạng sau: tọa độ x (F7.1), dấu hiệu theo x (I1), tọa độ y (F7.1), dấu hiệu theo y (I1) và v.v... Format vào 10 (F7.1, I1)

Các tọa độ có dấu "+", nếu theo phương đã cho mà lực được cho trước (bằng không hoặc khác không), và dấu "-" nếu chuyển vị được cho trước (bằng không hoặc khác không). Các dấu hiệu bằng: 0 - nếu theo phương đã cho có thông số cho trước bằng không; 1 - nếu cho trước lực khác không; 2 - nếu cho trước chuyển vị khác không.

Khối 4. Gồm giá trị của tất cả các lực nút khác không cho trước từ lực đầu tiên đến lực cuối cùng theo thứ tự các số hiệu nút tăng lên (nói chính xác hơn là các bậc tự do), liên quan với các lực. Format 10F8.2

Khối 5. Gồm giá trị của tất cả các chuyển vị nút khác không cho trước cũng theo thứ tự trên. Format 10F8.2

Chú thích. Các lực hoặc chuyển vị được cho với dấu "+" nếu phương của chúng trùng với các phương của trục tọa độ, và với dấu "-" trong trường hợp ngược lại. Khối 4 hoặc khối 5 không tồn tại, nếu không cho trước các lực hoặc các chuyển vị nút khác không.

Khối 6. Gồm các con số kiểm tra: tổng đại số của các lực cho trước và tổng đại số của các chuyển vị cho trước. Format 2F8.3.

Khối 7. Gồm các đặc trưng của tất cả các kiểu phần tử theo thứ tự: $E_1, \nu_1, \gamma_1, C_1, \varphi_1, E_{21}, \dots$ v.v... Số các kiểu phần tử không thể lớn hơn mười. Format vào 10F8.3.

Hãy xem thí dụ trình bày trên hình P1. Thông tin ban đầu đối với thí dụ đó được ghi một cách thuận lợi vào bảng P.1.

Nếu $r > 1$ thì sau thông tin về bài toán thứ nhất là thông tin về các bài toán tiếp theo.

Bảng P.1

T.T lệnh	Số liệu ban đầu	Ghi chú		
1	— 1	Số bài toán 1 In các ứng suất và biến dạng chính		
2	— 0			
3	0006	Khối 1 : Số các nút Số các phần tử Số các kiểu phần tử Số các bước tải trọng Số các lực khác không Số các chuyển vị.		
	0004			
	0002			
	0001			
	0002			
	0003			
	4		0	Khối 2 : Số hiệu kiểu phần tử (kiểu thứ 0) Các nút 1, 2, 4 bao quanh phần tử Số hiệu kiểu phần tử (kiểu thứ nhất)
			001	
			002	
			004	
0				
002				
004				
005				
1				
002				
5	003	Khối 3 : Ở nút thứ nhất theo tọa độ x cho chuyển vị không, theo tọa độ y cho chuyển vị khác không. Ở nút thứ hai theo tọa độ x cho lực khác không, còn theo y cho chuyển vị khác không.		
	006			
	1			
	002			
	003			
	005			
	006			
	- 0001.0			
	0			
	- 0002.0			
2				
+ 0002.0				
0				
- 0002.0				
2				

T.T lệnh	Số liệu ban đầu	Ghi chú
	+ 0003.0	Ở nút thứ ba theo x cho lực khác không, còn theo y cho chuyển vị khác không Ở nút thứ tư theo x và y cho các chuyển vị không
	1	
	- 0002.0	
	2	
	- 0001.0	
	0	
	- 0001.0	
	0	
	+ 0002.0	
	0	
7	- 0001.0	Khối 4 : Các lực nút cho trước
	0	
8	+ 0000.01	Khối 5 : Các chuyển vị nút cho trước
	+ 0000.01	
	- 000.001	
9	- 000.001	Khối 6 : Tổng các lực Tổng các chuyển vị
	- 000.001	
	- 000.001	
10	+ 0000.02	Khối 7 :
	- 000.003	
	1,00E + 04	F_0 v_0 γ_0 } các đặc trưng kiểu 0 của phần tử c_0 v_0 E_1 v_1 γ_1 } các đặc trưng kiểu 1 của phần tử C_1 φ_1
	0.250000	
	00000000	
	100.0000	
	30.00000	
	8.00E+03	
	0.300000	
	00000000	
	1.000000	
	35.00000	

3. Thông tin đưa ra

Thông tin ra sẽ có cùng hệ đơn vị với thông tin vào. Dạng chung về thông tin vào theo thí dụ kiểm tra được nêu trong bảng P2.

4. Kiểm tra và tìm kiếm sai sót trong thông tin vào được tiến hành theo trình tự sau

Nếu :

diện tích của miền không trùng với trị số thực đo thì cần đọc lướt các diện tích được tính trên MTĐT và đối chiếu chúng với diện tích thực của các phần tử ; trong đó nếu diện tích của phần tử đơn độc không trùng nhau, thì sai sót chỉ là ở sự mô tả phần tử ; nếu như các diện tích của nhóm các phần tử tiếp giáp với một nút mà không trùng nhau, thì chắc là tọa độ của nút đó đã bị viết sai ;

tổng các lực và tổng các chuyển vị không trùng với giá trị thực tế thì cần kiểm tra số các lực và chuyển vị khác không, các dấu hiệu mô tả nút và danh sách các lực và các chuyển vị khác không ;

thông tin kiểm tra được in ra là đáng tin cậy, nhưng MTĐT dừng lại theo mã triệt tiêu thứ tự, thì các nguyên nhân có thể như sau : số hiệu kiểu của một trong số các phần tử được chỉ ra không đúng ; không đưa ra các tính chất của một trong số các kiểu phần tử ; các kiểu liên kết đặt ra không đảm bảo tính bất động của miền nói chung.

Trong những kết quả giải nhất thiết phải thấy các chuyển vị. Những chuyển vị nút đã được gán có các chuyển vị không và khác không thì phải bằng các trị số cho trước. Tại các nút khác, không cần các chuyển vị phải bằng không. Khi phát hiện có những sai lệch thì cần kiểm tra dấu hiệu mô tả nút tương ứng và trị số cho trước trong danh sách kê các chuyển vị.

Các lực nút phải bằng và ngược chiều với các ngoại lực cho trước (cộng các trọng lực)

Khi kiểm tra tính đúng đắn của các số nào đó trong thông tin nên đồng thời kiểm tra xem chúng có ở đúng vị trí của mình hay không.

5. Mô tả về kỹ thuật chương trình và các chương trình con

5.1. Chương trình cơ bản. Trong chương trình đầu não có sử dụng các chương trình con đặc biệt sau đây : CHOSE, SMAPL, SOUS5, OMEG5, STRPL, GN.

Trong chương trình đầu não và trong tất cả các chương trình con kể trên có sử dụng các khối biến số sau đây chung cho tất cả các chương trình con : S (64000), LE (1200), LE1 (1200), CO (1300), BHP (2400), N (50), P (200).

S - Khối kích thước 64000. Nó được dùng làm trường thông tin vào, trường ma trận độ cứng, trường ứng suất.

LE - Khối các số nguyên có kích thước 1200. Trong mỗi thành phần của khối này có lưu thông tin sau :

Hàng số 32 31 30 ... 21 20 ... 11 10 ... 1
 Thông tin ± P n₁ → n_j → n_k

trong đó n₁, n_j, n_k - số hiệu các nút bao quanh phần tử tam giác luân chuyển của sơ đồ tính toán ; P - hàng số dư trữ.

LE1 - Khối các số nguyên kích thước 1200, bao gồm thông tin về số hiệu các kiểu phần tử và trạng thái của chúng dưới dạng sau :

Các hàng số 32 31 30 ... 11 10 ... 1
 Nội dung của hàng ± n P → n₁ →

trong đó n₁ - Số hiệu kiểu phần tử ; n - dấu hiệu trạng thái phần tử P - các hàng số dự trữ.

CO - Khối các số thực kích thước 1300. Trong đó 1200 thành phần đầu tiên của khối này dành cho tọa độ của các nút theo thứ tự sau đây : x₁, y₁, x₂, y₂, v.v... Nếu chuyển vị không hoặc khác không được cho theo tọa độ nào đấy, thì tọa độ đó nhận dấu "-". Bắt đầu từ ô thứ 1201 thì tính chất của các phần tử được sắp xếp theo kiểu : E₁, v₁, γ₁, C₁, φ₁, E₂, v₂, γ₂, C₂, φ₂ ...

BHP - Khối các số thực kích thước 2400. Trong đó 1200 thành phần đầu tiên là vectơ tải trọng (các lực nút theo trình tự X₁, Y₁, X₂, Y₂, X₃, ...); 1200 thành phần thứ hai là vectơ của các phép giải (các chuyển vị nút u₁, v₁, u₂, v₂, u₃, v₃, ...).

N - khối các số nguyên kích thước 50, trong đó N(1) là số nút, N(2) là số các phần tử, N(3) là số bước tải trọng, N(4) là số các kiểu phần tử, N(16) là chiều dài trường được sử dụng S, N(31) -

N(36) là số hiệu các liên kết của phần tử; các thành phần còn lại của khối này được sử dụng để làm việc.

P - khối làm việc của các số thực kích thước 200, dành cho các chương trình con và chương trình cơ bản.

5.2. Chương trình con CHOSE. Gọi bằng ngôn ngữ Fortran CALL CHOSE (LE, LE1, CO, N, P). Chương trình con chọn từ thông tin ban đầu các dữ liệu thuộc về phần tử hữu hạn kế tiếp, và tính toán diện tích của nó. Theo số hiệu phần tử ở trong N(7), từ khối CO chọn ra tọa độ các nút bao quanh phần tử, các tính chất của phần tử, tính diện tích của phần tử Δ . Những dữ liệu này được gửi vào khối P, bắt đầu từ phần tử thứ nhất của khối này, theo thứ tự: $x_1, x_2, x_3, y_1, y_2, y_3, E, \nu, \gamma, C, \varphi, \Delta$.

Ngoài ra theo số hiệu những nút bao quanh phần tử đã cho (N_1, N_2, N_3), số hiệu các liên kết được gửi vào khối N bắt đầu từ N(31) theo thứ tự: $2N_1 - 2; 2N_1 - 1; 2N_2 - 2; 2N_2 - 1; 2N_3 - 2; 2N_3 - 1$.

5.3. Chương trình con SMAPL. Gọi bằng ngôn ngữ Fortran CALL SMAPL (P, N, S). Chương trình con thành lập ma trận độ cứng của phần tử tam giác kế tiếp trong MTDCPT và cộng các số hạng của MTDCPT với ma trận độ cứng hệ thống MTDCHT. Chỉ xây dựng phần khác không phía trên của ma trận. MTDCHT nằm trong khối S. Trước khi gọi chương trình con SMAPL lần đầu, cần phải gửi các phần tử không vào trường S. Ngoài ra, trước mỗi lần gọi cần cho trước thông tin sau: N(7) số hiệu của phần tử kế tiếp, N(4) - chiều rộng của băng ma trận độ cứng, N(31) - N(36) - những số hiệu các liên kết của phần tử, N(16) - chiều dài trường S, P(7) - môđun đàn hồi E, P(7) - hệ số Poisson ν .

5.4. Chương trình con SOUS5 dùng để tính ma trận liên hợp với ma trận độ cứng hệ thống (phần đầu của việc giải hệ phương trình đại số tuyến tính bằng phương pháp cân bậc hai). Các dữ liệu ban đầu đối với chương trình con là:

1) N(16) - độ dài trường S, N(5) = 1, N(1) - số nút, N(4) - độ rộng băng;

2) Trong khối CO - chứa tọa độ các nút có kế dấu. Các tọa độ phải mang dấu "-", nếu các chuyển vị cho theo các tọa độ đó.

Nếu tọa độ thứ i $CO(i) < 0$ ($1 \leq i < N$, trong đó N - là số phương trình), thì phương trình thứ i được coi là tổ hợp tuyến tính của các phương trình còn lại và khi giải được bỏ qua;

3) Trong khối S có MTDCHT. Khi chương trình con gắn kết thúc làm việc thì ma trận liên hợp đã có mặt trong khối S; MTDCHT không được lưu. Nếu $CO(i) < 0$ thì ở hàng thứ i và cột thứ i có lưu các hệ số của MTDCHT ban đầu.

Gọi bằng ngôn ngữ Fortran CALL SOUS5 (S, BHP, N, CO).

5.5. Chương trình con OMEG5 là giai đoạn thứ hai giải hệ phương trình đại số tuyến tính bằng phương pháp cân bậc hai.

Các dữ liệu ban đầu cho chương trình con là như sau:

1) Trong khối N: N(1) - số nút, N(5) = 1, N(4) - độ rộng dài MTDCHT, N(16) - độ dài trường.

2) Các lực và chuyển vị nút cho trước trong khối BHP theo thứ tự sau: 1200 thành phần đầu tiên là vectơ tải trọng (các lực nút theo trình tự $x_1, y_1, x_2, y_2, x_3, y_3, \dots$), 1200 thành phần thứ hai (từ 1201 đến 2400) là vectơ chuyển vị (các chuyển vị nút $u_1, v_1, u_2, v_2, \dots$).

Kết quả làm việc của chương trình là các chuyển vị nút tìm được $u_1, v_1, u_2, v_2, \dots$ trong khối BHP, bắt đầu từ thành phần thứ 1201. Ma trận liên hợp được lưu trong khối S. Các vectơ tải trọng (các lực nút) được giữ cố định.

Gọi bằng ngôn ngữ Fortran CALL OMEG5 (S, BHP, N, CO).

5.6. Chương trình con "STRPL". Để chương trình con làm việc cần phải cho các chuyển vị nút trong khối BHP, bắt đầu từ ô thứ 1201, các số hiệu liên kết (N(31) - N(36)), cũng như tọa độ các nút của phần tử tam giác kế tiếp, môđun đàn hồi và hệ số Poisson trong khối P theo thứ tự sau: $x_1, x_2, x_3, y_1, y_2, y_3, E, \nu, \dots$

Theo những dữ liệu này, chương trình tính các ứng suất $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ và các biến dạng $\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$ trong phần tử và viết chúng tương ứng vào P(31), P(32), P(33), P(42), P(43), P(44).

Gọi bằng ngôn ngữ Fortran CALL STRPL (P, N, BHP).

5.7. Chương trình con "GN". Theo các ứng suất $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ có trong P(34), P(35), P(36), tính các ứng suất chính σ_1 và σ_3 , góc α giữa σ_1 và trục x. Những trị số nhận được được viết tương ứng vào P(38), P(39), P(37). Gọi bằng ngôn ngữ Fortran CALL GN (P).

Dưới đây là văn bản chương trình.

VĂN BẢN CHƯƠNG TRÌNH ĐỊA CƠ HỌC

```

DIMENSION S(64000),LE(1200),LE1(1200),CO(1300),
• BHP(2400),N(50),P(200),A2(9),NN1(10000),SS1(8500)
INTEGER TP,PPL,PPN
EQUIVALENCE(S(1),NN1(1))
WRITE(3,3)
3 FORMAT(2X,4H,ISL40X,16HCONTROL OF INPUT,30X,
• 20HPROGRAM GEOMECHANICS)
666 FORMAT(3I2,2I4)
READ(1,666),KV
DO 700 J5=1,KV
READ(1,666) TP,PPN,PPL,KN1
DO 6 1=1,2400
6 BHP(1)=0
READ(1,1)(N(1),J=1,6)
1 FORMAT(6I4)
N(40)=0
K=N(2)
KK=N(2)*4
READ(1,2)(NN1(1),I=1,KK)
2 FORMAT(8(11,3I3))
J=0
DO 4 1=1,KK,4
J=J+1
LE1(J)=NN1(1)+1
4 LE(J)=NN1(1+1)*2+20+NN1(1+2)*2+10+NN1(1+3)
K=2*N(1)
READ(1,107)(CO(1),NN1(1),I=1,K)
107 FORMAT(10(1:7.1,11))
IF(N(5),EQ,0)GO TO 10
L=N(5)+6000
READ(1,5)(S(1),I=6001,L)
5 FORMAT(10F8.2)

```

```

J=1
DO 106 1=1,K
IF(NN1(1)-1)106,108,106
108 BHP(1)=S(J+6000)
J=J+1
106 CONTINUE
IF(J-1-N(5))9,10,9
9 WRITE(3,11)
11 FORMAT(2X,16HПРОВЕРЬ ПРИЗНАКИ)
N(40)=1
10 L=N(6)+6000
IF(N(6),EQ,0)GO TO 116
READ(1,12)(S(1),I=6001,L)
12 FORMAT(10F8.3)
J=1
DO 13 1=1,K
IF(NN1(1)-2)13,14,13
14 BHP(1+1200)=S(J+6000)
J=J+1
13 CONTINUE
IF(J-1-N(6))115,116,115
115 WRITE(3,11)
N(40)=1
116 P(1)=0
P(2)=0
DO 117 1=1,K
P(1)=P(1)+BHP(1)
117 P(2)=P(2)+BHP(1200+1)
READ(1,118)S(1),S(2)
118 FORMAT(2F8.3)
IF(S(1),EQ,0)GO TO 80
IF(ABS((P(1)-S(1))/S(1))-0.001)80,80,119
119 WRITE(3,120)

```

```

120 FORMAT(2X,12HПРОВЕРЬ СИЛЫ)
    N(40)=1
80 IF(S(2).EQ.0)GO TO 124
321 IF(ABS((P(2)-S(2))/S(2))-0.001)124,124,122
122 WRITE(2,123)
123 FORMAT(2X,19HПРОВЕРЬ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ)
    N(40)=1
124 WRITE(3,335)
335 FORMAT(9X,1HE,8X,2HN,5X,5HГAMMA,9X,1HC,8X,2HФИ)
    J=N(3)*5+1200
    READ(1,332)(CO(I),I=1201,J)
332 FORMAT(10F8.3)
    WRITE(3,334)(CO(I),I=1201,J)
334 FORMAT(5E10.3)
    IF(N(40).EQ.1)GO TO 700
    N(3)=N(4)
    N(16)=64000
    J=N(16)
    DO 7 I=1,J
7 S(1)=0
  N(7)=0
  N(4)=0
15 P(61)=0
  IF(P(1).EQ.1) GO TO 16
  WRITE(3,41)
41 FORMAT(40X,17HAREAS OF ELEMENTS)
16 DO 38 I=1,20
  N(7)=N(7)+1
  N(40)=2000
  N(41)=0
  CALL CHOSE(1E,1E1,CO,N,P)
18 DO 22 K=1,6
  IF(N(K+30).GE.N(40))GO TO 21

```

```

    N(40)=N(K+30)
21 IF(N(K+30).LE.N(41))GO TO 22
  N(41)=N(K+30)
22 CONTINUE
  N(41)=N(41)-N(40)
23 IF(N(41).LE.N(4))GO TO 25
24 N(4)=N(4)+1
25 P(1+30)=P(12)
  P(61)=P(61)+P(12)
28 P(60)=P(12)*P(9)/3
  J=N(32)+1
  BHP(J)=BHP(J)+P(60)
  J=N(34)+1
  BHP(J)=BHP(J)+P(60)
  J=N(36)+1
  BHP(J)=BHP(J)+P(60)
36 IF(N(7).GE.N(2))GO TO 39
38 CONTINUE
39 IF(P(1).EQ.1) GO TO 1001
  WRITE(3,40)(P(J+30),J=1,1)
40 FORMAT(2X,10F11.3)
1001 IF(N(7).LT.N(2)) GO TO 16
  IF(P(1).EQ.1) GO TO 671
  WRITE(3,43)
43 FORMAT(2X,12HCOMMON AREA=)
42 WRITE(3,400) P(61)
400 FORMAT(2X,F15.3)
671 DO 8 I=1,8500
  S(1)=0
  J=2*N(1)
  DO 49 I=1,J
  BHP(I)=BHP(I)/N(3)
  SS(6000+I)=BHP(I)

```

```

      BIIP(I+1200)=BIIP(I+1200)/N(3)
49  SS1(7200+1)=BIIP(I+1200)
      N(6)=N(16)/N(4)
      N(5)=(2*N(1)-N(4)+1)/(N(6)-N(4)+1)+1
      JJ=N(6)*N(4)
      J=N(16)
      DO 64 I=1,J
64  S(1)=0
      N(11)=0
      N(12)=N(11)+N(6)-1
      K=N(2)
      DO 70 I=1,K
      N(7)=1
      CALL CHOSE(I,E,I,CO,N,P)
      CALL SMAPL(P,N,S)
70  CONTINUE
      CALL SOUSS(S,BIIP,N,CO)
      N3=N(3)
      DO 361 N9=1,N3
      WRITE(3,520)N9
520  FORMAT(3X,I3.5I1-ST:EP)
      I.I=0
299  I.I=0
300  N(41)=0
301  N(42)=0
      IF(I.I.LE.Q.100) GO TO 700
72  CALL OMEG5(S,BIIP,N,CO)
      I.I=I.I+1
      J=N(16)
      DO 800 J=4000,5200
800  SS1(J)=0
      MM=N(2)
      II=0

```

```

302  DO 356 I=1,MM
      N(7)=1
      N(40)=I.E(1)
      N41=I.I:3(I)
      I.E(1)=IABS(I.E(1))- (I.E(1)/2**5)*(2**5))
303  CALL CHOSE(I,E,I,CO,N,P)
      IF(P(7).EQ.0)GO TO 356
      I.E(1)=N(40)
      I.E(1)=N41
304  CALL STRPL(P,N,BIIP)
305  I.=3*(I-1)
306  DO 307 J=1,3
307  P(33+J)=P(30+J)-SS1(I.*J)
      P(194)=P(34)
      P(195)=P(35)
      P(196)=P(36)
      P(19)=SIGN(I.,((P(1)-P(2))*(P(4)-P(6))
      -(P(1)-P(3))*(P(4)-P(5)))/2.)*(-1.)
      IF(N(41).EQ.0)GO TO 308
      J=N(32)+4000
      SS1(J)=SS1(J)+(P(34)*(P(5)-P(6))+P(36)*(P(3)-P(2)))/2.*P(19)
      SS1(J+1)=SS1(J+1)+(P(36)*(P(5)-P(6))+P(35)*(P(3)-P(2)))/2.*P(19)
      J=N(34)+4000
      SS1(J)=SS1(J)+(P(34)*(P(6)-P(4))+P(36)*(P(1)-P(3)))/2.*P(19)
      SS1(J+1)=SS1(J+1)+(P(36)*(P(6)-P(4))+P(35)*(P(1)-P(3)))/2.*P(19)
      J=N(36)+4000
      SS1(J)=SS1(J)+(P(34)*(P(4)-P(5))+P(36)*(P(2)-P(1)))/2.*P(19)
      SS1(J+1)=SS1(J+1)+(P(36)*(P(4)-P(5))+P(35)*(P(2)-P(1)))/2.*P(19)
308  CALL GN(P)
      P(37)=P(37)/57.29578
309  P(34)=((P(44)**2+(P(42)-P(43))**2)**0.5)/2.
      P(35)=(P(42)+P(43))/2.
      P(36)=P(35)-P(34)

```

```

P(35)=P(35)-P(34)
IF(ABS(P(35)-P(43)).GT.ABS(0.001*P(34))) GO TO 501
500 P(34)=1.570796
GO TO 310
501 P(34)=ATAN(P(44)/(2*(P(35)-P(43))))
310 P(14)=P(8)/(1-P(8))
311 P(13)=P(7)/(1-P(8)*2)
A=0.785398+P(11)/114.59156
312 P(15)=2*P(10)*SIN(A)/COS(A)
313 P(16)=(1+SIN(P(11)/57.29578))/(1-SIN(P(11)/57.29578))
P(17)=P(13)/(1-P(14))
322 P(21)=0
P(22)=0
P(48)=P(10)/100.
IF(ABS(LEI(1))-2**5)323,323,324
323 P(48)=P(10)/5.
324 A2(1)=-P(48)
A2(2)=(P(15)+A2(1)*(P(16)-P(14)))/P(13)
A2(3)=A2(1)*(1-P(14)**2)/P(13)-P(14)*P(35)
A2(4)=(A2(1)*(1-P(14)*P(16))-P(14)*P(15))/P(13)
A2(5)=((P(13)*P(35)-P(15))*(1-P(14)*P(16))
*(P(16)-P(14))-P(14)*P(15))/P(13)
A2(6)=A2(2)-P(36)+A2(4)
IF(P(35).I.T.O.0.AND.P(36).I.T.O.)GO TO 1023
IF(P(35)-A2(2)):000, 1000, 1010
1000 IF(P(36)-A2(3))1021, 1150, 1150
1010 IF(P(36)-A2(5))1040, 1150, 1150
1040 IF(P(35)-A2(6))1020, 417, 417
1023 ST3=0
ST1=0
GO TO 1022
1021 ST3=0
ST1=P(38)

```

```

GO TO 1022
1020 ST3=0
ST1=P(15)
1022 IF(1ABS(LEI(1))-2**5)326, 326, 328
326 LEI(1)=-1ABS(LEI(1)+2**5)
328 P(22)=ST3
P(21)=ST1
GO TO 339
417 ST3=((P(35)+P(36))*P(13)-P(15)*(1-P(14)))/((1-P(14))*(1+P(16)))
ST1=P(15)+P(16)*ST3
IF(ABS(LEI(1))+2**5)338,1030
338 LEI(1)=1ABS(LEI(1))+2**5
1030 P(22)=ST3
P(21)=ST1
339 P(198)=P(21)*(COS(-P(34)))**2+P(22)*(SIN(-P(34)))**2
P(199)=P(21)*(SIN(-P(34)))**2+P(22)*(COS(-P(34)))**2
340 P(200)=SIN(2*P(34)*(P(21)-P(22)))/2.
P(48)=1.5*(P(194)-P(98))
P(49)=1.5*(P(195)-P(199))
P(50)=1.5*(P(196)-P(200))
GO TO 1151
1150 ST1=(P(35)+P(14)*P(36))*P(13)/(1-P(14)**2)
ST3=(P(36)+P(14)*P(35))*P(13)/(1-P(14)**2)
IF((ABS(LEI(1))-2**5).I.T.O.)GO TO 1030
LEI(1)=1ABS(LEI(1))-2**5
GO TO 1030
1151 IF(N(41).EQ.1)GO TO 351
341 DO 342 J=1,3
342 P(44+J)=P(47+J)
J=N(32)
BH(P(J))=BH(P(J)+(P(45)*(P(5)-P(6)+P(47))*(P(3)-P(2)))/2.*P(19)
BH(P(J+1))=BH(P(J+1)+(P(47)*(P(5)-P(6))+(P(46)*(P(3)-P(2)))/2.*P(19)
J=N(34)

```

```

BHP(J)=BHP(J)+(P(45)*(P(6)-P(4))+P(47)*(P(1)-P(3)))/2.*P(19)
BHP(J+1)=BHP(J+1)+(P(47)*(P(6)-P(4))+P(46)*(P(1)-P(3)))/2.*P(19)
J=N(36)
BHP(J)=BHP(J)+(P(45)*(P(4)-P(5))+P(47)*(P(2)-P(1)))/2.*P(19)
BHP(J+1)=BHP(J+1)+(P(47)*(P(4)-P(5))+P(46)*(P(2)-P(1)))/2.*P(19)
344 K=3*(I-1)
345 DO 350 J=1,3
      SS1(K+J)=SS1(K+J)+P(44+J)
      IF(ABS(P(44+J)).LT.P(10)/2.OR.ABS(P(44+J)).LT.0.2) GO TO 350
      N(42)=1
350 CONTINUE
      GO TO 356
351 P(37)=P(37)+57.29578
      N(40)=1./1./2.**5
      IF(P/N.E.Q.0) GO TO 991
      IF(N(40).E.Q.0) GO TO 356
991 P(31)=P(194)
      I=I+1
      P(34)=P(34)+57.29578
      P(32)=P(195)
      P(33)=P(196)
      IF(TP.E.Q.1) GO TO 999
      IF(I1.E.Q.1) GO TO 1201
      IF(I1.E.Q.2) GO TO 1202
      IF(I1.E.Q.3) GO TO 1200
1201 WRITE(3,1210)LN(40),P(38),ST1,P(39),ST3,P(37)
      GO TO 356
1202 WRITE(3,1211)LN(40),P(38),ST1,P(39),ST3,P(37)
      GO TO 356
1200 WRITE(3,1212)LN(40),P(38),ST1,P(39),ST3,P(37)
      I=0
1210 FORMAT(1X,I3,I2,4F7.1,F5.1)
1211 FORMAT(11H+.40X,I3,I2,4F7.1,F5.1)

```

```

1212 FORMAT(11H+.80X,I3,I2,4F7.1,F5.1)
      GO TO 356
999 WRITE(3,777)LN(40),P(38),P(39),P(37),
      * P(31),P(32),P(33),P(42),P(43),P(44)
777 FORMAT(1X,I3,I2,2F11.3,F9.2,6F11.6)
356 CONTINUE
      IF(N(41).E.Q.1) GO TO 900
      J=N(16)
      IF(N(42).E.Q.0) GO TO 358
      IF(I1.E.Q.150) GO TO 358
      GO TO 300
358 N(50)=N(42)
      I1=I1+1
      N(41)=1
      WRITE(3,850)I1
850 FORMAT(11H+.10X,I3,10H-ITERATION)
      IF(TP.E.Q.1) GO TO 888
      WRITE(3,357)
357 FORMAT(1X,39HIN ST SIG1 SIGIT SIG2 SIG2T ALFA,
      * 1X,39HIN ST SIG1 SIGIT SIG2 SIG2T ALFA,
      * 1X,39HIN ST SIG1 SIGIT SIG2 SIG2T ALFA)
      GO TO 72
888 WRITE(3,881)
881 FORMAT(50X,81HSTRESSES/3X,21HNO,21HST6X,
      * 51HSIGM1,6X,51HSIGM2,4X,51HALPHA,6X,51HSTGMX,
      * 6X,51HSIGMY,5X,61HTAY XY,7X,41HDEFX,6X,
      * 41HDEFY,2X,81HGAMMA XY)
      GO TO 72
359 IF(N3.E.Q.N9) GO TO 361
      DO 360 J=1,2400
360 BHP(J)=BHP(J)+SS1(6000+J)
361 CONTINUE
900 WRITE(3,363)

```



```

363 FORMAT(40X,22HDISPLACEMENTS OF KNOTS)
      A2(9)=0
840 WRITE(3,362)
362 FORMAT(3X,5(23HKNO T X Y ))
      M=1
364 K=2*M-2
      IF(A2(9).EQ.1)GO TO 820
365 DO 366 I=1,10
366 P(50+I)=BIIP(1200+I*k)
      GO TO 367
820 IJ=0
      DO 830 I=1,10
830 P(50+I)=SS1(4000+K+I)
      IF(CO(K+I).GT.0) GO TO 367
      IJ=1
367 DO 368 I=1,5
368 N(40+I)=M+I-1
      IF(IJ.EQ.0) GO TO 371
      WRITE(3,370)N(41),P(51),P(52),N(42),P(53),P(54),N(43),P(55),
      * P(56),N(44),P(57),P(58),N(45),P(59),P(60)
370 FORMAT(2X,5(15,2I9,3))
371 M=M+5
372 IF(M.IE.N(1))GO TO 364
      IF(A2(9))835,835,373
835 A2(9)=1
      WRITE(3,836)
836 FORMAT(40X,23HCONTROL KNOTS FORCES)
      GO TO 840
373 IF(N(50).EQ.1)GO TO 299
      IF(N9.NE.N3)GO TO 359
700 CONTINUE
      STOP
      END

```

```

SUBROUTINE SOUS5(S,BIIP,N,CO)
DIMENSION S(64000), BIIP(2400),N(50),CO(1300)
INTEGER CHZON, NIJGR, VERGR, CHUZ, SCTI, IL, IJU
REAL*8 A,A1,B,B1,B2,B3,A2
SCTI=N(4)
CHZON=N(5)
CHUZ=N(6)-SCTI+1
N1=N(1)
J1=N(16)
J2=N(6)*SCTI
KK=CHUZ*SCTI
IJL=SCTI*(SCTI-1)
DO 1 K=1, CHZON
NIJGR=(K-1)*CHUZ+1
VERGR=MIN0(2*N1,K*CHUZ*SCTI-1)
NN=1
IF(K.EQ.1)IA=1
IF(K.NE.1)IA=NIJGR*SCTI-1
DO 2 I=1A,VERGR
IF(CO(I),L.T.0) GO TO 2
III=(1-NIJGR)*SCTI+1
II=MAX0((I-SCTI+1),1)
IF((I-1).EQ.0)GO TO 3
IS=1-1
A=S(III)
DO 5 M=II,15
IF(CO(M),L.T.0) GO TO 5
IMM=(M-NIJGR)*SCTI-1
A1=S(IMM+I-M)**2
A2=S(IMM)
A=A-DSIGN(A1,A2)
5 CONTINUE
3 B3=DSIGN(DSQRT(DABS(A)),A)

```

```

S(II)=B3
H=MIN0(I, SCH-1.2*N1)
IF(I+1.GT.H) GO TO 2
L=L+1
DO 8 I=L,H
IF(CO(J).I.T.0.)GO TO 8
A=S(II+J-1)
B=0.
IU=MAX0(J-SCH+1,I)
IF(IU.GT.(I-1)) GO TO 6
I1=I-1
DO 7 M=IU,I1
IF(CO(M).I.T.0.)GO TO 7
IMM=(M-NUGR)*SCH+1
B1=S(IMM+I-M)*S(IMM+J-M)
B=B+SIGN(1.0,S(IMM))*B1
7 CONTINUE
6 B2=(A-B)/S(II)
S(II+J-1)=B2
8 CONTINUE
2 CONTINUE
1 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE OMEG5(S,BHP,N,CO)
DIMENSION S(64000),BHP(2400),N(50),CO(1300)
INTEGER CHIZON,NUGR,VERGR,CHUZ,SCIL,I,II
REAL* 8 A,A1,A2
SCH=N(4)
CHIZON=N(5)
CHUZ=N(6)-SCH+1
N1=N(1)
J1=N(16)

```

```

DO 10 K=1,CHIZON
NUGR=(K-1)*CHUZ+1
VERGR=MIN0(2*N1,K*CHUZ+SCH-1)
IF(K.EQ.1)IA=1
IF(K.NE.1)IA=NUGR+SCH-1
DO 20 I=IA,VERGR
IF(CO(I).I.T.0.) GO TO 20
II=(I-NUGR)*SCH+1
A=0
IF(I.EQ.1)GO TO 30
I1=MAX0(I1-SCH+1)
II=I-1
DO 4 M=II,I1
IMM=(M-NUGR)*SCH+1
IF(CO(M).I.T.0.)GO TO 50
A1=S(IMM+I-M)*BHP(1200+M)
A=A+SIGN(1.0,S(IMM))*A1
GO TO 4
50 A=A+S(IMM+I-M)*BHP(1200+M)
4 CONTINUE
IF(I-2*N1.EQ.0.)GO TO 33
30 I1=MIN0(2*N1,I+SCH-1)
I4=I+1
DO 44 M=I4,I1
IF(CO(M).GT.0.)GO TO 44
A=A+S(II+M-1)*BHP(1200+M)
44 CONTINUE
33 A1=(BHP(I)-A)/S(II)
BHP(1200+1)=A1
20 CONTINUE
10 CONTINUE
K1=0
DO 55 K=1,CHIZON

```

```

K2=CHZON-K1
K1=K1+1
NIJGR=(K2-1)*CHUZ+1
VERGR=MIN0(2*N1,N2*CHUZ+SC11-1)
IF(H2.EQ.CHZON)IA=VERGR
IF(H2.NE.CHZON)IA=VERGR-SC11+1
I1=0
DO 66 I=NIJGR,IA
I2=IA-I1
I1=I1+1
IF(CO(I2).LT.0) GO TO 66
III=(I2-NIJGR)*SC11+1
A=0
IF((2*N1-I2).EQ.0.)GO TO 22
H=MIN0(2*N1,I2+SC11-1)
M1=I2+1
DO 77 M=M1,I1
IF(CO(M).LT.0.)GO TO 77
A=A+S(III+M-I2)*BHP(1200+M)
77 CONTINUE
22 A2=(BHP(1200+I2)-A)/ABS(S(III))
BHP(1200+I2)=A2
66 CONTINUE
55 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE CHOSE(LF,LE1,CO,N,P)
DIMENSION LE (1200),LE1(1200),CO(1300),N(50),P(200)
K=N(7)
N1=LE(K)-LE(K)/2**10*2**10
N1=IABS(N1)
N2=LE(K)/2**10-LE(K)/2**20*2**10
N2=IABS(N2)

```

```

N3=LE(K)/2**20-LE(K)/2**30*2**10
N3=IABS(N3)
NT=LE1(K)
NT=IABS(NT)
N(31)=2*N1-2
N(32)=2*N1-1
N32=N(32)
N(33)=2*N2-2
N(34)=2*N2-1
N34=N(34)
N(35)=2*N3-2
N(36)=2*N3-1
N36=N(36)
P(1)=ABS(CO(N32))
P(4)=ABS(CO(N32+1))
P(2)=ABS(CO(N34))
P(5)=ABS(CO(N34+1))
P(3)=ABS(CO(N36))
P(6)=ABS(CO(N36+1))
N4=5*NT+1195
DO 2 I=1,5
2 P(I+6)=CO(I+N4)
S=((P(6)-P(4))*(P(1)-P(2))+ (P(3)-P(1))*(P(5)-P(4)))/2.
P(12)=ABS(S)
P(13)=SIGN(1.,S)
RETURN
END
SUBROUTINE STRPL(P,N,BHP)
DIMENSION N(50),P(200),BHP(2400)
DO 1 J=1,6
K=N(30+J)+1
1 P(100+J)=BHP(1200+K)
P(50)=P(7)/((1+P(8))*(1-2.*P(8)))

```

```

P(51)=(P(1)-P(3))*(P(4)-P(5))-(P(2)-P(1))*(P(6)-P(4))
P(42)=(P(101)*(P(5)-P(6))+P(103)*(P(6)-P(4))+P(105)*(P(4)-P(5)
*))/7(51)
P(43)=(P(102)*(P(3)-P(2))+P(104)*(P(1)-P(3))+P(106)*
*(P(2)-P(1)))/P(51)
P(44)=(P(101)*P(3)-P(2))+P(103)*(P(1)-P(3))+P(105)*(P(2)-P(1))+
*P(102)*(P(5)-P(6))+P(104)*(P(6)-P(4))+P(106)*(P(4)-P(5))
P(31)=P(50)*(1-P(8))+P(42)+P(8)*P(43)
P(32)=P(50)*(P(8)+P(42)+(1-P(8))*P(43))
P(33)=P(50)*(1-2*P(8))*P(44)/2
RETURN
END
SUBROUTINE SMAPI(P,N,S)
DIMENSION S(64000),N(50),P(200)
DO 22 J=1,6
IF(N(30+J).GE.N(11).AND.N(30+J).LE.N(12))GO TO 21
22 CONTINUE
GO TO 5
21 DO 1 J=100,200
1 P(J)=0
P(101)=P(2)*P(6)-P(3)*P(5)
P(102)=P(3)*P(4)-P(1)*P(6)
P(103)=P(1)*P(5)-P(2)*P(4)
P(107)=P(5)-P(6)
P(108)=P(6)-P(4)
P(109)=P(4)-P(5)
P(113)=P(3)-P(2)
P(114)=P(1)-P(3)
P(115)=P(2)-P(1)
DO 2 J=101,103
P(21+J)=P(J)
P(27+J)=P(6+J)
2 P(33+J)=P(12+J)

```

```

P(158)=1-P(8)
P(186)=P(158)
P(162)=P(8)
P(182)=P(162)
P(165)=(1-2*P(8))/2
P(167)=P(165)
P(177)=P(165)
24 P(179)=P(165)
P(99)=-20
3 DO 42 J=1,6
DO 42 K=1,6
NO=50+6*(J-1)+K
P(NO)=0
DO 4 L=1,6
N1=150+6*(J-1)+L
N2=100+6*(L-1)+K
4 P(NO)=P(NO)+P(N1)*P(N2)
42 CONTINUE
IF(P(99))6,6,7
6 DO 81 J=1,6
DO 8 K=1,6
NO=150+6*(K-1)+J
N1=100+6*(J-1)+K
8 P(NO)=P(N1)
81 CONTINUE
DO 9 J=1,36
9 P(J+100)=P(J+50)
P(99)=20
GO TO 3
7 P(99)=P(7)/(4*P(12)*(1+P(8))*(1-2*P(8)))
DO 11 J=1,36
11 P(J+50)=P(J+50)*P(99)
N(44)=N(31)

```

```

N(45)=N(33)
N(46)=N(35)
N(47)=N(32)
N(48)=N(34)
N(49)=N(36)
DO 111 J=1,6
DO 111 K=J,6
NO N(J+43)+1
N1=N(K+43)+1
IF(NO-N1)10,10,84
10 I.=NO*(N(4)-1)+N1+1-N(4)*(N(11)+1)
GO TO 85
84 I.=N1*(N(4)-1)+NO+1-N(4)*(N(11)+1)
85 N2=N(6)*N(4)
IF(L.I.T.LOR.L.GTN2)GO TO 111
N2=50+6*(J-1)+K
S(I)=S(I)+P(N2)
111 CONTINUE
5 RETURN
END
SUBROUTINE GN(P)
DIMENSION P(200)
A=SQRT(4*P(36)*P(36)+(P(34)-P(35))*2)
P(38)=(P(34)+P(35)+A)/2
P(39)=(P(34)+P(35)-A)/2
A=P(38)-P(35)
P(37)=90.
IF(ABS(A).LT.0.0001)GO TO 2
P(37)=ATAN(P(36)/A)*57.29578
2 RETURN
END

```

ТÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Амосин Б.З., Абдылдаев Э.К., Фадеев А.Б. О расчете контактных нагрузок на обделку тоннелей методом конечных элементов. Механика грунтов, основания и фундамента. ЛИСИ, Л., 1980. 37 - 49 с.
2. Боткин А.И. О прочности сыпучих и хрупких материалов. Известия НИИГ. Т. 26. 1940. 64 - 69 с.
3. Бугров А.К. О решении смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунтов. - Основания, фундаменты и механика грунтов, № 6, 1974. 20 - 23 с.
4. Бьеррум Л. Параметры эффективного сопротивления сдвигу чувствительных глин. Механика грунтов и фундаментостроения. (Труды V Международного конгресса МО МГиФ). М., Изд-во литературы по строительству, 1966, 5 - 19 с.
5. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. М., Мир, 1975, 539 с.
6. Зарцкий Ю.К., Орехов В.В. Напряженно-деформированное состояние грунтового основания под действием жесткого ленточного фундамента. - Основания, фундаменты и механика грунтов. 1983, № 6, с. 21 - 24.
7. Косте Ж., Сангера Г. Механика грунтов. М. Стройиздат, 1981. 454 с.
8. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений. М., Стройиздат, 1980. 134 с.
9. Полянкин Г.Н., Ким А.Ф., Пусков В.И. Оценка напряженно-деформированного состояния промерзающего слоя грунта при его взаимодействии с боковой поверхностью фундамента. Инженерно-геологические условия и особенности фундаментостроения при транспортном строительстве в Сибири. Новосибирск. НИИЖТ, 1980. 50 - 59 с.
10. Полянкин Г.Н. Исследование совместной работы основания и фундамента в промерзающих лучинистых грунтах. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. НИИЖТ. Новосибирск, 1982. 130 с.
11. Танака Т. Анализ обобщенной упругопластической модели связанных грунтов методом конечных элементов. - Ноге добоку синкэндэ хококу, 1979, № 18, 101 - 122 с. (пер. № 844140. Всесоюзный центр переводов научно-технической литературы и документации).
12. Прочность и деформируемость горных пород. Под ред. А.Б. Фадеева. М., Недра, 1979. 269 с.
13. Фадеев А.Б., Абдылдаев Э.К. Расчет деформируемости горных выработок с учетом разрыхляемости горных пород. - В кн.: Горные удары,

методы, оценки и контроля удароопасности массивов горных пород. Илим, Фрунзе, 1979. 126 - 134 с.

14. *Фадеев А.Б., Репина П.И., Абдылдаев Э.К.* Метод конечных элементов при решении геотехнических задач и программа "Геомеханика". ЛИСИ, Л., 1982. 72 с.

15. *Anderson C.A., Bridwell R.J.* A finite element method for studying the transient non-linear thermal creep of geological structures. - *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, vol. 4, 1980. 255 - 276.

16. *Bandis S., Lumsden A.C., Barton N.R.* Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. - *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.* Vol. 18. 1981. 1 - 21.

17. *Banerjee P.K., Stipho A.S.* Associated and non-associated constitutive relations for undrained behaviour of isotropic soft clay. - *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* Vol. 2. No 1. 1978. 35 - 56.

18. *Barton N., Choubey V.* The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* Vol. 10. 1977. 1 - 54.

19. *Chang C.Y., Duncan J.M.* Analysis of soil movement around a deep excavation. *Proc. ASCE*, Vol. 96, No SM5, 1970.

20. *Comini G., Del Giudice S., Lewis R.W., Zienkiewicz O.C.* Finite element solution of non-linear heat conduction problems with special reference to phase change. "Int. J. Num. Meth. Engng", 8, 1974. 613 - 624.

21. *Cordall P.A.* A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. *Symp. Int. Soc. Rock Mech. Nancy*, 1971.

22. *Goodman R.E., Taylor R.L., Brekke T.L.* A model for the mechanics of jointed rock. *Proc. ASCE*, Vol. 94, No. EM3, 1968.

23. *Groth T.* Description and applicability of the BEFEM code. - "Appl. rock Mech. Mining", *Proc. Conf. Lulea*, 1 - 3 June, 1980, London 1981. 204 - 208.

24. *Guidice Del S., Comini G., Lewis R.W.* Finite element simulation of freezing process in soils. "Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech" 2, 1978. 223 - 235.

25. *Henkel D.J.* The relationship between the strength, pore - water pressure and volume - change characteristics of saturated clays. "Geotechnique", V. IX, 1959. 119 - 135.

26. *Hwang C.T., Morgenstern N.R., Murray D.W.* On solution of plain strain consolidation problems by finite element methods. "Can. Geotech. J." 109, 1971. 109 - 118.

27. *Hvorslev M.J.* Über die Festigkeitseigenschaften gestörten bindigen Böden. "Ingeniørvesen", SK2, A, No. 45, København, 1937.

28. *Irons B.M.* A frontal solution program. "Int. J. Num. Meth. Eng." 2, 1970. 5 - 32.

29. *Ishihara K., Yasuda S.* Sand liquefaction due to irregular excitation. "Soils and foundations", Vol. 12, No 4, 1972. 65 - 77.

30. *Katzbach R., Breth H.* Nonlinear 3 - d. analysis for NATM in Frankfurt clay. *Proc. 10th ICSMFE*, Stockholm, 15 - 19 June 1981. A.A. Balkema, Rotterdam, 1981. 315 - 318.

31. *Khosla V.K., Wu T.H.* Stress - strain behaviour of sand. *Proc. ASCE*, No. GT4, 1976. 303 - 321.

32. *Kokusho T.* Nonlinear analysis of a dilative soil by finite element method. "Crieep report, E. 376001", Tokyo, Oct. 1976.

33. *Kondner R.I.* Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. *Proc. ASCE*, Vol. 89, No SM1, 1963.

34. *Lade P.V., Duncan J.M.* Stress - path dependent behaviour of cohesionless soil. *Proc. ASCE*, No GT 1, 1976. 51 - 68.

35. *Lade P.V., Musante H.M.* Failure conditions in sand and remolded clay. *Proc. IX - th ICSMFE*, Vol. 1, Tokyo, 1977.

36. *Malyshov M.V., Ramadan T.Kh., Zaretsky Yu.K., Vorontsov E.I.* Deformability of sands at plane strain condition. *Proc. 10th ICSMFE*, Stockholm, 15 - 19 June 1981. vol.1. A.A. Balkema, Rotterdam, 1981. 697 - 698.

37. *Naylor D.J., Richards H.* Slipping strip analysis of reinforced earth. "Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech", 2, 1978. 343 - 366.

38. *Pietrusiak S., Mroz Z.* Numerical analysis of elastoplastic compression of pillars accounting for material hardening and softening. "Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr" Vol. 17, No. 4, 1980. 199 - 207.

39. *Raimond G.L., Dyaljee V.H.* Railroad ballast ranking classification. *Proc. ASCE*, Vol. 105, No. GT 10, 1979. 1133 - 1153.

40. *Roscoe K.H., Burland J.B.* On the generalized stress - strain behaviour of "wet" clay. "Engineering plasticity", Cambridge University press, Heyman, Leskie, Eds. 1968. 535 - 609.

41. *Roscoe K.H.* The influence of strains in soil mechanics. "Geotechnique", 20, No 2, 1970. 129 - 170.

42. *Roscoe K.H., Schofield A.N., Thurairajah A.* Yielding of clays in states wetter than critical. "Geotechnique", 13, No. 3, 1963. 211 - 240.

43. *Rowe P.W.* Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soils. *Proc. Roscoe Mem. Symp.* Cambridge, 1971. 143 - 193.

44. *Sandhu R.S., Wilson E.L.* Finite element analysis of seepage in elastic media. *Proc. ASCE*, vol. 95, 1969. 641 - 652.

45. *Schofield A., Wroth P.* Critical state soil mechanics. McGraw-Hill London 1968. (Есть перевод № А - 38749а во Всес. центре переводов научно-техн. лит. и документации. М. 1978. Пер. И.Г. Федоровский)

46. *Slown S.W., Randolph M.F.* Numerical prediction of collapse loads using finite element method. "Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech" Vol. 6, 1982. 1 - 9.

47. *Saure S., Desai C.S., Janardhanan R.* Development of a constitutive law for an artificial soil. Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics-Aachen, 2 - 6 April 1979, 309 - 317.

48. *Wroth C.P.* The predicted performance of soft clay under a trial embankment loading based on the cam - clay model. "Finite elements in geomechanics", Ed. G. Gudehus, John Wiley & Sons, L. - N.Y. - Syd. - Tor, 1977, 191 - 208.

49. *Yang R.N., McKyes E.* Yield and failure of a clay under triaxial stresses. Proc. ASCE, No. SM 1, 1971, 159 - 176.

50. *Zienkiewicz O.C.* The finite element method. Mc Graw - Hill, London, 1977, 787.

A. B. ФЕДДЕЕВ

**PHƯƠNG PHÁP
PHẪN TỬ HỮU HẠN
TRONG ĐỊA CƠ HỌC**

