

TS. Nguyễn Thế Phụng (Chủ biên)
TS. Nguyễn Quốc Hùng

THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH **hầm giao thông**



NHÀ XUẤT BẢN
GIAO THÔNG VẬN TẢI

TS. NGUYỄN THẾ PHÙNG (Chủ biên)
TS. NGUYỄN QUỐC HÙNG

THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH HÀM GIAO THÔNG

(IN LẦN THỨ 3)

NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI
HÀ NỘI - 2007

Chịu trách nhiệm xuất bản

LÊ TỬ GIANG

Biên tập và sửa bài

DƯƠNG HỒNG HẠNH

NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI

80B Trần Hưng Đạo - Hà Nội

ĐT: 04.9423346 - 04.9423345 * Fax: 04.8224784

In 1020 cuốn khổ 19 x 27 cm, tại Công ty In Giao thông – Nhà xuất bản Giao thông vận tải.

Quyết định xuất bản số: 211/163-2007/CXB/172-312-05/GTVT.

In xong và nộp lưu chiểu tháng 10/2007.

LỜI NÓI ĐẦU

Công trình ngầm nói chung, hầm nói riêng đã được sử dụng từ lâu trong các lĩnh vực khác nhau của nền kinh tế quốc dân.

Trong giao thông, hầm được xem là phương tiện để đưa các tuyến đường vượt qua các chướng ngại như: núi cao, sông, hồ, eo biển, các vùng xây dựng dày đặc v.v...

Trong xây dựng đô thị, đặc biệt là ở các thành phố lớn, ngoài việc để bố trí các hệ thống kỹ thuật, cấp thoát nước, gara để phục vụ dân sinh, hầm còn đóng vai trò đặc biệt để khắc phục các hiện tượng quá tải, ùn tắc và nâng cao chất lượng giao thông của đường phố cũng như bảo vệ, xử lý môi trường.

Trong xây dựng thủy lợi, hầm là bộ phận không thể tránh khỏi khi xây dựng các công trình đầu mối, các công trình thủy điện và thủy tích điện.

Trong quốc phòng, hầm được sử dụng làm các công trình phòng thủ, kho chứa, các nhà máy mang ý nghĩa đặc biệt v.v...

Ngoài ra hầm còn được dùng trong khai thác khoáng sản, cải tạo đất trong nông nghiệp v.v...

Trong nhiều năm qua, việc dạy và học bộ môn hầm và công trình ngầm ở nước ta còn gặp nhiều khó khăn vì thiếu giáo trình, tài liệu tham khảo và thiếu chương trình thống nhất.

Trong thời gian qua đã triển khai nhiều dự án về hầm như: hầm trên đường ô tô qua đèo Hải Vân; các bước chuẩn bị cho dự án metro ở Hà Nội, Thành phố Hồ Chí Minh v.v...

Cuốn sách này được biên soạn nhằm đáp ứng một phần về giáo trình đào tạo các ngành cầu, hầm giao thông, công trình mỏ, xây dựng thủy lợi v.v... và cũng là tài liệu tham khảo cho các kỹ sư thiết kế, thi công trong các lĩnh vực có liên quan.

Việc biên soạn cuốn sách này được phân công như sau:

TS. Nguyễn Thế Phùng chủ biên và biên soạn các chương I, II, III, IV, VI, VIII, IX, X, XI; TS. Nguyễn Quốc Hùng biên soạn chương VII và biên soạn cùng với TS. Nguyễn Thế Phùng chương V.

Do điều kiện trình độ và thời gian có hạn nên cuốn sách này sẽ không đáp ứng đầy đủ yêu cầu của bạn đọc và cũng không tránh khỏi thiếu sót.

Chúng tôi rất mong nhận được những góp ý và nhận xét của bạn đọc để lần tái bản sau cuốn sách được hoàn chỉnh hơn.

Chúng tôi chân thành cảm ơn Nhà xuất bản Giao thông vận tải đã giúp đỡ và tạo điều kiện xuất bản cuốn sách này.

Các tác giả

PHẦN I

THIẾT KẾ HÀM ĐƯỜNG SẮT VÀ HÀM ĐƯỜNG ÔTÔ

CHƯƠNG I

KHÁI NIỆM CHUNG VỀ HÀM

1.1. ĐỊNH NGHĨA VÀ PHÂN LOẠI

Hầm là công trình nhân tạo nằm trong lòng đất có một hoặc cả hai đầu nối thông với mặt đất dùng vào mục đích giao thông, dẫn nước hoặc bố trí các hệ thống kỹ thuật khác ... Hầm có thể nằm ngang hoặc nghiêng, trường hợp công trình bố trí theo phương thẳng đứng thì gọi là giếng.

Ngày nay hầm được sử dụng khá phổ biến trong các lĩnh vực khác nhau của nền kinh tế quốc dân đặc biệt là ở các nước phát triển. Đa số các công trình hầm, đặc biệt là những hầm lớn (hàng chục kilomet dài, vài ba chục mét rộng) là dùng vào mục đích giao thông như hầm đường sắt, hầm ô tô, đường thủy. Một số công trình loại này được sử dụng hỗn hợp cho đường sắt và ô tô. Các công trình hầm cũng là những hạng mục phổ biến, đôi khi không thể tránh khỏi trong việc xây dựng các công trình thủy lợi đầu mối như các trạm thủy điện, thủy tích điện, các công trình trị thủy, cải tạo đất ... Trong xây dựng và phát triển các thành phố, đặc biệt là các thành phố hiện đại, hầm được sử dụng rộng rãi để bố trí các mạng lưới giao thông, để làm các kho tàng, bể chứa, gara, bãi chứa xe và hàng loạt các mục đích đặc biệt khác.

Theo công dụng và những đặc biệt về kết cấu hầm được chia thành các nhóm và các loại sau:

1.1.1. Các hầm trên đường giao thông gồm:

- Hầm trên đường sắt;
- Hầm xe điện ngầm;

- Hầm trên đường ô tô;
- Hầm cho người đi bộ;
- Hầm trên đường thủy...

1.1.2. Hầm thủy lợi

- Hầm trong các trạm thủy điện và thủy tích điện;
- Hầm thủy nông: các hầm dẫn nước tưới tiêu, cải tạo đất;
- Hầm trên các đường cấp, thoát nước : cấp nước cho các điểm dân cư (đôi khi hàng chục kilomet);
- Hầm đường thủy đôi khi cũng được coi là hầm thủy lợi.

1.1.3. Hầm để bố trí các hệ thống kỹ thuật, đặc biệt quan trọng là trong thành phố, các khu dân cư, khu công nghiệp... như:

- Hầm cấp, thoát nước;
- Hầm để cấp hơi, cấp nhiệt;
- Hầm để bố trí mạng lưới thông tin liên lạc, mạng điện và các hệ thống năng lượng khác...

1.1.4. Hầm trong công nghiệp mỏ bao gồm:

- Hầm giao thông;
- Hầm thoát nước;
- Hầm thông gió v.v.

1.1.5. Hầm có ý nghĩa đặc biệt như :

- Hầm chứa máy bay, tàu thuyền ...;
- Hầm phòng tránh và các hầm chiến lược khác trong quốc phòng;
- Các gara, kho tàng ngầm;
- Hầm cho các nhà máy như nhà máy điện nguyên tử, các nhà máy quốc phòng có ý nghĩa đặc biệt...;

- Các trung tâm văn hóa, thương mại, nghỉ ngơi trong các thành phố hiện đại;
Theo khu vực xây dựng có thể phân hầm thành các nhóm:

1. Hầm miền núi;
2. Hầm đồng bằng;
3. Hầm dẫn nước;
4. Hầm trong thành phố...

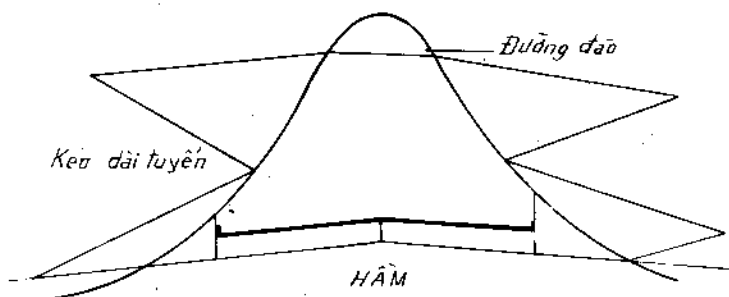
1.2. HẦM LÀ PHƯƠNG TIỆN VƯỢT CHƯỚNG NGẠI TRONG KHI THIẾT KẾ CÁC TUYẾN ĐƯỜNG GIAO THÔNG

Hầm là phương tiện có hiệu quả để mở rộng khả năng vạch các tuyến đường giao thông trong những điều kiện khó khăn, chúng được sử dụng để vượt qua các chướng ngại.

Các chướng ngại gặp phải khi vạch các tuyến đường giao thông bao gồm các chướng ngại cao và chướng ngại bằng.

Chướng ngại cao là các vùng đồi núi, các đỉnh phân thủy ... Khi vạch tuyến đường sắt hoặc đường bộ thường có ba giải pháp : đi vòng, kéo dài tuyến kết hợp với đường đào sâu và dùng hầm (hình 1.1) để vượt chướng ngại.

Khi đi vòng chướng ngại tuyến đường bị kéo dài và tăng độ dốc. Đối với đường sắt thường làm xấu những điều kiện khai thác của tuyến. Trong thực tế đôi khi giải pháp này không thực hiện được.



Hình 1.1. Vượt chướng ngại cao

Khi kéo dài tuyến kết hợp với việc đào sâu, chiều dài tuyến có thể

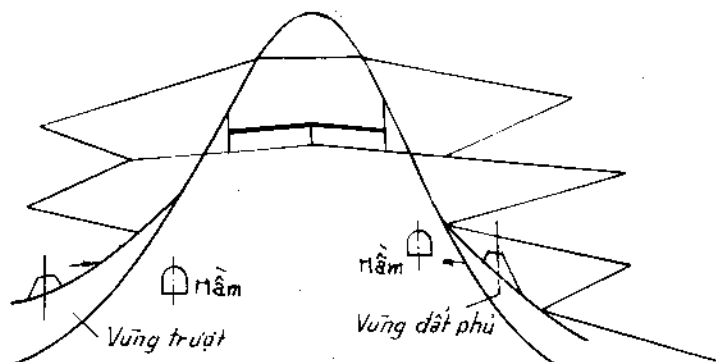
ngắn hơn, nhưng thường đòi hỏi độ dốc lớn và phải có các biện pháp bảo vệ những phần tuyến ở trên cao, đặc biệt là trong điều kiện nhiệt đới có nhiều mưa bão như ở nước ta. Những giải pháp xây tường chắn, làm hành lang bảo vệ tuyến khỏi các hiện tượng sạt lở, đá lăn, đá đổ, là những giải pháp thường gặp trong phương án vượt chướng ngại này và trong nhiều trường hợp chúng cũng không rẻ.

Vượt chướng ngại bằng hầm cho phép rút ngắn tuyến một cách đáng kể, giảm độ dốc. Điều đó cho phép tăng tải trọng tiêu chuẩn và tốc độ xe chạy, cải thiện các điều kiện kỹ thuật cũng như điều kiện khai thác của tuyến đường. Tuy nhiên vượt chướng ngại bằng hầm, nhất là hầm dưới thấp, có chiều dài lớn cũng thường đòi hỏi vốn đầu tư lớn vì thế việc chọn tuyến đường giao thông được tiến hành trên cơ sở so sánh kinh tế, kỹ thuật các phương án.

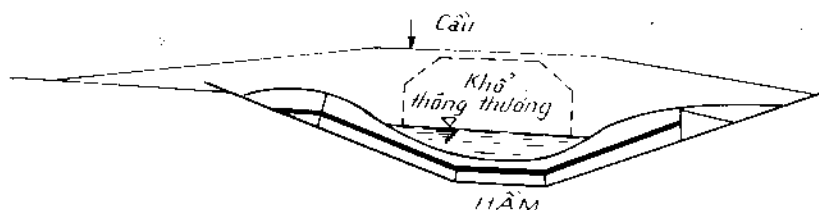
Chướng ngại bằng bao gồm các vùng sụt lỏ, đất phủ, các hiện tượng băng hà ở xứ lạnh, các vùng chứa nước như hồ, ao, sông ngòi, eo biển cũng như những vùng xây dựng dày đặc, các điểm đông dân cư ... Những vùng sụt lỏ thường gây nguy hiểm cho việc khai thác các tuyến đường nhất là vào những mùa mưa lũ. Khi những vùng sụt lỏ nhỏ có thể bố trí tuyến lên cầu cạn có trụ tựa lên vùng đất ổn định dưới sâu để vượt qua. Biện pháp này cũng thường phải kết hợp với những biện pháp chống trượt. Khi vùng trượt lớn (thường lớn hơn 5 m) và có các dòng nước ngầm sâu thì giải pháp có ý nghĩa hơn cả là đưa tuyến đường vào sâu trong khối đá ngoài phạm vi vùng trượt (hình 1.2).

Giải pháp này cũng là hợp lý khi gặp lớp đất phủ có chiều dày lớn trên các sườn dốc (lớn hơn $30^{\circ} \div 35^{\circ}$) được tạo nên do hiện tượng phong hóa, nứt nẻ của đá, do đá lăn, rơi từ trên cao xuống rồi tích tụ lại...

Khi vượt các chướng ngại nước có thể chọn cầu hoặc hầm (hình 1.3). So với vượt bằng cầu thì vượt bằng hầm có các ưu điểm sau: không phải bố trí khổ thông thuyền, tránh được các ảnh hưởng do mưa gió, bão, sóng...; chiều dài giao nhau với các chướng ngại đôi khi ngắn hơn, nhất là trong trường hợp khổ thông thuyền cao, bãi sông rộng. Xây dựng đường dẫn thuận lợi hơn trong trường hợp giao nhau với điểm dân cư, xây dựng dày đặc. Trong điều kiện những nước phát triển mật độ giao thông thủy ngày một tăng nhanh do đó nếu vượt bằng cầu ngoài việc có các trụ trên đường



Hình 1.2. Vượt các vùng trượt, đất phủ



Hình 1.3. Vượt chướng ngại nước

giao thông thủy nó còn đòi hỏi phải xây các cầu nhịp lớn và khổ thông thuyền dưới cầu cũng lớn, do đó vượt bằng cầu ngày càng đắt hơn, đặc biệt là những phương án vượt qua các eo biển, các phương án nối đảo ...

Tuy nhiên giải pháp vượt chướng ngại bằng hầm cũng có khá nhiều nhược điểm: phải thông gió và thoát nước nhân tạo, đôi khi không có thì không thể khai thác được công trình; Thời hạn thi công dài vì diện thi công hẹp; Giá thành xây dựng có thể lớn hơn vì khi làm hầm phải thực hiện khối lượng công tác đất khá lớn. Tuy nhiên bề rộng chướng ngại nước tăng thì giá thành một mét dài cầu tăng, còn giá thành một mét dài hầm lại giảm và khi chiều cao cầu tăng thì khối lượng công tác đất của phương án này cũng tăng lên.

Về mặt an toàn trong thi công thì phương án cầu cũng không hơn hẳn phương án hầm. Ngày nay kỹ thuật xây dựng hầm trong những điều kiện địa chất khó khăn, như đất yếu, cát chảy dưới mực nước ngầm... đã được hoàn thiện, phổ biến và được cơ giới hóa ở trình độ cao, đảm bảo an toàn tuyệt đối. Mặt khác việc thi công hầm lại không bị ảnh hưởng của thời tiết, khí hậu.

Việc chọn phương án cầu hay hầm cũng được tiến hành trên cơ sở so sánh kinh tế, kỹ thuật các phương án và phải có luận cứ đầy đủ, chắc chắn.

Trong việc xây dựng và phát triển các thành phố hiện đại ngày nay phải giải quyết đồng bộ hàng loạt các vấn đề như giao thông, đất đai xây dựng, bảo vệ môi trường sinh thái, vệ sinh thành phố... Các công trình ngầm nói chung, hầm nói riêng đóng vai trò hết sức quan trọng trong việc giải quyết các vấn đề này.

Theo dự báo đến năm 2000 ($80 \div 85\%$) dân số trên hành tinh sẽ sống trong các thành phố. Hiện nay trên thế giới có hơn 300 thành phố có số dân từ 250 ngàn đến 1 triệu người, hơn 100 thành phố có số dân từ 1 đến 10 triệu người. Trong những thành phố này giao thông luôn là những vấn đề hết sức phức tạp. Trong những năm gần đây mật độ giao thông đặc biệt là ô tô tăng với nhịp điệu gấp 3 đến 4 lần tăng của dân số; 3 đến 3,5 lần tăng của việc xây dựng đường. Lượng ô tô tính cho 1000 dân hiện nay: ở châu Âu là 250 - 350 chiếc, ở Mỹ là 300 - 400 chiếc, đến năm 2000 con số này có thể đạt tới 500 - 600 chiếc và phần lớn chúng tập trung ở thành phố.

Để tăng khả năng thông xe của đường phố người ta phân luồng chúng khỏi đường phố bằng cách đưa lên cầu vượt hoặc vào trong hầm.

Phương án cầu vượt có nhiều nhược điểm so với phương án hầm: các trụ cầu vẫn ở trên mặt đất nên phá hoại cảnh quan thành phố; tạo nên tiếng ồn lớn và bụi, gây ảnh hưởng đến môi trường xung quanh... Do đó việc sử dụng hầm cho xe lửa, xe điện, ô tô trong thành phố lớn vẫn là phổ biến.

Một phương hướng khác của tổ chức giao thông ngoài đường phố là dùng đường sắt treo. Các toa xe điện treo lên xe con bằng khí nén và trượt trên mặt trong các dầm hộp II. Các dầm này treo trên các trụ kiểu conson.

Ưu điểm của phương án này là chi phí xây dựng có thể thấp; tốc độ chạy tàu cao; tất cả sức kéo, các thiết bị phục vụ bố trí bên trong hộp nên không bị ảnh hưởng của khí quyển; chuyển động không ổn; vị trí toa xe nằm dưới đường trượt nên đảm bảo đi qua những chỗ đường cong bé mà không phải giảm tốc độ.

Đường sắt treo có thể sử dụng có hiệu quả ở những vùng xây dựng còn thưa thớt. Trong vùng xây dựng dày đặc, khi không có những đường trục lớn giải pháp hợp lý vẫn là dùng hầm.

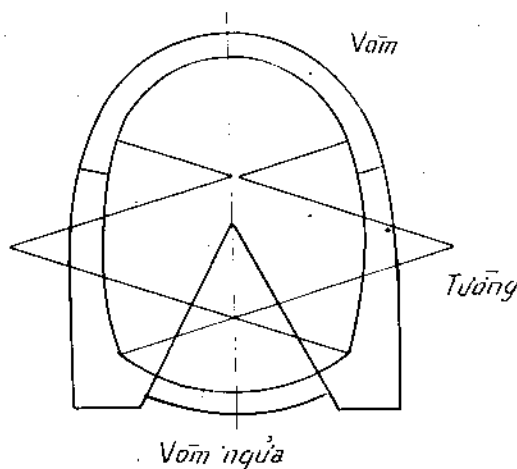
1.3. KHÁI NIỆM VỀ PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG HẦM

1.3.1. Một số thuật ngữ dùng trong xây dựng hầm

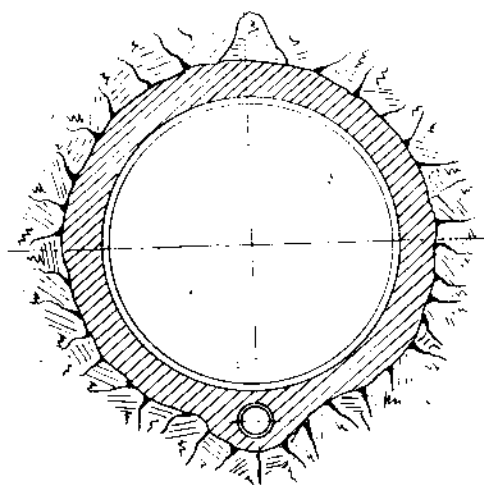
Khoảng không gian trong vỏ trái đất tạo nên do đào đất đá ngầm dùng để bố trí hầm hoặc vào các mục đích xây dựng phụ khác gọi là hang. Theo vị trí không gian, hang được chia thành hang ngang, hang nghiêng và hang thẳng đứng. Hang đào trong đá cứng chắc, không bị phong hóa và ổn định có thể không cần chống

đỡ. Trong các trường hợp còn lại quá trình đào hang đòi hỏi phải chống đỡ tạm thời và cuối cùng phải thay chúng bằng kết cấu vĩnh cửu gọi là vỏ hầm.

Trong trường hợp chung nhất vỏ hầm (hình 1.4) gồm có tường bên, vòm đỉnh, vòm ngửa (hoặc lót đáy). Loại vỏ dạng tròn thường áp dụng cho hầm xe điện ngầm; hầm thủy lợi (hình 1.5b). Trong trường hợp này không phân biệt rõ các bộ phận riêng rẽ của kết cấu.



Hình 1.4. Vỏ hầm



Hình 1.5b.

Một vài đốt đầu của vỏ hầm thường nhô ra ngoài tạo nên hình thức kiến trúc riêng gọi là cửa hầm (hình 1.5a).

Các hang ngang và hang nghiêng thường chia làm hai phần: Phần vòm (phần trên) và phần tường (phần dưới).

Mặt đầu của hang, ở đó tiến hành đào hang gọi là gương đào (hình 1.5c).

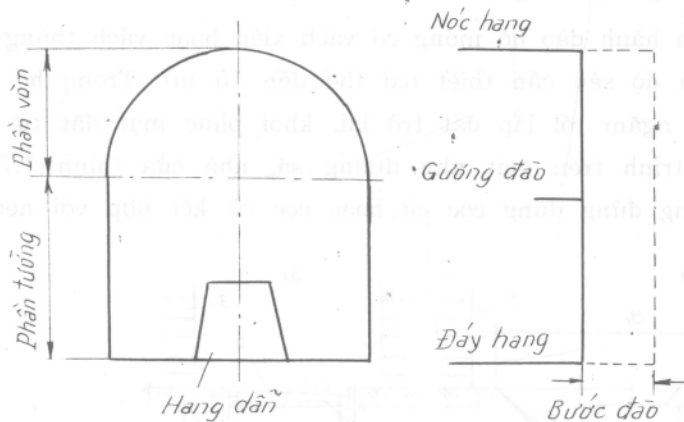
Hang đứng (3) có miệng thông lên mặt đất dùng vào mục đích xây dựng ngầm hoặc thông gió gọi là giếng. Phần trên (2) của giếng nhô lên mặt đất gọi là miệng giếng. Phần dưới có bố trí sân cạnh giếng (4) dùng để nối giếng với các hang ngang (1) và bố trí các thiết bị phụ khác, hồ thu nước (5) ... (hình 1.6).

1.3.2. Khái niệm về các phương pháp thi công hầm

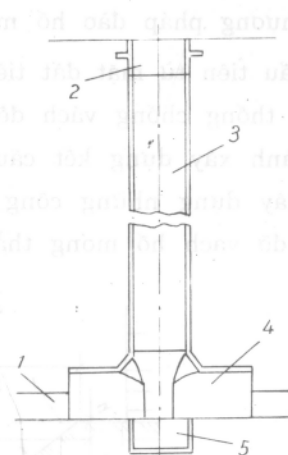
Tùy thuộc vào chiều sâu đặt hầm, để thi công chúng có thể sử dụng phương pháp kín hoặc lộ thiên.

1. Thi công hầm bằng phương pháp lộ thiên

Phương pháp lộ thiên thường áp dụng cho các hầm đất nông. Tùy thuộc vào đặc điểm công trình, những điều kiện địa chất và địa chất thủy văn lại có thể áp dụng phương pháp đào hố móng, phương pháp dùng vòm chống di động, đào hoặc hạ giếng.

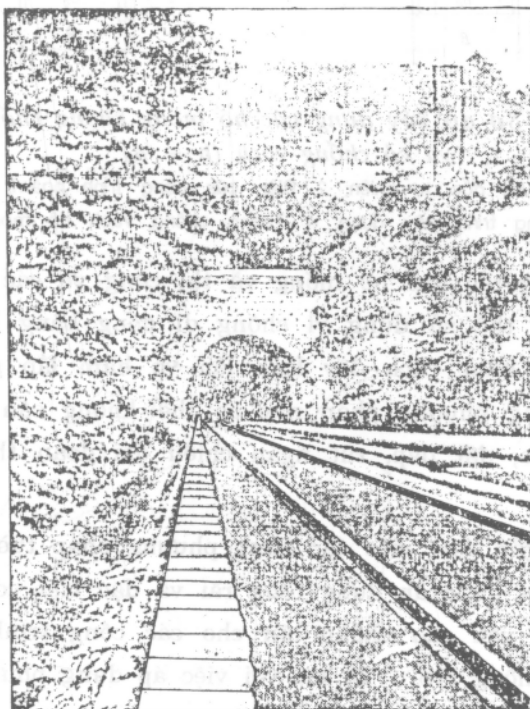


Hình 1.5c



Hình 1.6. Giếng đứng

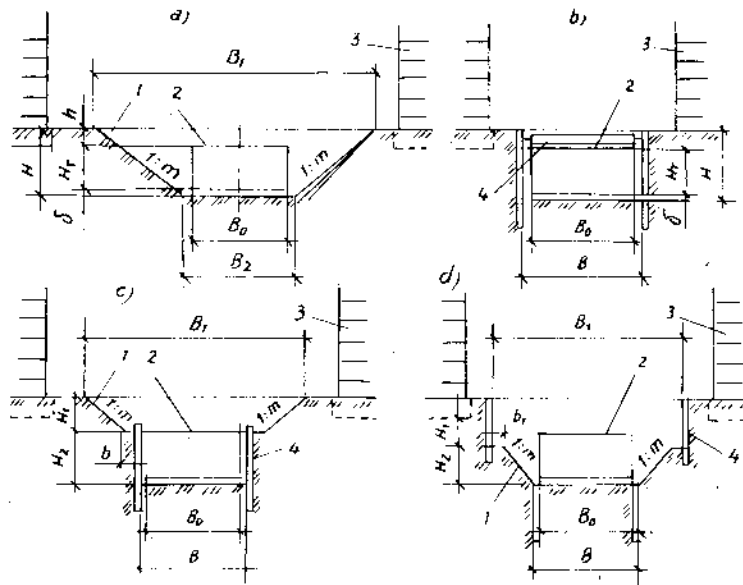
1. Hang nối với giếng;
2. Miệng giếng;
3. Thân giếng ;
4. Sân giếng ;
5. Hồ thu nước



Hình 1.5a.

Phương pháp đào hố móng nội dung của nó như sau :

Đầu tiên từ mặt đất tiến hành đào hố móng có vách xiên hoặc vách thẳng đứng với hệ thống chống vách đến độ sâu cần thiết (có thể đến 15 m). Trong hố móng tiến hành xây dựng kết cấu ngầm rồi lấp đất trở lại, khôi phục mặt đất tự nhiên hoặc xây dựng những công trình trên mặt như đường sá, nhà cửa (hình 1.7). Để chống đỡ vách hố móng thẳng đứng dùng cọc cừ, hoặc cọc cừ kết hợp với neo.



Hình 1.7. Sơ đồ xây dựng các hố móng không chống (a) và có chống vách (b + d)

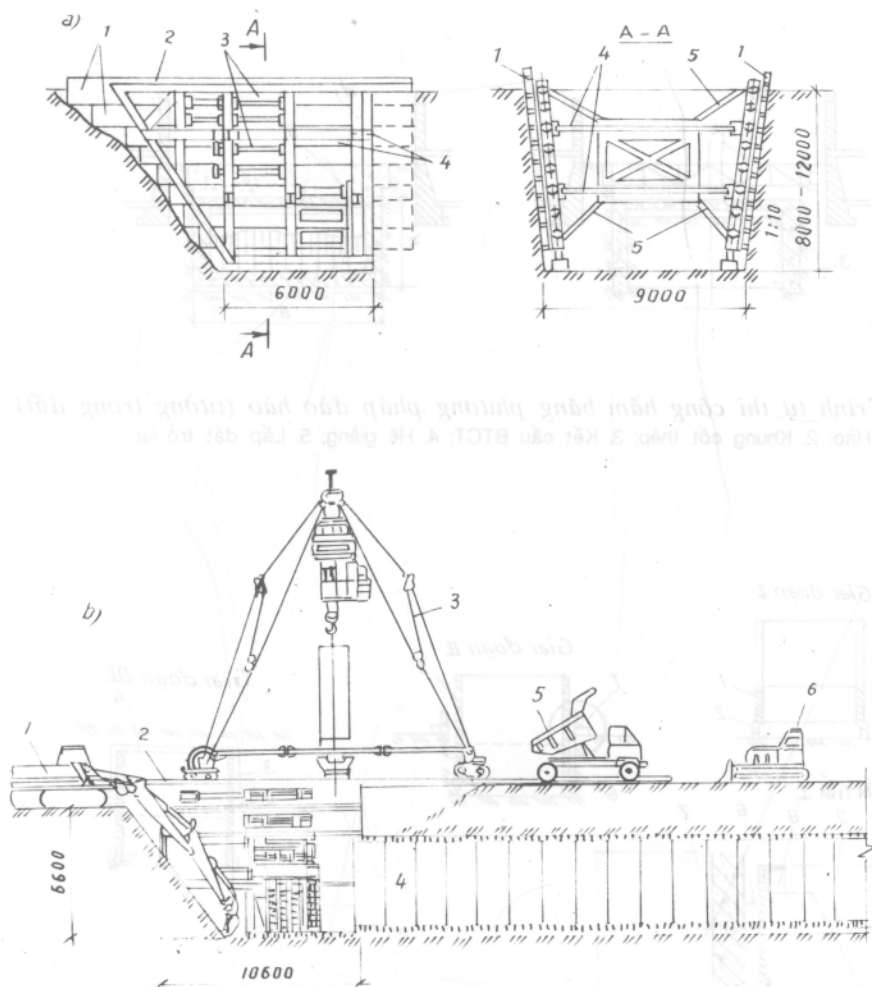
1. Mái dốc tự nhiên; 2. Biên của công trình ngầm;
3. Công trình xây dựng; 4. Tường chống vách hố móng.

Để cơ giới hóa công tác đào hố móng và thi công vỏ các hầm đặt nông trong điều kiện thành phố có thể sử dụng vì chống di động bằng kim loại có tiết diện hở. Vì chống di chuyển bằng cách đẩy kích lên vỏ hầm lắp ghép (hoặc vách hào) phía sau (hình 1.8). Bằng phương pháp này có thể không cần chống, đỡ hố móng; giảm khối lượng đất đào, đất đắp, rút ngắn chiều dài đoạn thi công đến tối thiểu (30 - 40 m)...

Trong những năm gần đây, việc đào bằng phương pháp tường trong đất với việc sử dụng vữa sét đặc biệt được áp dụng rộng rãi và đặc biệt có hiệu quả trong điều kiện thi công chật hẹp, yêu cầu chống lún cho các công trình bên cạnh cao. Quá trình thi công hầm đặt nông (18 - 20 m) với việc áp dụng phương pháp tường trong đất như trên hình 1.9.

Việc xây dựng hầm bằng phương pháp hạ giếng (hoặc hạ đoạn) cũng có thể coi là một dạng của phương pháp lộ thiên. Trong những năm gần đây công nghệ hạ

giếng trong áo sét được sử dụng rộng rãi để xây dựng các công trình ngầm như gara, các buồng để hạ khiên cũng như các công trình ngầm khác có kích thước hạn chế trên mặt bằng và có chiều sâu lớn. Sơ đồ thi công bằng phương pháp hạ giếng như trên hình 1.10. Phương pháp xây dựng hầm bằng giếng chìm hoặc giếng chìm hơi ép cũng là một dạng của phương pháp này.



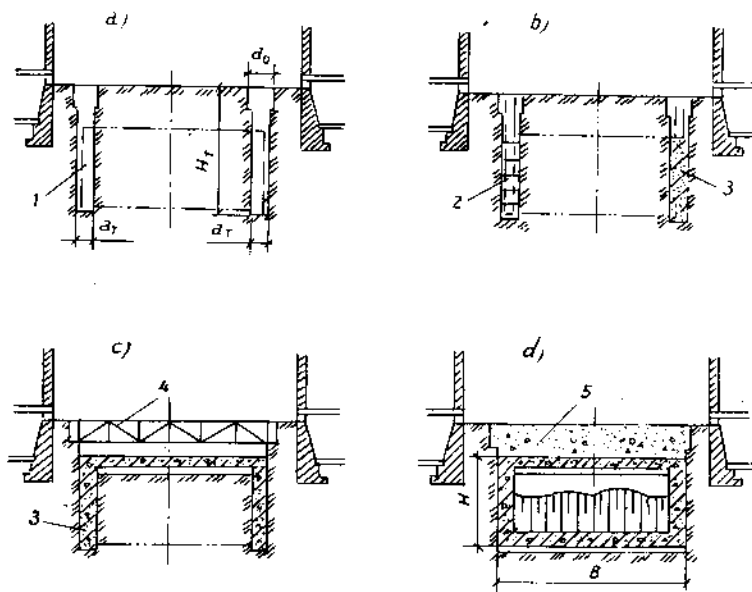
Hình 1.8. Sơ đồ vì chống di động và công nghệ thi công khi sử dụng vì chống di động.

a) Vì chống di động: 1. Khung chống; 2. Thân vì chống;

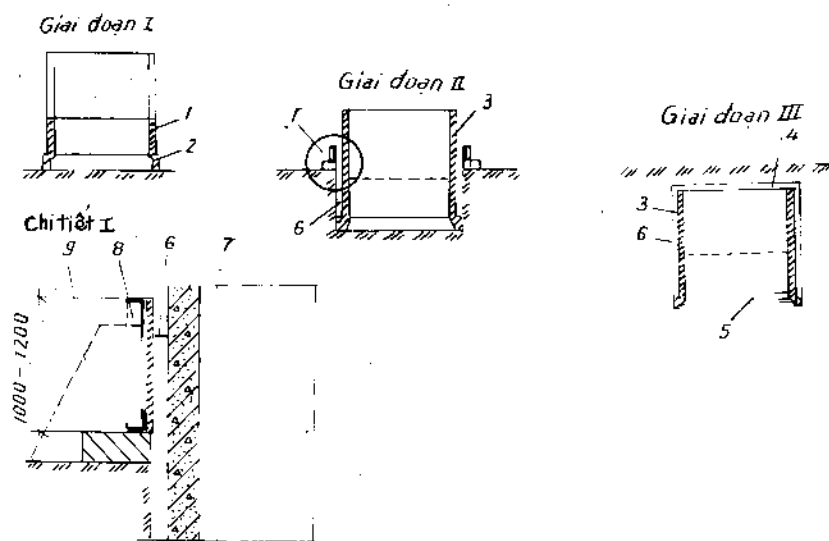
3. Kích thủy lực; 4. Giằng; 5. Chống xiên.

b) Công nghệ thi công: 1. Máy xúc thủy lực; 2. Vì chống di động;

3. Cầu chân dê; 4. Vỏ hầm; 5. Ô tô tự đổ; 6. Ủi



Hình 1.9. Trình tự thi công hầm bằng phương pháp đào hào (tường trong đất)
1 Hào; 2. Khung cốt thép; 3. Kết cấu BTCT; 4. Hệ giằng; 5. Lắp đặt trở lại

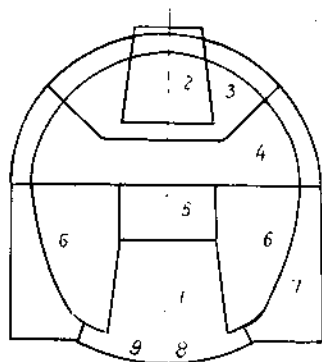


Hình 1.10. Sơ đồ hạ giếng trong áo sét
1. Đốt dầu tiên; 2. Phần luới; 3. Đốt thứ hai; 4. Tấm nóc; 5. Tấm đáy; 6. Áo sét;
7. Vách giếng; 8. Khung định vị; 9. Đất đắp

2. Xây dựng hầm bằng phương pháp đào kín

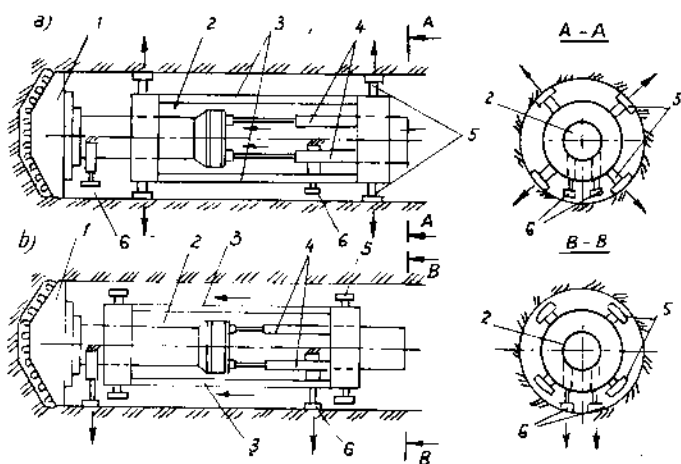
Khi thi công hầm bằng phương pháp đào kín như phương pháp mở, phương pháp khiên đào, phương pháp đẩy ép, hoặc phương pháp sử dụng màn chống bằng ống ... thì việc đào hang không phá hoại khối đất đá bao quanh và mặt đất. Có thể bắt đầu đào từ cửa hoặc giếng tùy thuộc địa hình khu vực xây dựng.

Phương pháp mở (hình 1.11) bao gồm việc đào hang trên toàn tiết diện hoặc từng bộ phận cùng với việc thay thế phần đất đào đi bằng các vữa chống tam. Khi đào toàn tiết diện thì thường xây vỏ hầm bằng bê tông toàn khối đổ tại chỗ và dùng ván khuôn di động. Khi đào hang từng bộ phận thì đầu tiên đào một hang tiết diện nhỏ vượt trước rồi từ đó tiến hành mở rộng dần đến đường biên thiết kế của công trình. Trong trường hợp này công tác đào hang tiến hành song song với việc xây dựng vỏ hầm. Để đảm bảo vỏ hầm tiếp xúc với khối đất đá bao quanh người ta tiến hành ép vữa xi măng vào phía sau vỏ hầm.



Hình 1.11. Thi công hầm bằng phương pháp mở

Để xây dựng hầm trong đá có độ cứng trung bình ngày nay sử dụng rộng rãi các máy đào hầm liên hợp (hoặc tổ hợp đào hầm) thay cho công tác khoan nổ mìn. Sơ đồ thi công theo phương pháp này như sơ đồ hình 1.12. Phương pháp đào hầm bằng máy liên hợp so với khoan nổ mìn có khá nhiều ưu điểm: Trước tiên là tăng tiến độ xây dựng hầm, nếu như tốc độ đào hầm tối đa của phương pháp khoan nổ mìn hiện nay là 100 đến 120 mét/tháng thì phương pháp này đạt 300 - 400 m/tháng hoặc lớn hơn; Giảm giá thành xây dựng (20 - 30%) do giảm lượng đào vượt, giảm chi phí chống đỡ tạm.

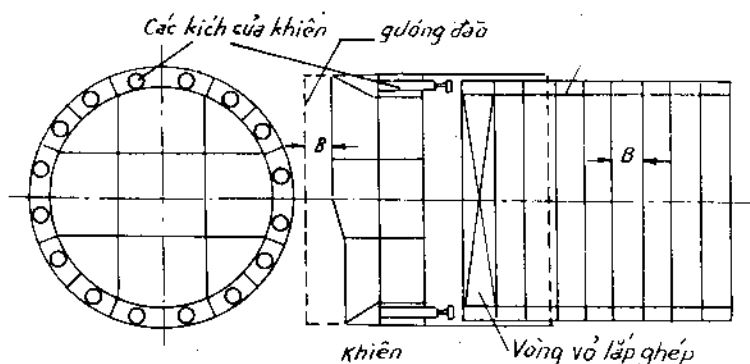


Hình 1.12. Sơ đồ nguyên tắc làm việc của máy đào hầm

- a) Đào đất đá; b) Di chuyển phần thân ngoài: 1 Bộ phận đào; 2 Thân trong; 3 Thân ngoài; 4 Kích chuyển; 5 Thiết bị chống giữ; 6. Phần gối phụ

Khi thi công hầm bằng phương pháp khiên

đào người ta sử dụng một ống thép hình trụ có đường kính lớn hơn đường kính ngoài của vỏ hầm một chút làm vì chống tạm (hình 1.13).



Hình 1.13. Phương pháp khiên đào

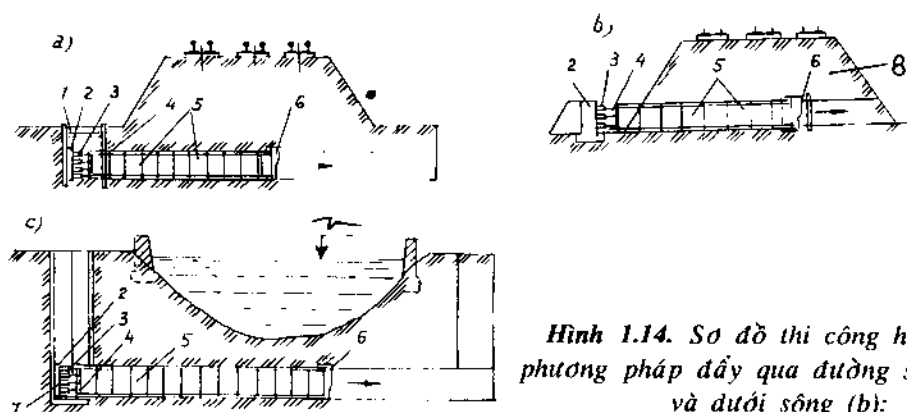
Vỏ hầm trong trường hợp này thường có dạng tròn và từ các mảnh chế sẵn trong nhà máy bằng bê tông cốt thép hoặc bằng gang. Các vòng vỏ được tổ hợp ở phần sau của khiên dưới sự bảo vệ của áo thép gọi là vỏ khiên. Đất đá ở trước khiên được đào đi trong một khoảng bằng bề rộng của vòng vỏ hầm (một dốt). Sau đó khiên di chuyển về phía trước tạo nên một khoảng trống ở phía trước vòng vỏ hầm vừa lấp nhờ các kích thủy lực. Ngày nay trong những điều kiện địa chất phức tạp người ta còn dùng phổ biến vỏ hầm bê tông nén đổ tại chỗ thay cho vỏ hầm lắp ghép. Người ta cũng sử dụng các khiên cơ giới hóa có trang bị ở phần đầu của khiên một bộ phận để đào đất.

Để đào hang trong đất ngầm nước và hầm dưới nước người ta thường dùng khiên kín hoặc khiên thường có sử dụng khí nén. Để ép đuổi nước ngầm ra, ở phần đầu hầm sau các vách ngăn tiến hành ép khí nén với áp lực phù hợp với áp lực nước ngầm. Để đào đất người ta thường dùng các máy thủy lực.

Khi thi công những hầm ô tô, hầm cho người đi bộ... đặt không sâu lắm và ở gần hoặc ở dưới những công trình trên mặt như nhà cửa, đường sắt, đê điều, sông ngòi... nếu sử dụng phương pháp khiên đào hoặc phương pháp mỏ sẽ không tránh khỏi gây lún công trình trên mặt do biến dạng của khối đất đá bao quanh, mặt khác sử dụng những phương pháp đó cho hầm ngắn (100 - 150 m) là không hiệu quả. Trong trường hợp này người ta dùng phương pháp đẩy ép có ưu điểm nổi bật. Sơ đồ công nghệ của phương pháp này như trên hình 1.14.

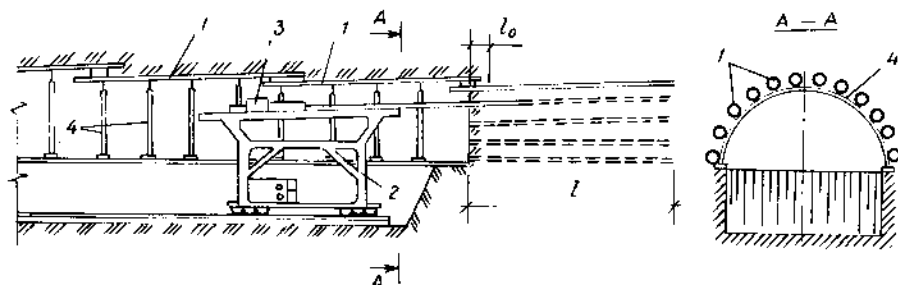
Những năm gần đây trong thực tế xây dựng hầm người ta đã sử dụng cỡ hiệu quả màng chống bằng ống thay cho các vì chống tạm trước đây. Các ống thép hoặc bê tông cốt thép đường kính từ 85 mm - 250 mm dài (30 - 40 m) ghép từ các khâu (2 - 5) m được đẩy ép vào trong đất hoặc luồn vào lỗ khoan bố trí dọc theo chu vi hang tạo nên một màn chống. Dưới sự bảo vệ của màn chống tiến hành công

tác đào đất đá và xây kết cấu ngầm. Đôi khi người ta chỉ đào đất đá dọc theo chu vi hang để xây kết cấu, còn lõi đất ở giữa để lại phá sau. Sơ đồ công nghệ như trên hình 1.15.



Hình 1.14. Sơ đồ thi công hầm bằng phương pháp đẩy qua đường sắt (a - b); và dưới sông (b):

1. Hố thế; 2. Gối kê; 3. Các kích thủy lực; 4. Bộ phân phân bố lực; 5. Đốt vỏ hầm; 6. Phần lưới;
7. Giếng thông; 8. Đất đắp



Hình 1.15. Sơ đồ xây dựng hầm có màng chống bằng ống

1. Màng chống bằng ống; 2. Khung khoan; 3. Búa khoan; 4. Vòm chống

Các phương pháp thi công nói chung, không phụ thuộc vào ý nghĩa của hầm, chúng gần như là chung với tất cả các dạng hầm và được chọn trước tiên phụ thuộc vào điều kiện địa chất công trình và địa chất thủy văn của khối địa tầng mà hầm cắt qua; chiều sâu đặt hầm; chiều dài của nó; kích thước tiết diện ngang cũng như những máy móc thiết bị sẽ áp dụng. Cũng cần nhấn mạnh là thói quen và kinh nghiệm của đội ngũ những người xây dựng hầm cũng ảnh hưởng không nhỏ đến việc chọn phương pháp thi công hầm.

1.4. TÓM TẮT LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN CỦA VIỆC XÂY DỰNG HẦM

Nguồn gốc của việc xây dựng hầm đầu tiên phải kể đến việc tạo nên những hang ngầm từ thời cổ xưa. Từ lâu, trước công nguyên ở Babilon, Ai Cập, Hy Lạp

và La Mã công tác xây dựng ngầm được tiến hành để khai thác khoáng sản, xây các lăng mộ, nhà thờ... sau đó là để cấp nước và giao thông. Đáng kể hơn cả là những hầm do người cổ La Mã xây dựng vào mục đích cấp, thoát nước và giao thông, một số còn giữ nguyên đến ngày nay.

Việc phát triển của xây dựng hầm gắn liền với việc phát triển của công cụ và phương tiện sản xuất. Trình độ của kỹ thuật xây dựng hầm tương ứng với trình độ phát triển của sức sản xuất. Tất cả những hầm cổ đều xây dựng trong đá cứng không cần xây vữa, tuy nhiên hang đã có dạng vòm giống như các hang động tự nhiên. Việc thi công dựa vào sức lao động của nô lệ nhờ các công cụ thô sơ như chèo, xà beng, cũng như phương pháp nhiệt : đầu tiên đốt nóng gương rồi sau làm lạnh bằng nước. Sau khi đế quốc La Mã sụp đổ, xây dựng hầm cũng như các hoạt động khác của loài người đi vào thời kỳ suy thoái kéo dài. Trong thời kỳ này công tác xây dựng hầm chủ yếu giành cho mục đích chiến tranh.

Vào cuối thời kỳ trung cổ do việc mở rộng quan hệ giữa các dân tộc cũng như việc rút ngắn con đường buôn bán người ta đã xây dựng các hầm đường thủy nối các đường giao thông thủy đang ngăn cách nhau bởi các dãy núi bằng việc sử dụng thuốc nổ đen để phá đá. Hầm đường thủy đầu tiên dài gần 160 mét đã xây dựng ở Pháp trên kênh Langedok năm 1679 - 1681.

Việc xuất hiện đường sắt là nguyên nhân thúc đẩy sự nghiệp phát triển hầm sau này. Hầm đường sắt đầu tiên dài 1190 mét đã xây dựng vào 1826 - 1830 trên tuyến đường Livopun - Mancheste ở Anh. Cũng trong thời kỳ này hầm đường sắt được xây dựng ở Pháp và các nước châu Âu khác.

Mặc dầu việc xây dựng hầm đã phát triển nhưng chiều dài những hầm xây dựng bằng khoan tay và thuốc nổ đen đã không vượt quá 3,5 Km. Trình độ kỹ thuật đã hạn chế việc xây dựng các hầm dài.

Việc tìm ra thuốc nổ Pirocxilin (1845) và Dinamit (1866) cùng với việc áp dụng thành công máy khoan đập xoay vào công việc mở đã tạo nên bước ngoặt trong xây dựng hầm và tạo nên khả năng giải quyết những nhiệm vụ khó khăn nhất trong sự nghiệp xây dựng hầm như xây dựng những hầm xuyên dãy Anpe nối Pháp, Ý và Thụy Sĩ.

Vào những năm 1857 - 1871 đã xây dựng hầm Mont - Cenis dài 12850 mét nối Pháp với Ý có độ chênh cao hai cửa là 132,28 mét. Hầm Sin - Goithord dài 14984 mét nối liền Gosehenen (Thụy Sĩ) và Airolo (Ý) được xây dựng vào những năm 1872 - 1882. Trước chiến tranh thế giới lần thứ nhất đã xây dựng tất cả 26 hầm có chiều dài lớn hơn 5 kilomet, trong đó có hầm dài nhất thế giới: hầm Sinplon dài 19780 mét nối Ý và Thụy Sĩ. Đầu tiên là hầm Sinplon I bắt đầu năm 1898 kết thúc năm 1906. Mặc dầu gặp những khó khăn rất lớn như áp lực địa tầng tăng, gặp nguồn nước nóng, nhiệt độ trong hầm cao (55°C) hầm Sinplon II đã xây dựng chỉ đến năm 1921.

Vật liệu chủ yếu để xây dựng vỏ hầm là đá học xây vữa vôi hoặc vữa ximăng. Vào năm 1889 lần đầu tiên sử dụng bê tông làm vỏ hầm. Nhưng cho đến một phần tư cuối của thế kỷ XX bê tông mới trở thành vật liệu chủ yếu trong xây dựng hầm.

Sau chiến tranh thế giới lần thứ nhất nhịp điệu xây dựng hầm giảm bởi vì đến thời kỳ này hầu như mạng lưới đường sắt đã hoàn thiện ở các nước châu Âu. Trong số những hầm xây dựng trong thời kỳ này có hầm Apenhin B trên tuyến Phlorence đi Bolona (1920 - 1931). Đó là một hầm đường sắt tuyến đôi dài nhất thế giới, có một ga ở giữa. Cũng trong thời kỳ này (1927) đã kết thúc việc xây dựng hầm đường thủy Rove dài 7118 mét trên tuyến Marcei đi Ron ở Pháp có tiết diện ngang lớn nhất thế giới 24,5 x 17,1 mét.

Cùng với hầm xuyên núi, hầm dưới nước cũng được xây dựng. Lúc đầu là cho hầm đường sắt và sau chiến tranh thế giới cho hầm trên đường ô tô.

Hầu hết những hầm dưới nước đều được xây dựng bằng phương pháp khiên đào kết hợp với khí nén có vỏ ghép từ các mảnh chế sẵn bằng gang gọi là "vì chu bin".

Khiên hầm được sử dụng lần đầu tiên vào năm 1825, do Brunel đề nghị để xây dựng hầm qua sông Thames (Anh). Tuy nhiên khiên hầm chỉ được thừa nhận sau khi Barlau và Greathead hoàn thiện và cải tiến vào năm 1869. Greathead cũng là người sử dụng thành công khí nén để đào hầm xe điện ngầm ở Luân Đôn vào năm 1886 mặc dầu khí nén đã được sử dụng để đào giếng từ năm 1839 (người sử dụng là Triger).

Chỉ riêng ở Niueoc có 19 hầm lớn dưới nước, trong đó đáng kể nhất là hầm Lincon dưới sông Gudon đào bằng phương pháp khiên đào trong bùn với tốc độ kỷ lục 13,5 mét hầm trong một ngày đêm (đường kính ngoài hầm 9,43 m, chiều dài 2495 m, phần dưới nước 1372 m). Hầm dưới nước dài nhất thế giới trước đây là hầm đường sắt tuyến đơn dưới vịnh Simonosec ở Nhật xây dựng vào những năm 1936 - 1941 dài 6330 m. Hầm dưới nước có tiết diện ngang lớn nhất là hầm Mersey ở Anh xây dựng trong đá bằng bán khiên không sử dụng khí nén (đường kính ngoài 14,1 m, dài 3425 m, phần dưới là 1372 m). Trong những năm gần đây người ta đã thiết kế và xây dựng những hầm dưới nước kỷ lục như hầm qua vịnh Sugar ở Nhật dài 36,2 Km; hầm qua biển Manche nối Anh với Pháp dài gần 40 Km.

Một phương pháp được sử dụng rộng rãi cùng với phương pháp khiên đào để thi công những hầm dưới nước là phương pháp hạ đoạn hầm đúc sẵn từ trên bờ vào hào ở dưới nước, rồi lấp đất trở lại, hoặc những đoạn hầm này được đặt trên trụ ngầm trong nước (hầm cầu). Phương pháp tiến bộ này đã loại trừ việc sử dụng khí nén thường rất hại đến sức khỏe của công nhân, đảm bảo hạ giá thành và rút ngắn thời gian xây dựng công trình. Trong những hầm xây dựng bằng phương pháp này có hầm giao thông sử dụng hỗn hợp dưới sông Maac ở Hà Lan xây dựng vào năm 1938 - 1942 (chiều dài phần dưới nước dài 585 m, mỗi đoạn 24,77 x 9,52 m, dài 61,3 m) và hầm ô tô bốn làn xe dưới eo biển Baltimor (Mỹ) (phần dưới nước dài 1915 m gồm 21 đoạn 21,3 x 10,62 m dài 91,2 m).

Tuyến đường xe điện ngầm ở Luân Đôn vận hành năm 1863 là tuyến xe điện ngầm đầu tiên trên thế giới và nó cũng mở đầu thời kỳ xây dựng các hệ thống xe điện ngầm ở các thành phố lớn trên thế giới. Đến nay thế giới đã đưa vào vận hành trên 100 hệ thống xe điện ngầm ở trên 30 nước, và cũng đang thiết kế và thi công

hơn 30 hệ thống khác, chỉ riêng Liên Xô trước đây có 14 hệ thống xe điện ngầm. Những hệ thống xe điện ngầm có chiều dài và số lượng ga đáng kể như sau :

Nioco (Mỹ)	392,2 Km - 474 ga
Luân Đôn (Anh)	387,9 Km - 247 ga
Pari (Pháp)	294,7 Km - 423 ga
Tôkiô (Nhật)	197,0 Km - 192 ga
Matscova (Nga)	217,0 Km - 134 ga
(Tính đến năm 1988)	

Từ những năm cuối của thế kỷ này hầm thủy lợi được phát triển với quy mô lớn, đặc biệt là hầm thủy điện. Cho đến nay trên thế giới có trên 350 nhà máy thủy điện và thủy tích điện ngầm với công suất trên 40 triệu kilôoat. Những công trình ngầm loại này thường đạt những con số kỷ lục về độ lớn của tiết diện và chiều dài. Ở Liên Xô trước đây các gian máy thường có tiết diện ngang từ 200 đến 500 m², chiều dài từ 40 đến hơn 200 m, chiều cao trên 40 m. Ở Mỹ gian máy Bauderi dài 146 m, rộng 23 m, cao 58 m; gian máy Orovill dài 168 m, rộng 22m, cao 43 m; ở Canada gian máy Portijd Mautin dài 272 m, rộng 20 m, cao 26 m; Gian máy Kemano dài 426 m, rộng 24,8 m, cao 36 m.

Ở nước ta đã xây dựng tất cả 41 hầm đường sắt với tổng chiều dài 11900 mét. Phần lớn những hầm này nằm trên đường sắt thống nhất và phân bố như sau (xem bảng 1).

Địa phận Quảng Bình có 5 hầm tổng chiều dài 693 m, xây dựng vào những năm 1926 - 1927. Địa phận Thừa Thiên có 3 hầm tổng chiều dài 1024 m xây dựng những năm 1926 - 1927. Địa phận Hải Vân có 6 hầm tổng chiều dài 2252 m xây dựng năm 1927 - 1931. Địa phận Bình Định có 2 hầm chiều dài 442 m; địa phận Phú Yên - Khánh Hòa có 11 hầm dài 1690 m. Những hầm này xây dựng trong những năm 1932 - 1936.

Trên các tuyến đường sắt ở phía Bắc có 14 hầm : Tuyến Đồng Mô - Bản Thi có 8 hầm tổng chiều dài 2156 m; tuyến Kép - Thái Nguyên có 4 hầm tổng chiều dài 1583 m, tuyến Kép - Bãi Cháy có 2 hầm. Hầu hết những hầm này xây dựng vào những năm 1967 - 1970.

Những hầm đường sắt ở nước ta kể cả hai thời kỳ xây dựng đều thi công thủ công, chất lượng vật liệu và thi công không cao và sau thời gian dài khai thác không có duy tu bảo dưỡng, sửa chữa theo đúng "quy trình khai thác hầm giao thông" nên chất lượng đến nay còn rất thấp, có nguy cơ ảnh hưởng đến chế độ chạy tàu.

Trong những năm vừa qua với sự giúp đỡ của Liên Xô trước đây trong xây dựng thủy lợi đã xây dựng một tổ hợp ngầm vào loại lớn và phức tạp trên thế giới có tổng chiều dài trên dưới 20 Km với việc sử dụng kỹ thuật tiên tiến. Trong đó gian máy dài 264,4 m, rộng 22 m, cao 57 m. Đó là tổ hợp ngầm của công trình đầu mối thủy lợi Hòa Bình.

Bảng 1. Đặc điểm hầm đường sắt Việt Nam

Tuyến đường	Tên hầm	Lý trình	Chiều dài (m)	Năm xây dựng	Đặc điểm vỏ hầm	Đặc điểm địa tầng
Khổ đường 1000 mm						
Quảng Bình	Mình Cầm	Km 455 + 417	63,87	1926	Vòm BT, tường đá xây	Đá vôi nứt nẻ, f = 3 - 5
	Số 2	Km 455 + 755	244	1926	Không vỏ	Kacster
	Số 3	Km 456 + 149	96	1926	Không vỏ	Đá vôi nguyên khối
	Lệ Sơn I	Km 466 + 091	96,05	1926	Vòm BT, tường xây	Đá vôi ít nứt nẻ (f=4,10)
	Lệ Sơn II	Km 466 + 399	193,37	1927	Có vỏ 1 đoạn	Đá vôi ít nứt nẻ
Thừa Thiên	Đá Bạc	Km 725 + 046	220,85	1927	Vòm BT, tường đá xây	Granit nguyên khối
	Số 7	Km 732 + 815	357,97	1927	Vòm BT, tường đá xây	(f = 2,8-6,5)
	Phú Gia	Km 745 + 690	445	1927	Vòm BT, tường đá xây	-nt-
Đèo Hải Vân	Lăng Cô	Km 757 + 197	168,53	1927-31	Vòm BT, tường đá xây	Granit phong hóa
	Khe Sỏi	Km 757 + 776	124,05	1927-31	Vòm BT, tường đá xây	-nt-
	Hầm Huế	Km 759 + 426	129,11	1927-31	Vòm BT, tường đá xây	-nt-, 5-7 m
	Hải Vân	Km 765 + 783	564,15	1927-31	Vòm BT, tường đá xây	Granit nứt nẻ mạnh
	Nam Chơn	Km 770 + 504	322	1926-31	Vòm BT, tường đá xây	-nt-
	Liên Chiểu	Km 774 + 201	944,52	1927-31	Vòm BT, tường đá xây	Granit, không đồng nhất
Nghĩa Bình	Bình Đê	Km 997 + 900	272,85	1934	Vòm trần F/h	Đá Macma nứt nẻ
	Phù Cù	Km 1026 + 950	169,18	1934	BT toàn khối	Đá Macma nứt nẻ
Phú Khánh	Đèo Cả	Km 1224 + 815	1196,7	1936	Xen kẽ có vỏ và không vỏ	Macma nứt nẻ
	Vùng Rô 4	Km 1227 + 119	370,7	1936	Vòm trần tốt	Macma nứt nẻ
	Vùng Rô 3	Km 1228 + 114	159	1936	Xen kẽ có vỏ và không vỏ	Macma nứt nẻ
	Vùng Rô 2	Km 1228 + 700	249,6	1936	Xen kẽ có vỏ và không vỏ	Macma nứt nẻ
	Vùng Rô 1	Km 1229 + 221	60,48	1936	Xen kẽ có vỏ và không vỏ	Macma nứt nẻ
	Cổ Mã	Km 1234 + 339	407,7	1936	Vòm BT, tường đá xây	Macma nứt nẻ
	Ro Tượng	Km 1290 + 116	218,6	1935	Vòm BT, tường đá xây	Macma nứt nẻ
	Rù Rì	Km 1306 + 175	514,35	1935	Vòm BT, tường đá xây	Macma nứt nẻ
	Sông Cái	Km 1310 + 987	76,2	1935	Vòm BT, tường đá xây	Macma nứt nẻ
	Bãi Giố	Km 1321 + 188	402,74	1936	BT toàn khối	Granit, Macma

Bảng 1 (tiếp theo)

Tuyến đường	Tên hầm	Lý trình	Chiều dài (m)	Năm xây dựng	Đặc điểm vỏ hầm	Đặc điểm địa tầng
Khổ đường 1435 mm						
Kép - Thái Nguyên	Mỏ Trang	Km 26 + 072	514,7	1968-70	BT toàn khối	Sa thạch kẹp
	Quỳnh Lâu	Km 27 + 465	108,7	1968-70	BT toàn khối	điệp thạch
	Bảo Năng	Km 39 + 199	150,8	1968-70	BT toàn khối	-
	Khúc Rổng	Km 42 + 144	366,8	1968-70	BT toàn khối	-
Lạng Sơn	Nhân Thủy	Km 123 + 311	132	1968-70	BT toàn khối	Sa thạch, điệp thạch
	Nà Công	Km 126 + 174	162	1968-70	BT toàn khối	Phong hóa
	Lũng Bon	Km 126 + 383	218	1968-70	BT toàn khối	-
	Nà Tông	Km 127 + 594	112,74	1968-70	BT toàn khối	-
	Nà Luông	Km 129 + 304	85,95	1968-70	BT toàn khối	-
	Bắc Khánh	Km 131 + 441	106,9	1968-70	BT toàn khối	-
	Nà Lưu	Km 132 + 571	74,3	1968-70	BT toàn khối	-
	Bán Thỉ	Km 133 + 459	108	1968-70	BT toàn khối	-

CHƯƠNG II

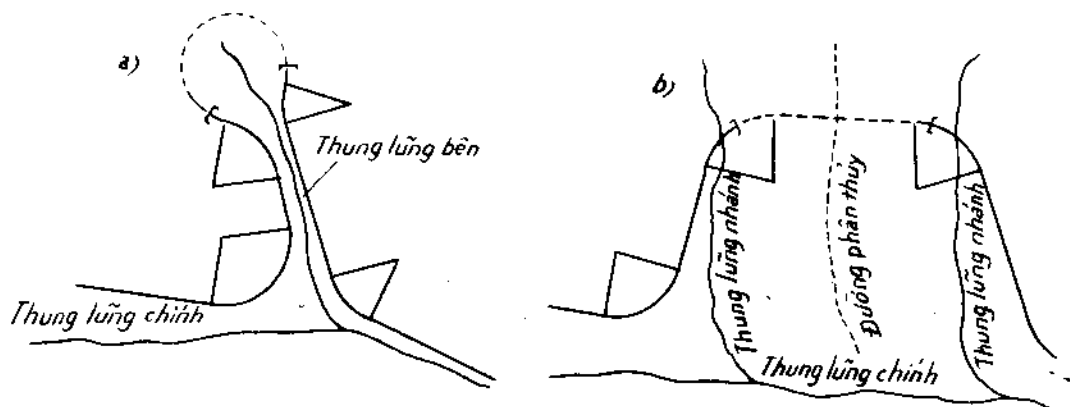
MẶT BẰNG VÀ MẶT CẮT DỌC HẦM GIAO THÔNG

2.1. CÁC YÊU CẦU ĐỐI VỚI MẶT BẰNG VÀ MẶT CẮT DỌC CỦA PHẦN TUYẾN Ở TRONG HẦM

2.1.1. Hàm đường sắt : Hàm là một bộ phận của tuyến đường sắt để mở rộng khả năng vạch tuyến và cải thiện điều kiện khai thác tuyến đường sắt nói chung.

Mặt bằng và mặt cắt dọc của phần tuyến ở trong hầm được thiết kế theo những tiêu chuẩn của tuyến đường lộ thiên có xét đến những đặc điểm khi đi ngầm. Nên bố trí phần tuyến này trên đường thẳng. Tuy nhiên trong khá nhiều trường hợp đặt hầm trên đường cong là không thể tránh khỏi.

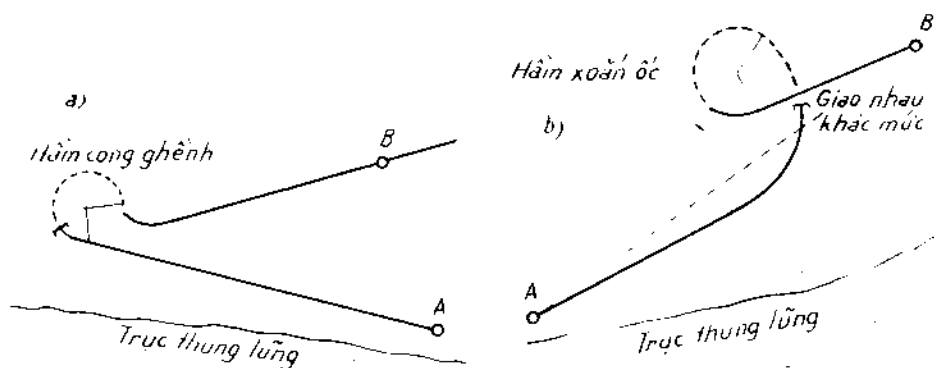
Có thể áp dụng chế độ chạy tàu tăng thêm đầu máy đẩy ở trong hầm, nhất là hầm núi, tương ứng với việc sử dụng độ dốc tối đa có thể khi vạch tuyến: độ dốc không chế i_p hoặc độ dốc có sức kéo tăng cường i_{kp} có giảm đi trị số tương đương với sức cản trên đường cong i_{ek} . Trị số i_{ek} khi vạch tuyến sơ bộ lấy bằng trị số độ dốc tương đương với sức cản trên đường cong, bằng $(0,4 - 0,5)\%$ đối với đồng bằng hoặc đồi núi thấp và bằng $(0,8 - 1,0)\%$ đối với vùng núi và đồi cao.



Hình 2.1. Tuyến đi vòng các thung lũng

Nếu như độ dốc địa hình vượt quá độ dốc tối đa cho phép khi vạch tuyến thì dẫn đến việc phải phát triển (kéo dài) tuyến để khắc phục độ chênh cao giữa điểm đầu và điểm cuối của đoạn tuyến. Trong trường hợp này tuyến đặt trên sườn núi theo một đường cong ghềnh men theo địa hình khu vực. Để phát triển tuyến thuận lợi hơn cả là bám theo các thung lũng nhánh đổ vào thung lũng chính mà tuyến đang men theo. Việc kéo tuyến dọc theo thung lũng nhánh hoặc hai thung lũng nhánh gần nhau (hình 2.1) cho phép sử dụng đường cong ghềnh vượt chênh cao lớn trên một đoạn có chiều dài lớn. Lúc này cần thiết phải xây dựng hầm.

Trường hợp không có thung lũng nhánh hoặc không thuận lợi để triển tuyến thì việc vạch tuyến được thực hiện bằng việc tổ hợp các đường cong bên sườn thung lũng chính kết hợp với đường đào sâu hoặc hầm ở dạng cong ghềnh (hình 2.2a).



Hình 2.2. Hầm cong ghềnh và xoắn ốc

Khi không thể phát triển tuyến theo kiểu đường cong ghềnh do thung lũng hẹp có sườn dốc dựng đứng thì phải sử dụng hầm xoắn ốc để đảm bảo vượt độ cao lớn trong lòng núi với góc xoay 360° (hình 2.2b). Ở chỗ giao nhau khác mức thường xây dựng cầu vượt hoặc khi chiều dày lớp đất trên nóc phần bên dưới lớn có thể làm nền để bố trí phần tuyến bên trên.

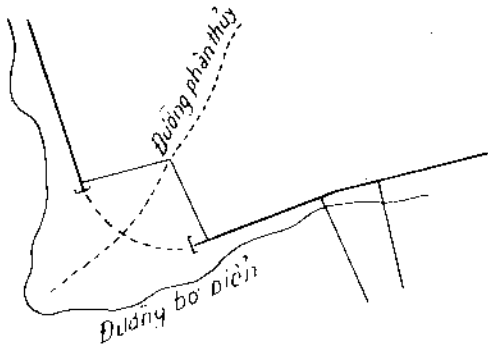
Theo quy phạm bán kính cong trong hầm thường không nhỏ hơn 600 m. Tuy nhiên trong trường hợp hầm cong ghềnh và xoắn ốc yêu cầu đó thường kéo theo việc tăng chiều dài hầm và như vậy giá thành xây dựng cũng tăng.

Khi có luận chứng kinh tế, kỹ thuật phù hợp trị số bán kính nhỏ nhất có thể lấy bằng 400 m, còn trong điều kiện miền núi khó khăn, được sự thỏa thuận của bộ chủ quản có thể lấy 250 m (cho đường loại I và II).

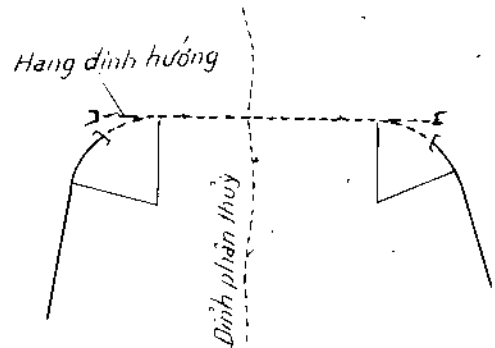
Khi vạch các tuyến đường men theo bờ hồ hoặc bờ biển thường phải xây dựng hầm khi gặp các mũi đất (hình 2.3). Chiều dài của hầm mũi càng lớn khi bán kính cong lớn. Trong trường hợp này cũng nên cố gắng giảm bán kính cong để giảm chi phí đầu tư xây dựng hầm.

Tuy nhiên sử dụng bán kính bé sẽ phải giảm tốc độ chạy tàu trên những đoạn này.

Hầm trên đường cong có những đặc điểm sau : Phải mở rộng khổ hầm trên đường cong, do đó làm tăng khối lượng đào hầm và xây vữa. Làm phức tạp cho công tác đo đạc xác định tuyến; khi bán kính cong bé làm ray mòn nhanh và mòn không đều và làm xấu điều kiện thông gió cho hầm.



Hình 2.3. Hầm mũi

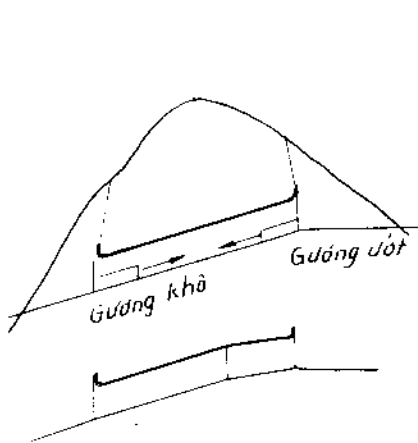


Hình 2.4. Hầm xuyên núi

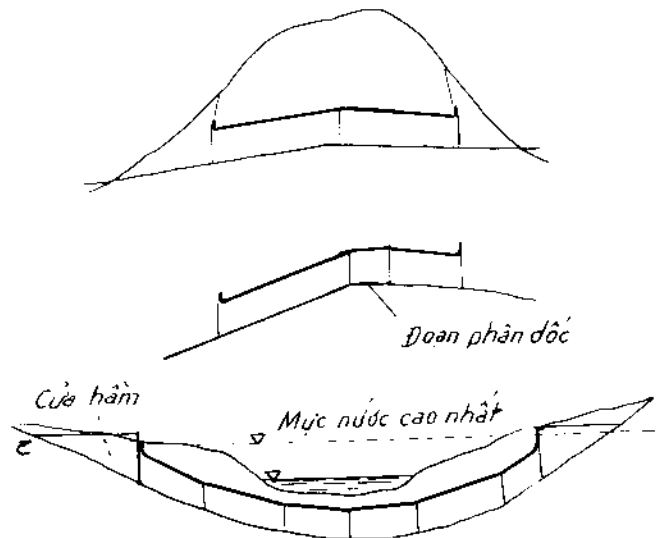
Do những lý do trên những hầm xuyên núi cố gắng bố trí trên đường thẳng. Nếu phải cong thì chỉ nên bố trí đường cong ở hai phần gần cửa (hình 2.4). Trường hợp này để phát huy hết ưu điểm của hầm thẳng trong định tuyến và thông gió người ta làm các hang phụ ở hai bên cửa hầm.

Trong những trường hợp phức tạp, việc phát triển tuyến đôi khi kéo theo việc xây dựng hàng loạt hầm khác nhau.

Trên mặt cắt dọc hầm có thể sử dụng một hoặc hai hướng dốc. Trắc dọc một hướng dốc (hình 2.5) dùng cho những hầm triển tuyến vượt dốc cao (hầm cong ghềnh, xoắn ốc), hầm mũi cũng như những hầm ngắn xuyên núi ; trắc dọc hai hướng dốc (hình 2.6) dùng cho hầm xuyên núi, hầm dưới nước (qua sông, hồ) và trắc dọc của đường xe điện ngầm.



Hình 2.5. Hầm một mái dốc



Hình 2.6. Hầm hai mái dốc

Ưu điểm của hầm có một mái dốc là có độ chênh cao giữa hai cửa, đảm bảo có áp chênh do nhiệt và tạo điều kiện thuận lợi cho việc thông gió tự nhiên kể từ khi đục thông hầm. Nhanh chóng thoát nước ra khỏi hầm do độ dốc lớn. Nhược điểm cơ bản của trắc dọc hầm loại này là gây khó khăn cho việc thoát nước thi công khi thi công theo chiều xuống dốc. Trong trường hợp này nước chảy vào gương làm giảm tốc độ đào hàng một cách đáng kể. Việc có luồng gió tự nhiên xuyên hầm sau khi đục thông cải thiện điều kiện thông gió cho hang nhưng việc luồng gió có tốc độ lớn xuyên hầm cũng có hại đến sức khỏe của công nhân trong thời gian thi công và hành khách khi sử dụng. Ở những nước xứ lạnh luồng gió cũng ảnh hưởng đến độ đông cứng của bê tông.

Vì thế hầm một hướng dốc sử dụng chủ yếu cho những hầm cong vượt dốc còn đối với hầm xuyên núi và hầm mũi chỉ sử dụng khi chúng có chiều dài bé, cho phép thi công từ một cửa thấp.

Hầm hai hướng dốc khắc phục được nhược điểm kể trên (trừ hầm dưới nước việc thông gió và thoát nước nhân tạo là bắt buộc), nhưng việc thông gió tự nhiên sẽ khó khăn vì không có chênh áp lực do nhiệt.

Ở những vùng có điều kiện khí hậu khác nghiệt thì việc xây dựng những hầm một hướng dốc với độ dốc không nhỏ hơn 6‰ để thoát nhanh nước thấm vào có ý nghĩa rất quan trọng.

Theo điều kiện thoát nước ở trong hầm độ dốc không nhỏ hơn 3‰, chỉ trong điều kiện hết sức đặc biệt mới sử dụng $i = 2‰$. Những đoạn nằm ngang kẹp giữa hai hướng dốc của hầm thường dài 200 - 400 m. Để thoát nước cho đoạn này phải làm rãnh có chiều sâu thay đổi. Hợp lý hơn cả là thay chúng bằng đoạn có hai hướng dốc với độ dốc tối thiểu bằng 3‰.

Độ dốc tối đa cho phép trong hầm nhỏ hơn độ dốc tối đa của phần tuyến lộ thiên có nghĩa là trong hầm cần triết giảm độ dốc vì trong hầm hệ số bám giảm do ẩm ướt, do có lực cản không khí lớn hơn ở ngoài khi đoàn tàu chuyển động do hiệu ứng piston.

Sức cản của không khí phụ thuộc vào rất nhiều nhân tố (tốc độ chạy tàu, mức độ choán kín tiết diện hầm của đoàn tàu trong hầm, sức cản của vỏ hầm đối với không khí...) và thường từ 0,2 - 1 Kg/Tấn. (Trị số lớn cho hầm tuyến đơn trị số nhỏ cho hầm tuyến đôi). Khi hầm dài trị số này càng lớn.

Bằng cách so sánh sức kéo với lực bám ở đoạn ngoài hầm và đoạn trong hầm có thể xác định được độ dốc tối đa cho phép trong hầm trên đường thẳng.

Độ dốc tối đa cho phép trong hầm trên đường cong thực tế xác định bằng công thức:

$$i_h = m_i p - i_{ek} \quad (2.1)$$

Ở đây: i_h là độ dốc trong hầm;

i_p là độ dốc khống chế của tuyến đường;

i_{ek} là độ dốc tương đương với sức cản trên đường cong;

m là hệ số triết giảm độ dốc trong hầm lấy theo bảng 1.

Theo quy phạm trị số này đã có xét đến ảnh hưởng của sức cản không khí đoàn tàu phải chịu trong hầm.

Bảng 2.1. Hệ số m để xác định độ dốc tối đa trong hầm

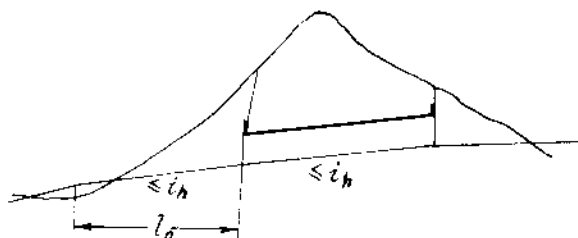
Chiều dài hầm (Km)	m
$\leq 0,3$	1,0
Từ $0,3 \div 10$	0,9
Từ $10 \div 3,0$	0,85
$> 3,0$ (phụ thuộc vào chiều dài hầm)	$0,8 \div 0,75$

Việc triết giảm độ dốc tiến hành không chỉ ở trong hầm mà áp dụng cho cả đoạn lên dốc ngoài của với chiều dài bằng chiều dài hoãn hòa ở những chỗ thay đổi của tuyến để giảm sức cản cho đoàn tàu trước khi vào hầm theo chiều lên dốc (hình 2.7).

Chiều dài hoãn hòa l_n lấy tùy thuộc vào độ dốc khống chế cho tuyến loại I và loại II bằng 1250 m, 1050 m hoặc 850 m.

2.1.2. Hầm đường bộ: Mặt bằng và mặt cắt dọc của hầm trên đường ô tô cần thỏa mãn các yêu cầu của quy phạm cho tuyến lộ thiên và có một số điểm bổ sung dưới đây:

Khi thiết kế hầm trên đường ô tô cố gắng bố trí chúng trên đường thẳng. Những hầm trên đường cong là không tránh khỏi khi triển tuyến, có những nhược điểm sau: cần phải mở rộng phần xe chạy (mặt đường) với tầm nhìn xác định để đảm bảo thông xe an toàn; gây khó khăn cho công tác cấm tuyến khi xây dựng; làm giảm tầm nhìn – một nhân tố có ý nghĩa rất lớn đối với loại chuyển động không ray ở trong hầm, đặc biệt khi gặp những dòng xe liên tục.



Hình 2.7. Triết giảm độ dốc vào hầm

Vì vậy bán kính cong tối thiểu cho phép trong hầm trên đường ô tô là 250 m để đảm bảo xe chạy êm thuận với tốc độ tính toán. Trong những điều kiện hết sức khó khăn về địa hình hoặc trong điều kiện thành phố bán kính này có thể giảm xuống 100 m nhưng phải có luận chứng xác đáng.

Mặt cắt dọc hầm nên thiết kế có chênh cao giữa hai cửa để cải thiện luồng gió tự nhiên. Khi hầm núi dài < 300 m thường bắt buộc dùng mặt cắt dọc có một hướng dốc để tạo điều kiện cho việc thông gió tự nhiên.

Khi chiều dài hầm lớn hơn việc chọn đặc điểm của mặt cắt dọc tiến hành trên cơ sở so sánh kinh tế kỹ thuật các phương án.

Những hầm triển tuyến để vượt chên cao lớn thường có mặt cắt dọc một hướng dốc.

Hầm có hai hướng dốc muốn thông gió tự nhiên phải có giếng nhưng lại thuận lợi hơn trong khai thác, và không đòi hỏi thoát nước nhân tạo khi thi công.

Hầm thành phố và hầm dưới nước sử dụng mặt cắt dọc hai hướng dốc gần như là bắt buộc.

Theo điều kiện thoát nước độ dốc dọc trong hầm lấy không nhỏ hơn 4‰.

Ở những đoạn phân dốc của mặt cắt dọc có chiều dài $250 \div 500$ m thường làm dạng hai mái dốc với độ dốc 3‰ từ giữa ra hai cửa.

Đối với hầm trên đường ô tô nếu có thông gió tốt, chế độ nhiệt điều hòa, không có lún, mặt đường hoàn thiện thì điều kiện khai thác sẽ tốt hơn phần lộ thiên của tuyến. Hệ số bám (trừ hai đoạn mới vào khoảng $75 \div 125$ m) đạt tới $0,4 \div 0,5$. Sức cản không khí lên ô tô không lớn. Vì thế theo điều kiện sức bám thì độ dốc trong hầm không hạn chế. Trong những hầm có chiều dài lớn hơn 300 m thì độ dốc trong hầm không nên lớn hơn 40‰ bởi vì tăng độ dốc thì ô tô sẽ thải ra nhiều khí đốt có chứa CO và do đó làm tăng khối lượng gió cần thiết.

2.2. XÁC ĐỊNH CAO ĐỘ VÀ VỊ TRÍ CỦA HẦM

Khi vượt chướng ngại cao thì việc xác định cao độ hầm có ý nghĩa đáng kể? Hầm cắt đỉnh phân thủy ở chân núi gọi là hầm đáy, cắt ở trên đỉnh núi gọi là hầm đỉnh.

Việc quyết định cao độ hầm phụ thuộc vào một loạt nhân tố và phải cân nhắc một cách thận trọng.

Có ý nghĩa hơn cả để giải quyết việc này, là yếu tố địa hình khu vực, trước tiên là địa hình của khối núi mà hầm xuyên qua.

Đa số trường hợp thì càng lên cao độ dốc sườn núi càng lớn. Do đó ở dưới chân núi khi nâng cao độ hầm không lớn nhưng chiều dài hầm có thể rút ngắn khá nhiều còn ở phần giữa của núi thì điều này thể hiện không rõ rệt. Trong khi đó thì việc lên cao, độ dốc sườn núi càng lớn gây khó khăn cho việc vạch tuyến và xây dựng những đường dẫn vào hầm và chiều dài đường dẫn cũng tăng một cách đáng kể. Đặc biệt có ý nghĩa là chiều dài đường dẫn ở những vùng có khí hậu khắc nghiệt, đôi khi lại phải có những giải pháp phụ để bảo vệ đường dẫn. Khi đánh giá các yếu tố khí hậu, thủy văn thì tốc độ, độ ẩm, hướng của gió chính có ý nghĩa rất lớn trong việc thông gió tự nhiên cho hầm.

Tuy nhiên các yếu tố địa chất, địa chất thủy văn có ý nghĩa quyết định, đó là độ ổn định của sườn dốc, các hiện tượng trượt, casto, hiện tượng đất phủ ...

Khi xuất hiện các hiện tượng trên đòi hỏi phải có giải pháp đặc biệt để bảo vệ tuyến. Trong nhiều trường hợp giá thành của những giải pháp này rất đắt. Ngoài ra còn phải xem xét cả hiện tượng sồi mòn đường. Hiện tượng này càng tăng khi đưa tuyến lên cao.

Loại giao thông cũng ảnh hưởng đến việc quyết định cao độ hầm. Ảnh hưởng này thường thể hiện ở độ dốc và bán kính cong cho phép đối với từng loại giao thông. Như vậy cao độ hầm trên đường ô tô có thể cao hơn so với hầm đường sắt, còn đối với hầm đường sắt thì dùng đầu máy điện hầm có thể cao hơn đầu máy nhiệt.

Việc chọn cao độ hầm phải tiến hành so sánh kinh tế một số phương án hợp lý về kỹ thuật để quyết định.

Việc so sánh bao gồm cả đường dẫn và hầm giữa hai điểm khống chế A, B. Ngoài phạm vi này tuyến đường là giống nhau. Mặc dầu phương án hầm đỉnh có chiều dài đường dẫn lớn hơn nhưng giá thành xây dựng C_2 vẫn thường nhỏ hơn giá thành xây dựng phương án hầm đáy C_1 nhưng chi phí khai thác hàng năm E_2 lại lớn hơn E_1 do đường dẫn dài và dốc lớn (hình 2.8). Nếu như lấy tiết kiệm chi phí vận doanh hàng năm để bù lại sự vượt vế chi phí xây dựng của phương án hầm đáy thì thời gian hoàn vốn sẽ là:

$$n = \frac{C_1 - C_2}{E_2 - E_1}$$

Nếu như thời gian hoàn vốn $n = (10 - 15)$ năm thì giải pháp hầm đáy là hợp lý.

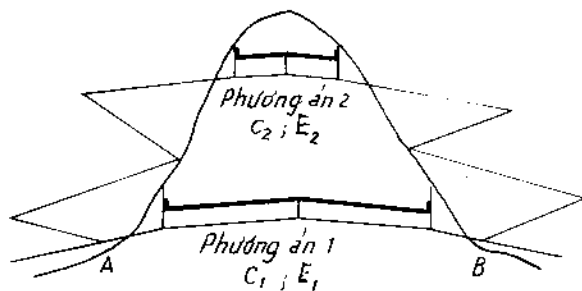
Tuy nhiên trong thực tế nhiều trường hợp $n > (10 - 15)$ năm người ta vẫn chọn phương án hầm đáy vì nó là phương án tiến bộ phù hợp với sự phát triển của tương lai.

Sau khi đã quyết định chiều cao đặt hầm thì chiều dài hầm được xác định bởi các vị trí cửa.

Vị trí của hầm được xác định từ những thông số về kết cấu và kinh tế, có xét đến những điều kiện cụ thể của khu vực đặt cửa.

Việc tăng chiều sâu đường đào trước cửa hầm sẽ làm tăng giá thành của cửa hầm, bạt dốc đỉnh hầm và gia cố chúng. Bạt dốc đỉnh hầm cao cũng thường phá hoại sự ổn định của đá ở phần gần cửa và đòi hỏi tiến hành khối lượng khá lớn công tác đất đá ở trên cao. Điều đó làm xấu điều kiện cơ giới hóa công tác này.

Ngoài ra, chiều sâu đường đào lại bị hạn chế bởi chính tính chất của đá mà đường đào xây dựng trong chúng. Trong điều kiện bất lợi việc tạo nên đường đào



Hình 2.8. Xác định độ cao đặt hầm

sâu thường liên quan đến các hiện tượng trượt và sụt lở. Xét về mặt đảm bảo chạy tàu (thông xe) an toàn thì đó là những nhân tố bất lợi.

Kinh nghiệm thiết kế chỉ ra rằng trong đá sét chiều sâu đường đào trước cửa không vượt quá 12 - 15 m. Trong đá cứng có thể đạt tới 20 - 25 m tuy nhiên người ta thường lấy những trị số nhỏ hơn nhiều. Điều đó được giải thích là khi mái dốc trước cửa lớn thì việc giảm bớt chiều sâu đường đào trước cửa sẽ giảm đáng kể khối lượng công tác đất, còn hầm dài ra không đáng bao nhiêu.

Chiều sâu tối thiểu của đường đào trước cửa trong đá cứng quyết định sao cho bên trên vòng vỏ hầm đầu tiên có lớp đá dày (thường 2 - 3 m) để đảm bảo thi công bằng phương pháp kín với sơ đồ công nghệ thống nhất cho toàn hầm.

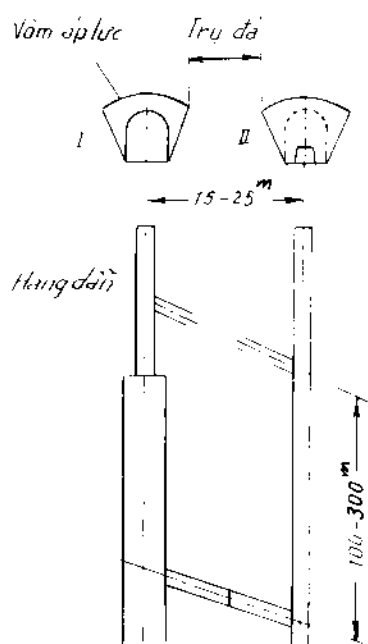
2.3. SO SÁNH HẦM ĐÔI VỚI HAI HẦM ĐƠN

Khi thiết kế hầm xuyên núi có chiều dài lớn thường tiến hành so sánh hai phương án : một hầm tuyến đôi hay hai hầm tuyến đơn.

Việc xây dựng hai hầm tuyến đơn thay cho một hầm tuyến đôi có những ưu điểm sau : khi khoảng cách giữa chúng đầy đủ (thường 15 - 25 m) thì trị số áp lực địa tầng sẽ được xác định tùy thuộc vào nhịp của từng hang riêng rẽ, có nghĩa là chỉ bằng một nửa áp lực tác dụng lên hầm tuyến đôi, do đó vỏ hầm và vì chống tạm có kết cấu giảm nhẹ hơn. Với những điều kiện thuận lợi có thể thông gió tự nhiên cho hầm do hiệu ứng pistông của đoàn tàu chuyển động trong hầm; chi phí đầu tư ban đầu để thông xe tuyến đường có thể giảm một cách đáng kể vì trong giai đoạn đầu chỉ cần xây dựng một hầm tuyến đơn còn hầm thứ hai sẽ xây dựng khi nào nhu cầu vận chuyển tăng lên đến mức cần thiết.

Khi xây dựng hầm thứ nhất có chiều dài lớn bằng biện pháp mở hang theo từng mảnh (xem hình 2.9) thì việc xây dựng dọc theo tim hầm thứ hai một hang dẫn là hợp lý. Hang dẫn này nối với hầm chính bằng các hang nhánh cách nhau 100 + 300 m.

Hang dẫn phụ dùng để vận chuyển, thải đá, bố trí các đường ống kỹ thuật, cấp điện và các thiết bị phụ khác, thoát nước và thông gió ... Cùng với những thuận lợi trong thi công và khí thông



Hình 2.9. Hầm đơn trên tuyến đôi

gió cho hầm chính, việc có hang phụ còn nâng cao mức độ an toàn cho công tác ngầm bởi vì trong trường hợp xảy ra sụt lở cũng như ngập hầm công nhân có thể chuyển sang những vị trí an toàn trong hang phụ. Để ngăn cho khỏi ngập hang phụ có thể làm các vách chắn có cửa.

Hệ thống theo kiểu này trong thực tế đã sử dụng khi thi công hầm Xiplon ở Ý.

Tuy nhiên khối lượng công việc và giá thành chung khi xây dựng cả hai hầm đơn thường tăng khoảng 30%. Việc thông gió nhân tạo trong thời kỳ khai thác sẽ khó khăn hơn do sức cản không khí tăng, khi bán kính thủy lực giảm và giảm khả năng cơ giới hóa do tiết diện nhỏ.

Quy phạm kiến nghị trong trường hợp nếu như đường sắt cấp I với sức kéo điện trong vòng 10 ÷ 15 năm sau cần phải xây dựng hầm thứ hai thì hợp lý hơn cả là phải so sánh phương án. Khi sức kéo nhiệt, hầm dài hơn 300 m thì sử dụng các hầm đơn sẽ cải thiện sự thông gió tự nhiên cho hầm do hiệu quả pistông.

Việc so sánh kinh tế có thể tiến hành theo phương pháp sau:

Nếu ta ký hiệu

K_1 - là giá thành xây dựng hầm đơn thứ nhất;

K_1 - là giá thành xây dựng hầm đơn thứ hai sau t năm;

K_2 - là giá thành xây dựng hầm đôi;

$E = \frac{1}{n}$ là hệ số hiệu quả đầu tư;

n - là thời gian hoàn vốn tiêu chuẩn.

Rõ ràng là $K_1 < K_1$ bởi vì khi xây dựng hầm thứ hai địa điểm đã được chuẩn bị, mặt bằng xây dựng, đường xá, mỏ vật liệu và hang dẫn đều đã có...

Nếu xét đến việc sử dụng vốn đầu tư để xây dựng hầm thứ hai vào nền kinh tế quốc dân thì giá thành xây dựng hai hầm đơn sẽ là:

$$K_1 + \frac{K_1}{(1 + E)^t} \quad (2.3)$$

So sánh với giá thành xây dựng hầm đôi K_2 thì sẽ nhận được sự hợp lý của từng phương án.

Hầm trên đường ô tô thường thiết kế cho hai làn xe. Nếu như trên đường ô tô loại I số dài xe chạy vượt quá hai thì sẽ xây dựng hai hầm mỗi hầm hai làn xe, riêng rẽ cho mỗi chiều xe chạy.

Chỉ trong điều kiện địa hình khó khăn để xây dựng đường dẫn vào hầm mới cho phép xây dựng một hầm cho 4 làn xe, mặc dầu phải mở rộng khổ hầm nhưng bắt buộc phải xây dựng dải phân cách rộng 1,2 m giữa các làn xe chuyển động ngược chiều.

CHƯƠNG III

NGHIÊN CỨU ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH TUYẾN HẦM

3.1. NHIỆM VỤ VÀ PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

Khác với công trình xây dựng trên mặt đất, hầm nằm trong lòng đất và những điều kiện tự nhiên của khối địa tầng có ảnh hưởng đáng kể đến việc xác định kết cấu, thời hạn, giá thành xây dựng, đến việc quyết định lựa chọn máy móc thiết bị (phương tiện) và phương pháp thi công. Từ đó thấy được mức độ phức tạp của công tác thăm dò, điều tra, nghiên cứu địa chất công trình trong thiết kế và xây dựng hầm.

Để nghiên cứu đầy đủ khối địa tầng những nghiên cứu địa chất công trình cần bao quát những nội dung sau:

1. Xác định độ ổn định của khối địa tầng mà hầm cắt qua;
2. Phân tích các tính chất cơ lý của đất đá bao quanh hầm;
3. Đặc điểm của nước ngầm trong vùng xây dựng hầm;
4. Đặc điểm của khí ngầm;
5. Xác định nhiệt độ trong hầm;
6. Đặc điểm của áp lực địa tầng.

Việc nghiên cứu tỉ mỉ tất cả những tài liệu về địa chất khu vực, những số liệu đã nghiên cứu trước đây là việc làm hết sức cần thiết và có ích cho việc nghiên cứu tuyến hầm. Càng nghiên cứu kỹ các vấn đề địa chất khu vực, những kết luận của những nghiên cứu sau này càng chính xác hơn.

Từ các số liệu nghiên cứu sơ bộ để có khái niệm chung về cấu tạo địa chất khu vực, đề xuất chương trình và phương pháp nghiên cứu tỉ mỉ tiếp theo.

Việc khảo sát địa chất chung thường không đủ để giải quyết vấn đề chọn tuyến hầm hợp lý. Ở đây đòi hỏi những số liệu tỉ mỉ và chính xác về độ sâu của thể nằm, chiều dày và tính chất của các lớp địa tầng. Để có được những số liệu này phải nghiên cứu sâu vào trong lòng khối địa tầng.

Trong xây dựng hầm thường áp dụng các phương pháp nghiên cứu địa chất sau:

- Hố đào: một trong những phương pháp cổ điển và đơn giản để nghiên cứu địa chất công trình. Ưu điểm của phương pháp này là thấy được trực tiếp loại đá đào qua và thể nằm của nó. Nhược điểm là chiều sâu hố đào hạn chế (vài chục mét) do đó nó chỉ bao quát được các lớp đất đá bên trên.

- Đào giếng khảo sát là các bước phát triển tiếp theo của phương pháp hố đào. Giếng có chiều sâu lớn (có khi hàng trăm mét), phương pháp này cho những số liệu tin cậy và cụ thể nhưng đòi hỏi nhiều thời gian và chi phí khá đắt.

- Đào hang khảo sát thường áp dụng khi hầm đặt trên sườn núi, tuy nhiên trong trường hợp này hang thường đặt chéo với trục hầm một góc. Bằng phương pháp này cũng đạt được những số liệu tin cậy nhưng đào hang cũng đòi hỏi chi phí lớn. Trong một số trường hợp hang đặt dọc tuyến hầm và sử dụng làm hang dẫn sau này.

- Khoan, chủ yếu là dùng máy, là phương pháp phổ biến nhanh và kinh tế, có khả năng xâm nhập sâu vào khối địa tầng ở chiều sâu lớn. Đường kính lỗ khoan không nhỏ hơn 7,5 cm. Có thể dùng các loại đường kính sau đây:

+ Khi sâu từ 100 ÷ 150 m d = 10 ÷ 15 cm

+ Khi sâu từ 150 ÷ 200 d = 20 ÷ 25 cm

+ Khi sâu từ 200 ÷ 400 m d = 25 ÷ 30 cm

Khoan cho kết quả kém chính xác hơn so với hang khảo sát nhưng cũng cho phép nhận được kết quả gần với thực tế.

Ngoài những phương pháp nêu trên trong những năm gần đây còn sử dụng các phương pháp địa vật lý, các phương pháp siêu âm, carôta, ... Tuy nhiên các phương pháp này cũng thường phải dùng hỗn hợp với các phương pháp khác. Đối với những hầm nằm rất sâu (lớn hơn 600 m) các phương pháp xâm nhập trực tiếp hoặc là không thể được, hoặc là cực kỳ khó khăn đòi hỏi chi phí quá tốn kém thì các phương pháp địa vật lý trở thành phương pháp gần như là duy nhất cho ta những số liệu bổ sung vào các tài liệu nghiên cứu khác để dự báo địa chất công trình.

Việc chọn phương pháp nghiên cứu và khối lượng công tác chủ yếu phụ thuộc vào chiều sâu đặt hầm và chiều dài của nó. Ngoài ra mức độ xâm nhập của khu vực, ý nghĩa của hầm và giai đoạn thiết kế cũng có ý nghĩa quan trọng.

Trong bảng 3.1 liệt kê những số liệu về các phương pháp nghiên cứu địa chất công trình áp dụng phụ thuộc vào chiều sâu đặt hầm.

Bảng 3.1. Các phương pháp nghiên cứu địa chất công trình phụ thuộc vào chiều sâu đặt hầm

Chiều sâu đặt hầm	Phương pháp nghiên cứu địa chất công trình
Hầm đặt nông ≤ 75 m	Đào hố, giếng và hang, khoan lỗ thăm dò
Hầm đặt sâu trung bình từ 75 ÷ 300 m	Đào giếng, hang, khoan thăm dò, địa vật lý
Hầm đặt sâu từ 300 ÷ 600 m	Đào hang, khoan thăm dò và địa vật lý
Hầm đặt rất sâu > 600 m	Đào hang và địa vật lý

Cần phải nêu thêm là đối với đoạn gần cửa, đoạn hầm có chiều sâu không lớn người ta áp dụng phương pháp đã nêu cho hầm đặt nông.

Khối lượng nghiên cứu địa chất công trình như: số lượng hang khảo sát và lỗ khoan, quy mô của công tác thăm dò địa vật lý được xác định phụ thuộc vào chiều dài hầm.

Khả năng đưa các thiết bị để đào hang khảo sát hoặc khoan, phụ thuộc vào điều kiện địa chất của khu vực.

Một loạt các vấn đề cần phải đưa vào chương trình của công tác khảo sát thăm dò cũng phụ thuộc vào ý nghĩa của công trình hầm. Ví dụ như các hầm thủy lợi thì các tính chất đàn hồi của địa tầng có tác dụng rất lớn đến sự làm việc tĩnh của vỏ.

Mỗi giai đoạn thiết kế đòi hỏi mức độ chính xác và chi tiết của các số liệu nghiên cứu địa chất công trình khác nhau. Đối với thiết kế sơ bộ, các số liệu khảo sát địa chất ở mức lập bản đồ địa chất và các mặt cắt có chỉ dẫn đánh giá chung khu vực là đủ. Để lập nhiệm vụ thiết kế cần phải có mặt cắt dọc, mặt cắt ngang địa chất với các đặc trưng cơ địa của đá nơi hầm cắt qua. Các nghiên cứu địa chất và địa chất thủy văn ở đây cần cung cấp những tư liệu để xác định được giá thành công trình. Thiết kế kỹ thuật đòi hỏi các số liệu để tính toán độ bền của vỏ. Ở đây cần phải có đặc trưng tỷ mỉ của các tính chất cơ lý của đá, của những điều kiện địa chất thủy văn.

Để lập bản vẽ thi công cần phải có những kết quả nghiên cứu đã nhận được khi đào hang dẫn định hướng. Các số liệu phải chi tiết dựa trên nghiên cứu đá trực tiếp ở trong hang và trên cơ sở nghiên cứu thực nghiệm về các đặc trưng thực tế của nó. Trên cơ sở đó lập các mặt cắt địa chất bổ sung chính xác lần cuối phương pháp đào và loại vỏ hầm.

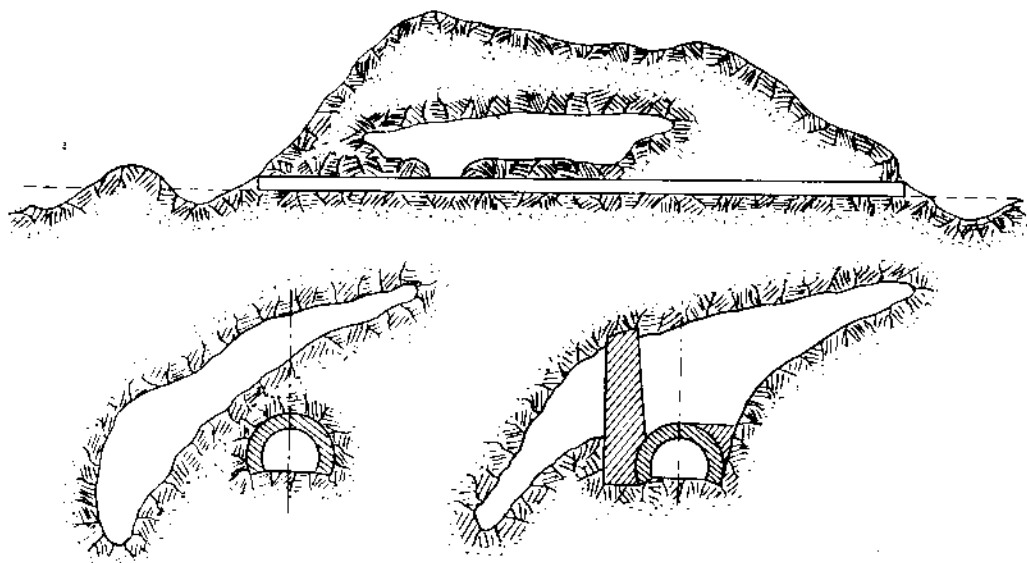
3.2. SỰ ỔN ĐỊNH CỦA KHỐI ĐỊA TẦNG

Trong thực tế cũng đã có không ít trường hợp khi khối địa tầng trong đó có đặt hầm bị sụt, trượt gây nên biến dạng thậm trí có khi phá hoại công trình. Những hiện tượng đó là đặc trưng chủ yếu của những sườn núi; điều này phải hết sức quan tâm khi nghiên cứu tuyến hầm. Những yếu tố: địa hình sườn dốc, độ lớn và đặc trưng đất đá trên nóc hầm, các điều kiện phân lớp của địa tầng, lực dính của đá, chế độ nước ngầm và hiện tượng trượt bề mặt là những yếu tố vô cùng quan trọng. Có không ít những khối địa tầng hoàn toàn ổn định trước khi đào hầm, nhưng lại phát hiện có dịch chuyển sau khi xây dựng hầm do hậu quả thay đổi chế độ nước ngầm do hang gây ra. Trong trường hợp nếu thấy trước những hiện tượng tương tự thì cần rời tuyến vào sâu trong khối đá hoặc bố trí công trình ra ngoài vùng có thể biến dạng.

Các hang động castơ cũng thường là nguyên nhân của các hiện tượng sụt lở và phá hoại khi đào hang hoặc trong quá trình khai thác hầm. Những khoảng trống này (hang động ...) tạo nên do ảnh hưởng của sự hòa tan hoặc ăn mòn, do tác động

cơ học của nước. Tuy nhiên vùng phát triển của các quá trình castơ thường bị hạn chế bởi chiều sâu của mực nước ngầm. Cần phải đặc biệt lưu ý khi gặp các địa tầng thạch cao, acgilit cũng như đá vôi, đolômit dễ bị tác động của nước kiềm. Trong thực tế xây dựng hầm của nhiều nước đã gặp không ít trường hợp các khoảng trống castơ đã gây khá nhiều phức tạp cho quá trình xây dựng hầm. Cần phải lấp đầy cẩn thận các khoảng trống quanh hầm, đặc biệt là ở trên nóc hầm. Quá trình này thường làm cho hầm dẹt hơn. Nếu như các vùng trống castơ nằm dưới hang thì trong một số trường hợp phải làm cầu cho kết cấu hầm. Ví dụ như trong một hầm ở Uran (Liên Xô cũ) đào trong đá vôi khi gặp hang castơ kích thước khá lớn với nguồn nước chảy trong lòng khối đá phải làm một cầu vòm khẩu độ 4,5 m cho vòng vỏ hầm tựa lên. Trên hình 3.1 là các hang castơ mà hầm cắt qua.

Trong một số trường hợp các khoảng trống castơ đã bị chèn lấp bởi các chất hòa tan của khối đá bên cạnh, chủ yếu là canxit, barit... Sự tích tụ này phá hoại tính đồng nhất của đá nơi hầm cắt qua, nó cũng là những nguyên nhân tạo nên áp lực cục bộ có trị số lớn tác dụng lên vỏ chống và vỏ hầm.



Hình 3.1. Hang castơ mà hầm đi qua

3.3. CÁC TÍNH CHẤT CƠ BẢN CỦA ĐÁ

Các tính chất của đá mà hầm cắt qua và những điều kiện về thể nằm của chúng vô cùng quan trọng đối với toàn bộ quá trình thi công hầm. Việc giải quyết các vấn đề về áp lực địa tầng, về các phương pháp đào, về kết cấu và tiết diện vỏ

chỉ có thể tiến hành trên cơ sở hiểu biết cặn kẽ về tính chất cơ lý của địa tầng. Khi giải quyết những vấn đề này cần phân biệt những khái niệm "Đá trong một cục" và "Đá trong khối" và mức độ gần đúng so với thực của những nghiên cứu trong phòng thí nghiệm. Việc giảm đáng kể kích thước của mẫu hoặc mô hình so với thực, khi nghiên cứu không tránh khỏi sai số, đôi khi rất lớn. Tùy thuộc vào điều kiện tự nhiên của thể nằm sự khác nhau của hai loại đá cùng tên gọi về phương diện các tính chất của chúng có thể lớn hơn rất nhiều so với các loại đá khác nhau hoàn toàn về đặc trưng thạch học.

Từ phương diện tính chất cơ lý của đá có thể phân ra đá cứng, dẻo, rời và bùn. Trong những hẻm núi thường là đá cứng, ít gặp các đá thuộc ba loại địa tầng sau. Những loại này thường gặp phải khi xây dựng các đường xe điện ngầm và các dạng khác của hầm thành phố cũng như hầm dưới nước.

Trong số những đất dẻo có ý nghĩa hơn cả trong xây dựng là sét có độ ẩm khá lớn. Với việc giảm độ ẩm các loại sét dần dần trở nên cứng.

Các loại đất đá rời thường được xi măng hóa bằng các chất keo dính nào đó và trong trường hợp này phương pháp đào cũng gần giống đá cứng.

Bùn về bản chất là một chất lỏng tuân theo các quy luật thủy động học.

Trong rất nhiều cách phân loại đá trong xây dựng mỏ và hầm thường thừa nhận sự phân loại của giáo sư Prôtodiaconov (xem bảng 3.2).

Bảng 3.2

Cấp đất đá	Mức độ bền chắc của đá	Tên đá	f
I	Chắc nhất	Quaejit và banzan dẻo, chặt chắc nhất -	20
II	Rất chắc	Đá granit rất chắc. Portia thạch anh, phiến thạch, silic, quaejit. Cát kết và đá vôi chắc nhất	15
III	Chắc	Granit chặt. Cát kết và đá vôi rất chắc. Mạch quặng thạch anh. Cuội kết chắc. Quặng sắt rất chắc	10
IIIa	Chắc	Đá vôi chắc. Granit không chắc. Cát kết chắc. Đá hoa, dolomit chắc	8
IV	Khá chắc	Cát kết thường. Quặng sắt	6
IVa	Khá chắc	Phiến thạch cát	5
V	Trung bình	Phiến thạch sét chắc. Cát kết và đá vôi không chắc. Cuội kết mềm	4
Va	Trung bình	Phiến thạch không chắc. Các loại đá mác chặt	3
VI	Khá mềm	Phiến thạch mềm. Đá vôi, đá phân, muối mỏ, thạch cao rất mềm. Đá mác thường -	2
Vla	Khá mềm	Phiến thạch bị phá hoại, than đá chắc	1,4
VII	Mềm	Sét chặt, than đá mềm. Đất bồi chắc	1
VIIa	Mềm	Sét cát nhẹ, đất lút	0,8
VIII	Đất	Đất trống, than bùn, cát pha nhẹ	0,6
IX	Đất rời	Cát, lổ tích, dăm nhỏ, đất đắp -	0,5
X	Đất chảy	Đất cát chảy, đất lầy, đất lút bị chảy nhão và các loại đất bị chảy nhão khác.	0,3

Theo cách phân loại này tất cả các loại đá khác nhau được phân làm 15 cấp. Mỗi cấp có một độ cứng tương ứng.

Bảng phân loại đá của giáo sư Xukhanov theo sức kháng khoan cũng được chú ý đặc biệt trong xây dựng hầm bằng phương pháp khoan nổ mìn.

Dưới đây ta khảo sát những tính chất quan trọng của đá có ý nghĩa trong lĩnh vực xây dựng hầm.

3.3.1. Tính chất vật lý của đất đá

+ Độ cứng của đất đá xác định bằng sức bền chống xuyên khi cắm vào nó bằng mũi nhọn. Tính chất này có ảnh hưởng đáng kể đến tính hiệu quả, giá thành của công tác khoan và lượng tiêu hao thuốc nổ. Khó khăn hơn cả khi đào hang trong những đá có mạch hoặc rải thạch anh và những đứt gãy dạng mũi nhọn. Các thành phần nêu trên thường mài mòn mũi khoan nhanh chóng gây trượt, bề cong hoặc kẹt cần khoan. Các loại đá gnei, các loại cát kết thạch anh thường có tính chất như vậy. Các loại đá phân khối rời gắn kết lại bằng các xi măng thạch anh hoặc xi măng silic cũng là đá tương đối khó đào.

Độ cứng của đá được xác định theo thang độ cứng hoặc chính xác hơn bằng một dụng cụ đặc biệt gọi là "Sclerometr". Nếu độ cứng của carundun là 100% thì độ cứng của một số loại đá như sau: (tính bằng %).

- Đá granit cứng nhất từ	70 ÷ 80
- Các đá granit	30 ÷ 70
- Poecphiarit	34 ÷ 102
- Andêrzit	15 ÷ 50
- Các đá ba dan	20 ÷ 30
- Đá vôi	0,4 ÷ 5,1
- Sa thạch (cát kết)	7 ÷ 42
- Sa thạch ngậm nước	7 ÷ 36
- Cvarxit	đến 107

+ Độ rỗng của đá được xác định bằng các lỗ rỗng trong đá không kể kích thước, hình dạng nguồn gốc tạo thành. Khi xác định độ rỗng thực phải quan tâm đến cả các lỗ rỗng kín không thông với các lỗ rỗng khác hoặc khe nứt. Khác với độ rỗng thực độ rỗng thấy được thì xác định theo độ ngậm nước.

Độ rỗng của đá dao động trong khoảng khá rộng. Ngay cả đối với một loại đá độ rỗng cũng rất khác nhau.

Trong đá trầm tích độ rỗng không chỉ phụ thuộc vào độ chặt của chất lắng đọng mà còn phụ thuộc vào chất xi măng gắn kết và các quá trình hòa tan tiếp theo. Trong các đá phun xuất độ rỗng thường không lớn. Độ rỗng của sét, cát là đại lượng biến đổi phụ thuộc vào áp lực. Tuy nhiên độ biến đổi này đối với sét lớn hơn nhiều đối với cát. Độ rỗng của địa tầng ảnh hưởng lớn đến trọng lượng thể tích, đến tính thấm và độ bền của địa tầng.

+ Độ nứt nẻ của đá ảnh hưởng lớn đến tính thấm, độ bền và độ ổn định của chúng. Khi độ nứt nẻ tăng thì áp lực lên vì chống và vỏ hầm cũng tăng.

Theo Xavarenski thì các khe nứt tùy thuộc nguồn gốc thành tạo có thể chia làm các dạng sau:

1. Khe nứt kiến tạo cắt sâu khối đá thành các lớp và thường kèm theo đoạn tầng;

2. Các khe nứt kiến tạo tạo nên sự nén, kéo hoặc xoắn và cắt đá ra thành từng khối riêng rẽ;

3. Các khe nứt tạo nên do sự co ép khi đá nguội đi có đồng thời cả áp lực bên;

4. Các khe nứt tạo nên do các ứng suất cục bộ đặc trưng không kiến tạo;

5. Các khe nứt tạo nên do sự nén của đá trời khi nguội đi từ trạng thái lỏng;

6. Các khe nứt phong hóa tạo nên do tác động của các thành phần khí quyển.

Mức độ nứt nẻ của đá được xác định bởi mật độ, kích thước và phương của các khe nứt. Mật độ của khe nứt thường xác định bằng số lượng khe nứt trên một đơn vị diện tích hoặc cắt qua một mét dài chiều sâu khoan.

Kích thước của khe nứt, phương và góc dốc của chúng được xác định ở trong hang khảo sát bằng cách đo trực tiếp. Khó khăn hơn cả là việc xác định kích thước và hướng khe nứt theo mũi khoan.

Để biểu thị mức độ nứt nẻ của đá trong những năm gần đây người ta dùng phương pháp đồ thị.

+ Các tính chất của đất đá có liên quan đến nước của địa tầng. Độ ngậm nước của đá được xác định bằng khả năng ngậm nước của mẫu. Độ ngậm nước được biểu thị bằng tỷ số trọng lượng nước ngậm trong mẫu và trọng lượng khô tuyệt đối của mẫu.

Cần phải thấy rằng mức độ ngậm nước của đá phụ thuộc không chỉ vào độ rỗng và độ nứt nẻ mà còn vào kích thước của các lỗ rỗng riêng rẽ và các khe nứt nhỏ. Khi chất tải mẫu đá, nước không thể xâm vào các lỗ rỗng và khe nứt nhỏ đã chứa đầy không khí.

Sự bão hòa nước được xác định bằng lượng nước tối đa có thể nằm trong đá. Để xác định mức độ bão hòa nước trước khi nhúng mẫu vào nước người ta tách hết không khí bằng cách đưa nó vào buồng sấy. Độ ngậm nước nhỏ hơn độ bão hòa nước. Tỷ số giữa độ ngậm nước và độ bão hòa gọi là hệ số bão hòa nước của đá. Trị số của hệ số này ảnh hưởng rất lớn đến tính ổn định khi có sự thay đổi nhiệt độ của đá.

Tính thấm của đá được xác định bằng độ rỗng của độ nứt nẻ của nó. Tính thấm của đá phụ thuộc vào độ rỗng không lớn bằng phụ thuộc vào độ nứt nẻ. Để phục vụ mục đích xây dựng người ta xác định tính thấm chung bằng cách bơm hoặc ép nước vào lỗ khoan.

Độ mềm của đá khi gặp nước được xác định bằng tỷ số sức bé nén, kéo, xoắn, uốn trượt... của mẫu bão hòa nước và mẫu ở trạng thái khô. Tỷ số này nhỏ hơn hoặc bằng một.

Độ mềm khi gặp nước phụ thuộc vào độ rỗng, độ bền của chất xi măng gắn kết và thành phần thạch học, khoáng vật của nó. Các loại đá có chứa thành phần sét như đá phấn, đá vôi, diệp thạch sét, sa thạch, xi măng gắn kết dạng sét sẽ bị mềm hóa đáng kể. Các loại đá này dễ bị phong hóa và kém ổn định khi đóng băng. Các đá phun xuất ít bị mềm hóa thường không quá 10%.

Độ hòa tan của đá có ý nghĩa rất quan trọng trong xây dựng hầm. Theo mức độ hòa tan của đá bao quanh vỏ hầm thường liên quan đến việc tạo nên lỗ trống quanh hầm, nó có thể kéo theo sụt lở.

Theo độ hòa tan đá có thể phân thành ba nhóm:

1. *Loại không hòa tan*: bao gồm các loại đá phun xuất xâm nhập hoặc phun trào, các đá biến chất trừ loại cacbonat, một vài loại đá trầm tích (sa thạch, diệp thạch...)

2. *Loại kém tan* : như đá biến chất cabonat (đá cẩm thạch), đá trầm tích cacbonat (đá vôi, dolômít, đá phấn).

3. *Loại tan mạnh*: như các loại trầm tích hóa học (thạch cao, acgolit, đá muối ...).

Cường độ hòa tan của đá phụ thuộc không chỉ vào thành phần hóa học của nước, vào nhiệt độ của nó, vào sự có ở trong đá các loại hơi ngấm, vào tỷ số giữa thể tích và bề mặt của đá và số lượng nước mà còn phụ thuộc vào tốc độ trao đổi và đặc trưng chuyển động của nước.

Sự bào mòn là sự hòa tan không đồng đều của đá ở từng điểm riêng rẽ. Sự không đồng đều này xảy ra do có trong đá những khoáng vật dễ tan. Hiện tượng này cũng có tính tiêu cực như sự hòa tan của đá.

+ Sự phân lớp của đá thể hiện ở dạng thể nằm của các lớp riêng rẽ của địa tầng. Mặt phẳng phân lớp rõ ràng nhất là những mặt tiếp xúc giữa các lớp đá khác nhau của các loại đá trầm tích. Tùy theo thành phần thạch học các mặt tiếp xúc này mà có lực liên kết yếu hoặc không có lực liên kết.

Độ lớn của lớp đá được giới hạn bởi hai mặt phẳng phân lớp dao động trong phạm vi rộng - từ một vài milimet đến hàng chục, hàng trăm mét. Cấu trúc dạng lớp như vậy thường gặp đối với dạng địa tầng cát, sét.

Vị trí các mặt phân lớp trong hang hầm thường tạo nên sự thay đổi lực dính ở mặt tiếp xúc, áp lực lên vì chống hoặc cơ học của các thành phần dưới ảnh hưởng của các nhân tố khí quyển, của độ ẩm ngấm và các hoạt động hữu cơ. Khi dùng đầu máy hơi nước thì còn phải kể đến các nhân tố ảnh hưởng của khói do đầu máy thải ra. Tính phong hóa có ý nghĩa rất quan trọng trong việc quyết định để hầm không vỡ...

3.3.2. Các tính chất cơ học của đá

Các tính chất cơ học của đá được xác định bởi độ bền của chúng tức là bởi khả năng chống nén, kéo, trượt, uốn và xoắn. Các tính chất này thay đổi trong khoảng rất rộng tùy thuộc vào cấu trúc, thành phần, độ chặt, độ ẩm và hàng loạt các điều kiện khác.

Độ bền của đá chịu nén, phụ thuộc vào thành phần khoáng vật, cấu trúc, độ rỗng, độ ẩm, vào các đặc trưng liên kết giữa các hạt, vào độ nứt nẻ và vào mức độ phong hóa.

Khi thí nghiệm nén, biểu đồ phụ thuộc của biến dạng vào áp lực cho thấy đá không tuân theo định luật Húc và giới hạn đàn hồi của nó trùng với sức bền tạm thời. Các đá khác nhau có biến dạng không giống nhau. Ngoài ra môđun đàn hồi E đối với những đá khác nhau là trị số biến đổi phụ thuộc vào áp lực. Tuy nhiên do tính phức tạp của việc thiết lập sự phụ thuộc này mà một số nhà nghiên cứu lấy không đổi với ứng suất $\leq 200 \text{ kg/cm}^2$, và như vậy trong tính toán chấp nhận định luật Húc.

Hệ số biến dạng ngang cũng có một ý nghĩa lớn đối với đặc trưng kỹ thuật của đá.

Trong bảng 3.3 liệt kê một số trị số môđun đàn hồi và hệ số biến dạng ngang của đá.

Việc nghiên cứu các tính chất cơ học của đá khi nén hai trục hoặc nén một phía cũng có ý nghĩa rất quan trọng. Khi thử đá nén hai trục có khả năng nở tự do về một phía tức là tương tự như điều kiện tạo nên khi đào hang.

Việc nghiên cứu tính chất cơ học của đá khi nén mọi phía có thể cho các tính chất cơ học của trạng thái đá khi nằm dưới sâu. Để thử đá như vậy thường lấy mẫu đá hình trụ đặt trong một hộp thép có vách bền, nén bằng một pistông thép.

Những thí nghiệm nén một phía cho thấy rằng, hầu như các loại đá đều giảm thể tích ban đầu. Trong những đá tôi, dẻo thường giảm lỗ rỗng, do đó bị nén đáng kể. Sự phá hoại những mẫu đá chịu nén mọi phía xảy ra khi ứng suất vượt đáng kể trị số ban đầu tạm thời khi nén một trục. Như vậy độ bền nén mọi phía của đá lớn hơn khi nén một trục.

Các mẫu đá khi nén mọi phía cho tới khi đạt tới giới hạn bền tạm thời thì làm việc như vật liệu đàn hồi và khi dỡ tải thì hầu như khôi phục lại thể tích ban đầu, loại trừ phần giảm thể tích ban đầu do khép chặt lỗ rỗng.

Các mẫu đá nén mọi phía có một thể năng dự trữ có thể thể hiện ra khi dỡ tải. Tính chất này rất quan trọng trong khi nghiên cứu các vấn đề trạng thái ứng suất của đá trong hang. Trạng thái nén mọi phía đã được nghiên cứu tỷ mỉ với các loại địa tầng rời, tôi, dẻo. Đá cứng còn chưa được nghiên cứu tường tận.

Với áp lực nén mọi phía rất lớn đất đá nằm trong trạng thái dẻo hoàn toàn. Nhiều thí nghiệm xác nhận giả thuyết trạng thái dẻo của đất đá ở chiều sâu lớn. Tuy nhiên những nghiên cứu sau này chứng tỏ rằng chiều sâu của đá cứng chuyển sang trạng thái dẻo vượt đáng kể những chiều sâu đạt được của những công trình ngầm hiện nay.

Bảng 3.3. Môđun đàn hồi và hệ số biến dạng ngang của một số loại đất đá

Loại đá	Môđun đàn hồi (kG/cm^2)	Hệ số biến dạng ngang (μ)
Điệp thạch sét (mỏ "Cônôvalôvka" Đôn Bát)	$19 \cdot 10^5$	0,16
Điệp thạch sét (Grisinô - Đôn Bát)	$1,8 \cdot 10^5 \pm 6000$	$0,15 \pm 0,01$
Điệp thạch sét (Rôvenki - Đôn Bát)	$0,55 \cdot 10^5 \pm 6000$	$0,2 \pm 0,01$
Sa thạch (mỏ trung tâm Stalino - Đôn Bát)	$3,8 \cdot 10^5$	0,44
Đá vôi (Lidiépki - Đôn Bát)	$7 \cdot 10^5$	0,44
Đá vôi ...	$44 \cdot 10^4 \div 147 \cdot 10^4$	0,25 - 0,38
Đá phần sét	$0,3 \cdot 10^4 - 8,3 \cdot 10^4$	0,29 - 0,38
Đá sét hoàng thổ	195 - 7300	0,35 - 0,40
Cát hạt nhỏ	370 - 540	0,20
Á sét	1200 - 2950	0,3 + 0,35
Cát bụi	400	0,24

Những tính chất của đá cũng có ý nghĩa đáng kể trong lĩnh vực công trình ngầm. Những nghiên cứu về tính chất chịu kéo của địa tầng chứng tỏ rằng, cũng như khi chịu nén, chúng không tuân theo định luật Húc. Đá cứng khi kéo chỉ có biến dạng đàn hồi và bị phá hoại mà không chuyển sang trạng thái dẻo. Độ bền tạm thời chịu kéo nhỏ hơn nhiều so với độ bền tạm thời chịu nén. Tuy nhiên tỷ số này thay đổi trong khoảng rất rộng từ 1 : 6 đến 1 : 80.

Theo những số liệu nghiên cứu môđun đàn hồi kéo nhỏ hơn môđun đàn hồi nén, còn hệ số biến dạng ngang khi kéo lại tăng.

Độ bền trượt của đá dao động trong phạm vi từ 6 đến 8% độ bền tạm thời khi nén. Các thí nghiệm trượt được tiến hành trên mẫu có dạng tấm rộng đến 5 cm và cao đến 3 cm.

Khi thử trượt đá vôi trên hiện trường xây dựng cung Xô Viết ở Matxcova độ bền tạm khi trượt dao động trong phạm vi từ 12 đến 130 kG/cm^2 .

Độ bền tạm thời của đá khi uốn dao động trong khoảng từ 7 đến 15% độ bền tạm khi nén.

Trong bảng 3.4 là những số liệu về tỷ lệ giữa các sức bền tạm khi nén, kéo và trượt.

Như vậy độ bền tạm thời của đá cứng khi chịu kéo là bé nhất, tiếp theo là trượt, rồi uốn và cuối cùng là nén.

Để đặc trưng hoàn toàn cho những tính chất đàn hồi của địa tầng bao quanh hang và để giải quyết về sự làm việc của vỏ trong môi trường đàn hồi cần phải xác định trị số của hệ số nén ép đàn hồi hay còn gọi là hệ số kháng lực đàn hồi của địa tầng.

Bảng 3.4. Quan hệ giữa các độ bền tạm của đá khi nén (σ_1), kéo (σ_2), uốn (σ_3) và trượt (σ_4)

Đá	$\sigma_2 : \sigma_1$	$\sigma_4 : \sigma_1$	$\sigma_3 : \sigma_1$
Đá granit	1 : 35,4	1 : 14,8	1 : 14,4
Poocphia	1 : 30,0	1 : 15,6	1 : 9,50
Sa Thạch (cát kết)	1 : 34,3	1 : 12,9	1 : 10,6
Đá vôi	1 : 16,9	1 : 12,1	1 : 8,4

Hệ số nén ép đàn hồi K là tỷ số của lực (tính bằng kg) truyền lên nền qua một tấm cứng tuyệt đối dạng lập phương có cạnh 1 cm và trị số biến dạng do nó gây ra

$$k = \frac{\sigma}{y}, \quad \text{kg/cm}^3$$

Ở đây : σ là ứng suất của đá kg/cm^2 khi ấn lên nó một vật thể cứng
 y là độ lún của đá (cm).

Công thức trên cho thấy rằng độ lún là tỷ lệ với áp lực gây ra nó. Tuy nhiên đã có giả thiết cho rằng sự nén của đá ở một điểm xác định xảy ra là do kết quả tác dụng của tải trọng đặt ở chính điểm đó. Giả thiết như vậy là do Winkler đề xuất là sự nén đàn hồi tuân theo nguyên tắc không phụ thuộc của lực tác dụng. Thực ra các thí nghiệm xác nhận rằng không có sự phụ thuộc tuyến tính giữa tải trọng và độ lún mà sự phụ thuộc giữa σ và y được biểu thị bằng những quan hệ phức tạp hơn. Tuy nhiên những quan hệ phức tạp này không tuân theo nguyên tắc độc lập tác dụng của các lực và không thuận lợi cho những mục đích thực tế.

Tất cả các nghiên cứu chứng tỏ rằng hệ số kháng lực đàn hồi phụ thuộc vào rất nhiều nhân tố : tính chất cơ lý, điều kiện thể nằm, tính chất và độ lớn của lớp địa tầng. Ngoài ra kích thước diện tích truyền tải, trị số ứng suất cũng có ý nghĩa quan trọng. Vì thế hệ số kháng lực đàn hồi không thể xem là trị số không đổi, và một vài công thức rút ra liên quan với môđun đàn hồi E và hệ số biến dạng μ không thể xem là có cơ sở lý thuyết. Dù tin cậy hơn cả là những trị số của hệ số K xác định bằng thực nghiệm trong điều kiện hiện trường. Trong bảng 3.5 là trị số sơ bộ hệ số K của một số loại đá khác nhau.

Bảng 3.5. Hệ số nén ép đàn hồi của đá

Các loại đá	K (kg/cm^3)	Loại đá	K (kg/cm^3)
- Cát trong điều kiện thể nằm tự nhiên (trên mặt đất)	0,8 - 1,6	- Đá vôi chặt	40 - 65
- Sét aralo - Casiski trong hố đào được tưới nước ở sâu 3m	2,2	- Diômit	50 - 75
- Á sét bụi ở sâu 4,5m	1,5 - 3,0	- Diệp thạch cát kết	50 - 80
- Đất dẻo (sét)	4,0	- Sa thạch (cát kết)	80 - 250
- Cát sạch hạt nhỏ trong hố đào sâu 3,6m độ ẩm 3 ÷ 4%	6,0	- Gnai	350 - 500
- Đất hỗn hợp	10 - 50	- Granit	500 - 800
- Đá bột (tup)	12 - 30	- Poocfia thạch anh	600 - 800
- Diệp thạch sét	20 - 60	- Bazan	600 - 155
		- Diôrit	650 - 900
		- Xenhit	650 - 900
		- Gabrô	800 - 1200

3.4. NƯỚC NGẦM

Việc xác định các kích thước của các nguồn nước ngầm trên từng đoạn hang, nguồn gốc của nó, nhiệt độ, thành phần hóa học là nhiệm vụ quan trọng của công tác nghiên cứu địa chất thủy văn.

Số lượng nước xâm nhập vào hang có thể dao động trong phạm vi cực lớn. Trong thực tế xây dựng ngầm không ít trường hợp gặp những hang hoàn toàn khô ráo. Ngược lại cũng không ít trường hợp khác lại gặp những lưu lượng nước khá lớn. Ngoài ra những trường hợp vỡ nước vào hầm thường gây nên những sự cố nguy hiểm.

Đặc biệt khó khăn cho việc thoát nước ngầm khi đào hầm từ các giếng trung gian hoặc từ những hang dẫn có độ dốc lớn vào gương đào.

Nguồn gốc của nước ngầm vào hầm cũng rất khác nhau. Nước có thể ngầm vào từ bề mặt, từ sông, hồ, từ các tầng chứa nước, từ những nguồn nước ngầm riêng rẽ, từ các hang động tự nhiên, hang castơ v.v.

Những thể nằm của nước ngầm có thể quy về ba dạng sau:

1. Nước dạng lớp thấm qua các lỗ rỗng của đá thấm nước;
2. Nước khe nứt thấm qua các khe nứt của đá;
3. Nước castơ thấm qua các lỗ trống lớn hoặc bé trong đá dễ ăn mòn.

Cường độ của nguồn nước ngầm phụ thuộc vào nguồn chứa nước, chiều cao áp lực, mức độ thấm của địa tầng. Trong đa số trường hợp nguồn nước ngầm tạo nên do có khe nứt đoạn tầng và giới hạn bởi các vùng phá hoại hẹp.

Sự liên quan giữa nước ngầm và nước mặt, với sông, hồ qua các đá có tính thấm hoặc nứt nẻ có thể là những nguồn không đổi và ổn định. Kết quả của nó là nguồn phát sinh những khó khăn nghiêm trọng khi xây dựng cũng như khai thác hầm.

Việc đào bắt ngờ vào những túi nước ngầm có thể tích và áp lực lớn là nguyên nhân của các hậu quả nghiêm trọng. Nhưng nếu dự báo trước điều này thì sẽ bớt khó khăn trong xây dựng ngầm.

Sự bão hòa nước của đá thường làm giảm sự ổn định của hang. Một số loại đá như đá phấn, sét và cát khi có nước sẽ là những địa tầng không bền, đôi khi chuyển sang trạng thái chảy gây áp lực lớn lên vì chống.

Độ bền của những đá cứng dạng tinh thể khi no nước cũng bị giảm đáng kể. Độ bền của đá cũng bị giảm do những nguyên nhân xói mòn, hòa tan khi gặp nước, những trường hợp này đá cứng trở nên xốp hoặc tơi.

Do có nước mà tính phân lớp của một vài loại đá cũng tăng lên, tạo nên hiện tượng trên mặt lớp có độ dốc lớn có tầng áp lực cục bộ.

Khi có những nguồn nước nóng là khá bất lợi vì nó làm tăng nhiệt độ và độ ẩm của không khí trong hầm. Nước có nhiệt độ cao thường gặp ở những nguồn từ khe nứt sâu.

Trong hầm Xiplon đã gặp nguồn nước dạng này với nhiệt độ đến 55°C. Khi đào một hầm ở Nhật nhiệt độ nước chảy vào cũng đến 50°C.

Nước ngấm chảy vào hầm ở những xứ lạnh đôi khi cũng gây ra những khó khăn trong khai thác hầm do những lớp băng đọng lại trên vỏ hầm, làm giảm khối hầm, nên thường xuyên phải tách bỏ lớp vỏ băng này. Ngoài ra nước ngấm nằm đầy trong các khe nứt khi đóng băng thể tích tăng lên cũng là nguyên nhân làm hư hỏng vỏ hầm.

Thành phần hóa học của nước ngấm cũng gây những tác hại lên khối vỏ hầm.

Những sản phẩm hóa học thường gặp trong nước ngấm có tác hại đến vỏ hầm được phân làm ba nhóm sau (bảng 3.6)

Bảng 3.6. Các tạp chất có hại và không hại của nước ngấm

Đặc biệt có hại	Có hại	Không hại
Axit sulfuric (H_2SO_4)	Các muối Clorit $CaCl_2$	Amôniac NH_4OH
Axit Clohydric (HCl)	$MgCl_2$, $FeCl_2$	Các loại xút $NaOH$, KOH
Các muối Sunfat	Thạch cao $CaSO_4$	Các Clorit kiềm $NaCl_2$, KCl
(Na_2SO_4), $MgSO_4$, $FeSO_4$	Axit Sulfuaro H_2SO_3	Các cacbonat dạng RCO_3
Các muối Amoni (NH_4K)	Clorcanxi $Ca(ClO)_2$	
Sulfua hydro H_2S	Cacbonic tự do CO_2	
$RM(SO_2)_2$	Oxit magiê MgO	
Các Phenol C_6H_5OH	Các chất béo hữu cơ	
Các chất béo		

Dưới tác dụng của nước khá nhiều đá thay đổi thành phần hóa học của mình ví dụ như Anhydric. Khi điều này xảy ra thường kèm theo các hiện tượng tăng thể tích, tạo điều kiện cho nước thấm vào hang và dẫn đến tăng áp lực lên vì chống tam hoặc kết cấu vỏ hầm. Mặt khác sự hòa tan đáng kể của thạch cao và anhydrit gây nên nước sunfat tác dụng ăn mòn vừa xây và bê tông. Các nước axit tương tự có thể được tạo nên khi hòa tan các đá có chứa Pirit.

3.5. HƠI NGẦM

Khi đào hầm cũng thường gặp những hơi ngầm, nhiều khi có tác dụng độc hại lên cơ thể con người. Ngoài ra những hơi này còn có tác dụng phá hoại lên khối xây vữa hầm hoặc các kết cấu khác của phần đường sắt thậm trí còn gây nên hỏa hoạn. Đặc biệt nguy hiểm là những hơi dễ bắt lửa và các hơi có tính gây nổ.

Thường gặp hơn cả ở trong hang là các hơi hydrôxít, cacbon, ôxít cacbon, sulfua hydrô và nitơ ...

Trong số các hơi hydrôxít cacbon thường gặp hơn cả là khí mêtan (CH_4) được gọi là khí mỏ hoặc khí đầm lầy. Nó thường xuất hiện trong các hang đi qua vùng chứa dầu, than hoặc bitum và đôi khi trong các vỉa muối ... Khí mêtan trong khối địa tầng thường có áp lực, đôi khi áp lực khá lớn (đến 25 at hoặc hơn). Do trọng lượng riêng nhỏ ($\gamma = 0,554$) nên nó thường đọng ở đỉnh hang, dưới vòm. Khí mêtan không độc nhưng cháy, tạo với không khí thành hỗn hợp cháy nổ, nổ mạnh khi nồng độ của nó là 9,5% rất nguy hiểm. Khí mêtan xâm nhập vào hang hoặc bất thành linh khi có áp lực hoặc từ từ. Khi xây dựng hầm Suram khí mêtan xâm nhập vào từ các khe nứt của khối đá sa thạch bitum hóa, gặp lửa nó bùng cháy gây bông nặng công nhân.

Kinh nghiệm đã chỉ ra rằng nếu không chú ý đến vấn đề hơi ngầm xâm nhập vào hang có thể dẫn đến những hậu quả hết sức phức tạp. Việc xâm nhập từ từ của khí mêtan kèm theo sự nổ hoặc cháy có thể chết người như đã xảy ra khi xây dựng hầm Apennin ở Ý.

Khí cacbonic (CO_2) cũng thường gặp trong thi công ngầm. Do trọng lượng riêng lớn ($\gamma = 1,52$) nên nó thường tích tụ ở những phần dưới thấp của hang, dễ dàng xâm nhập vào các lỗ trống và các khe nứt. Trường hợp bất thành linh xâm nhập vào hang một khối lượng lớn thì hơi này cũng gây nguy hiểm cho người ở trong hầm. Khi xây dựng hầm Xiplon sự xuất hiện bất ngờ của khí cacbonic đã làm chết hai người.

Khí sulfua hydrô (H_2S), $\gamma = 1,19$ mặc dù độc hại nhưng với nồng độ thấp thì không độc hại với cơ thể, và dễ dàng nhận biết do nặng mùi, do đó những nguy hiểm dễ dàng được dự báo sớm. Nó thường xuất hiện ở những vùng có nước đọng. Sulfua hydrô có thể cháy, dễ hòa tan trong nước, tác dụng xấu lên khối xây, phá hoại vữa đặc biệt là vữa vôi.

Khí nitơ (N) xuất hiện khi đào hang trong đá phun xuất trẻ, ít nguy hiểm vì thường xuất hiện với khối lượng không lớn. Nó hơi nhẹ hơn không khí nên nó xuất hiện ở những vùng trên cao của hang.

3.6. NHIỆT ĐỘ TRONG HẦM

3.6.1. Tình hình chung

Việc xác định sơ bộ nhiệt độ tối đa có thể xuất hiện trong hang hầm là điều kiện rất quan trọng để chuẩn bị thi công. Trong điều kiện không khí khô ráo con người có thể làm việc đến 50°C. Khi ẩm ướt thì ngày ở 40°C cũng là khó khăn nếu không có việc làm mát nhân tạo.

Trong bảng 3.7 là nhiệt độ tối đa nhận được khi đào một số hầm ở nước ngoài để tiện cho việc so sánh với những hầm đặt sâu tương tự.

Bảng 3.7. Nhiệt độ tối đa khi đào một số hầm ở nước ngoài

Tên hầm	Chiều dài (m)	Chiều cao trên mức nước biển ở điểm cao nhất trong hầm (m)	Chiều dày tối đa của lớp đá trên hầm (m)	Nhiệt độ tối đa trong hầm (°C)
Hầm Xiplon	19780	705,2	2136	55°4
Xanh Gôta	14984	1154,55	1706	35°0
Môn Xênhie	12849	1294,7	1654	30°1
Boxruc	4776	734,0	1300	10°5

Sự phụ thuộc của nhiệt độ của vỏ trái đất vào nhiệt độ không khí có thể nhận thấy chỉ đến một chiều sâu nhất định thay đổi trong khoảng rộng tùy thuộc vào điều kiện khu vực. Ở mỗi điểm của mặt đất ở một chiều sâu nhất định tồn tại một rai nhiệt độ không đổi, thấp hơn rai này nhiệt độ tăng dần theo chiều sâu.

Chiều sâu của rai nhiệt độ không đổi trước tiên phụ thuộc vào điều kiện địa hình. Ở gần xích đạo, nơi mà nhiệt độ dao động không lớn thì rai này có thể sâu 1 ÷ 2 m. Xa hơn thì chiều sâu này tăng lên. Ở những nước lục địa nhiệt độ trong năm thay đổi thì rai nhiệt độ không đổi nằm ở độ sâu 30 ÷ 40 m.

Tuy nhiên từ bảng 3.7 ta cũng thấy rằng nhiệt độ tối đa cũng không phải bao giờ cũng phụ thuộc vào chiều sâu đặt hầm. Sự không tuân theo quy luật này chịu ảnh hưởng của rất nhiều nhân tố thứ yếu khác mà sẽ nêu tỉ mỉ ở dưới đây.

3.6.2. Cấp địa nhiệt

Để xác định sự thay đổi của nhiệt độ theo chiều sâu thường dùng hai trị số :

1. Cấp địa nhiệt hay chiều sâu tính bằng mét cần thiết để tăng nhiệt độ lên 1°C.

2. Gradien địa nhiệt hay số độ tăng lên của nhiệt độ khi xuống sâu 100 m.

Việc sử dụng gradien địa nhiệt thuận lợi hơn so với địa nhiệt cấp bởi vì trị số tăng nhiệt độ là tỷ lệ bậc nhất. Trị số của cấp địa nhiệt lại tỷ lệ nghịch với cường độ tăng này. Tuy nhiên trong xây dựng hầm để xác định nhiệt độ xuống sâu lại sử dụng cấp địa nhiệt phổ biến hơn. Vì thế dưới đây chủ yếu trình bày những số liệu đo theo trị số này. Trong các tài liệu, văn bản thường kiến nghị lấy địa nhiệt cấp trung bình là 33 m và có thể xem là cấp địa nhiệt tiêu chuẩn, bởi vì trị số này thường dao động trong khoảng rộng và phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố, đối với từng hầm phải có hiệu chỉnh cụ thể cần thiết.

Các nhân tố sau đây ảnh hưởng đáng kể đến cường độ thay đổi nhiệt độ theo chiều sâu :

1. Địa hình khu vực ;
2. Số lượng và nhiệt độ của nước ngầm ;
3. Độ ẩm của đá và mức độ dẫn nhiệt của nó ;
4. Thành phần thạch học của đá, cấu trúc và thể nằm ;
5. Sự tích nước ở gần khối đá : hồ, biển, sông ...

Với tất cả những nhân tố đó thì ngay cả ở một địa điểm xác định thì địa nhiệt cấp cũng không phải là trị số không đổi.

Rất nhiều quan trắc thiết lập được rằng nhiệt độ ở chiều sâu lớn được nâng cao không phải là tỷ lệ bậc nhất với chiều cao của thể nằm. Trong bảng 3.8 là những số liệu về một số hầm ở nước ngoài.

Bảng 3.8. Các giá trị của cấp địa nhiệt

Tên địa phương	Chiều sâu bên trên (m)	Cấp địa nhiệt (m)	Chiều sâu dưới (m)	Cấp địa nhiệt (m)
Hamburc - Neienham (Đức)	0 - 250	36,4	950 - 1940	29,2
Sladebax (Đức)	36 - 336	37,5	936 - 1236	35,5
Grentevin	610 - 914	43,2	1067 - 1341	35,1
Esigo (Nhật)	600	20,0	700	23,0

Ảnh hưởng của địa hình khu vực đến trị số cấp địa nhiệt được quan sát thấy cả trong khai mỏ và đào hầm, và ảnh hưởng của nhân tố này là đáng kể hơn cả. Dưới những địa hình tương đối bằng phẳng thì sự tăng của cấp địa nhiệt xảy ra đồng đều hơn dưới những bề mặt có địa hình phức tạp. Khi cắt những khối núi có sự ảnh hưởng làm lạnh của sườn dốc thì cũng quan sát thấy sự tăng của cấp địa nhiệt. Một số nghiên cứu chứng minh rằng cấp địa nhiệt ở vùng núi cao hơn vùng bằng phẳng khoảng 33%.

Những giá trị sau đây của cấp địa nhiệt của một số khối núi mà hầm cắt qua là khá phù hợp với những điều đã nêu trên :

Đường cắt khối chính của Capcador Ankhôtki	45 m ;
Monxênhie	50 m ;
Xanh Gôta	44 m ;
Xiplon	43,5 m.

Những đỉnh núi đóng băng tuyết quanh năm có tác dụng làm lạnh khối núi rất lớn. Nước ngầm và nhiệt độ của nó cũng ảnh hưởng đến cấp địa nhiệt. Ví dụ như khi đào hầm Boxruk do hang ở trạng thái ngậm nước mà có sự sai lệch khá lớn giữa nhiệt độ thực tế và nhiệt độ tính toán. Nhiệt độ cao nhất khoảng $10^{\circ}5$ thay cho nhiệt độ tính toán là 51° . Trong khi đó nhiệt độ thấp nhất lại nhận thấy ở dưới điểm cao nhất của khối núi Boxruk (với độ cao 2008 m) với chiều dày trên nóc là 1300 m.

Khi xây dựng hầm Caravanken nhiệt độ nhỏ nhất ở trong hang quan sát thấy ở vùng bão hòa nước. Trong hầm Vokhein nhờ tác dụng làm nguội của nguồn nước ngầm mà nhiệt độ cao nhất trong hầm không vượt quá $12,8^{\circ}\text{C}$; khi đó những hang đào dưới chiều dày của lớp đá vôi tới 1000 m nhiệt độ tối đa là $9,4^{\circ}\text{C}$.

Trong hầm Xiplon thì ảnh hưởng của nước ngầm lại thể hiện ra ở hai mặt. Nước xâm nhập vào từ bên trên, tác dụng lên đá thì có tác dụng làm mát trong khi đó nước dâng lên từ phía dưới là nước nóng lên làm tăng nhiệt độ của hang.

Ở đây cũng cần nhận xét thêm rằng dạng phân lớp kiểu nê-m ngược tạo điều kiện nâng cao nhiệt độ của lớp đá nằm dưới, bởi vì lớp có dạng mái hoặc dạng vòm sẽ làm lớp chấn tự nhiên đối với nước.

Tính dẫn nhiệt của đá có ảnh hưởng lớn đến trị số của địa nhiệt cấp. Tính dẫn nhiệt càng lớn thì trị số địa nhiệt cấp càng lớn. Những đá liên tục có độ dẫn nhiệt tốt hơn nên có cấp địa nhiệt lớn hơn đá phân lớp. Cấp địa nhiệt đối với đá phân lớp thẳng đứng lớn hơn trong đá phân lớp nằm ngang bởi vì tính dẫn nhiệt dọc lớp lớn hơn ngang lớp.

Độ ẩm của địa tầng cũng ảnh hưởng trực tiếp đến cấp địa nhiệt. Cấp địa nhiệt của đá ẩm ướt tăng khoảng 4 - 10% so với trị số cấp địa nhiệt trong đá khô. Các địa tầng phấn, cát và các đá rời khác do các lỗ rỗng chứa đầy không khí nên trị số cấp địa nhiệt thấp hơn vì tính dẫn nhiệt kém hơn.

Khí có ở gần khối địa tầng các hồ chứa nước, biển và sông hoặc túi băng tuyết cũng sẽ làm tăng cấp địa nhiệt.

Nhiệt độ của đá cũng có thể tăng cục bộ do ảnh hưởng của hơi nóng ngầm. Ví dụ khi đào hầm Rikken việc bốc cháy khí mêtan (CH_4) xuất hiện ở gần than đá nâng nhiệt độ trong hang đến 66°C .

Cuối cùng những ảnh hưởng thứ yếu rất khó xét như khi ở gần núi lửa, gần các nguồn phóng xạ cũng như những nguồn đang xảy ra các quá trình hóa học trong lòng đất ở gần hầm.

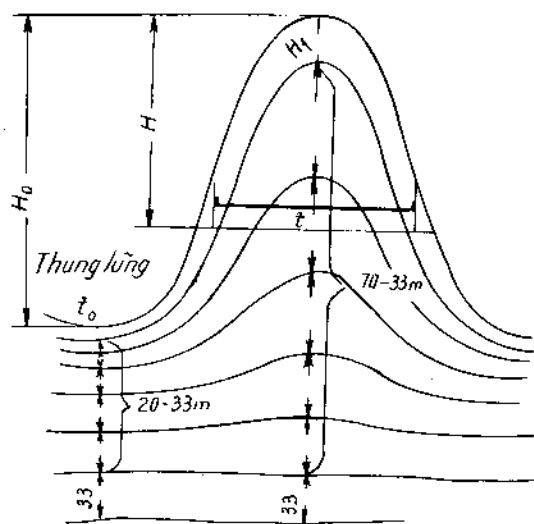
Để xác định sơ bộ có thể tham khảo các số liệu sau đây :

- Đối với những vùng có chứa bi tum địa nhiệt cấp từ 6 - 28 m lấy trung bình 15 m.

- Đối với vùng chứa than có chứa bi tum địa nhiệt cấp từ 18 - 55 m lấy trung bình 30 m.

- Đối với vùng chứa quặng có chứa bi tum địa nhiệt cấp từ 35 - 144 m lấy trung bình 45 m.

Sự thay đổi của địa nhiệt cấp có thể xem trên hình 3.2.



Hình 3.2. Đường đẳng nhiệt trong khối núi

3.6.3. Xác định nhiệt độ trong hang

Như đã thấy ở trên nhiệt độ tăng lên khi xuống sâu chịu ảnh hưởng của rất nhiều nhân tố. Điều đó làm khó khăn cho việc dự đoán trước (hoặc tính toán) nhiệt độ trong hang. Để nhận được giá trị bằng số của nhiệt độ trong hang thì hầu như không thể làm được. Vì thế trị số xuất phát để dự tính nhiệt độ trong hang là cấp địa nhiệt, và trị số này chỉ có thể xác định gần đúng trung bình trong khu vực và đưa vào những hiệu chỉnh do những yếu tố đặc biệt của địa phương.

Để hình dung về quy luật phân bố nhiệt độ trong hầm dùng những đường cong đi qua những điểm có cùng nhiệt độ ở trong khối địa tầng gọi là đường đẳng nhiệt.

Điểm uốn của đường cong đẳng nhiệt không nhất thiết trùng với đường uốn của địa hình (hình 3.2). Dưới các đỉnh địa hình đường cong đẳng nhiệt có dạng cong lõm, nhưng thường thoải hơn đường cong địa hình. Dưới những đoạn dốc đứng đường cong đẳng nhiệt cũng trơn tru và thoải hơn. Từ đó thấy rằng cấp địa nhiệt ở những chỗ địa hình nâng cao có những giá trị khác nhau.

Để dựng đường cong đẳng nhiệt cần những số liệu sau:

1. Kinh độ và vĩ độ của khu vực;
2. Nhiệt độ trung bình năm của không khí và mặt đất;
3. Mặt bằng rải tuyến hầm bề rộng không nhỏ hơn 4 Km trên mặt nằm ngang;
4. Mặt cắt dọc hầm;
5. Mặt cắt ngang địa hình qua những khoảng đều nhau dọc trục hầm;
6. Mặt cắt địa chất dọc hầm;
7. Cấp địa nhiệt đối với địa phương đặt hầm.

Nhiệt độ trung bình năm của không khí và mặt đất (tầng vẩn hóa) ở trên hãm nhận được bằng những quan trắc trực tiếp của những trạm khí tượng thiết lập riêng cho mục đích này hoặc tính toán qua khí nhiệt cấp và theo các số liệu thực nghiệm.

Khí nhiệt cấp hoặc chiều cao tính bằng mét trong bầu khí quyển để nhiệt độ giảm đi 1°C , thường gần bằng 200 m. Chính xác hơn là số đo gradien khí nhiệt, tức là số độ C thay đổi khi lên cao trong khí quyển 100 m. Trị số này thường bằng $0,57^{\circ}\text{C}$. Nếu có nhiệt độ của không khí ở những điểm gần đấy thì dễ dàng tính được nhiệt độ ở những điểm khác nhau trên trục dọc hãm bằng cách sử dụng khí nhiệt cấp. Bởi vì nhiệt độ mặt đất thường cao hơn nhiệt độ trung bình năm của không khí một chút do đó để chuyển nhiệt độ từ không khí vào mặt đất ta sử dụng số liệu trong bảng 3.9. Chuyển nhiệt độ từ không khí vào mặt đất.

Bảng 3.9

Chiều cao trên mặt nước biển	Nhiệt độ không khí $^{\circ}\text{C}$	Nhiệt độ mặt đất $^{\circ}\text{C}$
0	11	11 + 0,8
500	12	12 + 10
1000	13	13 + 13
1500	14	14 + 17
2000	15	15 + 23
2500	16	16 + 3,0

Để tính được trị số của cấp địa nhiệt phải có mặt cắt dọc địa hình theo tuyến hãm và phải có khả năng xét được ảnh hưởng của địa hình ở cả hai bên tuyến. Để làm việc đó phải có mặt cắt ngang địa hình dọc tuyến hãm cách nhau $0,5 \div 1,0$ Km. Bề rộng của mặt cắt thay đổi trong một phạm vi đáng kể. Ví dụ như đối với hãm Xanh Gôta đã lấy rải này rộng 9 Km, tức là về mỗi bên trục hãm 4,5 Km. Để xác định nhiệt độ trong hãm Xiplon đã lấy rải rộng 2 Km. Ngày nay thường lấy rải này 4 Km. Trường hợp đặt khá sâu thì lấy lớn hơn. Tiến hành lấy diện tích từng mặt cắt ngang rồi tính chiều cao của hình chữ nhật có diện tích bằng diện tích mặt cắt ngang. Chiều cao đó là chiều cao trung bình của điểm đã cho của hãm trên cả bề rộng mặt cắt ngang. Đặt các chiều cao trung bình này dọc tuyến hãm ta sẽ nhận được mặt cắt dọc với cao độ trung bình. Trên mặt cắt dọc này nếu như đã biết cấp địa nhiệt của khu vực hoặc từng đoạn hãm ta dựng các đường đẳng nhiệt cách nhau từng 10°C một, sau đó qua từng 5°C .

Để xác định nhiệt độ của địa tầng ở những điểm có chiều sâu khác nhau ta dùng công thức :

$$t = t_2 + \frac{H - H_1}{g_r}$$

Ở đây : t - nhiệt độ cần tìm

t_2 - nhiệt độ trung bình năm

H_i - chiều sâu tầng thường ôn

H - chiều sâu hang

g_r - cấp địa nhiệt

Nếu t_2 quan trắc ở dưới thung lũng thì phải chuyển t_2 lên đỉnh núi. Trong công thức sẽ thêm vào $\left(-\frac{H_o}{200}\right)$. Trong đó 200 là khí nhiệt cấp.

Từ công thức rõ ràng là ở đây chấp nhận nhiệt độ ở độ sâu nào đó tỷ lệ bậc nhất với nhiệt độ trung bình năm, và như đã chỉ ra ở trên, thực tế thường không như vậy.

Đối với một hầm dài đã xây dựng ở Liên Xô trước đây cấp địa nhiệt lấy là 30 m. Chiều sâu đặt hầm lớn nhất là 366,39 m. Chiều sâu tầng thường ôn là 5,83 m và nhiệt độ trung bình năm của địa phương trên hầm là $8,2^{\circ}\text{C}$ thì nhiệt độ của đá ở trong hầm sẽ là :

$$t = 8,2 + \frac{(366,39 - 5,83)}{30} = 20,12^{\circ}\text{C}$$

Nhiệt độ của đá dao động trong khoảng 17 đến 20°C và chỉ có một điểm đạt 23°C .

Do kết quả quan sát nhiều năm ở những hầm đã xây dựng người ta đã đề nghị một công thức thực nghiệm xác định nhiệt độ trong hang với độ gần đúng $\pm 2,5^{\circ}\text{C}$.

$$\delta = (41,6593 - 0,1517h + 0,0001195 h^2) + 6,45 + 0,0106 h$$

Ở đây : δ là gia số nhiệt độ của đất tính bằng $^{\circ}\text{C}$.

h là chiều sâu từ mặt đất đến hang (m)

Công thức này đã dùng để xác định nhiệt độ của hầm nêu trên với $h = 336,39\text{m}$ kết quả tính toán nhận được sẽ là :

$$\delta = (41,6593 - 0,1517 \cdot 336,39 + 0,0001195(336,39)^2) + 6,45 + 0,0106 \cdot 336,39 = 11,78^{\circ}\text{C}$$

Nhiệt độ của địa tầng trong hầm có xét đến nhiệt độ trung bình năm trên hang là :

$$t = 8,2 + \delta \pm 2,5 = 8,2 + 11,78 \pm 2,5 = 19,98^{\circ} \pm 2,5$$

tức là nhiệt độ trong hầm sẽ là từ 17 đến 23°C không có sai số lớn do ảnh hưởng của trị số cấp địa nhiệt.

Đối với một hầm dài khác đã thiết kế, cấp địa nhiệt lấy là 45 m. Nhiệt độ trung bình năm theo trạm khí tượng nằm ở thấp hơn điểm đường cát qua 530 m là $3,4^{\circ}\text{C}$ còn gradien khí nhiệt là $0,5^{\circ}\text{C}$ nhiệt độ không khí trên đỉnh mặt đất là :

$$(3,4^{\circ}\text{C} - \frac{530}{100} \times 0,5^{\circ}\text{C} = 3,4^{\circ}\text{C} - 2,65^{\circ}\text{C} = 0,75^{\circ}\text{C}).$$

Cao độ đỉnh núi là 2886 m so với mực nước biển nên để xác định nhiệt độ mặt đất trên đỉnh núi sẽ hiệu chỉnh theo số liệu bảng 8 là :

$$(3,4^{\circ}\text{C} + \frac{3 - 2,3}{2886 - 2500} = 3^{\circ} + 0,54^{\circ} = 3,54^{\circ}\text{C})$$

Như vậy nhiệt độ mặt đất trên đỉnh núi là : $0,75^{\circ} + 3,54^{\circ} = 4,29^{\circ}$.

Với chiều sâu tối đa đặt hầm là 1494 m nhiệt độ cao nhất trong hầm là :

$$t = 4,29^{\circ} + \frac{1494}{45} = 4,29^{\circ} + 33,20 = 37,49^{\circ}\text{C}$$

Khi dựng các đường cong đẳng nhiệt mặt cắt dọc của khối địa tầng đã được hiệu chỉnh bằng cách xét địa hình của các rải rộng 2 Km về mỗi phía trục hầm.

3.7. DỰ BÁO ÁP LỰC ĐỊA TẦNG

Việc xác định trị số của áp lực địa tầng là nhiệm vụ hết sức khó khăn nó không cho lời giải chính xác ngay cả sau khi đào đá trong hang hầm. Do đó lại càng không thể đòi hỏi độ tin cậy cao của những dự báo sơ bộ khi mà tất cả các tính chất cơ lý và những điều kiện địa chất thủy văn còn chưa rõ ràng. Những kết luận sơ bộ về trị số áp lực địa tầng thường mang đặc trưng giả thiết dựa trên một loạt chấp nhận có điều kiện và đôi khi hết sức thô thiển của người xây dựng. Ngoài những đặc trưng về mặt định lượng của áp lực địa tầng còn cần phải biết đặc trưng về phương hướng của áp lực như đứng, ngang, dọc trục. Thường quan tâm hơn cả là áp lực địa tầng thẳng đứng hướng từ trên xuống dưới.

Áp lực từ dưới lên ít gặp, nó gây ra bởi hiện tượng đẩy trời trong địa tầng mềm yếu dưới áp lực của tường bên của hang hoặc là hậu quả của sự trương nở đất sét, cuối cùng là do kết quả của những thay đổi hóa học của một số loại đá.

Áp lực bên thể hiện ở trong đất sét, đất rời và bùn, trong đá nứt nẻ mạnh hoặc các thể nằm xiên lệch (nghiêng).

Áp lực dọc trục cũng là loại ít gặp gây ra chủ yếu do những thể nằm đặc biệt của các lớp đá trên nóc hang. Phổ biến hơn cả là những đoạn gấn của do hậu quả dịch chuyển của đất ở trên bạt dốc đỉnh hầm.

Trị số và hướng của áp lực địa tầng phụ thuộc chủ yếu dựa vào những đặc biệt về kiến tạo của khu vực. Tất cả những biến dạng mà khối đá phải chịu trong suốt cuộc đời địa chất của địa tầng cũng như những tác động khác đều phản ánh vào tính chất của nó. Các phá hoại kiến tạo có thể ở dạng uốn nếp, đứt gãy, trượt, dịch chuyển, đứt gãy ...

Tất cả những phá hoại này kèm theo với những đứt đoạn về tính liên tục của địa tầng thường làm nâng cao trị số áp lực địa tầng. Nhìn chung chúng là những điều kiện bất lợi đối với công tác ngầm. Độ nứt nẻ của đá, các biến chất tạo nên sự tăng áp lực địa tầng hoặc điều kiện bất lợi đều được giải thích bởi các quá trình kiến tạo.

Khi hầm đi qua vùng uốn nếp phải quan tâm đến những ảnh hưởng của bồi tà và hướng tà (nếp lồi, nếp lõm). Trong phạm vi nếp lõm (hướng tà) địa tầng bị phá hoại mạnh hơn, ở nếp lồi thì ngược lại là thuận lợi hơn về phương diện đào hầm.

Theo trục của nếp lồi và nếp lõm có thể xuất hiện hiệu ứng suất kéo ở trong đá. Nếu ứng suất này vượt quá giới hạn bền thì sẽ xuất hiện sự nứt vụn và làm xấu điều kiện ổn định của hang. Nếu ứng suất kéo thấp hơn giới hạn bền của đá thì vùng dập nát không có, hang nằm trong trục bồi tà sẽ thuận lợi hơn ở bên cánh của nó. Khi địa tầng phân lớp dốc đứng thì áp lực thẳng đứng có thể nhỏ còn áp lực bên lại lớn, còn khi phân lớp nằm ngang (thoải) thì áp lực đứng sẽ trội hơn.

Các lý thuyết và phương pháp xác định áp lực địa tầng sẽ khảo sát ở chương sau.

CHƯƠNG IV

ÁP LỰC ĐỊA TẦNG

4.1. TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT TRONG KHỐI ĐỊA TẦNG XUNG QUANH HANG NGẦM

Trước khi đào hang khối địa tầng ở trong trạng thái cân bằng ổn định và trạng thái ứng suất của nó được xác định bởi trọng lượng bản thân của địa tầng, bởi quá trình kiến tạo vỏ trái đất, bởi ảnh hưởng của nhiệt độ và nước ngầm.

Quá trình kiến tạo của vỏ trái đất diễn ra trong một thời gian dài và liên tục làm cho địa tầng biến dạng rất phức tạp và rất khó xác định trạng thái ứng suất. Mặt khác trong thực tế, công trình ngầm thường nằm rất nông so với bề dày vỏ trái đất và thời gian sử dụng cũng rất ngắn so với quá trình kiến tạo, nên khi thiết kế có thể bỏ qua ảnh hưởng của trạng thái ứng suất này.

Ứng suất ban đầu trong khối địa tầng trước lúc đào hang chủ yếu là do trọng lượng bản thân của lớp đá nằm trên nó gây ra. Trong trường hợp đơn giản nhất là địa tầng trầm tích phân lớp nằm ngang, sự thay đổi của nhiệt độ và kiến tạo không đáng kể. Nếu tách ra một phân tố đất đá tại độ sâu $H = \sum h_i$ (h_i là chiều dày từng lớp địa tầng kể từ mặt đất đến phân tố đang xét) thì trên phân tố có ứng suất thẳng đứng là :

$$\sigma_y = \sum \gamma_i h_i \quad (4.1)$$

và ứng suất nằm ngang là :

$$\sigma_x = \sigma_z = \xi \sigma_y \quad (4.2)$$

Ở đây : γ_i là khối lượng riêng của địa tầng trong lớp i ;

ξ là hệ số áp lực bên của địa tầng.

Địa tầng nằm trong khối có thể xem như là vật liệu đàn hồi tuyến tính và do đó trạng thái ứng suất là tuân theo các quy luật của lý thuyết đàn hồi.

Giả thiết này có thể coi là có cơ sở không chỉ đối với đá cứng mà cả với đất đá dẻo, bởi vì khi thay đổi của áp lực lên địa tầng trong một giới hạn không lớn (từ áp lực ban đầu đến áp lực sau khi gia cố hang) thì giữa ứng suất và biến dạng có sự phụ thuộc tuyến tính.

Trong trường hợp này hệ số áp lực bên ξ có thể biểu thị qua hệ số biến dạng ngang ν_0

$$\xi = \frac{\nu_0}{1 - \nu_0} \quad (4.3)$$

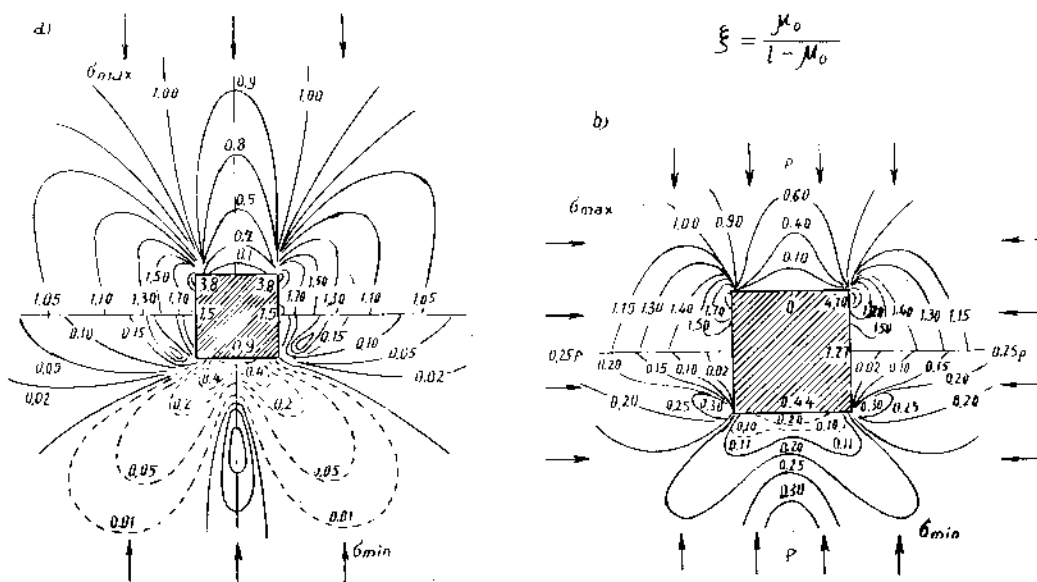
Khi thiết kế công trình ngầm cần lưu ý là tùy theo địa điểm xây dựng có kiến tạo khác nhau nên áp lực do trọng lượng của địa tầng cũng khác nhau. Nếu các lớp xiên lệch thì áp lực sẽ không đối xứng. Nếu các lớp thẳng đứng nhưng có tính chất cơ lý khác nhau thì áp lực cũng sẽ khác nhau.

Việc áp dụng các phương pháp của lý thuyết đàn hồi để nghiên cứu trạng thái ứng suất quanh hang cũng cho những kết quả tốt và dựa trên những kết quả nghiên cứu này cho phép rút ra những kết luận quan trọng.

Việc đào hang ngầm liên quan đến việc tách đi một khối lượng đất đá, mà bình thường chúng có hai chức năng tiếp nhận áp lực do trọng lượng của đất đá nằm trên nóc hang và ngăn cản sự chuyển vị của các hạt đất đá trên chu vi hang. Do đó xung quanh hang phát sinh sự tập trung ứng suất: các vách hang chịu lực nén tăng còn nóc hang thì phát sinh ứng suất kéo, đôi khi đạt trị số khá lớn.

Việc chuyển từ trạng thái ứng suất ban đầu (nén mọi phía) sang ứng suất hai trục (do dỡ ứng suất theo chu vi hang) kéo theo sự phát sinh biến dạng đất đá bao quanh.

Trên hình 4.1 là các đường đẳng ứng suất chính xung quanh một lỗ hình vuông trong điều kiện nén một và hai trục ($\xi = 0$ và $\xi = 0,25$). Các đường đẳng ứng suất nhận được trên cơ sở kết quả nghiên cứu sự tập trung ứng suất xung quanh lỗ trong tấm đàn hồi đẳng hướng.



Hình 4.1.

Từ việc đánh giá kết quả trên hình 4.1 có thể đưa ra những kết luận sau đây :

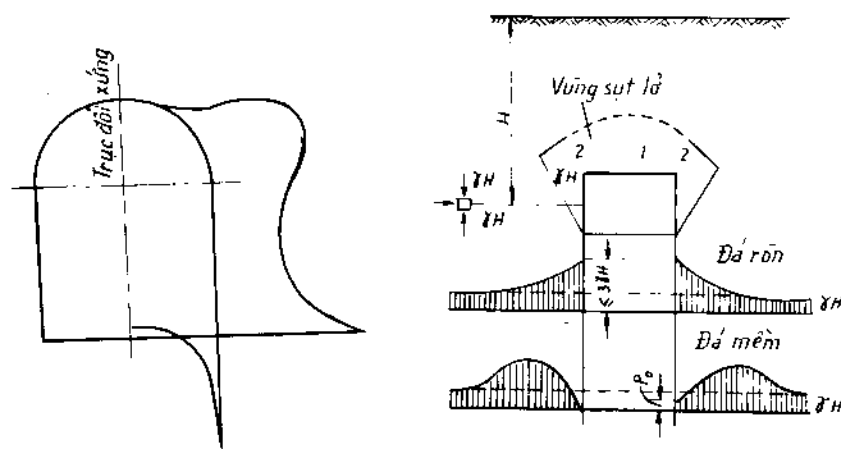
1. Việc có áp lực bên ban đầu ξP làm giảm sự tập trung ứng suất đặc biệt là ứng suất kéo đỉnh hang.

2. Ở những chỗ gãy của chu vi hang sẽ phát sinh tập trung ứng suất đáng kể (hệ số tập trung ứng suất ở các góc về mặt lý thuyết là vô cùng), do đó không thể tránh khỏi sự xuất hiện vùng biến dạng dẻo. Vì thế khi chọn hình dạng hang hợp lý nhất là nên làm tròn các góc, đảm bảo giảm hệ số tập trung ứng suất, hoặc hang có dạng đường cong trơn tru (clip hoặc tròn).

Các nghiên cứu cũng xác nhận rằng các hang cong nhọn theo chiều đứng tốt hơn hang dạng tròn. Ví dụ như khi $\xi = 0,25$ thì ứng suất ở giữa nóc hang tròn bằng khoảng $0,25P$ còn hang elip tỷ số chiều cao trên bề rộng bằng 1,5 thì ứng suất kéo này không xuất hiện.

Từ đó có thể rút ra kết luận dạng hang móng ngựa cũng là loại hang thích hợp, đôi khi còn tốt hơn dạng hang tròn. Trên hình 4.2 là biểu đồ đặc trưng sự phân bố ứng suất theo chu vi hang dạng móng ngựa nhận được bằng phương pháp quang đàn hồi với $\xi = 0,25$. Các nghiên cứu lý thuyết của Phoichieva N.N. (1974) cũng cho kết quả tương tự.

Tuy nhiên trong trường hợp chung, ứng suất tập trung thường lớn hơn độ bền của địa tầng đã bị giảm yếu bởi các khe nứt và ở những tiết diện ứng suất lớn của chu vi hang bắt đầu sự phá hoại.



Hình 4.2.

Độ võng đàn hồi ban đầu ở nóc hang kèm theo sự phát sinh khe nứt trong vùng kéo. Các khe nứt này dần dần phát triển vào sâu trong khối địa tầng. Mặt khác biến dạng của hai vách hang do quá tải cũng xảy ra đồng thời. Quá trình này đối với đá khác nhau sẽ thể hiện ra khác nhau.

Trong đá ròn không nứt nẻ có thể xảy ra hiện tượng bắn đá biểu hiện bằng việc tách ra khỏi vách hang những thấu kính đá dày đến 10 cm và diện tích đến 2 m² có kèm theo tiếng nổ lớn. Hiện tượng bắn đá là đặc trưng cho những hầm khá sâu. Tuy nhiên đôi khi cũng xảy ra đối với hầm có chiều sâu không lớn lắm khi ứng suất tập trung hai bên vách không vượt quá độ bền của vách hang. Hiện tượng này thường được giải thích bằng việc tích tụ ở trong đá những ứng suất kiến tạo hoặc ứng suất nhiệt khá lớn.

Trong các đá mềm theo quá trình đào hang sẽ xảy ra sự phá hoại hai vách và ứng suất thẳng đứng ở trên biên hầu như bằng không cùng với việc dịch chuyển vùng ứng suất cao vào sâu trong khối địa tầng. Những biến dạng lớn của hai vách làm tăng độ võng của nóc và phát triển tiếp tục khe nứt vào trong khối địa tầng bao quanh.

Nếu như chu vi hang không chống đỡ bằng các vì chống tạm thì sẽ xảy ra rơi lở, đất đá bị phá hoại vào hang và sẽ làm tăng tỷ lệ giữa chiều cao với nhịp hang cho đến khi hang có độ cân bằng ổn định. Dạng tự cân bằng ổn định này thường có dạng vòm là đặc trưng của các hang động tự nhiên. Trong trường hợp hang được chống đỡ bằng vì chống tạm hoặc có vỏ hầm thì đất đá bị phá hoại này sẽ tạo nên áp lực lên vì chống (áp lực này gọi là áp lực địa tầng).

Các phương pháp xác định áp lực địa tầng cũng như các lý thuyết về áp lực hiện nay có rất nhiều và xuất phát từ những giả thiết khác nhau về sự phân bố lại ứng suất, về vùng phá hoại, (hoặc biến dạng dẻo) về sự có mặt hoặc không có mặt của vì chống, về độ cứng khác nhau của vì chống và những giả thiết khác nhau về môi trường địa tầng bao quanh hang ...

4.2. TỔNG QUAN VỀ CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH ÁP LỰC ĐỊA TẦNG

Ngày nay các phương pháp tính áp lực đất lên các công trình ngầm phát triển rất mạnh, đã và đang tạo nên rất nhiều phương pháp giải tích để xác định cũng như nghiên cứu sự thể hiện của áp lực đất lên công trình ngầm đứng một mình. Tuy nhiên do tính phức tạp của vấn đề và có quá nhiều nhân tố ảnh hưởng cho nên trong lĩnh vực này cũng tồn tại nhiều giả thuyết và phương pháp, không thể thống nhất thành một hệ thống bằng những nguyên tắc cơ bản nào đó được. Điều đó cũng nói nên tính khách quan của các phương pháp ; Bởi vì trong lĩnh vực công trình ngầm mỗi công trình cụ thể đều có điều kiện quyết định riêng của mình (tức là có một hoặc một vài nhân tố quyết định), do đó mỗi giả thuyết hoặc phương pháp cũng chỉ định hướng cho một hoặc một nhóm nhân tố cụ thể (tức là chỉ thích ứng cho một nhóm hang nào đó mà thôi). Tính đa dạng và phức tạp của các phương pháp và giả thuyết không chỉ đòi hỏi phân loại và hiểu biết chính xác các phương

pháp tính mà còn phải phân loại và hiểu biết các loại công trình ngầm để áp dụng phương pháp tính cho phù hợp. Để làm việc đó đòi hỏi phải có kiến thức nhất định về cơ học môi trường liên tục, lý thuyết đàn hồi, dẻo, từ biến cũng như các mối liên quan khác. Đối với người làm công tác thực tế đòi hỏi phải nghiên cứu và hiểu biết kỹ lưỡng các phương pháp tính đồng thời cũng phải hiểu biết kỹ lưỡng những điều kiện cơ địa của công trình để áp dụng cho phù hợp.

Các nghiên cứu lý thuyết về áp lực đất lên công trình ngầm có thể phân làm các hướng sau :

Hướng thứ nhất là những công trình nghiên cứu áp lực đất và sự thể hiện của nó không xét đến sự làm việc tương hỗ của khối địa tầng và vì chống hang, dựa trên các số liệu thực tế và những giả thiết riêng cùng với việc sử dụng các phương pháp tính công trình một cách gần đúng như các giả thuyết tạo vòm (M.M. Protodiakonov và một số người khác). Giả thuyết về các lăng thể trượt ở bên vách hang (A. Birbaumer, M.P. Brotski, X.A. Sukin, K. Tersaghi ...) ; Các giả thuyết dựa trên những quan sát thực tế (N.M. Pokrovski, V.V. Orlov ...), cũng như các giả thuyết dựa trên việc sử dụng lý thuyết đàn hồi và cơ học kết cấu (V.D. Xlexarev, A.P. German, A.I. Xegal ...).

Theo N.X. Bulutrop thì các giả thuyết kể trên có thể quy về các giả thuyết về lực. Trong các giả thuyết này xem tải trọng lên vì chống như là trọng lượng của một thể tích đất đá nào đó trong phạm vi vòm hay lăng thể trượt.

Hướng thứ hai các công trình thuộc hướng thứ hai dựa trên các giả thuyết về biến dạng. Người đặt nền móng cho hướng này vào năm 1938 là R. Phenher. Những công trình nghiên cứu áp lực đất có xét đến sự tương hỗ của khối địa tầng và vì chống là thuộc hướng này. Trong các công trình này, các phương pháp của cơ học môi trường liên tục : môi trường đàn hồi đẳng hướng được áp dụng (G.N. Xavin, I.V. Rodin, V.L. Phedorov ...), môi trường giả đẳng hướng (X.G. Lexnhixki, A.X. Koxmodamianxki, I. IA. Bialer ...), môi trường đàn dẻo (R. Phenher, G. Labaxx, K.V. Ruppenheit ...), môi trường đàn nhớt và dẻo nhớt (I. Xaluxtovia, T.A. Krugsanovskia, A. P. Makximov ...), môi trường đàn hồi di truyền đẳng hướng (M.I. Rodovski, Gi. X. Ergianov, S.M. Aitaliev ...)

Hướng thứ ba là nghiên cứu áp lực đất với quan điểm mất ổn định của khối địa tầng kèm theo sự thay đổi hình dạng của hang (L.V. Ersov, L.H. Naxonov ...).

Giả thuyết về sự tạo vòm trên nóc hang lần đầu tiên do V. Ritter đề xuất, sau đó tiếp tục phát triển trong các công trình của M.M. Protodiakonov, P.M. Simbarevis và các tác giả khác. Cơ sở của thuyết tạo vòm Protodiakonov là : đất đá không thể xem là vật thể liên tục do các khe nứt lớn nhỏ cắt địa tầng ra làm các khối to nhỏ khác nhau. Do đó đối với địa tầng có thể áp dụng các quy luật của vật thể rời với một sự hiệu chỉnh nào đó để xét lực dính giữa các hạt. Để tính lực dính ông đưa vào hệ số ma sát quy ước hay còn gọi là hệ số độ cứng. Bằng cách xử lý các số liệu thực tế sản xuất cho phép tác giả của thuyết tạo vòm đưa ra giá trị của hệ số ma sát quy ước của các loại địa tầng khác nhau. Ngoài ra theo lý thuyết

này trong móc của hang ngang tạo nên vòm cân bằng tự nhiên dạng parabol. Phần địa tầng nằm phía trong vòm có khuynh hướng sụt, trọng lượng của nó sẽ tạo nên áp lực lên vì chống hang. Như vậy cho phép kết luận là chiều sâu đặt hang và các đặc trưng cơ lý của các vì chống hang không ảnh hưởng đến trị số áp lực và kích thước vòm cân bằng tự nhiên.

Các thí nghiệm trong phòng của Protodiakonov tiến hành với vật thể rời trên những mô hình không lớn có vì chống mềm, đã xác nhận những tiên đề của lý thuyết.

Theo A.A.Borixov lý thuyết tạo vòm có thể dùng để xác định áp lực đất lên những vì chống hang đào không sâu lắm trong cát ẩm hoặc trong đá nứt nẻ.

Trong lý thuyết của M.M. Protodiakonov nhịp vòm cân bằng tự nhiên bằng bề rộng hang, tức là giả thuyết là vách hang là đá bền vững. P.M. Sibarevis đã xét khả năng tồn tại vòm có nhịp lớn hơn bề rộng hang do trong nhiều trường hợp đất đá bên vách hang là không ổn định. Sự trượt của đất đá bên vách do tác dụng của đất đá nằm trên trong phạm vi vòm dẫn đến phát sinh áp lực bên. Trị số của áp lực bên P.M. Simbarevis đề nghị xác định như áp lực chủ động lên tường chắn của lăng thể trượt có chất tải ở phía trên do cột đất đá nằm trong phạm vi vòm phá hoại. Vòm phá hoại xác định theo Protodiakonov.

Theo P.M.Simbarevis các lăng thể trượt bên vách hang tác dụng cả lên đất đá ở đáy và do đó phát sinh cả áp lực ở phía đáy hang.

V.V.Xokolovski đề nghị xác định đối với đất đá rời áp lực ở hang xuất phát từ lý thuyết cân bằng giới hạn. Phương pháp này ít được áp dụng trong thực tế do sai lệch lớn đối với thực.

Những nghiên cứu về vấn đề áp lực đất áp dụng cho địa tầng phân lớp đã được V.D.Xlexarev tiến hành. Xlexarev đã dùng các phương pháp của sức bền vật liệu để giải nhiều bài toán xác định áp lực đất, trong đó có phương pháp xác định nhịp giới hạn của hang không chống.

Ngày nay việc sử dụng các phương pháp của lý thuyết sức bền vật liệu và các công thức tính toán của môn học này khi giải quyết các vấn đề áp lực đất được xem như không áp dụng.

Lý thuyết sức bền vật liệu chủ yếu là áp dụng cho vật liệu đồng nhất và đàn hồi. Các tính chất đàn hồi của các địa tầng sét, trầm tích phát triển rất yếu, giới hạn đàn hồi không lớn và vì thế chúng làm việc chủ yếu là ngoài giới hạn đàn hồi, trong vùng biến dạng không đàn hồi. Ở đây các công thức của sức bền vật liệu áp dụng sẽ rất bất tiện. Theo các công thức sức bền vật liệu không thể tính uốn của những lớp địa tầng dày, lại càng không áp dụng được cho khối địa tầng nguyên vẹn; bởi vì những công thức này dùng chủ yếu để tính các bộ phận của kết cấu có tiết diện ngang khá bé và có chiều dài đủ lớn. Lý thuyết sức bền vật liệu với những sai số nào đấy có thể sử dụng để giải một bài toán về áp lực đất trong một vài loại hang nhưng cơ sở của những bài toán này cũng không đủ sức thuyết phục.

Cũng cần phải nói rõ thêm là, sau khi đưa ra lý thuyết Protodiakonov đã lấy các vì chống thực tế để tính áp lực ở độ sâu khảo sát và theo áp lực này để xác định các hệ số ma sát do đó lý thuyết này là phù hợp với những điều kiện cơ địa chủ yếu đã nêu trong công trình của tác giả (những số liệu chủ yếu là tác giả lấy ở vùng Donbat của Liên Xô trước đây).

Do việc ít nghiên cứu các đặc trưng cơ lý của khối địa tầng và không thể xác định chính xác những đặc trưng này theo các kết quả thử các mẫu trong phòng thí nghiệm được, nên con đường nghiên cứu thực nghiệm như Protodiakonov đã nêu ra là đúng và có thể bằng con đường đó để có kết quả định lượng gần với thực tế.

Như đã nêu ở trên, giả thuyết về những biến dạng là cơ sở của những công trình theo hướng thứ hai. Theo giả thuyết này áp lực lên vì chống là kết quả của sự dịch chuyển của chu vi hang xác định vào thời điểm bắt đầu tiếp xúc với vì chống và bắt đầu chịu kháng lực tăng dần từ phía vì chống cho đến khi không thiết lập được trạng thái cân bằng. Tùy thuộc vào kết cấu và vật liệu của vì chống cũng như việc đưa vì chống vào làm việc trong một hang, trạng thái cân bằng giữa đất đá và vì chống có thể đạt được với những trị số áp lực đất đá lên vì chống khác nhau.

Trong nhiều công trình thuộc hướng này, để giải bài toán áp lực đất đá sử dụng các phương pháp của lý thuyết đàn hồi. Đất đá được xem như đồng nhất và đẳng hướng. Trong các công trình của G.N.Xavin và các tác giả khác, bài toán tiếp xúc đối với những hang trong đó vì chống được dựng tức thời sau khi đào đã được giải. Khi tính toán tác giả đã nhận được sự phụ thuộc tuyến tính giữa trị số áp lực đất và chiều sâu đặt hang. Điều đó thường mâu thuẫn với những kết quả đo áp lực đất và quan sát qua trạng thái của vì chống trong những hang ngang. Những công trình này chỉ có ý nghĩa về mặt lý thuyết.

Trong các công trình của G.N.Xavin, X.G.Lexnhixki, A.X.Koxmodamianxki và các tác giả khác đã giải các bài toán tiếp xúc của lý thuyết đàn hồi với địa tầng đẳng hướng theo kinh tuyến và vĩ tuyến.

Việc thiết lập về mặt nguyên tắc các bài toán đối với môi trường giả đẳng hướng không khác mấy so với việc thiết lập các bài toán tương tự trong môi trường đồng nhất đẳng hướng. Chỗ khác nhau cơ bản là có xét sự thay đổi của tính chất địa tầng theo những phương pháp khác nhau.

G.N.Xavin đã giải bài toán đối với hang tròn, còn A.X.Koxmodamianxki thì đối với hang dạng vòm và elip với trục lớn thẳng đứng và các dạng khác đối với địa tầng không đẳng hướng theo vĩ tuyến (theo phương bán kính).

Tuy nhiên dạng giả đẳng hướng đặc trưng nhất đối với đất đá là tồn tại một mặt phẳng mà trong mặt phẳng này các tính chất đàn hồi của đá là tương đương với tất cả các hướng, và tính chất đàn hồi chỉ thay đổi theo phương vuông góc với mặt phẳng này. Địa tầng có dạng giả đẳng hướng như vậy gọi là đẳng hướng kinh tuyến. Về cơ bản các địa tầng giả đẳng hướng là thuộc loại này. Việc giải bài toán đối với địa tầng đẳng hướng kinh tuyến được đơn giản ở chỗ để giải chỉ lấy một

số ít các thông số đàn hồi của địa tầng đặc trưng cho sự thay đổi của những tính chất này theo các hướng khác nhau.

X.G.Lexnhixki xác định các ứng suất trong đất đá bao quanh và ở điểm tiếp xúc với vì chống cứng của hang tròn và elip đào trong các đá đẳng hướng của địa tầng là gần với thực hơn.

Đối với các đá trầm tích đẳng hướng thì các lời giải giải tích thiết lập theo lý thuyết đàn hồi thường không phải ánh được trạng thái ứng suất và biến dạng của chúng. Thường thì các biến dạng không đàn hồi là đặc trưng đối với đất đá trầm tích.

Ta dừng lại ở một số công trình có kiến nghị những lời giải với điều kiện biến dạng đàn dẻo và dẻo của địa tầng.

Theo K.V.Ruppennei thì xung quanh hang ngang dạng tròn phát sinh vùng biến dạng không đàn hồi dạng ôvan, kích thước của nó phụ thuộc vào kích thước hình học của hang, khoảng cách từ hang đến mặt đất, các tính chất cơ lý của địa tầng quanh hang và độ cứng của vì chống.

Bằng cách sử dụng phương pháp gần đúng để giải bài toán đàn dẻo mà A.P. Xokolov đã dùng, tác giả đã nhận được lời giải giải tích để xác định áp lực đất lên vì chống hang trong ba trường hợp :

1. Áp lực lên vì chống tròn mềm của những hang đào trong địa tầng đàn dẻo. Áp lực địa tầng p lên vì chống của hang được xác định xuất phát từ sự cân bằng của những chuyển vị theo phương bán kính của địa tầng và vì chống :

$$p = R_0 \frac{\alpha(\alpha + 1)}{2} \left(\frac{1000\alpha}{4GU_0} \right)^{\frac{\alpha}{2}} \left[(1 - \sin\varphi)(\lambda_3 \gamma H + Kctg\varphi) \right]^{\frac{\alpha + 2}{2}} - Kctp \quad (4.4)$$

Ở đây R_0 là bán kính hang ;

$$\alpha = \frac{2 \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} ;$$

φ là góc nội ma sát ;

G là môđun trượt ;

U_0 là chuyển vị của địa tầng trên chu vi hang :

$$\lambda_3 = \frac{1}{2} (\lambda_1 + \lambda_2) \text{ là hệ số phụ thuộc vào trị số áp lực bên trong khối địa tầng}$$

chưa bị phá hoại ;

γ là trọng lượng thể tích của địa tầng ;

H là chiều sâu đặt hang ;

K là hệ số dính.

2. Áp lực lên vì chống cứng dạng tròn của hang đào trong địa tầng đàn dẻo. Trong trường hợp này áp lực chủ động lên vì chống được xác định :

$$\sigma_n = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} (q + K \cot \varphi) \exp(-\pi \tan \varphi) - K \cot \varphi \quad (4.5)$$

Ở đây : $q = \frac{1}{2} \gamma R_0 \left(\frac{4}{3} r_0 - \frac{\pi}{2} \right)$ là áp lực trung bình trên 1 m² hình chiếu của vòm hang ;

r_0 là bán kính không thứ nguyên của vùng biến dạng không đàn hồi.

3. Áp lực lên vì chống tròn của hang đào trong địa tầng dẻo được xác định theo công thức :

$$p = K^* \left(l_n R_0 - l_n \frac{G}{10^4} \right) + \omega \quad (4.6)$$

$$\text{Ở đây : } \omega = \lambda_3 \gamma H - K^* \left(1 + l_n \frac{20 U_0}{K^*} \right) ;$$

K^* là bán kính của vòng xicloit tạo nên (theo Ruppenneit) xác định theo biểu thức :

$$K^* = \frac{\sigma_p - K \cot \varphi}{\frac{\pi}{2} - \varphi - \cot \varphi} ;$$

σ_p là giới hạn độ bền kéo của địa tầng.

Trong những công trình này theo Ruppenneit có thể mô tả đường bao ứng suất chính bằng một tổ hợp xicloit và đường thẳng.

Sơ đồ tính trong các nghiên cứu của K.V.Ruppenneit là gần với thực. Nó phản ánh sự thay đổi trị số của áp lực đất theo chiều sâu đặt hang, theo độ cứng của vì chống, kích thước hình học của hang và tính chất cơ lý của địa tầng. Tuy nhiên trong các công thức tính đưa vào một loạt các thông số về tính chất cơ lý của địa tầng mà xác định chính xác nó là rất khó khăn. Vì thế độ chính xác của tính toán được xác định bởi những thông số này. Các công thức cũng không xét đến từ biến của địa tầng.

I.U.D.Doxlavski áp dụng lời giải của bài toán đàn dẻo đối xứng trục với điều kiện tính dẻo thực của đá trong vùng biến dạng không đàn hồi. Trong các biểu thức nhận được đối với các chuyển vị có đưa vào các hệ số xác định bằng thực nghiệm theo các số liệu của các trạm đo.

Giả thuyết do A.Labaxx đề nghị dựa trên giả thiết có phát sinh ở quanh hang ba vùng : vùng biến dạng không đàn hồi, vùng ứng suất cao và vùng ứng suất giảm dẫn đến trị số ban đầu của khối đá nguyên vẹn.

Ở gần hang địa tầng bị nứt ra và phá hoại, thể tích tăng lên và dịch chuyển dần vào trong hang sau khi tạo nên vùng nén ép do sự vồng của đá trong khối địa tầng theo các vòng tập trung ứng suất.

Tải trọng lên vì chống của hang phát sinh là do kết quả của việc tăng thể tích (tơi ra) của đất đá trong vùng không đàn hồi và trọng lượng của đất đá trong phạm

vì vùng nén ép. Nếu vì chống có đủ độ bền và độ cứng, thì phản lực của nó theo mức độ tăng của áp lực cũng tăng cho đến khi chưa thiết lập sự cân bằng và chưa ngừng quá trình phá hoại của địa tầng. Trong trường hợp ngược lại vì chống bị phá hoại. Nếu vì chống mềm, đất đá có thể dịch chuyển về phía hang.

Vùng biến dạng không đàn hồi, theo A.Labaxx, có dạng ôvan. Ở trên hang do tác dụng của trọng lượng đất đá bị phá hoại nó lớn hơn ở dưới. Áp lực lên vì chống từ phía nóc hang theo A.Labaxx, $p_k = p + p_1$, từ phía đáy là $p_{\pi} = p - p_1$. Ở đây p_1 là trọng lượng của đất đá nằm trong vùng nén ép, p là áp lực lên vì chống không xét đến sự đàn nờ đàn hồi và trọng lượng của đất đá trong phạm vi vùng nén ép xác định theo biểu thức :

$$p = (1 - \sin\varphi)\gamma H \left(\frac{R}{R_p} \right)^{\frac{2\sin\varphi}{1 - \sin\varphi}} \quad (4.7)$$

Ở đây : φ là góc ma sát ; γ là trọng lượng thể tích của đất đá (T/m^3) ; H là chiều sâu đặt hang (m) ; R_p là bán kính đường biên của vùng nén ép (m).

Trị số bán kính biên vùng nén ép (vùng tối) được xác định theo biểu thức :

$$R_p = R \sqrt{\frac{2\pi R^2(K - 1)}{\Delta S + \pi R^2(K - 1)}} \quad (4.8)$$

K là hệ số nở thể tích của đất đá (trị số quy ước), tác giả đề nghị lấy $K = 1,1$ đối với tất cả các loại đất đá ; ΔS là trị số độ mềm của vì chống.

Phân tích công thức trên thấy rằng áp lực lên vì chống giảm khi tăng bán kính vùng nén ép. A. Labaxx giải thích điều đó bằng sự nêch chèn của các cục đá và bằng việc tạo nên vỏ chịu lực làm giảm áp lực. Kết luận này là cơ sở cho những kiến nghị của tác giả là dùng vì chống mềm thay cho vì chống cứng.

Áp lực lên vì chống, theo ý kiến của A.P.Makximov và những tác giả khác nữa, là gây ra bởi sự chảy dẻo của địa tầng.

A.P.Makximov cho rằng đất đá có thể mô tả bằng mô hình cấu trúc Bingam - Svedov và giải thích sự trượt của đáy hang bằng cơ chế chảy của chất lỏng nhớt giữa hai vách phẳng.

Ta sẽ không mô tả tỉ mỉ các phương pháp tính dựa trên giả thiết về chảy dẻo của địa tầng vì nếu không có những số liệu cần thiết đặc trưng cho trạng thái ứng suất của khối địa tầng quanh hang trong điều kiện phát triển liên tục của từ biến, cũng như không có các thông số lưu biến của địa tầng sẽ không cho phép dùng các phương pháp dựa trên giả thuyết này để tính tải trọng lên vì chống hang.

Ngoài ra nếu dùng các mô hình cấu trúc : thì sẽ là từ biến không tắt dần, còn thực tế thì chỉ có đất sét là có tính từ biến không tắt dần mà thôi. Do đó dùng mô hình cấu trúc để nghiên cứu từ biến của các loại địa tầng đá ximăng hóa (đất đá cứng) là không phù hợp. Mặt khác việc xác định độ nhớt thường liên quan đến những thí nghiệm hết sức công kênh và phương pháp còn luôn chưa hoàn chỉnh.

Ưu điểm của những lời giải của A.P.Macximov và các công trình tương tự khác là ở chỗ xét đến tốc độ biến dạng của đất đá và do đó có thể xác định tải trọng lên vì chống ở thời điểm bất kỳ chứ không nhất thiết là giá trị cuối cùng.

Tuy nhiên sự biến dạng của đất đá theo thời gian có thể được mô tả bằng quy luật chung hơn, biểu thị trực tiếp bằng phương trình tích phân của lý thuyết di truyền. Các mô hình cấu trúc dẻo nhớt và đàn nhớt là trường hợp riêng của lý thuyết di truyền phi tuyến với những toán tử tích phân dạng Volter - Rabotnov. Lý thuyết di truyền được ứng dụng rộng rãi để mô tả đất đá. Lý thuyết này được ứng dụng trong nhiều lời giải để tính các tính chất lưu biến của đất đá khi xác định áp lực lên vì chống của các hàng ngang.

Nguyên tắc giải các bài toán có sử dụng lý thuyết di truyền là tất cả các lời giải đã biết theo các phương pháp của lý thuyết đàn đều là lời giải của lý thuyết di truyền nếu thay các hằng số đàn hồi bằng các toán tử thời gian, cho phép xét sự thay đổi theo thời gian của các hằng số đàn hồi.

Đối với các hàng ngang, trong các địa tầng di truyền đàn hồi đẳng hướng Ergianov G.I. X đã nhận được các biểu thức để xác định chuyển vị và tải trọng lên vì chống cứng dạng vòm elip và tròn.

Các ứng suất và chuyển vị đối với dạng hàng tròn được xác định đối với hai trường hợp: Vì chống cứng không dính với địa tầng vách hàng, và trường hợp có lực dính này.

Trong trường hợp thứ nhất đã sử dụng lời giải bài toán tiếp xúc của lý thuyết đàn hồi đối với mặt phẳng có lỗ tròn chống bằng một vòng nằm tự do trong lỗ. Trong trường hợp khảo sát lời giải của một bài toán tương tự đối với một vòng phẳng gắn liền vào lỗ. Cả hai bài toán đều được giải với giả thiết vì chống cứng tuyệt đối hoặc vì chống khác đặt tức thời ngay sau khi đào hàng, sau đó xảy ra sự phát triển của các biến dạng từ biến của đá quanh hàng và vật liệu vì chống. Trong tình hình như vậy bài toán chỉ có ý nghĩa về mặt lý thuyết.

Các công thức mà tác giả nhận được đối với tải trọng lên vì chống cứng dạng elip có xét đến tính giả đẳng hướng. Lời giải sẽ nêu ở dưới đây.

Theo L.V. Ersov và A.N.Naxonov để đảm bảo ổn định của khối đá bao quanh hàng cần phải đặt vì chống. Phản lực của nó bằng áp lực lên vì chống.

Bài toán phẳng đối xứng trục đã được giải đối với mặt phẳng không trọng lượng có lỗ bằng bán kính hàng. Theo chu vi lỗ có đặt áp lực p_k còn ở xa vô cùng theo phương thẳng đứng có tải trọng phân bố đều γh . Lời giải của hai tác giả là đối với môi trường đàn dẻo và bằng phương pháp thông số bé.

L.B.Erxov giải bài toán, chấp nhận vùng dẻo và điều kiện dẻo đối với vật liệu rời có dạng:

$$\max \{ |\tau_n| - (\sigma_n + H) \operatorname{tg} \varphi \} = 0$$

Ở đây: $H = K \operatorname{ctg} \varphi$; K là hệ số dính (T/m^2), φ là góc nội ma sát của đất đá (độ).

Trị số áp lực đất đá lên vì chống được xác định từ biểu thức sau :

$$P_k = \frac{2(\gamma h + H - \beta_{ok}^{\alpha_1}(1 + \alpha_1)H)}{(1 + \alpha)\beta_{ok}^{\alpha_1}} \quad (4.9)$$

Ở đây : $\beta_{ok}^{\alpha_1}$ và α_1 là các đặc trưng cơ học không thứ nguyên của khối địa tầng.

L.N.Naxonov giả thiết rằng địa tầng tuân theo lý thuyết biến dạng đàn dẻo bé với bậc đơn giản hóa :

$$\sigma_i = A \varepsilon_i^m$$

Ở đây : σ_i là cường độ của ứng suất ; ε_i là cường độ của biến dạng ; A, m là các hằng số.

Trong công trình của L.V.Ersov còn một số lời giải khác bằng cách chấp nhận một số giả thiết đơn giản và kết quả cuối cùng nhận được những công thức tải trọng lên vì chống tỷ lệ với chiều sâu đặt hàng.

Công thức tải trọng lên vì chống có dạng :

$$p = K_1 \gamma h \quad (4.10)$$

Ở đây : K_1 là hệ số hiệu chỉnh có xét ảnh hưởng của tính chất cơ lý và tính chất độ bền của địa tầng. Công thức này đề nghị sử dụng để xác định tải trọng lên vì chống trong địa tầng loại sét.

Đối với những loại địa tầng sét đã ximăng hóa L.N.Naxonov đã sử dụng công cụ toán thống kê xử lý các công thức của gần 1000 phương án và đưa ra công thức sau đây để xác định áp lực đất :

$$p = (1 - \sin \varphi)(\gamma h + K \cot \varphi) e^{2.3 \sin \varphi} \lg \alpha_1 \alpha_2 \mu - \lg [\alpha_2(2 + q) - 2\alpha_1 - \mu] \quad (4.11)$$

Ở đây :

$$\alpha_1 = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} ; \alpha_2 = \alpha_1 - 1 ; q = \frac{\gamma h + H}{G} ;$$

$$\mu = \frac{1}{2G} [\sin \varphi(\gamma h + K \cot \varphi) + \gamma h(1 - 2\nu)]$$

ν là hệ số Poisson ; G là môđun trượt (T/m^2) ; e là cơ số của lôgarit tự nhiên.

Như tác giả đã chỉ rõ, sự hội tụ của công thức đề xuất với các số liệu thực nghiệm là thỏa mãn với những hàng sâu 300 ÷ 700 m.

Cũng như các lời giải nêu trên L.V.Ersov và L.N.Naxonov khảo sát những điều kiện làm việc tương hỗ của vì chống với khối địa tầng bao quanh. Điểm đặc biệt của những nghiên cứu này là ở chỗ lời giải cuối cùng của bài toán đàn dẻo dẫn đến việc rút ra tải trọng tiêu chuẩn cần phải đặt vào chu vi hàng để đảm bảo sự ổn định của khối địa tầng bao quanh. Sự ổn định đó cần phải đảm bảo trong trường hợp lực kháng của vì chống bằng tải trọng tiêu chuẩn.

Việc nhận được những kết quả định lượng một cách tin cậy bằng các công thức tính toán có chứa đựng những điều không thể xác định chính xác các tính chất cơ lý của địa tầng trong khối bằng các thí nghiệm trong phòng trên cơ sở thử các mẫu đất đá. Điều đó xảy ra là do có sự phá hoại quy luật tương tự hình học về phương diện mức độ nứt nẻ, sự phá hoại sự tương tự về thời gian chất tải, về sự thay đổi các tính chất cơ lý khi lấy mẫu đất đá khỏi khối về vận chuyển và bảo quản nó.

Vì thế các số liệu tin cậy về các tính chất cơ lý của địa tầng nhận được khi nghiên cứu trực tiếp trong khối địa tầng hay thiết lập những quan hệ tương quan và quy luật giữa những tính chất của địa tầng trong khối có ý nghĩa rất quan trọng trong việc phát triển các phương pháp giải tích để nghiên cứu áp lực đất.

Cũng cần phải nhận rõ rằng các kết quả cụ thể của các phương pháp đã khảo sát ở trên luôn luôn là những hậu quả gần đúng của thực tế khối đá. Bởi thế các phương pháp cơ học môi trường liên tục về nguyên tắc không xét được địa tầng thực không có tính đồng nhất và liên tục về vật lý. Tuy nhiên nhiều hiện tượng còn không thể mô tả được bằng các phương pháp giải tích hiện đại. Mặc dầu có nhiều khó khăn gặp phải khi nghiên cứu giải tích áp lực địa tầng nhưng thực tế chỉ ra rằng một số phương pháp hiện tại khi áp dụng đúng nó có thể sử dụng có kết quả để làm sáng tỏ nhiều quan hệ quan trọng về mặt chất lượng cũng như dùng làm cơ sở để tạo nên những phương pháp giải thích thực nghiệm khác nhau cho phép nhận được những kết quả định lượng thỏa mãn nhu cầu thực tế.

Như đã chỉ ra ở trên hướng thứ nhất không thể xem là có đủ cơ sở và không thể áp dụng để xác định tải trọng lên vì chống của những hàng ngang đặt sâu.

Theo giả thuyết của hướng thứ hai và thứ ba với mức độ gần đúng cao nhất để mô tả khối địa tầng trong những nghiên cứu, trong đó địa tầng được khảo sát như môi trường đàn dẻo hoặc đàn hồi di truyền. Việc đánh giá các khả năng áp dụng các giả thiết còn lại để xác định tải trọng lên vì chống còn chưa được xem xét.

Ta chuyển sang đánh giá các giả thuyết, trong đó khối địa tầng được mô tả bằng các quy luật của môi trường đàn dẻo và đàn hồi di truyền.

Các bài toán đàn dẻo đã khảo sát khác nhau ở những điều kiện dẻo trong vùng biến dạng không đàn hồi. Những điều kiện dẻo xác định phẩm chất của vật liệu ngoài giới hạn đàn hồi và mức độ phức tạp toán học của việc giải bài toán. Khả năng áp dụng lời giải của bài toán đàn dẻo để xác định tải trọng lên vì chống phụ thuộc vào điều kiện dẻo chấp nhận.

Ngày nay đã giải được bài toán đàn dẻo với điều kiện dẻo ở dạng đường bao thẳng Mohr và trường hợp dẻo lý tưởng. Điều kiện dẻo lý tưởng là trường hợp riêng của đường bao thẳng khi đường bao có dạng đường thẳng nằm ngang. Những bài toán của K.V.Ruppeneit và L.V.Ersov cùng thuộc loại sử dụng vòng bao mạch thẳng.

Điều kiện dẻo ở dạng đường bao thẳng và dẻo lý tưởng là dạng sơ đồ tính toán đã đơn giản hóa của khối địa tầng thực. Vì thế hợp lý hơn là việc sử dụng lời giải kiểu giải tích thực nghiệm do L.N.Naxonov và I.U.J. Jaxlavski đưa ra.

Trong những công trình này đã tìm được các hệ số thực nghiệm cho phép đặc trưng cho địa tầng trong khối theo kết quả thử mẫu trong phòng thí nghiệm. Công thức của L.N.Naxonov có thể kiến nghị khi tính tải trọng lên vì chống cứng của hang đào trong các địa tầng dạng phiến cát, phiến cát sét, và phiến sét đến chiều sâu 700 m.

Các công trình của I.U.J.Jaxlavski có thể sử dụng để xác định chuyển vị của địa tầng ở trên biên hang và tải trọng lên vì chống dèo đến chiều sâu 1100 m trong địa tầng sét và cát.

Các công thức tính toán đã đề xuất trong khuôn khổ các giả thuyết đàn dẻo dạng phân tích - thực nghiệm hoặc dạng phân tích cho phép xác định trị số và đặc trưng thể hiện của áp lực địa tầng chỉ qua một khoảng thời gian đủ lớn kể từ khi đào hang, có nghĩa là xác định giá trị cuối cùng của tải trọng lên vì chống.

Để chọn chế độ làm việc hợp lý của vì chống cần biết tải trọng lên vì chống vào những thời điểm khác nhau. Sự thay đổi của tải trọng lên vì chống theo thời gian được xét đến trong các phương pháp nghiên cứu giải tích, trong đó khối địa tầng được xem như môi trường đàn hồi di truyền. Như đã nhấn mạnh ở phần trên các nghiên cứu này chủ yếu là những lời giải lý thuyết không đủ tin cậy cho những lời giải công trình.

Để phát triển tiếp tục các giả thuyết và phương pháp xác định tải trọng lên vì chống cần phải tạo được các mô hình toán học mô tả chính xác khối địa tầng cho phép tính không đẳng hướng, không đồng nhất, tính lưu biến của địa tầng.

Những công trình của I.U.J.Jaxlavski, V.T. Gluskô và A.D.Surokov là những cố gắng bước đầu để giải quyết bài toán theo hướng này.

4.3. MỘT SỐ LÝ THUYẾT VÀ PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH ÁP LỰC ĐỊA TẦNG

4.3.1. Các giả thuyết chấp nhận áp lực tỷ lệ với chiều sâu đặt hầm

Theo giả thuyết của nhà địa chất A. Heim trên vòm hầm có tác dụng một áp lực do trọng lượng cột địa tầng có chiều cao bằng chiều sâu đặt hầm. Cột đất này giới hạn bởi các mặt phẳng thẳng đứng tiếp xúc với hang.

Áp lực thẳng đứng ở đỉnh hang bằng trọng lượng cột đất có chiều cao H :

$$P = \gamma H \quad (4.12)$$

Ở đây : γ là trọng lượng riêng của đất (T/m^3), H là chiều sâu đỉnh hầm (m).

Mặc dầu giả thuyết hết sức đơn giản và do đó ứng dụng trong thực tế chỉ hạn chế trong những trường hợp khi hầm đặt trong đất bão hòa nước, khi áp lực đất gần như áp lực thủy tĩnh hoặc khi hầm đặt nông.

Trong hầu hết các trường hợp còn lại áp lực tính theo giả thuyết này cho kết quả lớn hơn thực tế rất nhiều.

Trường hợp cá biệt của thuyết này đối với hầm đặt sâu đó là trường hợp hầm Xiplon nằm trong vỉa dốc đứng mặt lớp bị ướt và lớp chèn yếu.

Trường hợp này có thể xem như trường hợp ngoại lệ, chủ yếu là sai sót trong điều tra và đánh giá địa chất mà hầm cắt qua.

4.3.2. Các giả thuyết dựa trên những quy luật cân bằng của vật thể rời

Những người theo nhóm giả thuyết thứ hai chủ yếu khảo sát vật liệu rời, khô. Ví dụ một trong những người đặt nền móng cho những giả thuyết dựa trên vật thể rời - Phorkheimer chấp nhận rằng áp lực bằng cột đất dạng lăng trụ thẳng đứng có đáy dựa lên nóc hang. Khi đó trọng lượng cột đất Q bị giảm yếu do lực ma sát phát sinh trên các mặt phẳng trượt thẳng đứng (hình 4.4).

Lăng thể trượt tạo nên bởi hiệu của các lực ngược nhau nếu như biểu diễn hiệu này thành một hàm của chiều cao lăng trụ, thì giá trị của hàm sẽ đạt cực trị với một chiều cao xác định của lăng trụ. Cực trị của p sẽ bằng :

$$p = \gamma \frac{1 + 2\operatorname{tg}^2 \varphi}{\operatorname{tg} \varphi} \frac{b}{2} \quad (\text{T/m}^2) \quad (4.13)$$

Công thức có thể biến đổi bằng cách đưa vào ký hiệu :

$$\frac{1 + 2\operatorname{tg}^2 \varphi}{\operatorname{tg} \varphi} = k \quad (4.14)$$

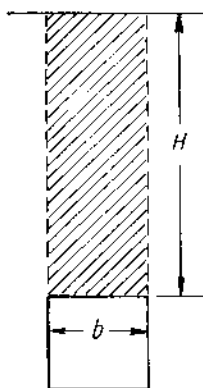
Khi đó :

$$p = k \gamma \frac{b}{2} \quad (4.14')$$

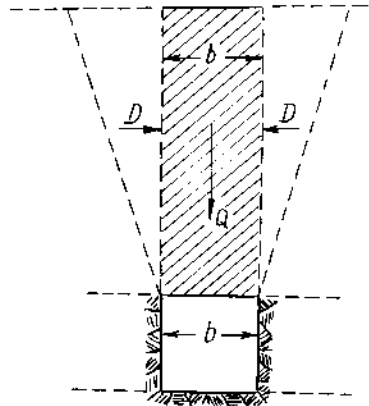
Ở đây φ là góc nội ma sát ; b là bề rộng hang.

Giả thuyết của Phorkheimer xây dựng với điều kiện là cát rất tơi với $\varphi \leq 25^\circ$.

Người thứ hai là Birbaumer đưa ra hai công thức khác nhau để xác định áp lực địa tầng lên vì chống hang. Trong một công thức tác giả xuất phát từ giả thiết như Phorkheimer nhưng nhấn mạnh rằng trong trường hợp khối địa tầng chặt thì nó sẽ trượt có sự tạo thành hai mặt nghiêng và do đó đè lên vì chống sẽ là trọng lượng của một khối dạng nêm (hình 4.5).



Hình 4.3



Hình 4.4.

Áp lực trong trường hợp này được xác định bằng biểu thức sau :

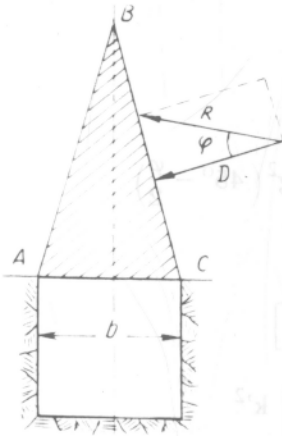
$$p = -\gamma \frac{b}{2 \cotg \varphi} \quad (\text{T/m}^2) \quad (4.15)$$

Biểu thức này có thể biến đổi nếu ta đặt $k = 1/\cotg \varphi$ và khi đó

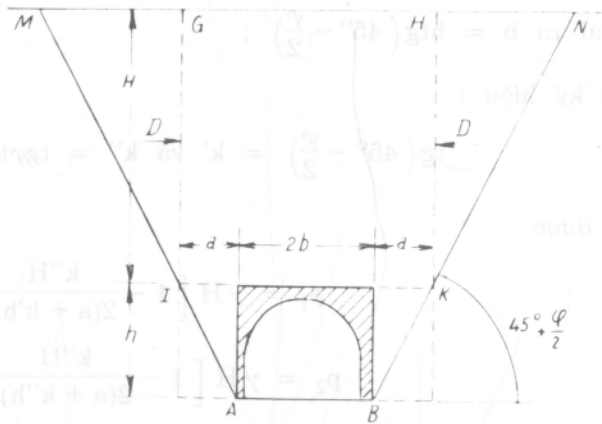
$$p = k \gamma \frac{b}{2} \quad (\text{T/m}^2) \quad (4.15')$$

Đối với địa tầng chặt, xác định theo công thức này của Birbaumer sẽ nhỏ hơn hai, ba lần so với Phorkheimer.

Đối với đất cát kết quả này khá gần với kết quả nhận được bằng thực nghiệm của Engexxer.



Hình 4.5.



Hình 4.6.

Áp lực thực lên nóc hang cần biểu thị bằng một trị số nằm giữa những giá trị nhận được theo Phorkheimer và Birbaumer.

Để xác định áp lực lên vỉ chống hãm Birbaumer còn đề nghị một công thức khác đưa ra trên cơ sở lập luận sau :

Ở gần hãm đã đào trong khối địa tầng tạo thành hai mặt trượt AM và BN (hình 4.6) nghiêng với phương nằm ngang một góc $\Phi = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$.

Trọng lượng cột đất IKGH sau khi bị giảm yếu bởi các lực ma sát, được xác định bằng công thức :

$$p = Q - 2D \tg \varphi \quad (4.16)$$

Ở đây Q là trọng lượng toàn bộ cột đất xác định theo A.Heim

$$Q = 2(a + b)\gamma H$$

D là áp lực bên

$$D = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Khi đó

$$p = 2\gamma(a + b)H \left[1 - \frac{H}{2(a + b)} \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \quad (4.17)$$

Nếu tính cho 1 m² diện tích của IK ta có :

$$p_1 = \gamma H \left[1 - \frac{H}{2(a + b)} \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] ;$$

và áp lực bên :

$$p_2 = p_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) ; \quad (4.18)$$

$$\text{Ngoài ra } b = h \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) ;$$

Nếu ký hiệu :

$$\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = k' \text{ và } k'' = \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

ta nhận được :

$$p_1 = \gamma H \left[1 - \frac{k''H}{2(a + k'h)} \right] \quad (4.19)$$

$$p_2 = \gamma H \left[1 - \frac{k''H}{2(a + k'h)} \right] k'^2 \quad (4.20)$$

Như vậy công thức nhận được cũng có dạng

$$p_1 = k\gamma H \quad k < 1$$

Việc áp dụng các công thức này bị hạn chế với những hầm đặt rất sâu trong đất rời (có φ trung bình bằng 30°).

Nhà nghiên cứu Engexxer đã đề nghị là trong đất rời trên hang tạo nên một vòm giảm tải (không phải dạng lăng trụ và cũng không phải dạng nêm). Vòm như vậy theo Engexxer có thể tiếp nhận trọng lượng của đất nằm trên nó, và ngăn cản sự truyền của áp lực này thì trong trường hợp vòm được tạo nên từ các viên đá dạng nêm. Nhưng trong thực tế nó lập nên từ những hạt riêng rẽ không liên kết với nhau, như vậy để cân bằng phải có lực thẳng đứng tạo nên do phản lực của vòm chống. Ngoài ra nó cần phải giữ được trọng lượng của đất đá nằm trong vòm giảm tải.

Xuất phát từ những giả thuyết này, Engexxer đưa ra công thức để xác định áp lực địa tầng như sau :

$$p = 2\gamma a^2 \left[\frac{H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{H \operatorname{tg} \varphi + a \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{3} \right] ; \quad (4.21)$$

Ở đây a là nửa nhịp hang, γ là trọng lượng riêng, H là chiều sâu đặt hầm, φ là góc nội ma sát.

Nếu chiều sâu H so với trị số a là lớn và góc (φ) không quá bé thì thành phần thứ hai trong mẫu số của công thức có thể bỏ qua và khi đó công thức có dạng :

$$p = 2\gamma a^2 \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{ctg} \varphi + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{3} \right], \quad (4.22)$$

Các công thức vừa nêu trên với giả thiết tách một phần có chiều dài bằng đơn vị khối trục hang dài vô hạn. Nếu như diện tích tiếp nhận tải trọng bị hạn chế theo hướng dọc thì thay vòm hình trụ bằng vòm có dạng tròn xoay (vòm không gian).

Cùng với dạng công thức này còn có dạng khác nhau của nó, ví dụ như khi tiết diện hầm tròn đường kính d thì vòm có dạng parabolit :

$$p = \frac{\pi d^3 \gamma}{4} \left[\frac{H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{H \operatorname{tg} \varphi + d \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{8} \right] \quad (4.23)$$

Khi H rất lớn so với d và góc φ không quá bé thì :

$$p = \frac{\pi d^3 \gamma}{8} \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{ctg} \varphi + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{4} \right] \quad (4.23')$$

Khi tiết diện hầm là vuông

$$p = Ha^3 \gamma \left[\frac{H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{H \operatorname{tg} \varphi + a \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{4} \right]$$

Dạng rút gọn tương ứng của biểu thức này có dạng :

$$p = Ha^3 \gamma \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{ctg} \varphi + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{4} \right];$$

Giả thuyết của Egexxer cho kết quả gần với những quan sát trên những thí nghiệm bằng mô hình và cũng phù hợp với lý thuyết sẽ nêu trong tiết sau do Protodiakonov đề xuất.

4.3.3. Các giả thuyết dựa trên thuyết tạo vòm

Các giả thuyết dựa trên thuyết tạo vòm tự nhiên trên nóc hang thuộc về các tác giả sau đây đã được thừa nhận trong thực tế thiết kế và sản xuất.

a) Giáo sư M.M.Protodiakonov, người đã khảo sát sự cân bằng của vòm áp lực dạng parabol và đưa vào khái niệm hệ số độ cứng của địa tầng. Điều đó có khả năng nhận được lời giải chung hơn đối với các loại đá khác nhau.

b) Camereli, người đã đề nghị giả thiết rằng trên nóc hang tạo nên vòm cân bằng dạng elip. Bên trong vòm đất đá bị tới ra và tạo nên áp lực lên vì chống do tăng thể tích ; như vậy cần phải giả thiết các số liệu về hệ số tới của địa tầng mà hầm xuyên qua và trị số về độ võng của nóc hang.

c) Xuke, người cho rằng trên nóc hầm tạo nên vòm tự nhiên bao gồm toàn bộ khối địa tầng trên nóc hầm. Vòm này bắt đầu từ bên ngoài của vòm hầm và phát triển đến mặt đất. (Ngoài các tác giả trên còn có Riher cũng nêu giả thiết tạo vòm nhưng lý thuyết này không được sử dụng trong thực tế do đó ở đây không mô tả giả thuyết này).

Theo các giả thuyết trên áp lực thẳng đứng tạo nên do trọng lượng của đất đá phá hoại tách ra khỏi vòm cân bằng.

Khi xác định chiều cao vòm cân bằng tự nhiên Camereli xuất phát từ những đặc điểm sau : dưới tác dụng của áp lực đất thẳng đứng vì chống nóc hang bị võng và cột chống chịu ép mặt. Đất đá bị sụt nằm trên vì chống có dạng nửa elip, chiều cao h của nửa elip này phụ thuộc vào độ võng lớn nhất e của vì chống nóc và hệ số tới của đất đá p ($p = 0,05 + 0,15$ giới hạn dưới tương ứng với cát nhỏ còn giới hạn trên là đá cứng).

$$h = \frac{e}{p} \quad (4.24)$$

Giá trị của áp lực địa tầng thẳng đứng được xác định bằng tích của trọng lượng riêng của đất đá và chiều cao h của nửa elip :

$$q = \gamma y \quad (y \text{ là tung độ của nửa elip}).$$

Mặc dầu bề ngoài công thức rất đơn giản nhưng việc áp dụng lại rất khó khăn vì trong giai đoạn thiết kế chưa có số liệu về độ võng của vì chống và ngay trong giai đoạn thi công trị số này cũng là một đại lượng ngẫu nhiên.

Trong thực tế thiết kế công trình ngầm ở Liên Xô trước đây, Trung Quốc, Triều Tiên, nước ta và nhiều nước khác trên thế giới đã sử dụng rộng rãi lý thuyết của M.M.Protodiakonov. M. M. Protodiakonov đã cố gắng để cho lý thuyết của mình áp dụng cho nhiều loại địa tầng khác nhau từ yếu đến cứng chắc. Để thống nhất những đặc trưng của chúng ông đưa vào hệ số độ cứng f của địa tầng. Hệ số độ cứng f là hệ số ma sát quy ước, tức là tang của góc nội ma sát quy ước $\bar{\varphi}$ xác định có xét đến lực dính c giữa các hạt đất đá. Hệ số ma sát quy ước là bằng tỷ số của ứng suất tiếp và ứng suất pháp tại điểm tiếp xúc giữa các hạt đất đá vào thời điểm cân bằng giới hạn.

$$f = \operatorname{tg} \bar{\varphi} = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{\sigma \operatorname{tg} \varphi}{\sigma} = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma} \quad (4.25)$$

Ở đây φ là góc nội ma sát của địa tầng.

Từ biểu thức của f trên đây ta có thể rút ra kết luận là : Trong các đất rời ($c = 0$) thì f trùng với $\operatorname{tg} \varphi$.

Trong đá cứng lực dính thực c được thay bằng lực dính phân tử. Trong trường hợp này giáo sư M.M.Protodiakonov đề nghị xác định hệ số độ cứng của địa tầng tùy thuộc vào độ bền lập phương khi ép vỡ (R , kG/cm²).

$$f = \frac{R}{100} \quad (4.26)$$

Trên cơ sở quan sát sự làm việc của các vì chống và khái quát hóa những kinh nghiệm đào hang ông đã đề nghị phân địa tầng theo độ cứng. Theo cách phân loại này địa tầng chia làm 10 loại (I ÷ X) và có độ cứng thay đổi từ 20 ÷ 0,1 (xem bảng 3.2).

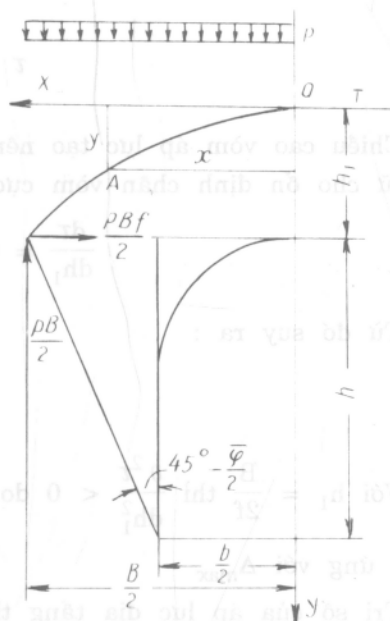
Sau khi đã chấp nhận một đặc trưng tổng hợp là hệ số độ cứng f thì có thể đồng nhất các loại địa tầng với vật thể rời có góc nội ma sát $\bar{\varphi}$ bằng :

$$\bar{\varphi} = \arctg f$$

Trong những vật thể rời hai bên vách hang có tạo nên các lăng thể trượt nghiêng một góc $(45^\circ - \frac{\bar{\varphi}}{2})$ với phương thẳng đứng (hình 4.7). Do đó vùng phá hoại được mở rộng. Ở mức đỉnh hang nhịp vùng phá hoại xác định theo công thức

$$B = b + 2htg(45^\circ - \frac{\bar{\varphi}}{2}) \quad (4.27)$$

Ở đây b là nhịp của hang có xét cả lượng đào vượt lấy phụ thuộc vào phương pháp đào trong phạm vi từ 5 ÷ 15 cm về mỗi phía hang ; h là chiều cao hang.



Hình 4.7.

Trên nóc hang và lăng thể trượt tạo nên vùng sụt, biên trên của nó gọi là vòm áp lực.

Phía trên vòm áp lực là một vòm chịu lực, độ bền của nó cần phải đủ chịu được áp lực của đất đá yếu hơn nằm bên trên nó.

Vòm áp lực (xem hình 4.7) là một vòm mỏng tạo nên từ những hạt của vật thể rời có thể nằm trong trạng thái cân bằng, dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng P lấy phân bố đều và trùng với đường cong áp lực. Rõ ràng là với những điều kiện trên vòm áp lực là một parabol bậc hai.

Điều kiện làm việc của vòm nén đúng tâm là phương trình

$$\sum M_A = 0 ;$$

$$T_y - px^2 = 0.$$

Lực xô của vòm sẽ là :

$$T = \frac{px^2}{2y} = \frac{pB^2}{8h_1}$$

Điều kiện ổn định của chân vòm khô trượt sẽ là :

$$T < \frac{pBf}{2}$$

Nếu đưa vào một lượng dự trữ cho sự ổn định của chân vòm $\Delta = \tau h_1$, tỉ lệ với chiều cao vòm áp lực, ta có :

$$\frac{pBf}{2} - T = \tau h_1$$

hay

$$\tau = \frac{pB}{2} \left(\frac{f}{h_1} - \frac{B}{4h_1^2} \right)$$

Chiều cao vòm áp lực tạo nên trên nóc hang được xác định từ điều kiện lượng dự trữ cho ổn định chân vòm cực đại, có nghĩa là :

$$\frac{d\tau}{dh_1} = 0 = \frac{pB}{2} \left(-\frac{f}{h_1^2} + \frac{B}{2h_1^3} \right)$$

Từ đó suy ra :

$$h_1 = \frac{B}{2f} \quad (4.28)$$

Với $h_1 = \frac{B}{2f}$ thì $\frac{\partial^2 \tau}{\partial h_1^2} < 0$ do đó chiều cao h_1 xác định theo công thức trên là

tương ứng với $\Delta_{\max}$

Trị số của áp lực địa tầng thẳng đứng theo lý thuyết của M.M. Protodiakonov được xác định bằng tích của trọng lượng riêng của địa tầng với tung độ tương ứng của parabol bậc hai :

$$q_x = \gamma(h_1 - y)$$

Từ công thức (4.28) rút ra chiều cao vòm áp lực hình thành trên nóc hang không chống và do đó trị số áp lực địa tầng cũng là trị số lớn nhất tương ứng với giả thuyết tạo vòm.

Nhược điểm của lý thuyết này là :

- Chiều cao vòm áp lực là phụ thuộc bậc nhất với nhịp của hang. Trong thực tế ở những hang nhỏ áp lực giảm nhanh hơn nhịp hang.

- Không thể áp dụng công thức của lý thuyết này cho địa tầng phân lớp, không đồng nhất.

- Đánh giá định lượng hệ số độ cứng là một việc hết sức khó khăn bởi vì cần phải xét mức độ nứt nẻ và ngậm nước của địa tầng.

Trong thực tế xây dựng hầm áp lực địa tầng phụ thuộc rất nhiều vào độ ngậm nước của địa tầng, nhất là địa tầng trên nóc hang, độ cứng của vỉ chống, thời gian từ lúc đào hang đến lúc dựng vỉ chống tạm. Mức độ cẩn thận (chất lượng) của công tác chống đỡ, thời gian từ lúc dựng vỉ chống tạm đến lúc xây dựng vỏ vĩnh cửu và rất nhiều nhân tố khác nữa.

Điều kiện áp dụng công thức (4.28) là phải có ở trên nóc hang một vòm chịu lực đủ để tiếp nhận tải trọng do các lớp địa tầng yếu nằm trên nó. Trong thực tế người ta áp dụng công thức này nếu như chiều dày vòm chịu lực tính từ mặt đất hay từ đáy của lớp đất yếu nằm trên đỉnh vòm áp lực là bằng hoặc lớn hơn chiều cao vòm áp lực. Trong những trường hợp nghi ngờ (hang nhịp lớn, chiều dày lớp đất yếu trên vòm chịu lực khá lớn ...) cần kiểm tra vòm chịu lực.

Trong giai đoạn lập nhiệm vụ thiết kế trị số của hệ số độ cứng có thể lấy theo bảng 3.2 trong giai đoạn thiết kế kỹ thuật cần phải xác định hệ số độ cứng hoặc trực tiếp đo áp lực địa tầng bằng thực nghiệm.

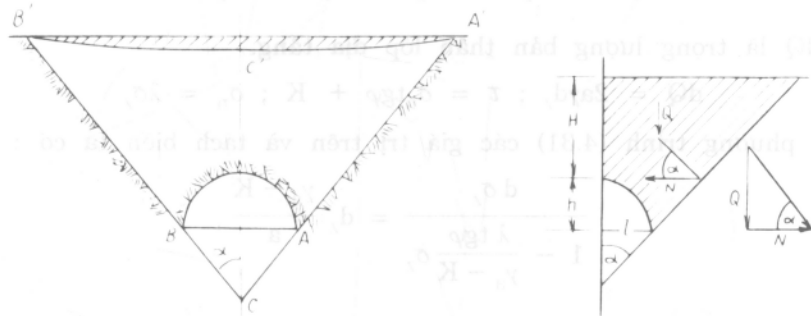
Một quan điểm khác về sự tạo vòm do kỹ sư Xuke đưa ra trên cơ sở hàng loạt những kinh nghiệm thi công và nghiên cứu của kỹ sư về áp lực địa tầng khi xây dựng hệ thống xe điện ngầm Pari.

Xuke coi như trên hầm đặt nông tạo nên một vòm đất giảm tải cho vỏ hầm. Khác với ý kiến của Camenreli, Xuke coi như vòm đất bắt đầu từ mặt ngoài của chân vỏ hầm, tức là không coi trên nóc hầm có hình thành vòm giảm tải nào khác. Như vậy phương pháp của Xuke là coi như độ lún có thể phát triển đến mặt đất.

Với những giả thuyết đó (như trên hình 4.8) khối địa tầng có thể bị vồng (lún) là giới hạn bởi hai mặt phẳng AA' và BB' nghiêng một góc α với phương thẳng đứng và Xuke gọi là góc lún.

Xuke xem như cả lăng thể ACBB'A' làm việc như một vòm chân là AA' và BB'. Vòm có thể biến dạng do trọng lượng bản thân, do độ bền của vật liệu vòm không đủ.

Nếu ký hiệu trọng lượng riêng của địa tầng đồng nhất qua γ và độ bền của nó là R thì vòm đất ACBB'C'A' có thể tự giữ mình với một γ' nào đó tương ứng với R đã cho. Hiệu của $\gamma - \gamma'$ sẽ là trọng lượng riêng gây nên áp lực địa tầng.



Hình 4.8.

Khi xác định ứng suất trong vòm đất Xuke xuất phát từ điều kiện không phát sinh ứng suất kéo và rút ra ứng suất lớn nhất ở đỉnh vòm là (xem hình 4.8).

$$p = \frac{2Q}{H \operatorname{tg} \alpha} \quad (4.29)$$

Ở đây Q là trọng lượng nửa vòm đất theo $CC'AA'$.

H là chiều sâu đến đỉnh vòm hầm

Sau khi xác định Q và thế vào công thức xác định ứng suất p ta nhận được :

$$p = \frac{2\gamma}{h} \left[\frac{1 \left(H + \frac{h}{3} \right)}{\operatorname{tg} \alpha} + \frac{(H + h)^2}{2} \right] \quad (4.30)$$

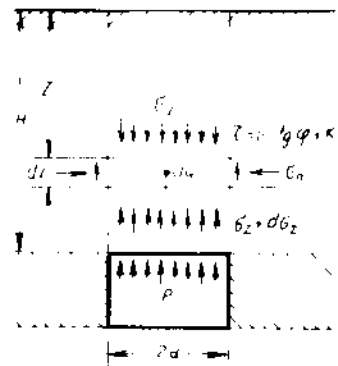
Khi chiều sâu lớn, trị số h có thể bỏ qua và công thức có dạng

$$p = 2\gamma \left(\frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} + \frac{H}{2} \right) \quad (4.30')$$

4.3.4. Giả thuyết dựa trên nguyên tắc tụt của cột địa tầng

Ta khảo sát trường hợp dựa trên giả thuyết tụt của cột địa tầng có chiều cao H kể từ nóc hang giới hạn bởi hai mặt phẳng song song (hình 4.9). Trong phạm vi khối địa tầng tách ra có khảo sát các biến dạng không đàn hồi, còn trong khối địa tầng xung quanh xem như không có biến dạng. Sơ đồ này được Zanzen và Ketter nghiên cứu.

Tách một lớp đất của cột ở độ sâu Z , chiều dày d_z và khảo sát sự cân bằng của nó. Điều kiện cân bằng là tổng hình chiếu của tất cả các lực lên trục thẳng đứng bằng không, và ta có phương trình :



Hình 4.9.

$$dQ + 2a\sigma_z - 2a(\sigma_z + d\sigma_z) - 2\tau d_z = 0 \quad (4.31)$$

Ở đây dQ là trọng lượng bản thân lớp địa tầng.

$$dQ = 2\gamma d_z; \tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + K; \sigma_n = \lambda \sigma_z.$$

Thế vào phương trình (4.31) các giá trị trên và tách biến ta có :

$$\frac{d\sigma_z}{1 - \frac{\lambda \operatorname{tg} \varphi}{\gamma_a - K} \sigma_z} = d_z \frac{\gamma_a - K}{a}$$

Tích phân biểu thức này, ta sẽ nhận được :

$$\ln \left(1 - \frac{\lambda \operatorname{tg} \varphi}{\gamma_a - K} p \right) = -\lambda \frac{\operatorname{tg} \varphi}{a} H.$$

Các hằng số tích phân bằng 0 vì $H = 0$ thì áp lực $p = 0$. Cuối cùng ta nhận được :

$$p = \frac{\gamma_a - K}{\lambda \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - \exp \left(-\lambda \operatorname{tg} \varphi \frac{H}{a} \right) \right] . \quad (4.32)$$

Khi tăng chiều sâu ($H \rightarrow \infty$) tải trọng lên vì chống sẽ tiến tới một trị số không đổi :

$$p = \frac{\gamma_a - K}{\lambda \operatorname{tg} \varphi} . \quad (4.33)$$

Trong môi trường rời (với $K = 0$), tải trọng lên vì chống từ phía cột đất tụt xuống sẽ là :

$$p = \frac{\gamma_a}{\lambda \operatorname{tg} \varphi} . \quad (4.34)$$

So sánh kết quả nhận được với thuyết tạo vòm của Protodiakonov có thể thấy rằng về mặt định tính là rất phù hợp (nếu như $\lambda = 3/2$ thì công thức (4.34) hoàn toàn trùng với công thức (4.28) của Protodiakonov).

4.3.5. Áp lực đất lên vì chống khi có vùng địa tầng bị phá hoại

Ta khảo sát một hàng ngang, xung quanh có một vùng địa tầng bị phá hoại giới hạn bởi một mặt tròn (hình 4.10). Ngoài giới hạn vùng nêu trên khối địa tầng xem như cứng tuyệt đối.

Áp lực địa tầng gây ra chỉ bởi trọng lượng đá trong vùng phá hoại. Sơ đồ này đã được A.Koko nghiên cứu.

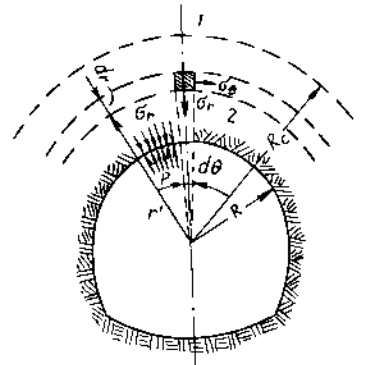
Phương trình cân bằng của một khối rất nhỏ địa tầng nằm trên trục thẳng đứng của tiết diện hàng có xét đến trọng lượng bản thân của phần tử có dạng :

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = -\gamma \quad (4.35)$$

Phương trình này được mở rộng cho toàn bộ thể tích đá bị phá hoại, tức là bài toán được khảo sát như bài toán đối xứng qua cực. Điều kiện đơn giản hóa này là rất quan trọng, cần phải lưu ý khi đánh giá các kết quả nhận được.

Vùng phá hoại được khảo sát như vùng biến dạng dẻo, quan hệ giữa các ứng suất trong đó được xác định từ điều kiện Culông-Mohr :

$$\frac{\sigma_\theta + K \operatorname{ctg} \varphi}{\sigma_r + K \operatorname{ctg} \varphi} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.36)$$



Hình 4.10.

Từ đó suy ra :

$$\sigma_r - \sigma_\theta = - (\sigma_r + K \operatorname{ctg} \varphi) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Thế giá trị này vào phương trình cân bằng (4.35) ta nhận được phương trình vi phân tuyến tính không thuần nhất bậc nhất :

$$\frac{d\sigma_r^*}{dr} - \frac{\sigma_r^*}{r} \alpha = -\gamma \text{ với } \sigma_r^* = \sigma_r + K \operatorname{ctg} \varphi ; \alpha = \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.37)$$

Nghiệm chung của phương trình không thuần nhất tương ứng có dạng :

$$\ln \sigma_r^* = \alpha \ln r + \ln C_1 \text{ hay } \sigma_r^* = C_1 r^\alpha ;$$

Để xác định C_1 ta coi C_1 là một hàm chưa biết $\varphi(r)$ rồi lấy đạo hàm theo r

$$\frac{d\sigma_r^*}{dr} = \alpha r^{(\alpha-1)} \varphi(r) + r^\alpha \frac{d\varphi(r)}{dr} \quad (4.38)$$

Thế biểu thức trên trở lại phương trình vi phân ban đầu (4.37) ta có :

$$\frac{d\varphi(r)}{dr} = -\gamma r^{-\alpha}$$

Từ đó suy ra :

$$\varphi(r) = -\gamma \frac{r^{(1-\alpha)}}{1-\alpha} + C_2$$

Như vậy nghiệm chung của phương trình vi phân (4.37) có dạng :

$$\sigma_r = C_2 r^\alpha + \frac{\gamma r}{\alpha - 1} + K \operatorname{ctg} \varphi ; \quad (4.39)$$

Hằng số tích phân C_2 ta tìm được từ điều kiện biên : khi $r = R_c$, $\sigma_r = 0$

$$C_2 = -\frac{\gamma}{\alpha - 1} R_c^{-(\alpha-1)} - \frac{K \operatorname{ctg} \varphi}{R_c^\alpha}$$

Thế giá trị này vào biểu thức (4.39) và sử dụng điều kiện biên $\sigma_r = p$ khi $r = R$ (trên biên hàng) ta nhận được biểu thức để xác định áp lực lên vỉ chống:

$$p = \frac{\gamma R}{\alpha - 1} \left[\left(\frac{R}{R_c} \right)^{\alpha-1} \right] + K \left[1 - \left(\frac{R}{R_c} \right)^\alpha \right] \operatorname{ctg} \varphi \quad (4.40)$$

Đối với vật thể rời, khi $K = 0$, còn $R_c \rightarrow \infty$ thì áp lực lên vỉ chống sẽ tiến tới một trị số không đổi.

$$p = \gamma R \frac{1 - \sin \varphi}{3 \sin \varphi - 1} \quad (4.41)$$

Nếu so sánh trị số này với các công thức của Protodiakonov và lý thuyết tụt cột đất của Ketter là có sự trùng hợp.

4.4. ÁP LỰC LÊN VÌ CHỐNG CỦA GIẾNG ĐỨNG

Áp lực địa tầng tác dụng lên vì chống của giếng cũng được nhiều tác giả quan tâm nghiên cứu. Một số tác giả như M.P.Brotzki; K.Tersaghi thì dựa trên giả thuyết tạo vòm; P.M.Tsimbarevis thì dựa trên giả thuyết tạo nên những khối trượt cục bộ (sơ đồ tính như trên hình 4.11).

V.G. Berezansev coi địa tầng là vật thể rời và áp dụng lý thuyết cân bằng giới hạn để xác định áp lực địa tầng lên vì chống của giếng. N.X.Bulutrop và cộng sự của ông lại xác định khối lượng địa tầng bị trượt quanh giếng, trên cơ sở đó xác định áp lực địa tầng ...

Dưới đây là một vài phương pháp phổ biến để xác định áp lực địa tầng lên vì chống của giếng đứng.

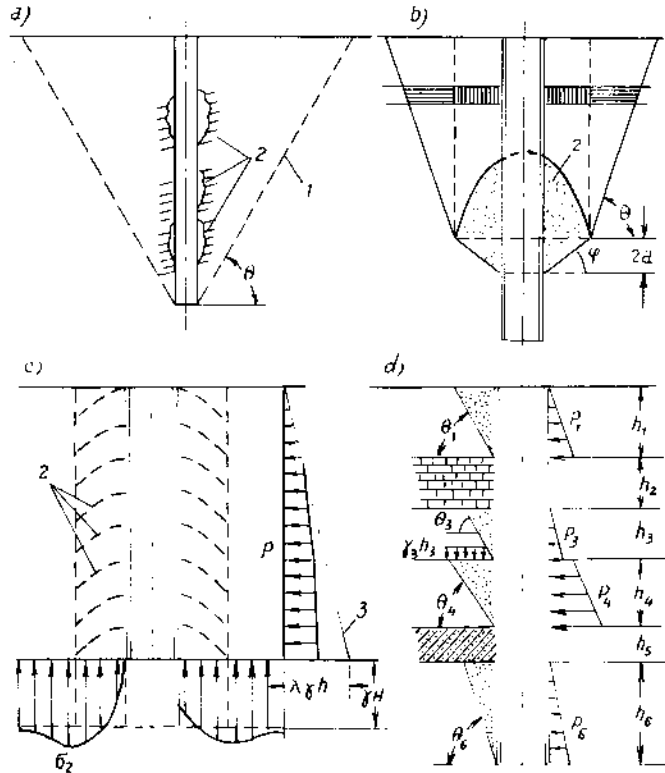
Đối với những giếng có chiều sâu không lớn (theo Protodiakonov nhỏ hơn 200 m), thì áp lực địa tầng lên vì chống được tính tương tự như áp lực đất lên tường chắn :

$$p = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\bar{\varphi}}{2} \right) ; \quad (4.42)$$

Nếu địa tầng gồm nhiều lớp nằm ngang thì :

$$p = \sum_1^{\infty} \gamma_i h_i \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\bar{\varphi}_n}{2} \right) ; \quad (4.43)$$

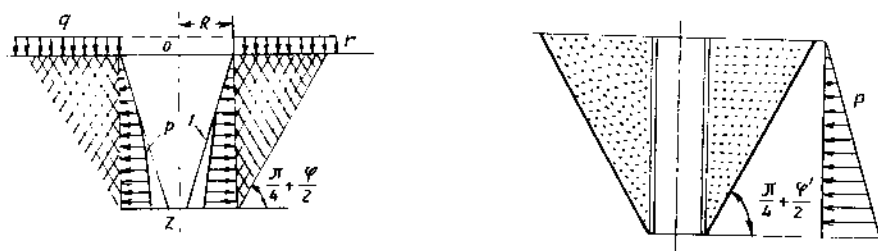
Mặt khác Protodiakonov cũng rút ra từ những số liệu đo thực tế là áp lực khi chiều sâu giếng đến 200 m không phụ thuộc vào chiều sâu và bằng khoảng $3,3 \text{ T/m}^2$.



Hình 4.12.

V.G.Berezansev dựa trên lý thuyết cân bằng giới hạn của vật thể rời với các giả thiết :

- Vùng của trạng thái giới hạn xác định bởi một mặt côn nghiêng với mặt ngang một góc $\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$.
- Bỏ qua lực ma sát giữa vi chống và địa tầng.
- Ngoài phạm vi vùng trạng thái giới hạn, khối địa tầng xem như không biến dạng (cứng tuyệt đối). Sơ đồ như hình 4.12.



Hình 4.12.

Cuối cùng tác giả rút ra công thức xác định áp lực lên vi chống có dạng sau :

$$p = \gamma R \frac{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\eta - 1} \left[1 - \left(\frac{R}{r_b}\right)^{\eta-1}\right] + q \left(\frac{R}{r_b}\right)^\eta \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + K \left[\left(\frac{R}{r_b}\right)^\eta \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 1\right] \operatorname{ctg} \varphi \quad (4.44)$$

Khi không có tải trọng bề mặt ($q = 0$) và lực dính ($K = 0$) với $Z_a \rightarrow \infty$ thì áp lực lên vi chống tiến tới trị số không đổi :

$$p = \gamma R \frac{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}{\eta - 1} \quad (4.45)$$

Ở đây

$$\eta = 2 \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad ; \quad r_b = R + Z_a \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) ;$$

Z_a là tung độ của giao điểm đường trượt họ thứ nhất với vách giếng.

Từ việc nghiên cứu trên mô hình vật liệu rời với những giếng có chiều sâu khác nhau N.X.Balutrop rút ra kết luận về độ lớn vùng trượt quanh giếng theo phương bán kính không phụ thuộc vào chiều sâu giếng và bằng bán kính đào của giếng R.

Trên cơ sở kết luận trên, tác giả đưa ra sơ đồ tính áp lực lên giếng như trên hình 4.13 với những giả thiết sau :

- Do chiều dày khối trượt tương đối bé nên có thể bỏ qua độ cong của nó trên mặt bằng (hình 4.13b) và thay vì chống giếng bằng tường chắn phẳng, dài (hình 4.14c).

- Mặt trượt cong trên mặt cát theo phương bán kính được thay bằng tổ hợp hai mặt phẳng : một mặt ở phía trên song song với vách giếng ; một mặt ở phía dưới làm với mặt phẳng nằm ngang một góc ν .

- Bỏ qua lực ma sát giữa địa tầng và vỉ chống giếng.

Góc ν được xác định từ điều kiện đảm bảo cho áp lực lên vỉ chống có giá trị lớn nhất

$$\nu = \arctg \left[\left(\sqrt{1 + 2 \frac{H}{R} \operatorname{tg} \varphi} - \cos \varphi \right) \cos \varphi \right]; \quad (4.46)$$

và cuối cùng áp lực lên vỉ chống được xác định theo công thức :

$$p = \gamma R \left[\operatorname{tg}(\nu - \varphi) - \frac{A}{2B \cos^2(\nu - \varphi)} \right]; \quad (4.47)$$

$$\text{Ở đây :} \quad A = \sin 2\nu + \sin 2(\nu - \varphi) - \frac{4Z}{R} \cos^2 \nu;$$

$$B = 2 \frac{H}{R} \sin 2\nu + \cos 2\nu + \cos 2(\nu - \varphi).$$

Công thức trên áp dụng với điều kiện $H > H^* = R \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$. Khi $H < H^*$ thì áp lực đất xác định theo công thức (4.42).

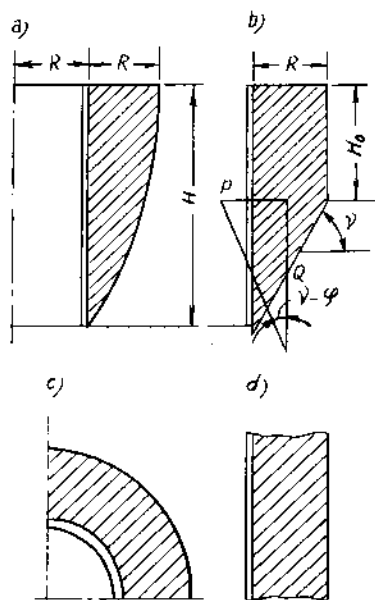
Từ công thức (4.47) rõ ràng là trong phạm vi $H^* \leq Z \leq H$ áp lực phụ thuộc bậc nhất vào chiều sâu giếng Z , và đạt trị số tối đa $Z = H$ (trong trường hợp này A tiến tới 0) :

$$p \Big|_{Z=H} = \gamma R \operatorname{tg}(\nu - \varphi). \quad (4.48)$$

Từ biểu thức (4.46) rõ ràng là khi chiều sâu giếng $H \rightarrow \infty$ thì $\operatorname{tg} \nu \rightarrow \infty$ có nghĩa là $\nu \rightarrow \frac{\pi}{2}$. Thế vào biểu thức (4.48) ta có :

$$p \Big|_{H \rightarrow \infty} = \frac{\gamma R}{\operatorname{tg} \varphi}; \quad (4.49)$$

Đối chiếu các kết quả tính theo Berezansev, Bulutrop và số liệu đo thực tế đối với những địa tầng khác nhau cho thấy nếu tính theo Bulutrop sẽ cho kết quả hơi cao hơn những số liệu đo, còn theo Berezansev thường khá nhỏ so với các số liệu đo.



Hình 4.13

4.5. ÁP LỰC ĐỊA TẦNG LÊN HÀM THI CÔNG BẰNG CÁC PHƯƠNG PHÁP LỘ THIÊN (THEO QUAN ĐIỂM VẬT THỂ RỜI)

4.5.1. Trường hợp công trình đặt trong hào

Khi xây dựng công trình ngầm bằng phương pháp đào hào thì các tính chất của khối địa tầng nguyên vẹn hai bên vách hào rất khác với tính chất của lớp đất đắp trong hào. Vì thế khi làm chặt lớp đất đắp trong hào do trọng lượng bản thân và những tải trọng di chuyển trên mặt đất, thì lớp đất này sẽ lún xuống, giữa nó và vách hào sẽ phát sinh lực ma sát (giống như trong xilô vẩy) và do đó nó sẽ tiếp nhận một phần trọng lượng của đất đắp trong hào phía trên công trình. Phần còn lại của đất đắp sẽ truyền lên công trình và đất đắp hai bên công trình. Từ đó ta có sơ đồ tính như trên hình 4.14.

Tách ra một lớp phân tố có chiều dày dz ở độ sâu Z kể từ mặt đất. Ta khảo sát sự cân bằng của lớp phân tố dưới tác dụng của trọng lượng bản thân $\gamma B dz$, áp lực thẳng đứng lên mặt trên q_z , lên mặt dưới $q_z + dq_z$ cũng như lực ma sát, lực dính tác dụng ở vách. Nếu coi lực tác dụng hướng xuống là dương ta có phương trình :

$$\gamma B dz + B q_z - B q_z - B dq_z - 2 C_0 dz - 2 \xi q_z f_0 dz = 0 ; \quad (4.50)$$

Ở đây ξ là hệ số áp lực bên chủ động $f = \operatorname{tg} \varphi_0$ là hệ số ma sát của đất đắp và vách hào ;

Sau khi rút gọn và tích phân phương trình trên với điều kiện biên $Z = 0$, $q_z = 0$ ta có :

$$q_z = \frac{\gamma B \left(1 - \frac{2 C_0}{\gamma B} \right)}{2 f_0 \xi} \left(1 - \exp \left\{ - \frac{2 \xi f_0 Z}{B} \right\} \right) \quad (4.51)$$

Tại đỉnh hầm $Z = h$ ta có :

$$q_h = \frac{\gamma B \left(1 - \frac{2 C_0}{\gamma B} \right)}{2 f_0 \xi} \left(1 - \exp \left\{ - \frac{2 \xi f_0 h}{B} \right\} \right)$$

Hợp lực của áp lực thẳng đứng :

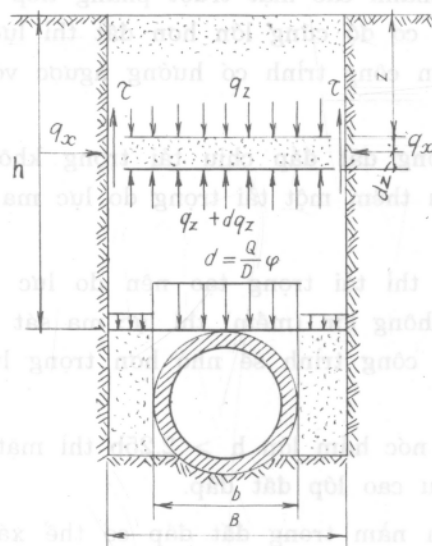
$$Q = q_h B = K_{tp} \gamma h B$$

Ở đây :

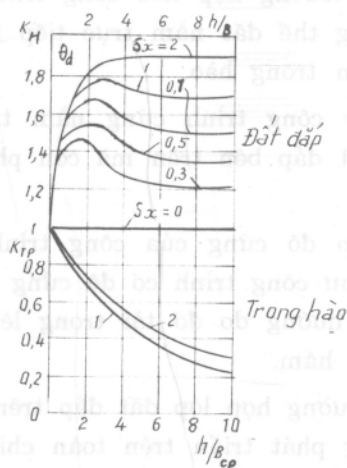
$$K_{tp} = 1 - \frac{\frac{2 C_0}{\gamma B} B}{2 f_0 \xi h} \left(1 - \exp \left\{ - \frac{2 \xi f_0 h}{B} \right\} \right)$$

Như vậy giá trị của hệ số K_{tp} phụ thuộc vào tỷ số $\frac{h}{B}$, tích ξf_0 và tỷ số $\frac{C_0}{\gamma B}$.

Để xác định K_{tp} có thể sử dụng phần dưới của đồ thị trên hình 4.15. Khi sử dụng đồ thị này lực dính coi như bằng 0. Mặt khác đối với một loại đất, tích ξf_0 có giá trị gần như nhau, do đó với những giá trị thông thường của tỷ số h/B thì hệ số K_{tp} ít phụ thuộc vào ξf_0 . Với những cơ sở trên, ở đây chỉ cho các giá trị của K_{tp} với hai giá trị phổ biến của tích ξf_0 .



Hình 4.14.



Hình 4.15.

Đối với đất đắp là cát và á cát (đường cong 1 trên hình 4.15).

$\xi f_0 = 0,54 \tan 15^\circ \approx 0,20$; đối với đất đắp là sét (đường cong 2)

$\xi f_0 = 0,45 \tan 15^\circ \approx 0,145$.

Để xác định áp lực trên công trình ngầm đặt trong hào cần phải biết rằng công thức (4.51) chưa xét đến kích thước tiết diện ngang của công trình. Vì thế đối với những giá trị không lớn của tỷ số bề rộng hào B và bề rộng công trình b và khi hai bên vách công trình có đầm chặt chẽ thì có thể đưa vào công thức (4.51) một thừa số $\psi < 1$ để xét đến sự truyền một phần tải trọng Q sang khối đất đắp hai bên khe công trình và vách hào.

Khi tăng bề rộng hào cho đến khi tỷ số B/b đạt tới một giới hạn nào đó thì ảnh hưởng của vách hào đến tải trọng lên công trình là không đáng kể. Lúc này công trình làm việc như ở trong đất đắp.

Đối với những hào có bề rộng thay đổi theo chiều sâu, thực tế vẫn có thể sử dụng công thức (4.51) với bề rộng tính toán lấy bằng bề rộng của hào ở mức đỉnh hầm, còn khi xác định K_{tp} thì lấy đối với tỷ số h/B_{cp} ; trong đó B_{cp} là bề rộng của hào ở độ sâu $h/2$ kể từ mặt đất.

Áp lực bên lên công trình đặt trong hào hoặc không tính, hoặc khi hai bên hông công trình có đầm chặt thì lấy bằng $1/6$ áp lực đứng. Đối với hào rộng hơn có thể nâng hệ số này lên $1/5$ hoặc thậm trí $1/4$.

4.5.2. Trường hợp công trình nằm trên đất đắp

Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên công trình nằm trong đất đắp được xác định đối với giả thiết là trong đất đắp tạo thành các mặt trượt phẳng tiếp xúc với công trình. Trong trường hợp nếu công trình có độ cứng lớn hơn đất thì lực ma sát tác dụng lên lăng thể đất nằm trực tiếp lên công trình có hướng ngược với sơ đồ tính cho hầm nằm trong hào.

Như vậy công trình cứng nằm trong đất đắp chịu tải trọng không chỉ trọng lượng của đất đắp bên trên mà còn phụ thêm một tải trọng do lực ma sát trên các mặt trượt.

Khi giảm độ cứng của công trình thì tải trọng tạo nên do lực ma sát cũng giảm. Nếu như công trình có độ cứng không lớn (mềm) thì lực ma sát trên các mặt trượt sẽ đổi hướng do đó tải trọng lên công trình sẽ nhỏ hơn trọng lượng của lớp đất đắp trên hầm.

Trong trường hợp lớp đất đắp trên nóc hầm lớn $h > 2,25b$ thì mặt phẳng trượt có thể không phát triển trên toàn chiều cao lớp đất đắp.

Về cơ bản tải trọng lên công trình nằm trong đất đắp có thể xác định giống như trường hợp hầm đặt nông. Ngoài ra nếu công trình có độ cứng lớn hơn đất thì xét phụ thêm một áp lực thẳng đứng lấy phân bố đều trên hình chiếu của công trình lên phương nằm ngang và bằng :

$$Q_p = \gamma hb(K_h - 1) ; \quad (4.52)$$

Ở đây K_h là hệ số tập trung áp lực đất trong đất đắp xác định theo phần trên của đồ thị trên hình 4.15 phụ thuộc vào tích số Sx ; x là tỷ số phần nhô khỏi nền của công trình và chiều cao toàn công trình ; S là hệ số xét đến độ cứng của nền ; đối với nền rất cứng $S = 1$, đối với nền cứng $S = 0,7$, đối với nền chặt $S = 0,5$, nền mềm $S = 0,3$, nền rất mềm $S = 0$.

Đối với công trình có độ cứng không lớn thì áp lực phụ thêm không tính.

4.6. ÁP LỰC ĐẨY Ở ĐÁY HẦM

Trong địa tầng yếu, ngoài áp lực thẳng đứng từ trên xuống, áp lực bên còn có thể có áp lực đẩy từ dưới lên ở đáy hầm. Nguyên nhân gây nên áp lực đẩy trời có rất nhiều và phức tạp như do tăng thể tích của một số loại đất đá khi gặp nước hoặc khi dỡ tải ; do các ảnh hưởng hóa học hoặc do các tác dụng phân tử ... Dưới

đây khảo sát trường hợp đáy trời do ảnh hưởng áp lực dưới chân móng tường của vỏ hầm do giáo sư P.M.Simbarevis nghiên cứu và đề xuất phương pháp xác định trị số của chúng.

Dưới tác dụng của tải trọng chủ động, trọng lượng bản thân của kết cấu, dưới móng tường phát sinh các ứng suất giá trị trung bình của nó là q (hình 4.16). Ngoài phạm vi vỏ hầm cũng ở mức đó có tác dụng q_0 .

Nếu như áp lực thẳng đứng lên vỏ hầm xác định có tạo vòm thì q_0 thường lớn hơn q . Để an toàn trong trường hợp này có thể xem như q_0 tác dụng ở chân móng để tính áp lực đáy.

Nếu như tính vỏ hầm với toàn bộ cột đất thì ứng suất ở chân móng thường lớn hơn q_0 . Trong trường hợp này sẽ sử dụng q để tính áp lực đáy.

Hệ các ứng suất ở đáy móng sẽ gây ra áp lực bên chủ động p_a tạo nên khuynh hướng làm trượt các hạt đất nằm trên mặt thẳng đứng OA vào phía hang.

Ở độ sâu x_0 , áp lực chủ động và bị động sẽ cân bằng và sự trượt các hạt đất sẽ chấm dứt. Chiều sâu phát triển hiện tượng trượt được xác định từ đẳng thức sau : $p_a = p_n$

$$(q + \gamma x_0) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \gamma x_0 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) ; \quad (4.53)$$

hay :

$$x_0 = \frac{q}{\gamma \left[1 + \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}$$

Hợp lực E_a của áp lực chủ động làm trượt lăng thể đất ở phía trên x_0 vào phía hang sẽ lớn hơn lực E_n của áp lực bị động chống lại sự trượt này.

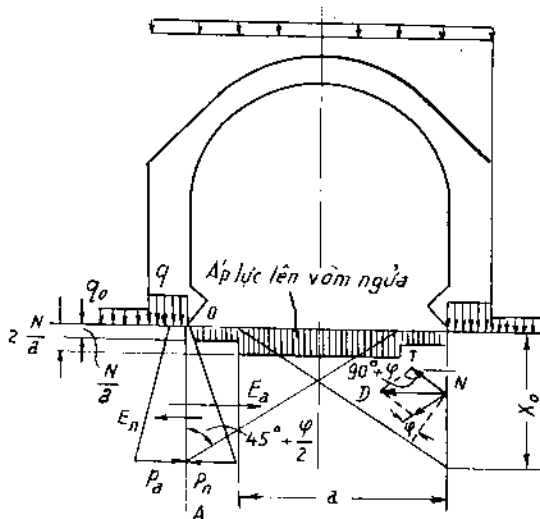
Hiện tượng trời của lăng thể đất sẽ do lực ngang $D = E_a - E_n$ gây ra.

Phân D làm hai thành phần : song song với mặt trượt T và làm với phương pháp tuyến của mặt trượt một góc bằng góc ma sát φ ta có :

$$T = D \frac{\sin \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos \varphi}$$

Lực vuông góc với vòm ngửa (đáy hang) hướng từ dưới lên N sẽ là :

$$N = T \sin \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$



Hình 4.16.

Vậy áp lực đáy sẽ là : q_d

$$q_d = \frac{N}{a} = \frac{N}{x_o \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (4.54)$$

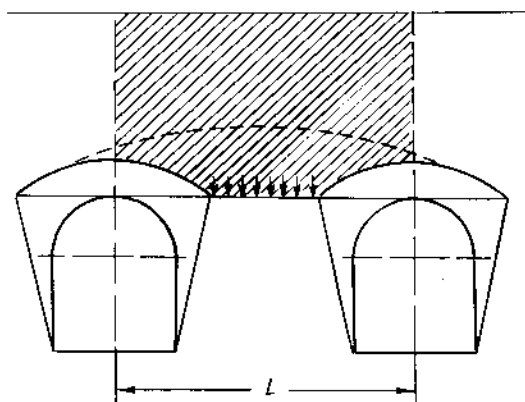
Áp lực tổng cộng lên vòm ngựa sẽ xác định cho cả hai lăng thể trời.

4.7. ÁP LỰC ĐỊA TÀNG KHI CÓ HAI HẦM SONG SONG

Trường hợp có hai hầm song song trong thực tế người ta cố gắng bố trí sao cho đảm bảo các vòm áp lực hình thành độc lập. Theo Protodiakonov chiều dày trụ đá giữa hai hầm :

$$B \geq 0,65 \sqrt{\gamma \frac{dH}{f_{KP}}}$$

(d là một nửa bề rộng của hầm, H là chiều sâu đặt hầm) thì các vòm áp lực không ảnh hưởng nhau và hình thành độc lập, còn theo Tsimbarevis thì chiều dày trụ đá này phải thỏa mãn điều kiện $B \geq 5d$. Trong trường hợp nghi ngờ người ta phải tiến hành kiểm tra sự làm việc của trụ đá giữa hai hầm theo sơ đồ trên (hình 4.17).



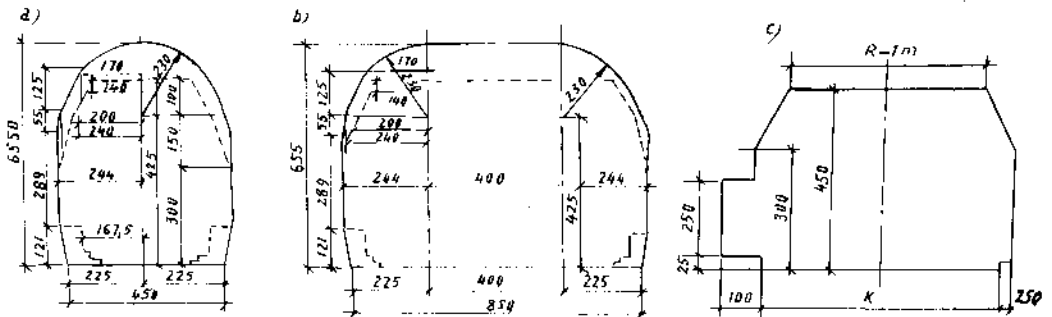
Hình 3.17. Áp lực địa tầng khi có hai hầm song song

CHƯƠNG V

KẾT CẤU VỎ HÀM GIAO THÔNG

5.1. KHỔ HÀM

Hình dạng và kích thước của tiết diện ngang hầm được xác định bởi công dụng của nó. Không gian bên trong của hầm giao thông phải đủ để phương tiện giao thông và người qua lại, đủ bố trí các trang thiết bị cần thiết. Vì thế tiết diện ngang của hầm phải thỏa mãn khổ hầm quy định đối với từng loại giao thông.



Hình 5.1.

- a) Khổ hầm đường sắt tuyến đơn ;
- b) Khổ hầm đường sắt tuyến đôi (khoảng cách hai ray 1435 mm) ;
- c) Khổ hầm đường ô tô

Khổ hầm là một đường biên không cho phép bất cứ bộ phận nào của công trình vĩnh cửu xâm phạm vào bên trong nó kể cả những sai lệch do đào hang và xây vỏ.

Đối với hầm đường sắt nước ta chủ yếu sử dụng khổ hầm cho đường sắt với khoảng cách giữa hai mép trong của ray là 1435 mm. Các kích thước cơ bản của khổ hầm như trên hình 5.1. Khoảng cách giữa tim các tuyến là 4000 mm, chiều cao của khổ 6550 mm.

Khi hầm nằm trên đường cong phải bố trí siêu cao và do đó phải mở rộng khổ hầm. Tùy theo tốc độ chạy tàu và bán kính cong, độ siêu cao có thể xác định theo công thức sau :

$$\Delta H = 0,70 \frac{V^2}{R} \quad (\text{cm}), \quad (5.1)$$

Siêu cao thường không lớn hơn 16 cm.

Trong đó V là tốc độ lớn nhất của đoàn tàu (đối với đường cấp I, $V = 160 \text{ km/h}$), tốc độ tối thiểu là 25 km/h ;

R là bán kính cong (m).

Độ mở rộng khổ hãm do ảnh hưởng của siêu cao được xác định theo công thức :

$$d_1 = \frac{\Delta H}{G} H ; \quad (5.2)$$

Mặt khác khi đoàn tàu chạy trên đường cong hai đầu toa xe lệch ra phía ngoài d_2 và tim toa xe tại điểm giữa khoảng cách hai trục bánh xe lệch vào phía trong của đường cong d_3 . Các trị số này được xác định theo công thức sau :

$$d_2 = \frac{L^2 - l^2}{8R} ; \quad d_3 = \frac{l^2}{8R} \quad (5.3)$$

Ở đây : H là chiều cao từ đỉnh ray đến đỉnh khổ hãm ; (cm)

G là khoảng cách giữa hai tim đường ray, lấy bằng 150 cm, ΔH là độ siêu cao, cm;

L là khoảng cách giữa hai đầu toa xe, lấy bằng : $24 \div 26 \text{ m}$;

l là khoảng cách giữa hai trục bánh xe của toa, lấy bằng 18 m.

Độ mở rộng tổng cộng đối với hãm đường đơn là : $d = d_1 + d_2 + d_3$.

Đối với đường đôi khi tính độ mở rộng do siêu cao còn phải xét độ mở rộng do sự chênh lệch siêu cao giữa hai tuyến, tính theo công thức sau :

$$d'_1 = \frac{\Delta H_{\text{ngoài}} - \Delta H_{\text{trong}}}{G} H \quad (5.4)$$

Khổ hãm trên đường ô tô lấy như trên hình 5.1c. Tùy thuộc vào cấp đường, loại giao thông, chiều dài hãm và điều kiện địa phương phần xe chạy K được lấy rộng 7 hoặc 8 mét. Về cả hai phía của đường xe chạy đều có rãnh bảo vệ rộng 25 cm cao 25cm để loại trừ khả năng va chạm thùng xe vào tường của vỏ hãm. Về một phía của phần xe chạy có bố trí đường cho người phục vụ rộng 100 cm (kể cả rãnh bảo vệ).

Chiều cao của khổ hãm kể từ mặt xe chạy trên một bề rộng ở giữa bằng $(K - 1)\text{m}$, là 4,5 m. Còn trên biên ngoài của rãnh bảo vệ là 3,0 m.

Đường đi bộ ở một phía rộng 1 m có thể phục vụ cho 1000 người đi bộ trong một giờ. Khi mật độ người đi bộ lớn hơn thì phải bố trí đường đi bộ ở cả hai phía với bề rộng 1 m.

Khi có tổ chức cho người đi bộ qua hãm ô tô, nồng độ khí CO do khí thải của ô tô tạo ra cần được hạ thấp theo yêu cầu của quy trình. Trong trường hợp này hợp lý hơn cả là đường cho người đi bộ ngăn cách với đường xe chạy. Khi bố trí hãm ô tô trên đường cong thì phần xe chạy cũng phải mở rộng. Trị số mở rộng lấy phụ thuộc vào bán kính cong như sau :

Mở rộng phần xe chạy trên đường cong trong hầm ô tô lấy như trong bảng 5.1

Bảng 5.1

Bán kính cong (m)	Độ mở rộng (m)
700 - 500	0,40
500 - 450	0,50
400 - 200	0,60

5.2. KHUÔN TRONG CỦA VỎ HẦM

Khi quyết định hình dạng bên trong của vỏ hầm ngoài các yếu cầu về khổ hầm còn phải xét những điều kiện thi công, khai thác và kinh tế.

Giữa vỏ và khổ hầm cần phải bố trí tất cả các thiết bị cần thiết cho khai thác công trình ; đảm bảo an toàn cho các nhân viên phục vụ và công nhân sửa chữa.

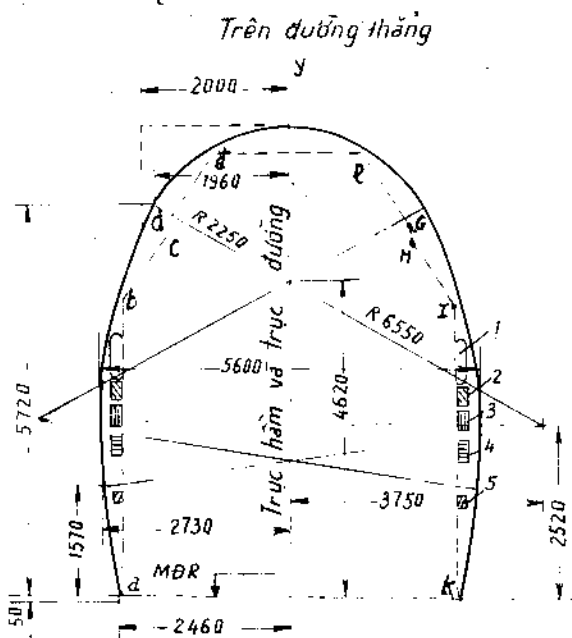
Khuôn trong của vỏ hầm đường sắt, hầm xe điện ngầm được quyết định có xét đến các yếu cầu bố trí hệ thống chiếu sáng, thông tin, tín hiệu, hệ thống cấp điện v.v...

Ngày nay chưa có quy định mẫu về những yêu cầu này. Điều đó gây khó khăn cho việc chọn khuôn trong của vỏ hầm.

Trên hình 5.2 là ví dụ một khuôn trong của vỏ hầm đường sắt có bố trí các trang thiết bị (theo thiết kế của viện thiết kế giao thông của Liên Xô trước đây) như đèn pha 1, đèn chiếu sáng chung 2, hộp đấu lưới điện 3, đèn và còi tín hiệu 4, hộp nút bấm báo sự cố 5 v.v...

Khi dùng đầu máy điện, để treo dây dẫn, ở trong phần vòm của vỏ hầm có bố trí những hốc rộng 60 cm cách nhau 20 m dọc theo tim hầm.

Trong đá cứng không có áp lực bên tác dụng lên kết



Hình 5.2. Bố trí các thiết bị trong hầm

cầu thì tường của vỏ có thể thẳng đứng. Trong trường hợp này các thiết bị nên bố trí trong phần vòm, vách hầm có thể ép sát vào phần thẳng đứng của khổ hầm.

Việc tạo nên các hốc trong phấm vòm để treo dây dẫn điện như nêu trên thường gây khó khăn cho thi công, do đó thuận lợi hơn cả là tận dụng phần không gian thừa trên đỉnh vòm vào việc này để đảm bảo không thay đổi hình dạng khuôn trong của vỏ hầm. Để đảm bảo yêu cầu này đôi khi phải tăng khoảng cách từ phần nằm ngang của khổ hầm, đến đỉnh khuôn trong vỏ hầm. Việc nâng cao khuôn trong còn có ý nghĩa cải thiện sự làm việc của kết cấu.

Khoảng cách từ những điểm tiêu chuẩn của khổ hầm đến khuôn trong vỏ hầm cần phải có khoảng cách dự trữ để phòng những sai lệch khi thi công. Khoảng dự trữ này được quyết định phụ thuộc vào điều kiện địa chất và phương pháp xây dựng hầm. Ví dụ, trong đá cứng, hầm thi công bằng phương pháp đào toàn tiết diện thì lượng dự trữ nhỏ hơn hầm trong địa tầng mềm yếu, thi công bằng phương pháp đào, chống từng bộ phận. Ở những điểm góc phía trên của khổ hầm lượng dự trữ có thể lấy 150 - 100 mm. Ở những chỗ chuyển từ phần nghiêng sang phần thẳng đứng của khổ hầm lấy bằng 50 - 100 mm.

Để đảm bảo an toàn cho người phục vụ, trong hầm đường sắt dọc theo hai bên vách có bố trí các hàng tránh : rộng 2m sâu 1m, cao (tính từ đỉnh vòm của hàng ngách) 2m, cách nhau 60 m và bố trí xen kẽ giữa hai vách hầm.

Để bố trí các thiết bị phục vụ công tác duy tu, sửa chữa, trong hầm còn bố trí các buồng ngách cách nhau 300 m. Kích thước của buồng kho này : rộng 4 m, sâu 2,5 m cao 2,8 m. Khi hầm dài 300 - 400 m thì chỉ bố trí một buồng ngách ở giữa.

Trong những hầm tròn (ví dụ như hầm dưới nước) thay cho những hàng tránh người, cho phép bố trí những sàn tránh rộng 0,7 m cao hơn mặt ray không quá 1 m có lối lên và cách nhau 30 m dọc hai bên hầm.

Để đảm bảo tầm nhìn những hàng ngách, sàn tránh được sơn hoặc ốp gạch màu trắng.

Khuôn trong của hầm ô tô được quyết định sao cho không gian giữa vỏ hầm và khổ hầm phải đủ bố trí các đường dẫn gió. Diện tích của đường dẫn gió xác định bằng tính toán. Trong hầm cũng bố trí buồng kho, chứa các thiết bị tương tự như đối với hầm đường sắt.

Hình dạng khuôn trong của vỏ hầm, ngoài việc phải thỏa mãn những yêu cầu về khai thác như đã nêu còn phải hợp lý về phương diện chịu lực, phù hợp với những đặc điểm của vật liệu dùng để xây vỏ và phương pháp thi công. Trong mọi trường hợp phải cố gắng giảm diện tích tiết diện ngang hầm đến tối thiểu.

Điều kiện địa chất và địa chất thủy văn của khu vực đặt hầm là yếu tố ảnh hưởng nhiều nhất đến việc lựa chọn khuôn trong của vỏ hầm và trong đa số trường hợp nó quyết định hình dạng, vật liệu và kết cấu của vỏ hầm cũng như phương pháp thi công.

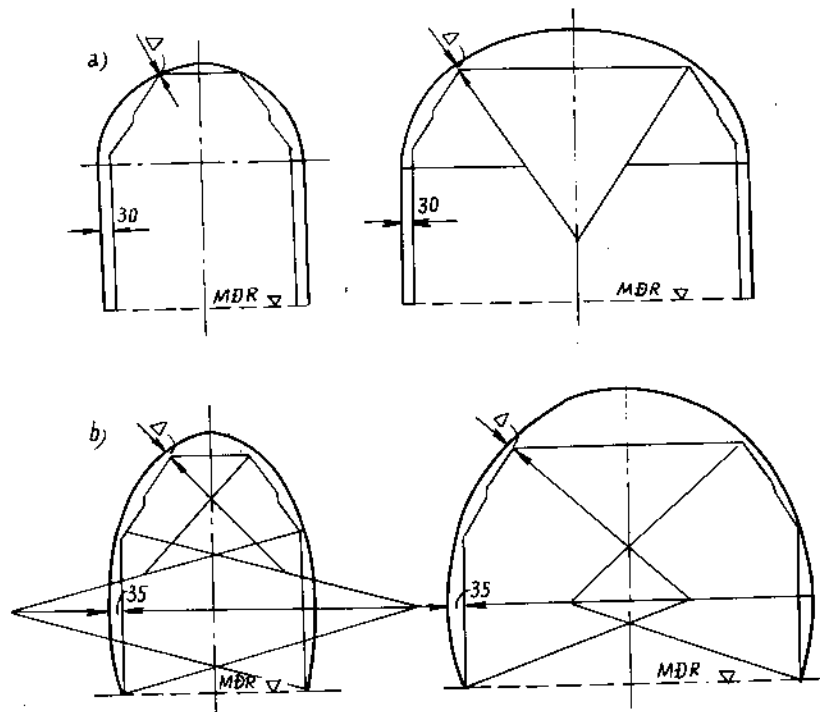
Đặc điểm của bê tông, vật liệu chủ yếu để xây dựng vỏ hầm, là tính chịu nén tốt nhưng chịu kéo thấp. Vì thế để sử dụng tốt nhất độ bền của vật liệu phải cố gắng chọn hình dạng khuôn trong của vỏ hầm sao cho trong các tiết diện của vỏ ứng suất nén là chủ yếu. Muốn thế phải cố gắng để đường cong áp lực gần với trục của vỏ hầm.

Khi chân vòm là bất động thì trục hợp lý của vòm trùng với đường cong áp lực. Nếu tải trọng hướng tâm phân bố đều thì đường cong áp lực là đường cong tròn. Khi tải trọng thẳng đứng phân bố đều đường cong áp lực có dạng parabol bậc hai.

Tuy nhiên trong thực tế trục vòm rất khó bố trí trùng với đường cong áp lực vì chân vòm thực tế kê lên địa tầng hoặc đỉnh tường có chuyển vị xoay và chuyển vị thẳng, đồng thời quy luật phân bố của tải trọng cũng thường phức tạp. Mặt khác những co ngót của bê tông, tính lưu biến của vật liệu vỏ và môi trường xung quanh cũng góp phần đáng kể tạo nên sự sai lệch này.

Từ những phân tích trên trong thực tế thiết kế việc chọn khuôn trong của vỏ hầm thường tuân theo những nguyên tắc cơ bản sau :

1. Trục của vỏ hầm phải là đường cong tròn.
2. Khi tải trọng thẳng đứng chiếm ưu thế, vòm phải đủ cao và có dạng gần với đường parabol bậc hai, phần đỉnh vòm có độ cong lớn hơn phần dưới.
3. Khi vỏ chịu áp lực bên thì tường cũng nên có dạng cong hướng về phía địa tầng.



Hình 5.3. Các dạng khuôn trong của vỏ hầm

Những khuôn trong của vỏ hầm sau thường thỏa mãn được những yêu cầu trên đây :

Trong đá cứng thường chỉ có áp lực địa tầng thẳng đứng và trị số của chúng không lớn, tường có thể lấy thẳng đứng, vòm có một hoặc ba tâm (hình 5.3a), bán kính cong của phần đỉnh vòm có thể lớn.

Tuy nhiên đối với những khuôn trong loại này có thể có sai lệch đáng kể giữa trục vòm và đường cong áp lực, nhất là trong phần đỉnh vòm nhưng với tải trọng nhỏ nên trong khá nhiều trường hợp chúng vẫn tỏ ra hợp lý hơn việc nâng cao vòm vì điều này sẽ kéo theo việc tăng khối lượng công trình một cách đáng kể.

Trong những địa tầng có áp lực bên, khuôn trong của vỏ hầm thường dùng là đường cong ba hoặc năm tâm (hình 5.3b).

Trong địa tầng không ổn định, đặc biệt là địa tầng ngậm nước, áp lực lên vỏ hầm từ mọi phía, hợp lý hơn cả là vỏ hầm có dạng kín (có vòm ngựa hoặc tròn).

Để thuận lợi trong thi công, sử dụng được ván khuôn và các thiết bị tiêu chuẩn, trong thiết kế thường cố gắng để khuôn trong của vỏ ít bị thay đổi trên suốt chiều dài hầm. Việc thay đổi hình dạng của khuôn trong là bắt buộc chỉ trong một số trường hợp sau :

- Áp lực đất hoặc điều kiện địa chất thủy văn thay đổi đột ngột.
- Khi gặp các đới phá hoại kiến tạo hoặc gặp các hiện tượng trượt địa chất.

5.3. VẬT LIỆU ĐỂ XÂY DỰNG VỎ HẦM

Các kết cấu vĩnh cửu của công trình ngậm dùng để tiếp nhận tất cả các tải trọng tác dụng và để bảo vệ công trình khỏi tác động của nước ngầm. Vật liệu để xây dựng kết cấu cần có độ bền cao, có tính chống thấm, chống phong hóa tốt và phải ổn định với những tác động xâm thực hóa học và điện hóa. Do tính phức tạp của kết cấu ngậm và thời hạn khai thác lớn hơn công trình trên mặt mà vật liệu để xây dựng kết cấu phải có tính vĩnh cửu tốt hơn.

Những vật liệu như bê tông, bê tông cốt thép, gang, thép là những vật liệu chủ yếu đáp ứng được các yêu cầu trên.

Khi xây dựng những kết cấu hầm bằng bê tông, mác của bê tông về độ bền không nhỏ hơn M200, chiều dày của những kết cấu chịu lực không nhỏ hơn 20 cm. Đối với những kết cấu hầm bằng bê tông cốt thép thường (không ứng suất trước), mác bê tông về độ bền không nhỏ hơn M200 đối với kết cấu đổ tại chỗ, không nhỏ hơn M300 đối với kết cấu lắp ghép ; còn chiều dày không nhỏ hơn 15 cm. Đối với những

kết cấu hầm bằng bê tông cốt thép ứng suất trước, mác của bê tông không nhỏ hơn M300. Về phương diện chống thấm, mác của bê tông không nhỏ hơn B6 đối với những kết cấu nằm trong địa tầng ngậm nước, không nhỏ hơn B4 đối với những kết cấu trong địa tầng có độ ẩm tự nhiên (mác B6 và B4 là theo quy trình Liên Xô SNI PII-21-75). Độ bền tính toán của bê tông trong các kết cấu bê tông và bê tông cốt thép được lấy theo quy trình tương ứng.

Ximăng dùng cho bê tông công trình ngầm phải thỏa mãn các yêu cầu nêu trong tiêu chuẩn của Nhà nước. Nên dùng ximăng có mác bằng 1,25 - 2 lần mác của bê tông.

Ximăng dùng cho công trình ngầm phổ biến là ximăng Pooc-lăng, ximăng Puzolan hoặc ximăng Puzolan xi (khi có nước xâm thực, hoặc cần nâng cao tính chống thấm của vỏ hầm thủy lợi có áp).

Để tăng dẻo của hỗn hợp bê tông, rút ngắn hoặc kéo dài thời gian ninh kết và đông cứng của chúng, người ta đưa vào các phụ gia khác nhau như : các men sulphat, các chất lỏng hữu cơ silic, clorua calci, nhựa tổng hợp và các kiềm trung tính v.v...

Các cốt liệu đưa vào bê tông không được chứa sét, hàm lượng bụi không quá 3%. Cát đường kính hạt nhỏ hơn 5 mm, cần có cấp phối ở dạng hai thành phần và có môđun độ lớn từ 2 - 3,3. Sỏi hoặc đá dăm cần dùng ở ba dạng thành phần : từ 5 - 10 mm, từ 10 - 20 mm và từ 20 - 40 mm. Đối với bê tông M300 thường không dùng sỏi. Tuyệt đối không dùng hỗn hợp sỏi hoặc đá dăm không phân loại cũng như loại sỏi hoặc đá dăm có hơn 10% hạt dẹt mỏng hoặc dạng hạt dài.

Trong những năm gần đây người ta đã đưa vào sử dụng để xây dựng kết cấu ngầm loại bê tông không đầm (có độ sụt 22 - 24 cm). Để làm phụ gia chế tạo loại bê tông này người ta sử dụng bentonit và keo silic. Bê tông không đầm đặc biệt có ý nghĩa khi cần đổ bê tông những không gian kín, chật hẹp và những kết cấu dày đặc cốt thép.

Trong thực tế xây dựng hầm, công trình ngầm nói chung, bê tông phun cũng được sử dụng rộng rãi.

Người ta phun lên vách hang hỗn hợp bê tông thành từng lớp dày 3 - 5 cm với chiều dày tổng cộng đến 20 cm hoặc hơn nhờ không khí nén mà không cần ván khuôn, để làm vỏ hầm. Bê tông phun là vật liệu có cốt liệu lớn đến 25 mm (vữa phun chỉ đến 8 mm). Việc làm ướt hỗn hợp bê tông khô chỉ xảy ra khi chúng ra đến đầu vòi của máy phun. Tuy nhiên tỷ lệ nước xi măng thường trong khoảng $0,35 \div 0,5$. Việc chọn cấp phối của bê tông phun được tiến hành theo các chỉ dẫn riêng và tiến hành tại công trường sau đó được chính xác bằng thí nghiệm.

Phụ gia đông cứng nhanh (ở dạng khô hoặc lỏng) được đưa vào khoảng $2 \div 4\%$ trọng lượng ximăng (phụ gia OĐC là aluminat natri với cacbôxít, phụ gia

HKA là aluminat natri với clorua canxi, phloritnatri v.v...) đảm bảo bắt đầu ninh kết sau 2 - 3 phút. Khi chiều dày của bê tông phun lớn hơn $8 \div 10$ cm người ta thường bố trí lưới thép.

Bê tông phun có độ bền cao, đặc biệt độ bền kéo cao hơn bê tông thông thường 10%. Ưu điểm chính của bê tông phun là lực dính bám tốt : với địa tầng $15 \div 25$ kG/cm² và độ chặt cũng như tính chống thấm cao.

Trong những năm gần đây nhiều nước trên thế giới tiến hành nghiên cứu và sử dụng rộng rãi bê tông phun với các khoáng vật bền khác nhau (sợi thủy tinh, sợi tổng hợp caprôn, và sợi thép) và cũng tiến hành nghiên cứu các loại bê tông phun với các phụ gia polime khác nhau. Có hiệu quả hơn cả về độ bền đạt được và đã sử dụng rộng rãi là bê tông phun cốt thép phân tán do bổ sung các sợi thép có cường độ cao dài $2 \div 6$ mm tiết diện ngang $0,03 \div 0,1$ mm có độ bền đứt đứt $10000 \div 11000$ kG/cm². Việc bổ sung vào hỗn hợp khoáng 3% trọng lượng những sợi như thế đã cho phép nâng giới hạn bền nén của bê tông phun lên 20% còn độ bền kéo tăng lên 3 lần.

Khi thi công hầm bằng phương pháp khiên đào người ta đã áp dụng có hiệu quả vỏ hầm toàn khối bằng bê tông nén. Hỗn hợp bê tông có thành phần nói chung là không khác bê tông thường với tỷ lệ N : X bằng $0,5 \div 0,6$ được đổ vào trong ván khuôn và nén bằng các kích của khiên hoặc thiết bị kích riêng đến áp lực cần thiết. Do một phần nước bị ép ra khỏi bê tông, tỷ lệ N : X còn lại trong khối đổ đạt $0,3 \div 0,35$ mà độ bền và tính chống thấm của bê tông nén khá cao. Sau một ngày độ bền của bê tông có thể đạt 100 kG/cm².

Có triển vọng hơn cả trong lĩnh vực xây dựng ngầm là bê tông tự gây ứng suất trước với việc sử dụng loại xi măng gây ứng suất (H) (ký hiệu của Liên Xô). Loại xi măng này được chế tạo bằng cách nghiền phối hợp clinke xi măng pooc lăng, xỉ đất sét và đá thạch cao theo tỷ lệ 70 : 15 : 15. Xi măng gây ứng suất có khả năng nở sau khi bê tông đạt độ bền từ $130 \div 150$ kG/cm² do đó trong bê tông và cốt thép sẽ có ứng suất trước. Bê tông gây ứng suất được đặc trưng bằng độ chặt, tính chống thấm, chống nứt cao và có thể sử dụng để xây vỏ toàn khối hoặc chế tạo những cấu kiện lắp ghép cho công trình ngầm.

Bê tông cốt thép là vật liệu chủ yếu để xây dựng các hầm trong điều kiện thành phố và những hầm thủy lợi. Trong điều kiện thành phố có các cơ sở công nghiệp sản xuất các loại cấu kiện đúc sẵn, như cấu xây dựng ngầm lớn người ta thường sử dụng các kết cấu ngầm bê tông cốt thép lắp ghép. Kết cấu bê tông cốt thép lắp ghép có chất lượng cao hơn kết cấu đổ tại chỗ nên có thể giảm chiều dày của kết cấu và do đó khối lượng công trình cũng giảm đặc biệt là công tác đất.

Khi xây dựng hầm trong điều kiện địa chất công trình phức tạp người ta còn sử dụng vỏ hầm kim loại : chủ yếu là gang. Theo quy trình của Liên Xô trước đây gang để chế tạo vỏ hầm thường là gang xám có mác C-21-40, C-24-44 và C-28-48 có độ bền nén tính toán $1800 \div 2100$, độ bền kéo $600 - 800$ kG/cm².

5.4. KẾT CẤU VỎ HÀM GIAO THÔNG

5.4.1. Vỏ hàm thi công bằng phương pháp đào kín (phương pháp mò)

Kết cấu vỏ hàm ô tô, hầm đường sắt, hầm gara, bãi chứa xe ngầm v.v... thi công bằng phương pháp mò thường có dạng vòm. Đá sỏi trường hợp vỏ là bê tông toàn khối hay bê tông phun. Kết cấu vỏ hàm thường có hình dạng và cấu trúc khác nhau tùy thuộc vào trạng thái của địa tầng bao quanh.

Có rất nhiều yếu tố, và những yếu tố này lại rất khó xét đoán một cách cụ thể, ảnh hưởng đến việc chọn loại vỏ hàm như : độ bền của địa tầng, các đặc trưng cơ lý và mức độ nứt, thể nằm, tình hình phân lớp, mức độ nước ngầm và thành phần hóa học của chúng v.v... Những tổ hợp khác nhau của các nhân tố này trong từng trường hợp đòi hỏi những giải pháp cụ thể trong thiết kế vỏ hàm. Tuy nhiên dấu hiệu đầu tiên để chọn kết cấu vỏ hàm là sự phân loại địa tầng của M.M.Protodiakonov mà cơ sở của nó là hệ số độ cứng.

Đối với hầm giao thông không cần xây vỏ chỉ trong những điều kiện đặc biệt thuận lợi như trong đá cứng chắc, đồng nhất, không bị phong hóa và nứt nẻ không đáng kể. Trong trường hợp cần thiết có thể đặt neo trong phần vòm hoặc phun lên vách hang một lớp vữa dày $3 \div 5$ cm để bảo vệ đá khỏi bị phong hóa, phòng nước và giảm sức cản không khí cho công trình.

Trong những địa tầng có độ cứng $f = 8 \div 10$ khi áp lực thẳng đứng không đáng kể, áp lực bên không có, vỏ hàm có dạng vòm thoải kê trực tiếp lên địa tầng. Hai vách có thể thẳng đứng hoặc hơi nghiêng một chút ra phía ngoài và chỉ cần phun một lớp vữa dày 3 - 5 cm (hình 5.4a). Vòm có thể là bê tông toàn khối, bê tông phun hoặc bê tông phun tổ hợp với neo. Chân vòm trong trường hợp này thường nghiêng với phương nằm ngang một góc $15^\circ - 20^\circ$. Để đảm bảo ổn định, ở chân vòm có chứa bậc đá rộng $0,2 \div 0,3$ m.

Trong đá cứng nứt nẻ có độ cứng nhỏ hơn ($f = 3 \div 7$) cần phải xây vỏ cho cả phần vòm và tường (hình 5.4b). Khi không có áp lực bên và áp lực nước ngầm tường có dạng thẳng đứng. Chân tường có thể mở rộng đôi chút để cải thiện điều kiện tựa lên đáy hang. Nếu hầm thi công theo phương pháp đào toàn tiết diện thì vòm và tường được nối liền. Vỏ hàm trong trường hợp này có thể xem như có dạng vòm nhọn. Giữa các chân tường người ta đổ bê tông thành đáy phẳng để truyền tải trọng của tàu xe chạy trong hầm xuống nền. Ngoài bê tông toàn khối (hoặc lắp ghép) vỏ hàm trong trường hợp này có thể dùng bê tông phun hoặc bê tông phun lên lưới thép có gia cường bằng neo. Vỏ hàm loại này sẽ cùng làm việc với một phần của khối đá bao quanh như một vòm cứng và bền.

Trong đá nứt nẻ và phá hoại không cứng có thể sử dụng vỏ hầm liên hợp kiểu hệ Bernold (hình 5.4c). Vỏ loại này là tổ hợp của vòm chống tạm và ván khuôn để làm chức năng của vỏ vĩnh cửu. Vỏ thường lập từ vỏ bê tông dày $10 \div 15$ cm, lớp bê tông phun dày $5 \div 8$ cm và lớp thép lá lượn sóng và có lỗ dày $1 \div 3$ mm. Thép lá loại này dính bám rất tốt với bê tông và bảo vệ nó khỏi bị phá hỏng do nổ mìn.

Trong địa tầng có độ cứng $f = 2 \div 4$ thường thi công bằng phương pháp đào từng bộ phận, đặc biệt đối với hầm có tiết diện lớn. Vỏ hầm trong trường hợp này thường có dạng vòm kê lên tường thẳng đứng (hình 5.4d). Đối với loại vỏ này ở chỗ nối chân vòm với tường, trục của kết cấu thường bị gãy khúc và do đó phát sinh hiện tượng tập trung ứng suất ở tiết diện này. Ở chỗ chuyển tiếp chiều dày của vòm và tường là như nhau. Tuy nhiên nếu hầm xây dựng bằng phương pháp vòm trước tường sau thì chân vòm mở rộng vừa kê lên địa tầng và kê lên tường, điều đó vừa cải thiện điều kiện làm việc của tường và thuận lợi cho thi công (hình 5.4d).

Khi thi công hầm bằng "phương pháp nước áo mới" trong đất đá cứng bị phá hoại hoặc đất đá nửa cứng người ta thường xây dựng vỏ hầm hai lớp có dạng kín (hình 5.4e). Lớp đầu tiên bằng bê tông phun dày $10 \div 20$ cm và được gia cường bằng vòm thép hoặc neo. Lớp thứ hai là bê tông đổ tại chỗ hoặc bê tông phun dày $25 \div 35$ cm. Việc áp dụng loại vỏ này tạo điều kiện tốt nhất cho kết cấu ngầm cùng làm việc với địa tầng xung quanh và tiết kiệm vật liệu.

Trong địa tầng mềm yếu với áp lực thẳng đứng và áp lực bên đều lớn, đôi khi xuất hiện cả áp lực từ dưới lên. Vỏ hầm trong trường hợp này thường có dạng vòm tường cong tựa lên vòm ngửa (hình 5.4g). Vòm ngửa có tác dụng tiếp nhận tải trọng từ dưới lên; phân bố áp lực thẳng đứng lên diện rộng và ngăn chặn sự dịch chuyển của chân tường vào trong hầm do áp lực bên.

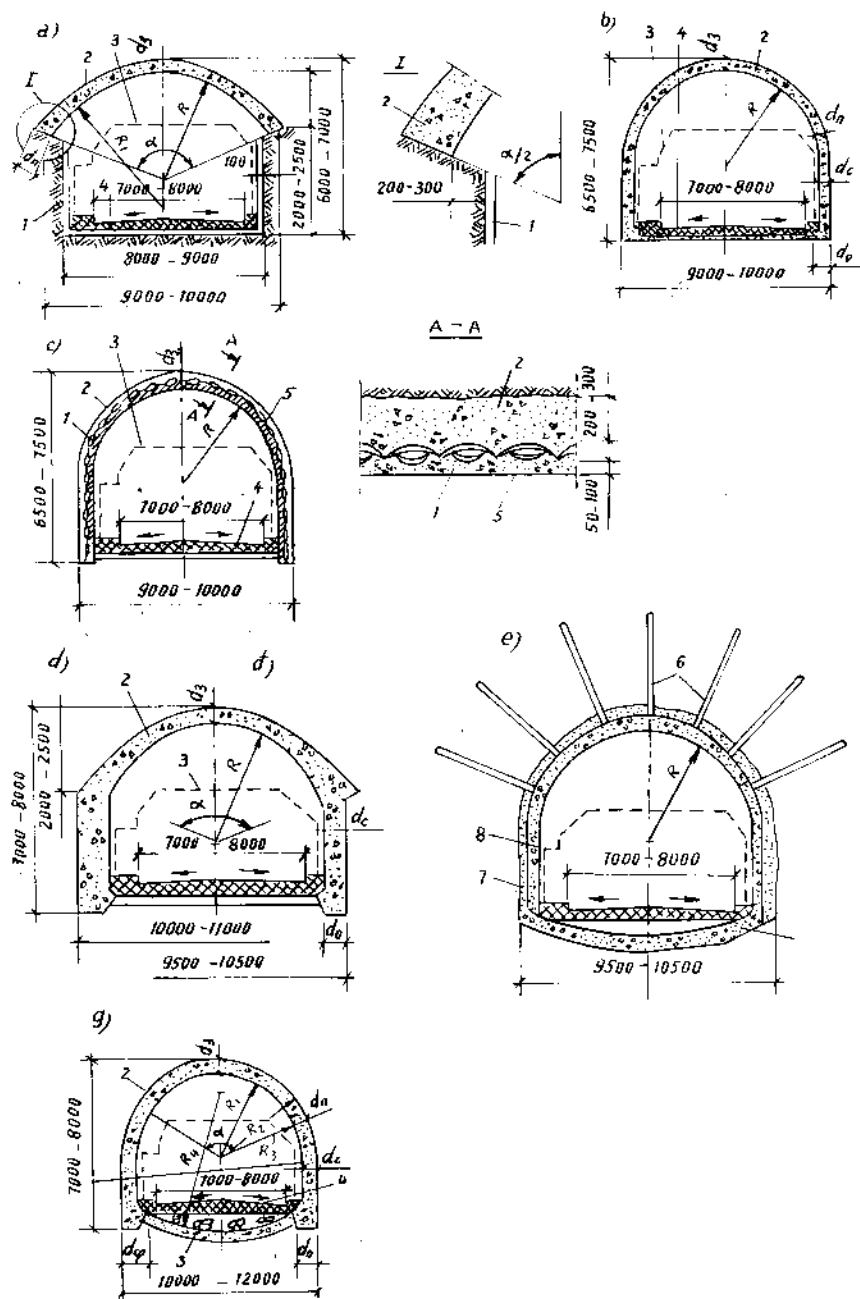
Khi thiết kế chiều dày của vỏ hầm bê tông toàn khối có thể xác định sơ bộ như sau cho trường hợp địa tầng có độ cứng $f = 0,6 \div 6$.

Chiều dày đỉnh vòm $d_z = (0,06 \div 1,0)f$ đối với hầm đường sắt tuyến đơn; $d_z = (0,08 \div 1,60)f$ đối với hầm ô tô và đường sắt tuyến đôi. Chiều dày chân vòm $d_n = (1 \div 1,5)d_z$; chiều dày tường $d_c = (1,0 \div 1,6)d_n$; chiều dày chân tường $d_o = (1 \div 1,8)d_c$; chiều dày vòm ngửa $d_{o,c} = (0,6 \div 0,8)d_z$. Trong các trị số trên trị số nhỏ ứng với $f = 5$, trị số lớn ứng với $f = 0,6$. Chiều dày của vỏ hầm nên chọn là bội số của 5 cm. Khi có chiều dày thay đổi (dọc theo chiều dài hầm) thì sự thay đổi không ít hơn 10 cm.

Trong những trường hợp không cần xây dựng vỏ hoặc vỏ hầm chỉ có ở phần vòm thì ở đoạn của hầm vẫn phải xây vỏ trên toàn bộ chu vi với chiều dài không nhỏ hơn 6 m để chống hiện tượng phong hóa và tiếp nhận áp lực dọc theo trục hầm thường phát sinh ở đoạn gần cửa.

Ở những đoạn hầm nằm trên sườn núi, kết cấu vỏ chịu áp lực một phía (không đối xứng), đôi khi có giá trị lớn lớn. Mặt khác đất đá nằm ở phía ngoài thường

không có khả năng thể hiện phản lực đàn hồi. Trong những trường hợp này kết cấu vỏ hầm có dạng không đối xứng (hình 5.5). Tường dày ở phía ngoài được tính toán giống như tường chắn.

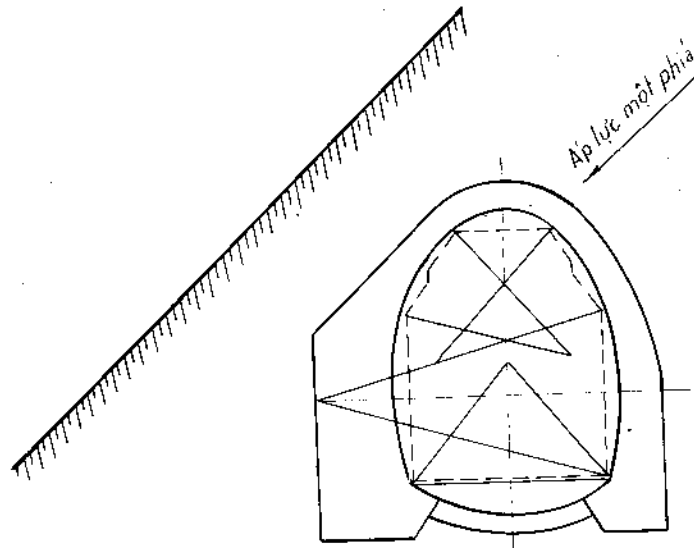


Hình 5.4. Kết cấu vỏ hầm bê tông toàn khối dạng vòm

- 1 Lớp mặt ; 2 Bê tông toàn khối ; 3 Giới hạn khổ hầm ; 4 Phần mặt đường xe chạy ;
5 Tôn lượn sóng ; 6 Neo ; 7 Lớp vỏ đầu tiên ; 8 Lớp vỏ thứ hai ; 9. Vòm ngửa.

Vỏ hầm bê tông cốt thép toàn khối về mặt cấu tạo cũng giống như vỏ bê tông toàn khối nhưng chiều dày của kết cấu kể cả vòm và tường đều nhỏ hơn. Kết cấu loại này được áp dụng chủ yếu khi hầm đào bằng phương pháp toàn tiết diện hoặc trong điều kiện địa chất khó khăn.

Cùng với vỏ toàn khối trong xây dựng ngầm cũng sử dụng vỏ dạng vòm lắp ghép hoặc bán lắp ghép. Nếu như khi xây dựng hầm ở khu vực hẻo lánh và công trình là đơn chiếc người ta sử dụng vỏ là kết cấu toàn khối đổ tại chỗ là chủ yếu, thì trong điều kiện thành phố vỏ lắp ghép lại là hợp lý hơn. Cho đến nay đa số vỏ hầm lắp ghép dạng vòm (kể cả vỏ dạng tròn) đều được lắp ghép từ những cấu kiện đúc sẵn dạng "chu bin" hoặc khối đặc (hoặc rỗng) phẳng.



Hình 5.5. Vỏ hầm bên sườn núi

Một số dạng vỏ lắp ghép thường được áp dụng như trên hình 5.6.

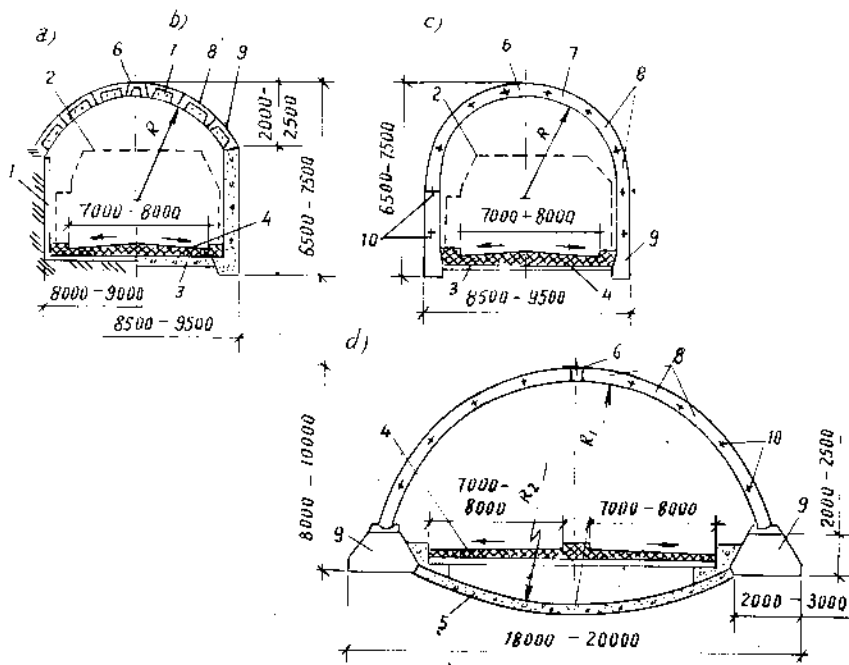
Áp dụng vỏ lắp ghép, ngoài việc công xường hóa trong chế tạo cấu kiện còn giảm được chiều dày kết cấu. Về mặt công nghệ thi công có thể giảm được quá trình chống tạm (vì vỏ hầm chịu lực được ngay sau khi lắp ráp) và do đó tiến độ xây dựng có thể tăng nhanh một cách đáng kể.

Vỏ của những công trình ngầm thi công bằng phương pháp khiên đào hoặc máy liên hợp thường có dạng tròn. Ngoài ra vỏ dạng tròn còn áp dụng chủ yếu cho giếng và hầm nghiêng.

Phổ biến hơn cả là vỏ tròn kết cấu lắp ghép từ những cấu kiện bằng kim loại (gang) hoặc bê tông cốt thép. Trong những trường hợp nêu trên, áp dụng vỏ hầm lắp ghép đã công nghiệp hóa được công tác thi công ngầm; cho phép cơ giới hóa hầu như toàn bộ những khâu công tác khó khăn, nặng nhọc; đẩy nhanh tốc độ đào hang.

Vỏ lắp ghép loại này bao gồm những vòng riêng rẽ. Mỗi vòng lại lắp ráp từ những cấu kiện đặc hoặc có sườn giống nhau. Bề rộng của những vòng tùy thuộc vào mức độ ổn định của địa tầng; đường kính của hang và thay đổi từ

(0,6 ÷ 1,2) mét. Việc phân chia mỗi vòng ra thành các cấu kiện căn cứ vào khả năng chế tạo, vận chuyển và lắp ráp trong điều kiện hang ngầm. Nếu như hang ngầm nằm trên đường thẳng thì vòng vỏ có bề rộng không đổi. Khi hang nằm trên đường cong thì vòng vỏ có dạng nêm hoặc dạng côn.



Hình 5.6. Kết cấu vỏ hầm lắp ghép dạng vòm

1. Lớp phủ mặt; 2. Biên khổ hầm; 3. Đáy hầm; 4. Phần xe chạy; 5. Vòm ngựa
6. Khối khóa; 7. Khối cạnh; 8. Khối tiêu chuẩn; 9. Khối kê; 10. Liên kết.

Chiều dày của các cấu kiện tùy thuộc vào vật liệu chế tạo, vào đường kính hang và tính chất của địa tầng bao quanh. Chiều dày này xác định bằng tính toán.

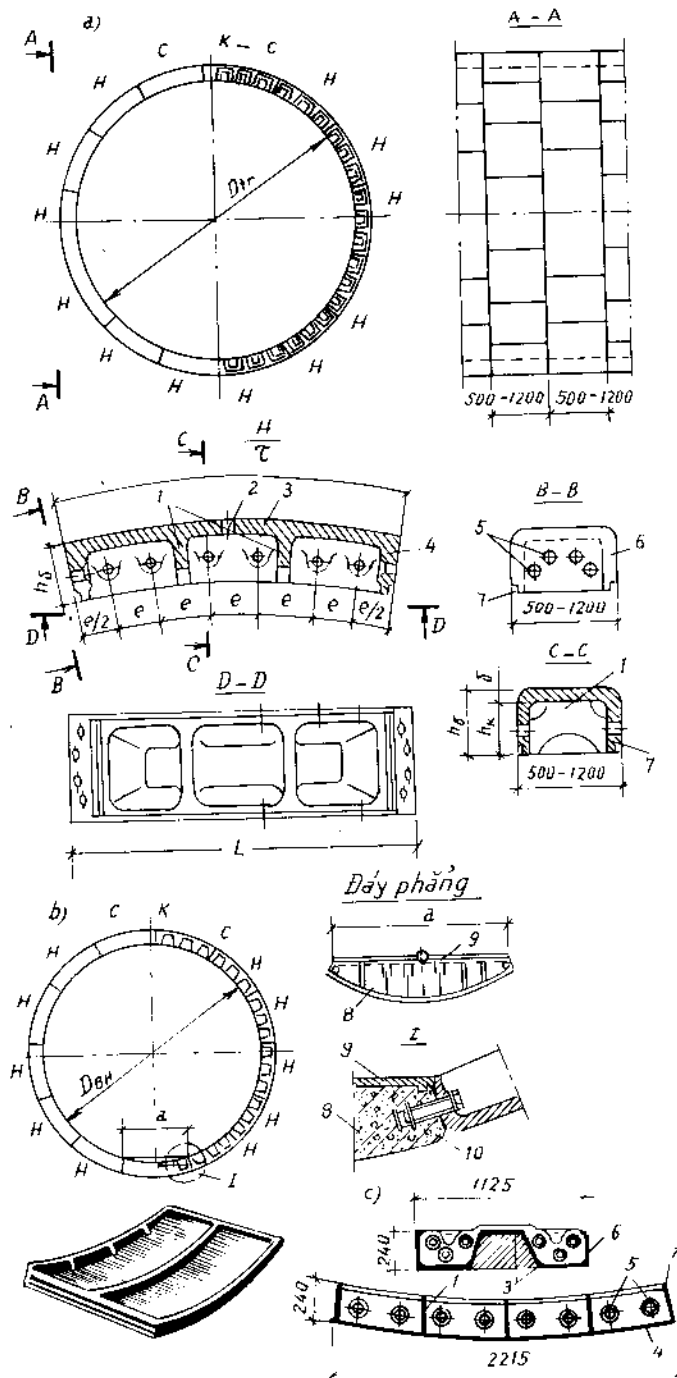
Hiện nay có nhiều loại vỏ tròn lắp ghép, chúng khác nhau về hình dạng, trọng lượng và loại liên kết giữa các cấu kiện. Về phương diện cấu tạo chúng có thể chia làm hai nhóm chính. Loại cứng (có liên kết chịu kéo theo cả hai phương) và loại mềm (không có liên kết chịu kéo).

Trong điều kiện địa chất phức tạp (đất bão hòa nước, áp lực nước lớn hơn 0,15 ÷ 0,2 MPa) người ta dùng chủ yếu vỏ lắp ghép từ các vòm "chu bin" gang có liên kết bulông (chịu kéo) (hình 5.7a).

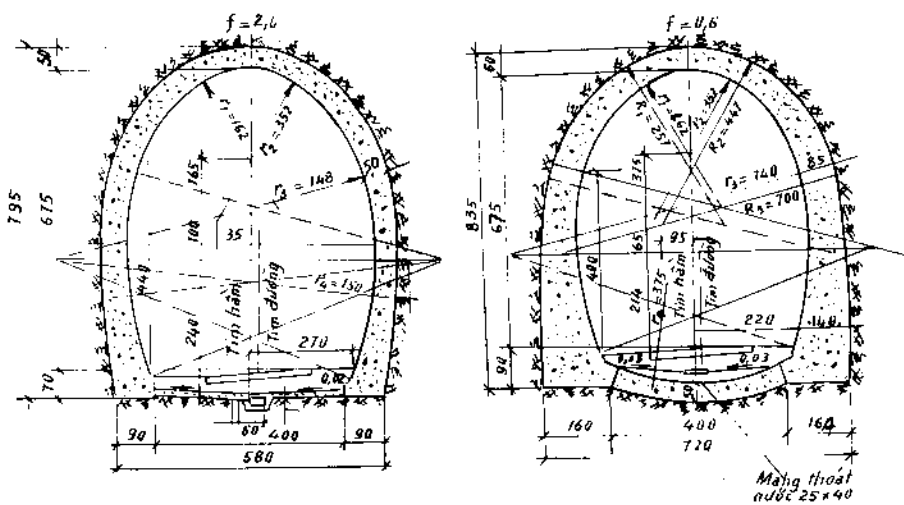
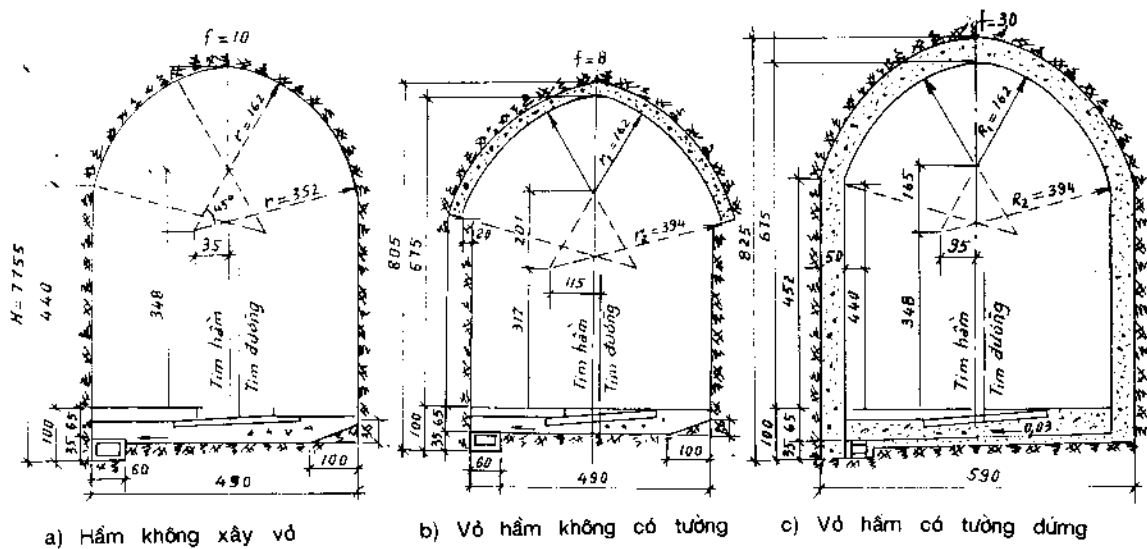
Trong những trường hợp còn lại chủ yếu dùng vỏ tròn lắp ghép từ các cấu kiện có sườn hoặc đặc từ bê tông cốt thép (hình 5.7b).

Về cấu tạo nói chung mỗi vòng được lắp ghép từ ba loại cấu kiện tiêu chuẩn đó là các khối bình thường, hai khối cạnh và một khối khóa. Một vài loại vỏ trong các khối bình thường có một khối đáy (hình 5.7b).

Trên hình 5.8 là một số vỏ hầm đường sắt khổ 1435 theo định hình Trung Quốc và cũng đã được áp dụng cho một số hầm ở Việt Nam.



Hình 5.7. Kết cấu vỏ hầm lắp ghép từ khối "chu bin"
 Thường (a) ; Từ các gối chu bin nhẹ (d) ; Từ "chu bin" bằng

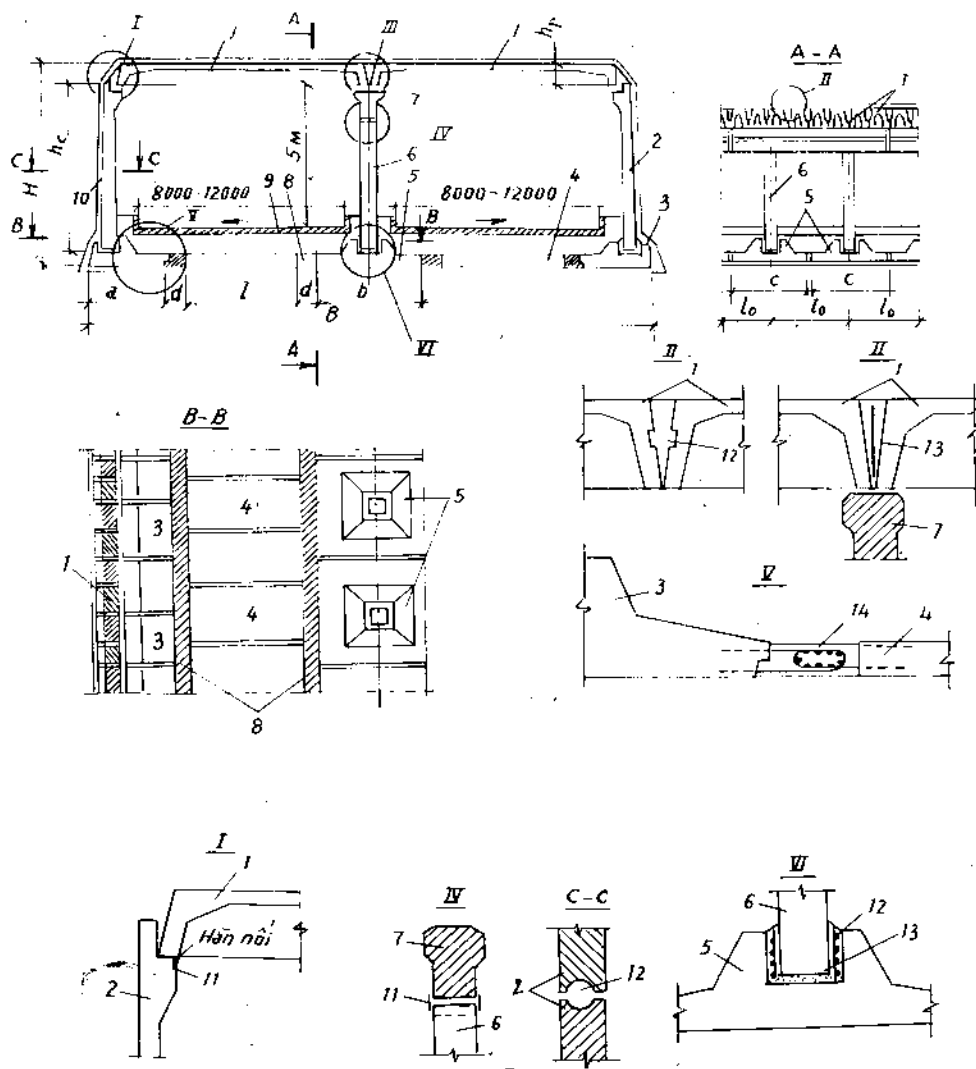


Hình 5.8.

5.4.2. Vỏ hầm xây dựng bằng phương pháp lộ thiên

Vỏ hầm đặt nông thì công bằng các phương pháp lộ thiên có thể có dạng vòm hoặc khung chữ nhật. Các kết cấu dạng vòm toàn khối hoặc lắp ghép đã khảo sát trong phần trên. Trong phần này chỉ giới thiệu một số dạng phổ biến của kết cấu vỏ hầm dạng khung chữ nhật.

Kết cấu vỏ hầm ở những đoạn thi công lộ thiên chủ yếu có dạng khung một hay nhiều nhịp, lắp ghép hoặc toàn khối từ bê tông cốt thép.



Hình 1.9. Kết cấu hầm ôtô từ các cấu kiện bê tông cốt thép lắp ghép

1. Khối mái ; 2. Khối tường ; 3. Khối móng ; 4. Khối đáy ; 5. Khối chân cột ; 6. Các cột ;
7. Giằng dọc ; 8. Dải liên kết đổ tại chỗ ; 9. Phần xe chạy ; 10. Lớp phòng nước ;
11. Chi tiết chôn sẵn ; 12. Vữa xi măng ; 13. Lưới thép ; 14. Cốt thép chờ.

Trên hình 5.9 là kết cấu vỏ của hầm ô tô bốn hoặc sáu làn xe có dạng khung hai nhịp lắp ghép từ bảy loại cấu kiện đã được thiết kế mẫu là : tấm tường, tấm móng, tấm trụ, cột, dầm, tấm mái và tấm đáy. Tấm mái chế tạo từ bê tông mác M500, tường, cột từ bê tông M400, đáy mác M300, móng trụ M200. Tất cả các khối đều bố trí khung cốt thép hàn.

Tấm tường tiết diện hình thang, rộng $1 \div 1,5$ m chiều cao $h_c = 6,25 \div 6,76$ m chiều dày ở đỉnh $0,2 \div 0,25$ m nặng $5 \div 7$ tấn. Từ trên xuống dưới tiết diện tấm tường được mở rộng với độ nghiêng $1 : 20$ và chiều dày ở đáy đạt $0,5 \div 0,6$ m. Ở phần trên của tấm tường có côngxôn để kê tấm mái. Các tấm được nối cứng với các tấm móng, bề rộng của tấm móng $2,5 \div 4$ m dài $2 \div 3$ m, trọng lượng đến 9 tấn ghép với nhau thành móng băng và có cấu tạo rãnh để đặt tấm tường.

Dọc theo giải giữa của hai nhịp ghép các tấm chân cột (tấm dưới cột) rộng $3,5 \div 4$ m dài 2,6 m và cao 1,0 m. Kết cấu của tấm chân cột cũng tương tự như tấm móng, có một lỗ ở giữa để đặt cột. Giữa tấm móng và tấm chân cột có bố trí tấm đáy. Tấm đáy là tấm phẳng dày $20 \div 39$ cm rộng 3 m dài $1 \div 3$ m, trọng lượng 7 tấn.

Cột có kích thước 40×40 cm hoặc 50×50 cm, chiều cao đến 5,5 m, trọng lượng $3 \div 4$ tấn. Cột được đặt vào lỗ của tấm chân cột cách nhau $3 \div 4$ m dọc theo hầm. Dầm dọc có tiết diện hình chữ nhật hoặc chữ T. Dầm dọc một nhịp có 2 mút thừa dài 8 m cao 1,2 m. Người ta cũng còn dùng dầm một nhịp hoặc liên tục nhiều nhịp nối tại điểm kê hoặc giữa nhịp.

Tấm mái phổ biến nhất là có tiết diện ngang kiểu chữ Π kê lên tấm tường và dầm dọc. Khi chiều dài của tấm mái là 12,15 m thì rộng 1,55 m và cao 0,85 m, trọng lượng 10,75 tấn. Đối với tấm mái của hầm ô tô có phần xe chạy hai hay ba làn xe, nhịp khoảng $10 \div 14$ m thì chiều cao nên lấy $(1/10 \div 1/14)L$ (L là chiều dài nhịp). Chiều dày tấm mái quyết định phụ thuộc vào chiều cao và bề rộng của tấm nhưng không nhỏ hơn $8 \div 10$ cm. Để tăng độ cứng cho kết cấu các mối nối giữa các tấm nên bố trí so le. Mối nối trùng nhau chỉ ở những chỗ co dẫn nhiệt và khe lún cách nhau $40 \div 60$ m dọc theo chiều dài hầm.

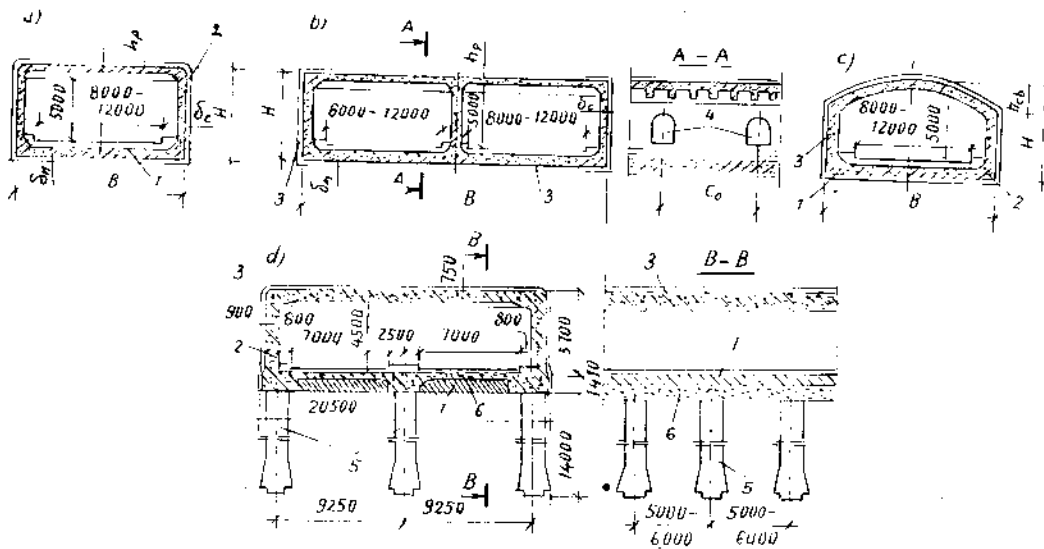
Việc liên kết các tấm định hình đã nêu trên thành một khung thống nhất (rộng 22 m cho hầm 4 làn xe, 30 m cho hầm 6 làn xe, cao $6,8 \div 7,5$ m) bằng cách hàn các cốt thép chờ hoặc các chỉ tiết chôn sẵn sau đó đổ bê tông hoặc chèn vữa xi măng cát.

Trong thực tế xây dựng ngầm người ta còn sử dụng các dạng cải tiến của khung lắp ghép định hình như vừa nêu trên chủ yếu dựa trên sự thay đổi hình dáng, kích thước của các tấm cơ bản và dạng tiết diện ngang của các khối (xem hình 5.10 + 11).

Kết cấu vỏ hầm một nhịp từ bê tông cốt thép toàn khối là một khung kín gồm đáy, mái và các tường (hình 5.12a), chiều dày của tường δ_c thay đổi từ 0,3 - 0,5 m, đáy δ_A từ 0,4 - 0,8, mái có sườn $h_p = 0,6 - 1,0$ m (có thể lớn hơn tùy thuộc vào chiều rộng khung B). Tại các chỗ nối tạo thành các nút cứng bằng các vút.

Tường và đáy thường có dạng phẳng còn phần mái tùy theo nhịp có thể phẳng hoặc có sườn.

Các kết cấu vỏ hầm nhịp lớn như hầm ô tô 4 hoặc 6 làn xe có dạng khung BTCT hai nhịp có vách ngăn ở giữa (hình 5.12b) hoặc kết cấu dạng vòm nhịp lớn (hình 5.12c).



Hình 5.12. Kết cấu hầm trên đường ô tô từ BTCT toàn khối
(khi thi công bằng phương pháp đào hố móng)

1. Phần xe chạy ; 2. Vỏ hầm ; 3. Lớp phòng nước
4. Lỗ thông ; 5. Cọc khoan nhồi ; 6. Cát đắp.

Ở những chỗ đất yếu kết cấu khung BTCT toàn khối có thể bố trí trên móng cọc (hình 5.12d). Trong nhiều trường hợp kết cấu dạng liên hợp từ một số cấu kiện lắp ghép, một số bộ phận khác là toàn khối cũng tỏ ra là hợp lý. Những kết cấu liên hợp này thường phát huy được cả ưu điểm của kết cấu toàn khối và kết cấu lắp ghép.

Cần phải lưu ý là kết cấu dạng khung BTCT toàn khối và dạng liên hợp bán lắp ghép thường là những kết cấu chịu ảnh hưởng độ lún của nền, do đó khi sử dụng cần phải cân nhắc kỹ lưỡng và có các giải pháp để khắc phục những nhược điểm này.

Các kết cấu dạng khung cũng là kết cấu phổ biến khi xây dựng các ga xe điện ngầm đặt nông, gara, bãi đỗ xe ngầm (khung nhiều tầng, nhiều nhịp), hầm cho người đi bộ, cũng như kết cấu của hầm nối công trình ngầm với mặt đất.

5.5. KẾT CẤU HÀM TIẾT DIỆN LỚN

5.5.1. Khái niệm chung

Các hang có tiết diện lớn là rất phổ biến trong xây dựng thủy lợi, để bố trí gian máy, biến thế, trạm bơm, buồng điều khiển các cửa van, bố trí các kho ngầm, bể điều áp ... Ngoài ra trong xây dựng đường hầm giao thông các hang tiết diện lớn cũng thường gặp khi xây dựng các ga, trạm đầu máy (đépô) đặc biệt trong các hệ thống xe điện ngầm.

Việc tạo ra những vỏ chắc chắn cho những hang có tiết diện lớn liên quan đến những phức tạp của việc xác định tải trọng và nghiên cứu sự làm việc của kết cấu ngầm loại này.

Trong quá trình tạo nên một khoảng trống lớn trong địa tầng, liên tiếp xảy ra quá trình thay đổi trạng thái ứng suất. Xung quanh hang dưới tác dụng của các loại ứng suất : ứng suất kiến tạo, ứng suất do trọng lượng của địa tầng ; và do ảnh hưởng của nổ mìn dần dần tạo nên một vùng địa tầng có tính chất khác với tính chất ban đầu trước lúc đào hang.

Trong khá nhiều trường hợp khối địa tầng này nằm trong trạng thái giới hạn. Nếu như khối địa tầng quanh hang bị cắt ra theo các hướng khác nhau bằng các lớp địa tầng hoặc hệ thống khe nứt với các đặc điểm khác nhau thì rõ ràng là trong quá trình đào hang và đôi khi cả trong thời kỳ khai thác vẫn tồn tại những khả năng nhất định về sự mất ổn định của vách hang, cá biệt có thể xảy ra sự dịch chuyển một bộ phận của vách hang, hay một khối địa tầng nào đó vào trong hang. Ngoài ra hang còn chịu sự tác dụng của áp lực nước ngầm, trong quá trình đào hang áp lực động còn phát triển tạo điều kiện cho sự mất ổn định của từng khối riêng rẽ.

Trong những hang tiết diện lớn thì mức độ không đồng nhất dọc theo chu vi hang tăng một cách đáng kể do độ nứt nẻ tăng ; nước ngầm chảy vào hang và do những tác động cục bộ khác.

Từ những đặc điểm nêu trên đòi hỏi phải hết sức thận trọng khi thi công đào các hang tiết diện lớn và khi chọn kết cấu vĩnh cửu cho loại công trình này.

Trong thực tế thiết kế hiện nay, những giải pháp thiết kế cho loại công trình ngầm tiết diện lớn thường xuất phát từ những kết quả nghiên cứu hoặc tính toán đặc biệt trên mô hình (chủ yếu hiện nay là trên mô hình vật liệu tương đương và tính toán công trình cụ thể bằng phương pháp PTHH).

Trong xây dựng thủy lợi các công trình tiết diện lớn chủ yếu xây dựng trong đá, do đó neo có ý nghĩa đặc biệt trong công tác gia cố tạm và xây kết cấu vĩnh cửu.

Vì chống neo tạo nên trong phần nóc hang một vòm đá chịu lực. Trong vách thẳng đứng không tạo vòm, vì thế thường rất nguy hiểm theo quan điểm mất ổn định hang. Trong vách đứng chiều cao lớn nguy hiểm chủ yếu do sụt lở những tảng đá theo khe nứt hoặc mặt lớp. Cần phải xác định đúng đắn sơ đồ bố trí neo và chiều dài của chúng.

Khi hang tiết diện lớn xây dựng trong đá thì vỏ của chúng thường là : Vòm và tường BTCT tổ hợp với neo có chiều dài khác nhau ; Vòm BTCT còn tường (đôi khi cả vòm) từ neo BTCT ứng suất trước tổ hợp với bê tông phun.

5.5.2. Vỏ bê tông cốt thép và neo thường

1. Vỏ cho hầm vòm

Vỏ đặc trưng cho phần vòm là kết cấu liên tục từ BTCT toàn khối (một số trường hợp có thể là bê tông) có chân mở rộng chôn sâu vào trong đá (hình 5.13). Vòm được tính như vòm không khớp kê trên đá.

Trên cơ sở phân tích các số liệu thực tế các thông số của vòm sơ bộ xác định theo bảng 5.2 (ở đây B_0 là nhịp hang d_0 và d_n là chiều dày ở đỉnh và chân vòm).

Ví dụ như gian máy của nhà máy thủy tích điện Markersbakh (Cộng hòa Dân chủ Đức trước đây) nằm trong đá cứng ($f_{kp} > 8$ và $B_0 = 24$ m), người ta sử dụng vòm BTCT $d_0 = 0,8$ m, ở chân $d_n = 1,5$ m.

Bảng 5.2

Hệ số độ cứng của đá f_{kp}	Tỷ số B_0/d_0	Tỷ số d_n/d_0 với nhịp B_0	
		< 15 m	> 15 m
Đá cứng $f_{kp} > 8$	20 - 30	1 - 1,5	1,5 - 2,0
Đá cứng trung bình $f_{kp} = 4 - 8$	15 - 20	1 - 2,0	1,5 - 2,5
Đá mềm < 4	10 - 15	1,5 - 2,5	1,5 - 3,0

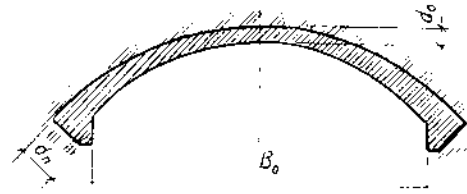
Đối với những hang $B_0 > 15$ m có tường cong trong đá yếu giới hạn trên B_0/d_0 tăng đến 20 còn trong đá cứng trung bình lại giảm xuống 12.

Nếu như trong đá mềm với $B_0 \leq 15$ m, giới hạn dưới của d_n/d_0 có thể giảm xuống 1,1 - 1,0 nếu lực xô của vòm truyền hoàn toàn lên tường. Điều này cũng được áp dụng cho đá có độ cứng trung bình khi nhịp $B_0 > 15$ m.

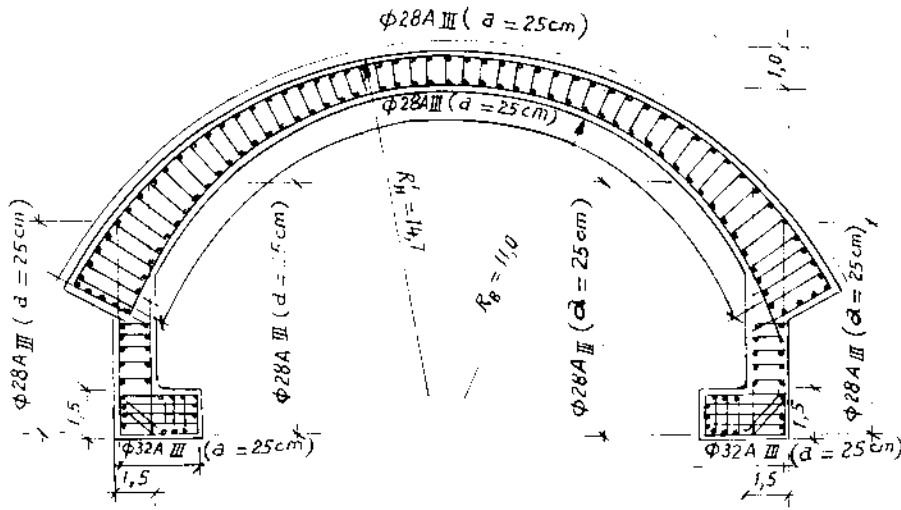
Trong thành phần của vòm còn có neo và bê tông phun lên lưới thép (là vì chống tụt trong quá trình thi công). Trong đá rất cứng đôi khi chúng làm vỏ vĩnh cửu (không cần đổ bê tông), như gian máy Tulom thượng. Đa số kết cấu vỏ loại này dùng cho các hang phụ nhịp lớn, trong quá trình khai thác sẽ không có người ở trong như bể điều áp.

Có thể không cần xây các cột dưới các dầm cầu chạy bằng cách sử dụng kết cấu kiểu gối treo trong đó dầm cầu đổ tại chỗ cùng với vòm. Các kết cấu loại này đã sử dụng có hiệu quả ở nhiều gian máy của Liên Xô trước đây như : Inguri, Giunvan. Gian máy Hòa Bình ở nước ta cũng như hàng loạt công trình khác cũng có kết cấu loại này (hình 5.14).

Vòm cũng có thể thiết kế dạng lắp ghép bằng các khối BTCT rồi nén trước vào đá bằng kích (thường dùng kích phẳng dạng "Fressiné") đặt ở đỉnh. Kết cấu loại này đã dùng khi xây dựng ga xe điện ngầm trên quảng trường "Mugiestvo" ở Leningrat (trước đây), ở Paris (Pháp), ở Stöckhôn (Thụy Điển) ...



Hình 5.13. Vòm có chân mở rộng



Hình 5.14. Bố trí cốt thép trong vòm có trụ treo (kết cấu gian máy thủy điện)

2. Vò cho phân tường

Tường của những hang kích thước không lớn lắm có thể không cần gia cố nếu hang ở trong đá bền, ổn định, ít nứt nẻ. Trong những đá loại này vách hang chỉ cần làm phẳng để đảm bảo mỹ quan (thường ghép tấm BTCT). Tường ghép này thường đặt cách vách đá khoảng 1 m để tránh những viên đá rơi cục bộ. Không gian giữa vách đá và tường sử dụng để thông gió và thoát nước cho hang.

Trong đá bền ổn định nhưng nứt nẻ và phong hóa thường gia cố vách bằng neo BTCT rồi phủ một lớp BT phun dày (20 - 30 cm). Khi chọn kích thước neo và khi bố trí chúng cần lưu ý vùng tập trung ứng suất dưới chân vòm. Chiều dài và cách bố trí neo đối với hang tiết diện lớn xác định bằng tính toán. Tuy nhiên sơ

bộ có thể lấy như sau : mỗi neo dài 3 - 4 m trên một diện tích 2 - 3 m² mặt hang. Khi gặp khe nứt kiến tạo chiều dài neo có thể tăng đến (5 - 10 m).

Trong những trường hợp cá biệt neo BTCT thường có thể đặt sâu 8 - 15 m với khả năng chịu lực 300 - 1000 KN trên toàn chu vi trừ phần đáy. Các giải pháp như vậy đã dùng trong thực tế (hình 5.15).

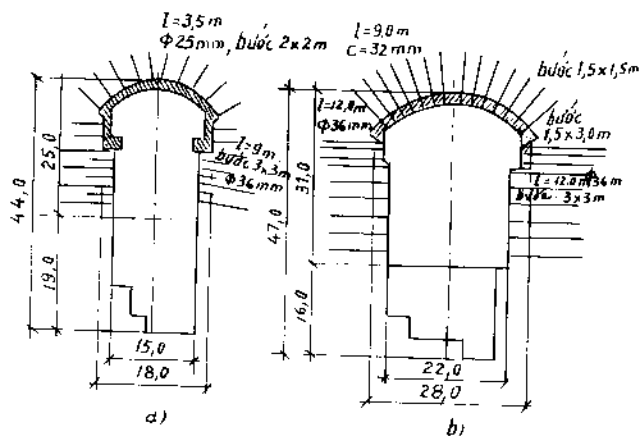
Trong những hang ngầm có cần cầu người ta có thể kết hợp dùng cột đỡ cầu chạy vào nhiệm vụ gia cố vách hang kết hợp với neo. Tuy nhiên việc kết hợp hai chức năng này phải hết sức thận trọng vì cột không được phép dịch chuyển ngang.

Giải pháp hợp lý hơn cả để gia cố vách hang tiết diện lớn là dùng neo sâu ứng suất trước.

Trong đá có độ cứng và độ bền không đủ, tường chịu lực có độ dày 0,4 - 0,6 m bằng BTCT tại chỗ (đặc biệt dùng trong thực tế trước 1975).

Trong đá yếu bị phong hóa tường và vòm là một kết cấu thống nhất dạng tường cong từ BTCT (hình 5.16).

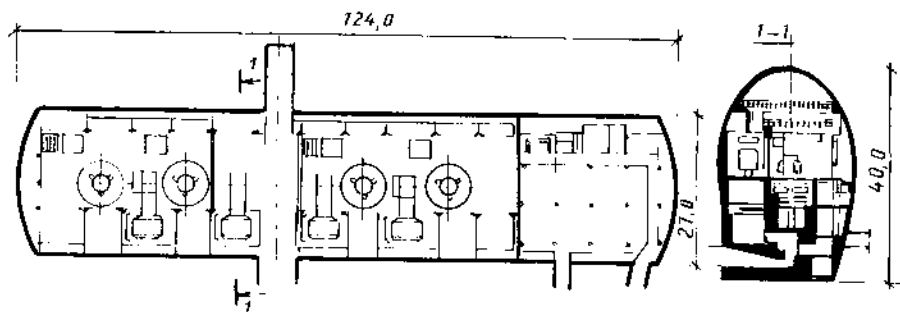
Hai đầu của hang lúc này có dạng cong. Nên cố gắng tránh xây dựng những hầm tiết diện lớn trong điều kiện địa chất tương tự, vì công tác ngầm trong trường hợp này là hết sức khó khăn, giá thành rất cao.



Hình 5.15. Sơ đồ gia cố các hang tiết diện lớn bằng neo sâu

a. Thủy điện Giunvan ;

b. Thủy điện Calum (Liên Xô trước đây)



Hình 5.16. Kết cấu tường cong của hầm tiết diện lớn
(Thủy điện Pô-rôm-ca-Giar, Ba Lan)

5.5.3. Vó từ bê tông phun và neo ứng suất trước

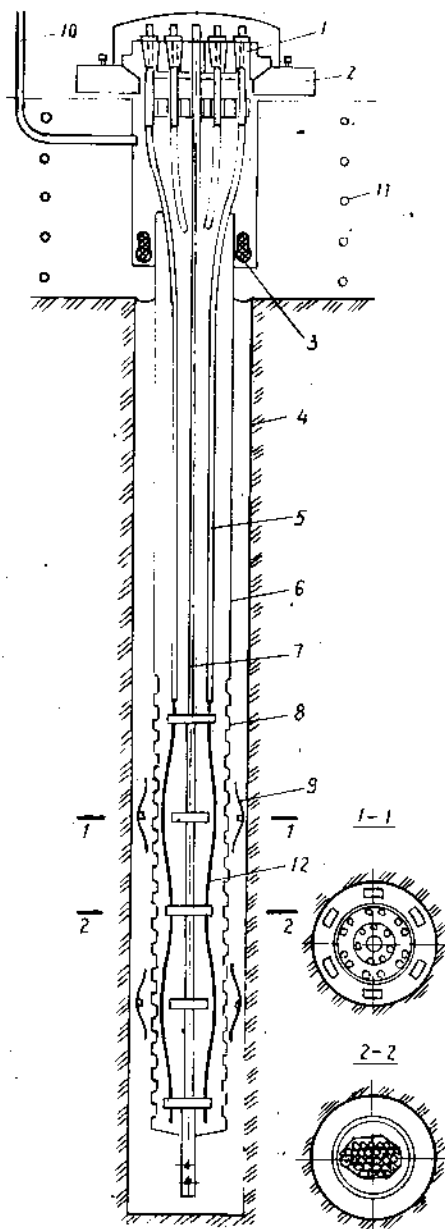
1. Neo ứng suất trước

Neo thông thường chỉ làm việc khi đã xuất hiện trong khối đá một biến dạng nào đó. Nếu dùng neo ứng suất trước sẽ giảm những biến dạng này. Ngoài ra neo UST còn cho phép huy động địa tầng vào làm việc ngay sau khi căng neo. Việc dùng neo UST tạo nên quanh hang một vùng bị nén để chịu tải trọng do trọng lượng bản thân và của đá nằm trên ; ngăn ngừa mọi sự dịch chuyển của địa tầng trong phạm vi vùng tiếp xúc với hang. Neo UST đã được dùng làm kết cấu vĩnh cửu khá phổ biến trong vòng 15 - 20 năm gần đây và ngày càng được áp dụng rộng rãi hơn. Ngày nay hầu như trên toàn thế giới những gian máy khổng lồ được gia cố bằng neo UST.

Cũng cần nhấn mạnh rằng neo sâu thường hoặc UST là kết cấu vĩnh cửu nhưng chúng không thay thế các neo nhỏ thực hiện theo sát quá trình đào hang mà chúng hỗ trợ lẫn nhau, không thể thiếu nhau được.

Người ta đã đề xuất và sử dụng khá nhiều kết cấu neo UST. Phổ biến hơn cả là neo từ cáp thép và từ các sợi thép riêng rẽ cường độ cao.

Trên hình 5.17 là kết cấu đặc trưng của neo từ cáp thép cường độ cao với sức chịu tải



Hình 5.17. Neo ứng suất trước

1. Vòng neo ; 2. Gối neo ; 3. Gioăng chèn ; 4. Lỗ khoan ; 5. Cáp có sơn chống rỉ trong ống Pôli êtilen ; 6. Vó thép ; 7. Ống để phụt vữa ; 8. Ống có đập gỗ ; 9. Tai định vị ; 10. Ống thoát khí ; 11. Dầu trụ neo ; 12. Cáp không sơn.

1000 KN. Neo dặt trong lỗ khoan $d = 105$ mm, gồm 7 cáp bên từ những sợi thép cường độ cao $d = 5$ mm ; đường kính cáp là 15 mm, ứng lực đứt đứt là 200 KN. Neo gồm 5 - 10 cáp hoặc bó thép cường độ cao đường kính từ 7 - 9 mm.

Việc sử dụng làm neo vĩnh cửu các sợi hoặc cáp thép cường độ cao đòi hỏi phải đảm bảo chống rỉ với độ tin cậy cao. Để khai thác lâu dài các neo sử dụng với hai lần chống rỉ ; Ví dụ như trong neo trên hình 5.16, độ tin cậy của lớp chống rỉ được đảm bảo bởi việc sử dụng côn (ống có một đoạn tạo sóng) lắp đầy vữa xi măng.

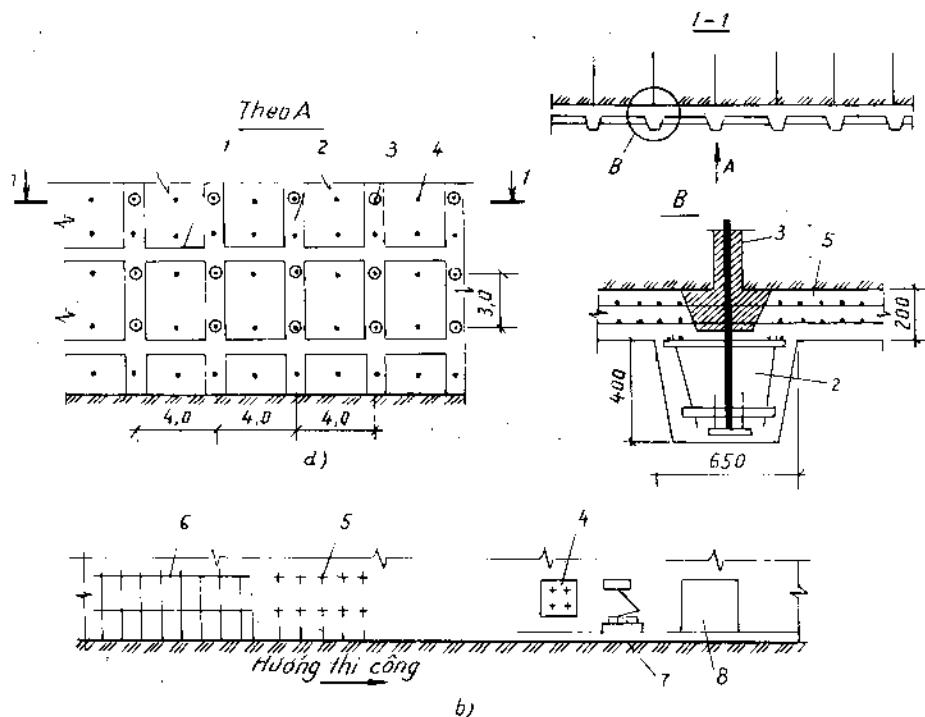
Khi dặt neo UST phải thực hiện lần lượt các quá trình sau :

- Khoan lỗ và chuẩn bị lỗ khoan cho neo.
- Lắp ráp neo và đưa vào lỗ khoan.
- Đổ bê tông dẫu neo (phần ngàm).
- Căng neo và ép vữa vào lỗ khoan.

Khi đòi hỏi khả năng chịu lực lớn có thể dùng thanh thép đường kính lớn cường độ cao.

Ví dụ thanh thép AIII Φ 40 hoặc thanh thép AIV Φ 32 có thể chịu lực 400KN.

Để gia cố các gian máy trong xây dựng thủy điện người ta thường dùng các neo dài 10 - 20 m bước 3 - 4 m theo chiều cao, 3 - 6 m theo chiều dài gian máy. Kích thước sơ bộ của neo có thể lấy : $l_n = (0,6 \pm 0,2)B_n$ hoặc $l_n = (0,5 \pm 0,2)H$.

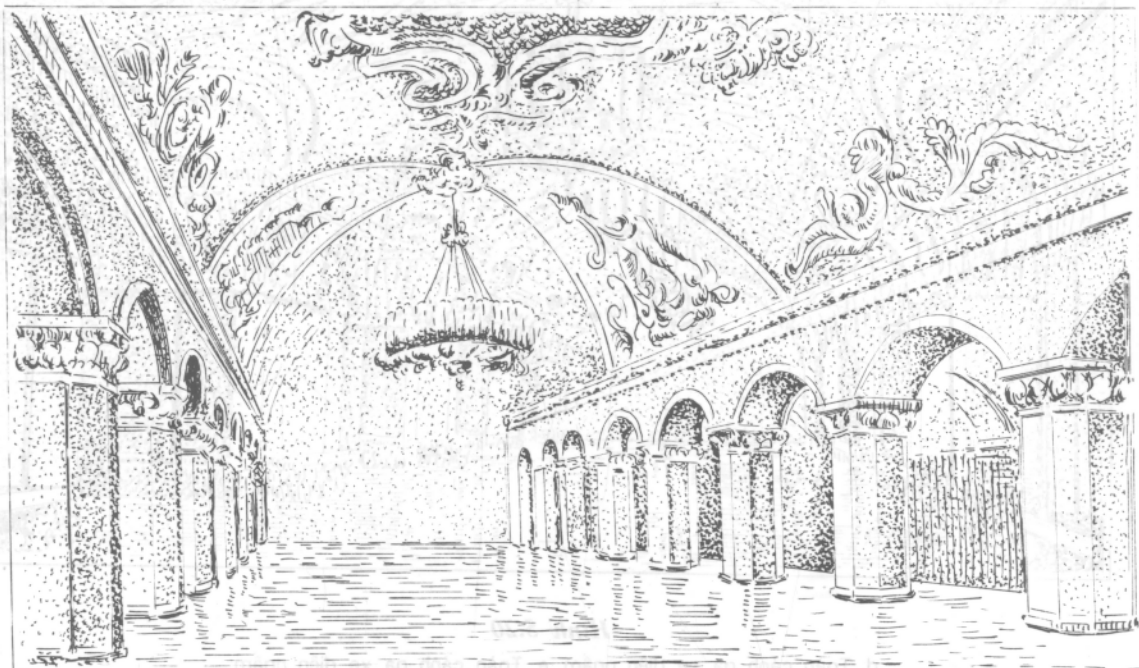
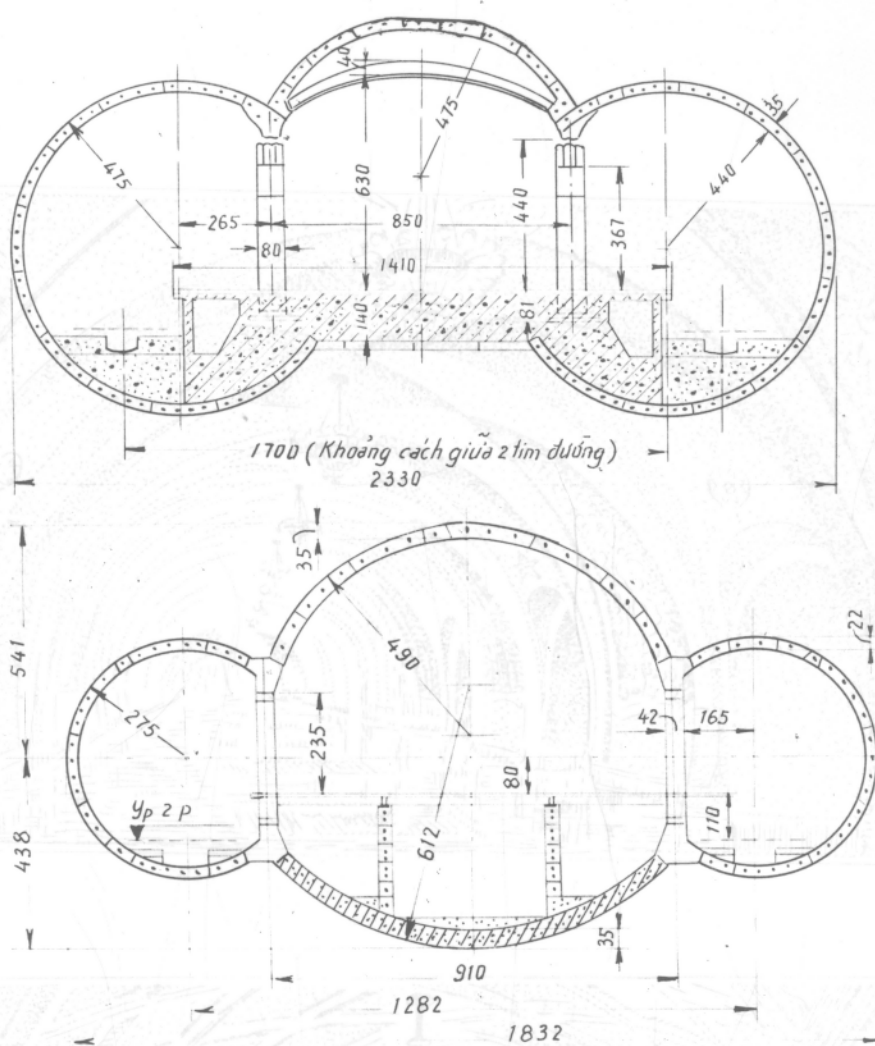


Hình 5.18. Kết cấu tường của hàng tiết diện lớn

a. Kết cấu tường ; b. Tổ chức thi công tường .

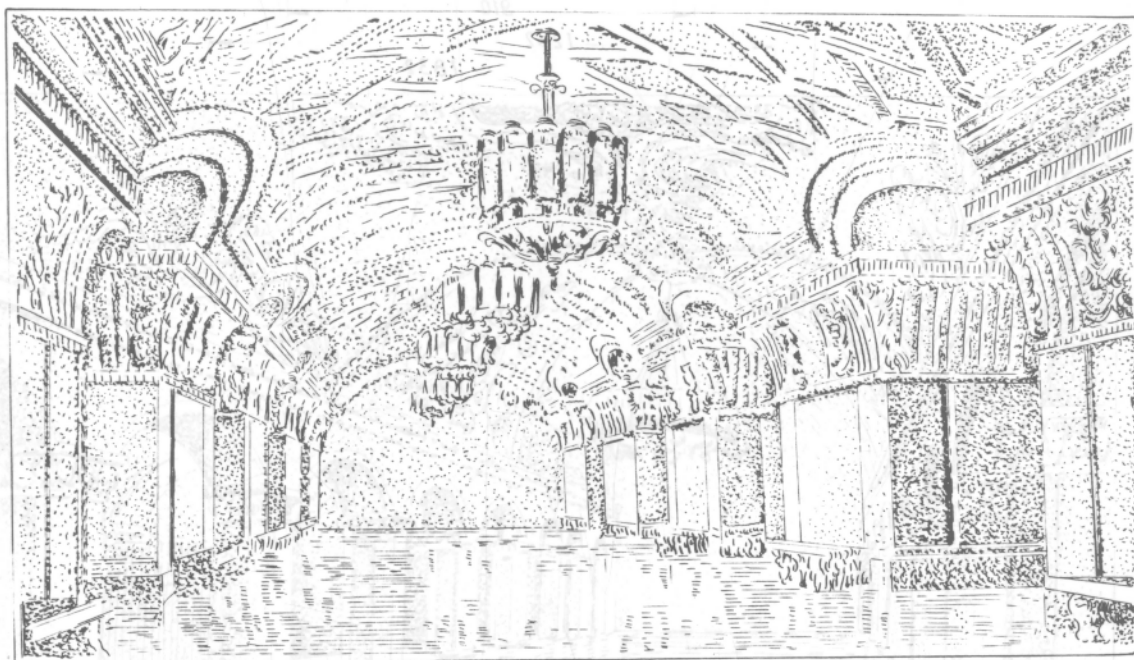
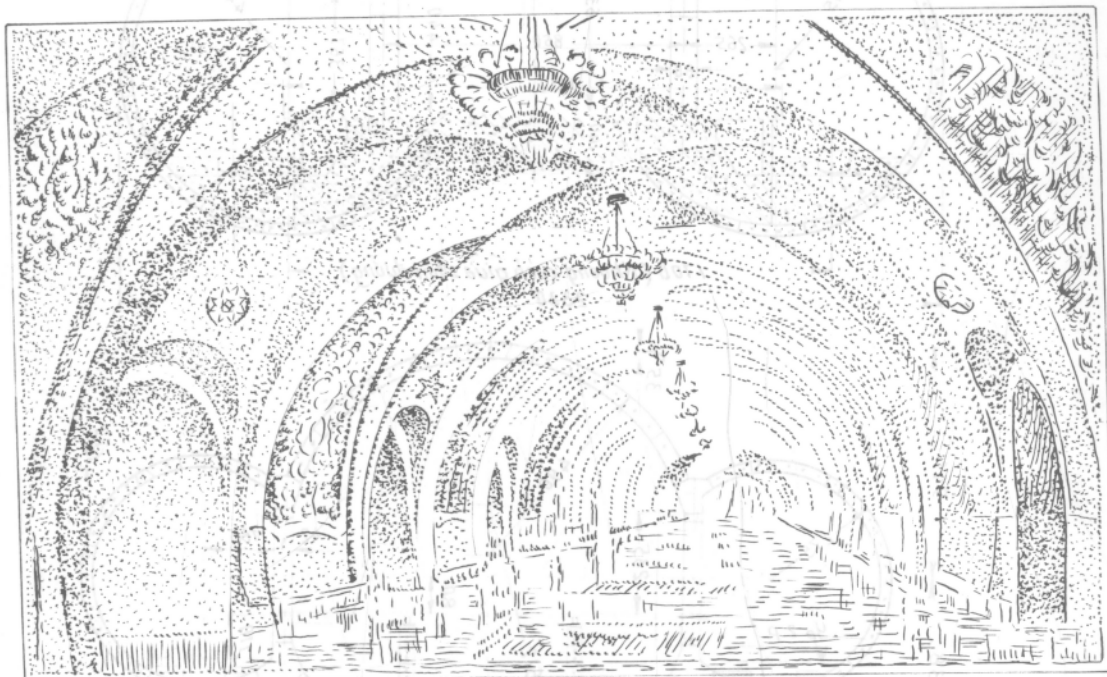
1. Dầm giằng ; 2. Cột ; 3. Neo UST ; 4. Neo thường ; 5. Lưới thép của tường ; 6. Khung cốt thép cột và vòm ; 7. Máng nâng thủy lực ; 8. Giá di động để khoan lỗ neo

112



Hình 5.20

- a. Sơ đồ ga xe điện ngầm ba vòm dạng cột, có vỏ lắp ghép bằng các khối "chu bin" gang;
b. Sơ đồ ga xe điện ngầm có vòm ngựa; c. Toàn cảnh ga xe điện ngầm



Hình 5.20

d. Toàn cảnh ga xe điện ngầm; e. Toàn cảnh ga xe điện ngầm

sau khi phun lớp đầu tiên dày 5 - 7 cm, người ta đặt lưới thép (ô 10 cm đường kính sợi 3 - 5 mm hoặc ô 2 cm thép đường kính 1 mm) neo vào đá. Sau đó phun lên lưới thép một lớp bê tông dày 5 - 8 cm. Tiếp theo đặt lưới thép thứ hai và phun phủ bê tông dày sao cho tổng chiều dày hai lớp sau 8 - 15 cm.

Khả năng làm việc của vì chống từ neo UST hoặc neo thường, tổ hợp với lớp bê tông phun lên lưới thép rất cao. Nó đảm bảo ổn định cho những hang lớn ngay cả trường hợp xây dựng trong đá yếu.

Trên hình 5.18 là kết cấu tường của một hang ngầm kích thước rất lớn, từ neo UST và neo thường tổ hợp với bê tông phun lên lưới thép. Vách hang được gia cố bằng các cột và dầm giằng cũng bằng bê tông phun có cốt thép.

Các thông số neo ứng suất trước (chiều sâu, khoảng cách, ứng lực căng) được xác định bằng tính toán và kiểm tra trên mô hình vật liệu tương đương.

Trên hình 5.19 là những kết cấu đã được sử dụng trong thực tế xây dựng ngầm.

Hầm tiết diện lớn cũng sử dụng rộng rãi khi xây dựng các ga của hệ thống xe điện ngầm.

Các kết cấu tương tự như đã nêu trên cũng đã áp dụng cho các ga. Tuy nhiên do các ga không lớn và đa số xây dựng trong các địa tầng mềm yếu nên phần đáy của kết cấu thường có dạng tấm cứng hoặc dạng vòm (hình 5.20a,b) ; phần trên cũng thường gặp dạng vòm nhiều nhịp để tiết kiệm không gian và tăng vẻ đẹp cho công trình (hình 5.20c,d,e).

5.6. PHÒNG VÀ THOÁT NƯỚC CHO CÔNG TRÌNH NGẦM

Để đảm bảo cho khai thác bình thường cũng như tính vĩnh cửu của công trình ngầm cần phải bảo vệ không gian bên trong, thậm chí cả kết cấu của công trình ngầm khỏi tác động của nước ngầm. Để giải quyết nhiệm vụ này có thể sử dụng hai phương pháp sau : Làm kín vỏ hầm (sau khi xây dựng mực nước ngầm được khôi phục trở lại như trước) và áp dụng giải pháp hạ mực nước ngầm.

5.6.1. Các biện pháp phòng nước

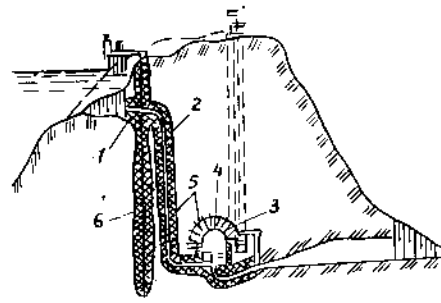
1. Phụt tạo vách chống thấm quanh hầm

Việc phòng nước cho công trình ngầm phổ biến hiện nay là làm đặc nền xung quanh bằng cách phụt silicat, bitum, nhựa tổng hợp hoặc vữa xi măng. Các giải pháp phụt vữa tổng hợp, bitum quanh hầm còn ít dùng. Ngược lại xi măng hóa tạo vách chống thấm lại rất phổ biến. Biện pháp này cho phép giảm lưu lượng nước thấm vào công trình và bảo vệ kết cấu ngầm khỏi những tác động xâm thực, ngăn ngừa các hiện tượng xói mòn và hòa tan ...

Ngoài tác dụng chống thấm việc xi măng hóa nền còn cho phép tăng tính đồng nhất của nền, nâng cao môđun biến dạng ...

Việc xi măng hóa có thể là kín, tức là tiến hành trên toàn chu vi công trình trong vùng thấm, không kín tức là trên một phần chu vi công trình nơi có hiện tượng thấm. Sơ đồ đặc trưng của việc xi măng hóa tạo vách chống thấm như trên hình 5.21.

Chiều sâu vùng xi măng hóa tạo vách chống thấm phụ thuộc vào điều kiện khu vực, được xác định bằng việc tính toán thấm. Có thể lấy sơ bộ từ 3 đến 8 m.



Hình 5.21. Sơ đồ xi măng hóa chống thấm

1 Cửa nhận nước ; 2 Giếng dẫn nước áp lực ; 3 Gian máy ngầm ; 4 Lỗ thoát nước ; 5 Xi măng hóa chống thấm ; 6 Màn chống thấm

2. Phun vữa phủ bề mặt

Phun vữa bề mặt bằng cách phun lên mặt hang hoặc vỏ hầm bằng một lớp vữa xi măng cát.

Lớp vữa phun phủ mặt dày ≤ 4 cm. Phổ biến hơn cả là phun lên mặt trong của vỏ lắp ghép.

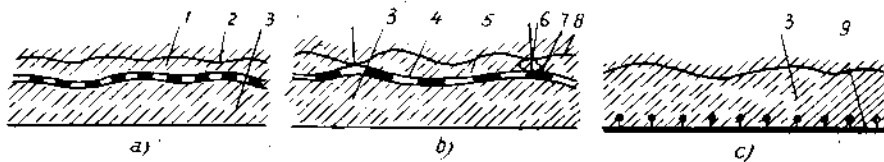
Đôi khi được phun lên một lớp lưới thép đường kính 2 - 6 mm. Chiều dày lớp phun trong trường hợp này có thể là 5 - 6 cm.

Nhược điểm của vữa phun là bụi và lượng tiêu hao xi măng khá lớn, độ bền không cao.

3. Lớp phủ chất nhựa tổng hợp

Trong xây dựng ngầm để phòng nước cũng sử dụng lớp phun bằng nhựa tổng hợp ê-poc-xy-axê-đ - 5 (20%), nhựa Phosphurol axê-tat ϕA (20%) với phụ gia đông cứng 10% và cát thạch anh hạt mịn (50%) phun lên vách hang bằng máy phun tạo bụi mini thành từng lớp dày 2 - 3 mm. Lớp phun loại này có thể chịu thấm với áp lực đến 20 kG/cm². Lớp phủ nhựa tổng hợp có thể phun lên vách khô hoặc ẩm nhẹ.

Kết cấu phòng nước rất có hiệu quả là một lớp phun nhựa ê-poc-xy-phu-ran lên vách đá khô hoặc trên mặt lớp bê tông phun, sau đó xây vỏ hầm (hình 5.22a).



Hình 5.22. Sơ đồ các lớp chống thấm

a. Lớp phủ chất dẻo ; b. Màng chất dẻo trên vách hang ; c. Màng chất dẻo trên vỏ hầm

- 1 Lớp phủ bê tông phun ; 2 Lớp phủ chất dẻo (ê-poc-xy-phu-ran) ; 3 Vỏ bê tông ; 4 Màng mỏng polime ;
- 5 Vữa phun xi măng cát ; 6 Thanh neo bằng chất dẻo ; 7 Dải định vị bằng chất dẻo ; 8 Dán bằng khí nóng ;
- 9 Màng polietilen có chân định vị

4. Lớp phủ màng mỏng

Kết cấu phòng nước dạng màng mỏng chia làm hai nhóm : Dán lên mặt ngoài vỏ công trình và dán vào mặt trong vỏ.

Các kết cấu phòng nước bằng cách gắn màng polime lên vách đá hoặc kết cấu sau đó đổ bê tông vỏ và lớp sau màng (hình 5.22b). Các phương pháp này đòi hỏi thực hiện các công việc hết sức cẩn thận.

Nhóm hai là loại kết cấu màng mỏng gắn lên mặt trong vỏ hầm bằng bitum hoặc các lá định hình polietilen, đầu nhỏ của nó gắn vào bên trong vỏ khi đổ bê tông (hình 5.22c). Trong trường hợp đặc biệt nghiêm trọng lớp phòng nước có thể bằng thép lá dày 4 - 6 mm và dùng làm ván khuôn để đổ bê tông vỏ hầm. Mặt ngoài của thép hàn vào cốt thép. Mặt trong được phun phủ bằng lớp bê tông phun.

5.6.2. Thoát nước cho công trình ngầm

1. Thiết bị thoát nước

Trong điều kiện áp lực lớn hoặc nguồn nước ngầm có lưu lượng lớn thì việc thoát nước vào trong công trình ngầm là hợp lý. Thoát nước để giảm (một phần hay toàn bộ) áp lực nước ngầm lên vỏ hầm. Điều này đặc biệt có ý nghĩa trong việc để phòng mất ổn định của áo thép trong hầm thủy lợi có áp, ống dẫn vào tuabin khi bơm cạn hầm ; bảo vệ các hầm đòi hỏi nước ngầm không được thấm vào như gian máy, gian biến thế, hầm cáp, thang máy và các công trình nằm trong đá không ổn định khi gặp nước. Thoát nước có thể áp dụng trong những đá ổn định với những hiện tượng rửa lữa, sỏi mòn ; không nguy hiểm cho việc lắp ráp và khai thác các thiết bị thoát nước (khi đổ bê tông, xi măng hóa, v.v...).

Theo khả năng giảm mặt thoáng của dòng thấm việc thoát nước được phân loại như sau :

Dạng chung : giảm áp lực nước ngầm lên vỏ hầm do giảm mặt thoáng của dòng thấm trong vùng đặt công trình cần bảo vệ. Các công trình thoát (chủ yếu là hầm và các lỗ khoan lớn) nằm ở trên khối đá cần thoát và các công trình thoát nước bao quanh công trình ngầm là thuộc loại này.

Dạng thoát nước cục bộ : áp lực nước ngầm lên vỏ hầm giảm đi do mất mát áp lực khi thấm vào công trình thoát nước không bố trí ở gần bề mặt nước ngầm sau khi đã giảm áp. Thoát nước cục bộ chủ yếu là nhờ các lỗ khoan nhỏ và các rãnh tiếp xúc.

Việc chọn dạng thoát nước chủ yếu phụ thuộc vào các điều kiện địa chất và địa chất thủy văn, các quá trình lý hóa trong địa tầng kết cấu và vật liệu của vỏ hầm, điều kiện thi công và điều kiện khai thác của công trình. Tính hợp lý của việc thoát nước so với việc tăng cường kết cấu vỏ hay dùng các biện pháp phòng nước cần phải xác lập bằng các tính toán kinh tế kỹ thuật bao gồm việc tính giá thành, chi phí lao động, thời hạn thi công, độ tin cậy của thiết bị sử dụng, chi phí duy tu bảo dưỡng trong quá trình khai thác ...

Hệ thống thoát nước chung như trên hình 5.23. Tùy thuộc vào điều kiện khu vực các công trình thoát nước trên mặt bằng có thể thẳng, cong, khép kín hoặc không khép kín.

Trong đá đồng nhất có thể chỉ có một lớp hầm thoát nước còn trong trường hợp có nhiều tầng chứa nước thì có thể bố trí nhiều lớp công trình thoát nước (hình 5.23).

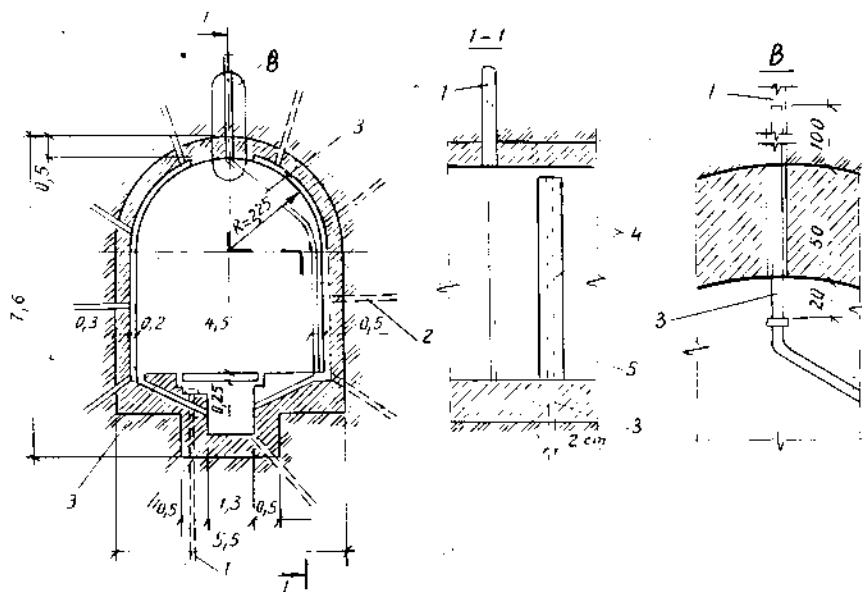
Thoát nước cục bộ : Các lỗ thoát nước là một hệ lỗ khoan đường kính 50 - 100 mm khoan xuyên qua vỏ hầm vào sâu một số mét cho phép thoát nước ngầm vào hầm (hình 5.24).

Thoát nước dạng băng sắt sau vỏ hầm thường sử dụng cho hầm giao thông. Băng thoát nước nằm tiếp xúc với đá và vỏ hầm. Rải này chèn đầy bằng các vật liệu thấm (cát, đá dăm, sỏi, bông thủy tinh, bê tông rỗng ...). Thoát nước dạng băng chỉ cho phép khi đá ổn định, không bị xói mòn. Băng thoát nước có thể bố trí ở

Hình 5.23. Hệ thống thoát nước cho công trình ngầm (thủy điện Ra-gun-Tadikistan)

cả dưới đáy để giảm áp lực lên các đáy phẳng. Nước trong các băng tự chảy vào trong các rãnh thu ở đáy hầm. Nước trong hệ thống thoát có thể cho chảy vào trong hầm rồi tự chảy ra ngoài, hoặc vào hố thu rồi bơm ra ngoài. Cũng có thể cho chảy xuống tầng chứa nước ở phía dưới.

Rãnh thoát nước trong hầm bố trí ở dưới đáy hầm, kích thước rãnh này không nhỏ hơn 30×30 cm.



Hình 5.24. Hầm thoát nước xung quanh công trình ngầm
(Thủy điện Ra-gun-Tudigikistan)

1. Lỗ khoan thoát nước đường kính 105 mm, bước 5 m dọc hầm ;
2. Lỗ khoan thoát nước đường kính 50 mm, dài 3 m, theo lưới 3,3 m ;
3. Ống đường kính 200 mm và 70 mm, bước 3 m dọc hầm ; 4. Các chốt kín, bước 0,5 m ; 5. Tôn mạ kẽm cứng

5.7. KẾT CẤU CỦA HẦM

Cửa hầm là bộ phận chuyển tiếp từ đường đào vào hầm. Cửa hầm có tác dụng đảm bảo ổn định mái dốc trên cửa hầm và ta luy đường đào, đảm bảo thoát nước từ trên sườn núi ra ngoài hầm. Cửa hầm là bộ phận duy nhất lộ ra ngoài nên còn có tác dụng trang trí cho công trình. Đối với hầm nối thông với mặt đất nằm ngang (hầm xe điện ngầm) bằng hầm nghiêng có bố trí thang máy cho người lên xuống thì kết cấu đơn giản hơn vì không phải làm tường chắn. Để chắn nước chỉ cần làm nhà bao che khu vực cửa hầm.

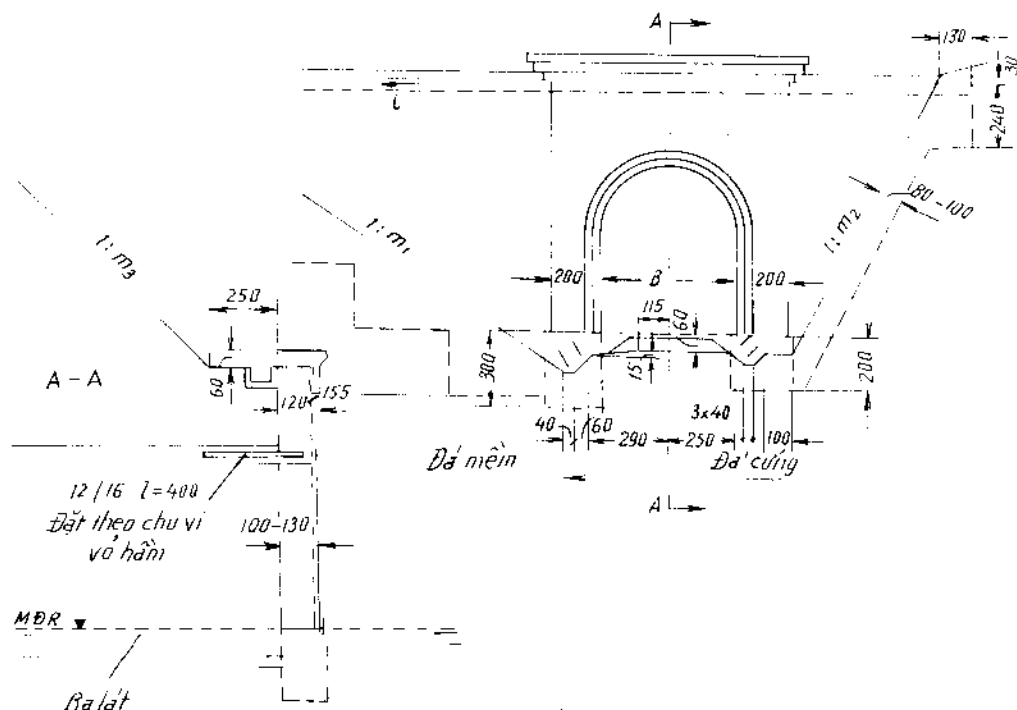
Cửa hầm thường gồm có cửa chính. Tùy thuộc vào địa hình khu vực cửa tường chính vuông góc hoặc chéo góc với trục hầm, rãnh thoát nước và vòng vỏ hầm đầu tiên. Trong một số trường hợp ($f_{kp} < 2$) để đảm bảo ổn định tường chính và giảm khối lượng đường đào, trước cửa hầm trên một đoạn nào đó có thêm các tường cánh có chiều cao thay đổi.

Để xây cửa tiến hành đào cát và chống mái dốc trên hầm. Tường chính được liên kết với vòng vỏ đầu bằng cốt thép hoặc đoạn thép hình. Các biên của tường chính tựa trực tiếp lên mái dốc taluy đường đào hoặc tường cánh. Đáy tường chính chôn sâu vào nền và ta luy đường đào 1,4 - 1,8 m (có xét đến khả năng xói mòn và ổn định của tường chắn).

Nước chảy từ trên mái dốc trên hầm xuống được thu vào rãnh ngang sau tường chính từ đó nước chảy theo rãnh có độ dốc 2% sang ta luy đường đào rồi xuống rãnh dọc ở nền đường (cũng có thể tổ chức chảy theo ống). Thành và đáy của rãnh nước được xây hoặc đổ bê tông để tránh xói mòn.

Để ngăn đá rơi từ trên mái dốc đỉnh hầm khoảng cách từ chân mái dốc đến lưng tường chính không nhỏ hơn 1,5 m, lớp đất đủ dày để giảm chấn động do đá lăn từ trên mái dốc xuống.

Trên hình 5.25 là kết cấu cửa hầm không có tường cánh áp dụng cho đá có độ cứng $f = 1,0 - 1,5$ (bên trái trục đối xứng) và cho đá $f > 2$ (bên phải trục).



Hình 5.25. Kết cấu cửa hầm

Độ dốc của ta luy trước cửa hầm có thể lấy theo bảng sau (bảng 5.3).

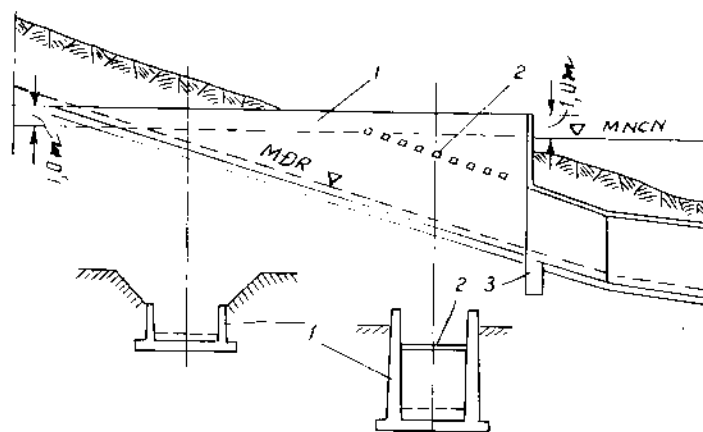
Độ dốc của ta luy đỉnh hầm lấy thấp hơn một cấp so với ta luy đường đào.

Cửa hầm có thể xây bằng bê tông toàn khối. Kích thước cơ bản của các bộ phận xác định bằng tính toán. Tường cánh, tường chính tính như tường chắn đất.

Trên hình 5.26 là cửa hầm qua sông.

Bảng 5.3. Độ dốc ta luy đường đào trước cửa hầm

f	1 : m
10	1 : 150
15	1 : 100
2.0	1 : 0.80
3.0	1 : 0.50
4.0	1 : 0.30



Hình 5.26. Kết cấu cửa hầm qua sông

1 Khung hỏ ; 2 Giằng ngang ; 3 Hỏ thu nước

CHƯƠNG VI

TẢI TRỌNG VÀ TÍNH TOÁN KẾT CẤU NGẦM

6.1. TẢI TRỌNG LÊN KẾT CẤU NGẦM

6.1.1. Tình hình chung

Kết cấu ngầm đặc biệt là kết cấu đặt không sâu lắm trong điều kiện thành phố chịu tác dụng của các tải trọng ngoài khác nhau. Đặc trưng phân bố và cường độ của chúng phụ thuộc vào rất nhiều nhân tố: chiều sâu đặt hầm; các điều kiện địa chất công trình; đặc trưng xây dựng trên mặt đất; sự chuyển động của giao thông trên mặt; công nghệ thi công v.v...

Tất cả các dạng tải trọng có thể chia làm tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời. Tải trọng thường xuyên bao gồm: trọng lượng bản thân của kết cấu ngầm, trọng lượng lớp phủ mặt đường, các thiết bị kỹ thuật ngầm, áp lực đất, áp lực nước cũng như tải trọng do công trình xây dựng trên mặt đất v.v... Tải trọng tạm thời như tàu, xe chạy trong hầm, chạy trên mặt đất v.v... Trong số những tải trọng tạm thời còn có một số tải trọng chỉ phát sinh trong giai đoạn thi công, khi xảy ra sự cố và một số tải trọng do thay đổi của nhiệt độ, chấn động.

Tất cả những tải trọng đã nêu trên có thể tác dụng lên kết cấu ngầm cùng một lúc hoặc vào những thời điểm khác nhau, do đó những tổ hợp tải trọng có thể khác nhau sẽ gây ra trong kết cấu ngầm những trạng thái ứng suất khác nhau. Để tính toán kết cấu ngầm cần phải xác định những tổ hợp tải trọng bất lợi nhất (tổ hợp cơ bản và tổ hợp đặc biệt) và chúng sẽ gây ra nội lực lớn nhất trong kết cấu.

Trong tổ hợp cơ bản bao gồm những tải trọng thường xuyên và những tác động tạm thời do phương tiện giao thông cũng như những tải trọng tạm khai thác và thi công.

Tổ hợp đặc biệt được lập lên từ một số tải trọng thường xuyên và tạm thời của tổ hợp cơ bản và những tác động đặc biệt. Việc đưa những tải trọng này hay những tải trọng khác vào tổ hợp cơ bản hay tổ hợp đặc biệt có tính đặc trưng của điều kiện tác dụng và phụ thuộc vào tình huống cụ thể, tuy nhiên một tải trọng có thể vừa ở tổ hợp cơ bản, vừa ở tổ hợp đặc biệt. Trong đa số trường hợp việc tính toán được tiến hành với tổ hợp cơ bản còn tổ hợp đặc biệt chỉ để kiểm tra.

Thông thường kết cấu ngầm được tính theo trạng thái giới hạn theo các quy trình hiện hành. Những kết cấu của công trình có chiều dài lớn, đặt trong môi trường đồng nhất được tính trong những điều kiện biến dạng phẳng. Tuy nhiên nếu như kích thước tiết diện ngang là đáng kể so với chiều dài công trình ; tải trọng ngoài thay đổi lớn theo chiều dài hoặc độ lún của nền thể hiện không đồng đều thì nên giải bài toán không gian.

Ngày nay khi thiết kế kết cấu các công trình ngầm người ta vẫn sử dụng các phương pháp tính gần đúng đơn giản với những tải trọng đã cho bằng cách sử dụng công cụ của cơ học kết cấu. Đầu tiên ta xác định tất cả các tải trọng chủ động tác dụng lên vỏ hầm, sau đó tính nó như một hệ thanh có hoặc không xét lực kháng đàn hồi của đất. Nhược điểm cơ bản của những phương pháp tính loại này là chúng không xét đầy đủ những điều kiện tương hỗ thực của vỏ hầm và môi trường xung quanh.

Cũng có khá nhiều phương pháp tính vỏ hầm (kết cấu ngầm) dựa trên những lời giải của bài toán tiếp xúc của lý thuyết môi trường liên tục với việc sử dụng công cụ của lý thuyết đàn hồi, dẻo hoặc cân bằng giới hạn. Trạng thái ứng suất của kết cấu ngầm và khối đất được tìm từ điều kiện của chuyển vị của vỏ hầm và chu vi hang. Như vậy nội lực trong kết cấu vỏ hầm lại có thể nhận được bằng các phương pháp của cơ học đất và cơ học kết cấu. Các phương pháp tính loại này đòi hỏi công cụ toán học phức tạp và dài dòng mà cũng chỉ giải cho một lớp những bài toán hạn chế.

Gần đây khi tính toán các kết cấu ngầm người ta đã ứng dụng rộng rãi các kỹ thuật tính toán. Việc tự động hóa các quá trình tính toán với việc sử dụng máy tính điện tử đã giảm bớt những khó khăn và cho phép nhanh chóng nhận được kết quả mong muốn. Điều đó cho khả năng xét đến nhiều nhân tố ảnh hưởng đến sự làm việc của kết cấu và nâng cao kết quả của việc tính nhiều phương án v.v... Việc sử dụng máy tính điện tử cho phép trong nhiều trường hợp tránh được việc phải chấp nhận trong tính toán các giả thiết đơn giản hóa và sử dụng được các sơ đồ tính phức tạp phù hợp với những điều kiện làm việc thực của kết cấu. Việc sử dụng máy tính điện tử và phương pháp số còn cho phép tính các hệ siêu tĩnh bậc cao, phân tích các sơ đồ tính khác nhau và cho phép xét cả những ảnh hưởng của công nghệ thi công đến sự làm việc của kết cấu ngầm.

6.1.2. Các tải trọng chủ động thường xuyên

Tải trọng do trọng lượng bản thân kết cấu được lấy phân bố đều trên nóc công trình ngầm. Trọng lượng bản thân của các bộ phận của kết cấu tương ứng với các thông số hình học thiết kế và trọng lượng riêng của vật liệu. Nếu như trọng lượng bản thân của kết cấu nhỏ hơn 5% áp lực đất tính toán thì có thể bỏ qua.

Trọng lượng của các lớp áo đường hoặc các hệ thống kỹ thuật bố trí trên nóc của các hầm giao thông đặt nông cũng xác định theo các số liệu thiết kế.

Áp lực chủ động của đất đá lên kết cấu ngầm xác định theo các lý thuyết khác nhau tùy thuộc vào chiều sâu đặt hầm và tính chất của địa tầng bao quanh. Áp lực đất chủ động tiêu chuẩn đối với hầm đặt sâu hầu hết được xác định theo các giả thuyết của M.M.Protodiakonov. Theo giả thuyết này các loại đất đá được xem như không dính và đặc trưng bằng hệ số độ cứng f , bằng tang của góc nội ma sát quy ước (có xét đến lực dính).

Đối với đất rời không dính góc nội ma sát quy ước bằng góc nội ma sát thực, tức là $f = \operatorname{tg} \varphi$ (ở đây φ là góc nội ma sát). Đối với đá chỉ được xem như không dính một cách quy ước. Hệ số độ cứng f của chúng được xác định phụ thuộc vào độ bền nén lập phương R (kG/cm^2) như sau :

$$f \approx 0,01R \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

Theo giả thuyết của M.M.Protodiakonov áp lực đất thẳng đứng tác dụng lên vỏ hầm tạo nên do trọng lượng của khối địa tầng bị phá hoại giới hạn bởi vòm áp lực và chu vi hang. Khi $f < 4$ nhịp vòm áp lực được xác định có xét đến việc tạo thành các lăng thể trượt tạo với phương thẳng đứng ở hai vách hang một góc $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ (hình 6.1a,b) theo công thức:

$$B = b + 2\operatorname{htg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ hoặc } B = D + 2D\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (6.1a)$$

Chiều cao vòm áp lực (trên vòm chỉ có ứng suất nén tác dụng) xác định từ điều kiện cân bằng dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều thẳng đứng theo công thức:

$$h_H = \frac{B}{2f} \quad (6.1b)$$

Để tính toán thực tế, áp lực thẳng đứng được lấy phân bố đều và có cường độ bằng:

$$p_H = \beta k_p \gamma h_H \quad (6.2)$$

Ở đây k_p là hệ số điều kiện làm việc, lấy theo quy trình; γ là trọng lượng riêng của đất đá; h_H là chiều cao vòm áp lực; β là hệ số lấy theo nhịp hang b , khi $b \leq 5,5 \text{ m}$, $\beta \leq 0,7$, $b \geq 7,5 \text{ m}$, $\beta = 1$.

Áp lực bên tiêu chuẩn trong trường hợp này, để đơn giản tính toán cũng lấy phân bố đều theo chiều cao hang và xác định theo công thức :

$$q_H = \gamma(h_H + 0,5h)\eta \quad (6.3)$$

Trị số của hệ số áp lực bên đối với tất cả các loại đất (trừ đất dẻo) được xác định theo công thức

$$\eta = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (6.4)$$

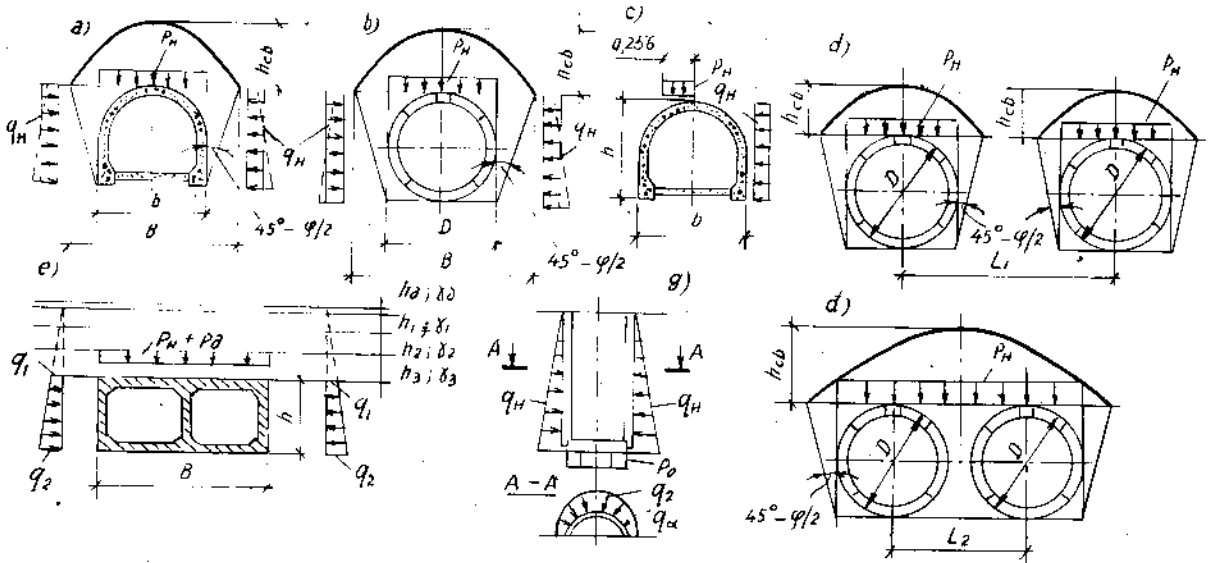
Ở đây h là chiều cao hang ; φ là góc nội ma sát (độ).

Từ công thức trên, nếu như đá có hệ số độ cứng f lớn hơn từ $2 \div 3$, thì trị số góc nội ma sát tương ứng bằng $70 \div 75^\circ$, lúc này hệ số áp lực bên gần bằng không. Do đó áp lực bên có thể không tính.

Trị số của hệ số áp lực bên đối với đất dẻo có thể xác định theo công thức :

$$\eta = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (6.5)$$

Ở đây μ là hệ số Poisson.



Hình 6.1. Sơ đồ xác định áp lực địa tầng lên kết cấu ngầm dạng vòm, tròn và chữ nhật

Các giá trị của hệ số độ cứng theo M.M.Protodiakonov được ghi trong bảng 6.1.

Áp lực đất trong đá nứt nẻ phụ thuộc vào khối lượng đá trong vùng phá hoại. Các thông số của vùng phá hoại trong trường hợp này phụ thuộc vào cấu trúc, độ nứt nẻ, trạng thái ứng suất tự nhiên của khối đá bao quanh và những tác động của công tác khoan nổ mìn khi đào hang, trình tự dựng các vòm chống tạm v.v...

Chiều sâu vùng phá hoại được xác định theo các số liệu nghiên cứu ở hiện trường, nhưng để tính toán sơ bộ cho phép sử dụng các công thức sau :

$$h_H = K_a \cdot b \quad (6.6)$$

Các giá trị của hệ số K_a được lấy theo bảng sau (bảng 6.2).

Ở đây M_q là môđun độ nứt nẻ tính bằng số lượng khe nứt trên một đoạn đo có chiều dài 1 mét.

Khi $b \leq 6,0$ thì giá trị của áp lực đất thẳng đứng tiêu chuẩn tính theo công thức (6.2) nhưng h_H tính theo công thức (6.6). Áp lực bên khi $f \geq 4$ thường bỏ qua.

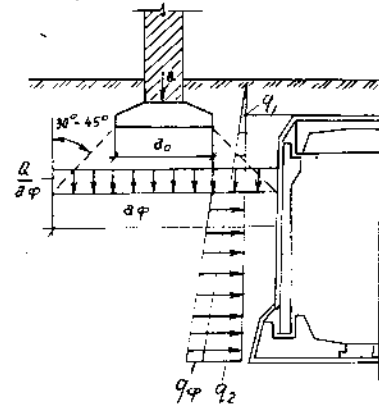
Bảng 6.2

Hệ số độ cứng f	Hệ số K_a đối với đá		
	Nút nẻ nhẹ $M_q \leq 15$	Nút nẻ trung bình $15 < M_q \leq 50$	Nút nẻ mạnh $50 < M_q \leq 300$
4	0,2	0,25	0,30
5 - 9	0,10	0,20	0,25
10	0,05	0,10	0,15

Trong trường hợp vách hầm có chiều cao lớn hơn 6,0 mét giá trị áp lực bên của đất được xác định từ điều kiện cân bằng giới hạn của lăng thể trượt.

Đối với những hầm đặt rất sâu áp lực đất được xác định bằng các phương pháp riêng có xét đến những điều kiện của trạng thái dẻo, sự bắn đá và các nhân tố khác.

Trong thực tế thiết kế công trình ngầm cũng thường phát sinh việc xác định trị số áp lực thẳng đứng của đất đá lên hai hoặc nhiều hầm song song. Tùy thuộc vào kích thước hang và khoảng cách giữa chúng áp lực đất thẳng đứng được xác định độc lập lên từng hang hoặc theo vòm áp lực hình thành chung cho nhiều hầm (hình 6.1d,d).



Hình 6.2.

Trong những trường hợp khi những điều kiện tạo thành vùng sụp lở riêng rẽ không thỏa mãn, và lý thuyết của M.M.Protodiakonov không áp dụng được (đất bão hoà nước, cát chảy, chiều sâu đặt

hầm không lớn hơn hai lần vòm phá hoại thì áp lực đất thẳng đứng tiêu chuẩn xác định theo trọng lượng toàn bộ khối đất trên nóc hang (hình 6.1e).

$$P_H = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (6.7)$$

Ở đây γ_i là trọng lượng riêng của từng lớp đất ; n là số lớp đất trên nóc hầm.

Áp lực bên trong trường hợp hầm đặt nông được xác định theo quy luật phân bố tam giác vốn có của nó trong phạm vi chiều cao hầm (hình 6.1e). Áp lực đất lên giếng đứng xác định như trên hình 6.1g.

Nếu như đất thấm nước nằm dưới mực nước ngầm thì trọng lượng riêng của chúng phải xét đến hiện tượng đẩy nổi theo công thức :

$$\gamma = \frac{\gamma_o - \gamma_b}{1 + \varepsilon} \quad (6.8)$$

Ở đây γ_o là trọng lượng riêng của đất đá sấy khô ; γ_b là trọng lượng riêng của nước ngầm; ε là hệ số lỗ rỗng của đất.

Khi công trình ngầm đặt gần các công trình xây dựng trên mặt đất cần phải xét ảnh hưởng của áp lực dưới móng của những công trình này nếu như chúng nằm trong phạm vi của lãng thế trượt. Áp lực dưới móng được phân bố với một góc 30° hoặc 45° đối với phương thẳng đứng tùy thuộc vào mức độ bất lợi của nó (hình 6.2). Trong trường hợp như trên hình 6.2 thì áp lực bên lên công trình ngầm do ảnh hưởng của móng công trình trên mặt xác định theo công thức :

$$q_o = \frac{Q}{a_o \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (6.9)$$

Q và a_o như trên hình 6.2.

6.1.3. Các tải trọng và tác động tạm thời

Các áp lực nước trong hầm (đối với hầm thủy lợi) với mực nước tiêu chuẩn và áp lực nước ngầm là những tải trọng tạm thời và dài hạn. Cả hai loại tải trọng này đều phát sinh trong thời kỳ khai thác công trình. Áp lực nước ngầm tùy thuộc vào điều kiện cụ thể có thể xuất hiện cả trong giai đoạn thi công và khai thác. Tuy nhiên áp lực nước ngầm được tính toán trong giai đoạn khai thác chỉ khi có những số liệu đảm bảo.

Những tải trọng tạm thời ngắn hạn bao gồm : Áp lực xung của dòng nước ; Áp lực nước ở trong hầm khi xảy ra sự va thủy lực ; (hai loại này đối với hầm thủy lợi) những tác động của nhiệt độ, thời tiết ; áp lực ép vữa sau vỏ hầm ; những tác động của máy móc thiết bị khi thi công v.v...

Những tải trọng và tác động đặc biệt bao gồm : tác động chấn động hay nổ mìn ; những ứng lực phát sinh do co ngót, từ biến của bê tông, từ biến của địa tầng, áp lực trương nở của một số loại đá v.v...

Tất cả những tải trọng đưa vào các tổ hợp cơ bản và tổ hợp đặc biệt đều là tải trọng tiêu chuẩn. Theo các tiêu chuẩn hiện hành, các tính toán công trình ngầm được tiến hành với tải trọng tính toán, trị số của nó được xác định bằng cách nhân tải trọng tiêu chuẩn với các hệ số vượt tải tương ứng. Hệ số vượt tải đối với một số tải trọng lấy như trong bảng 6.3.

Các trị số trong ngoặc của hệ số vượt tải được sử dụng khi giảm trị số của tải trọng thì gây ra trạng thái ứng suất bất lợi trong kết cấu.

Bảng 6.3

Các loại tải trọng	Hệ số vượt tải	Các loại tải trọng	Hệ số vượt tải
* Áp lực chủ động của đất khi có tạo vòm		* Áp lực do trọng lượng của các lớp làm phẳng, chống thấm, bảo vệ và các lớp khác như áo đường của phần xe chạy, hành lang ..	1,5 (0,9)
- Áp lực thẳng đứng	1,5		
- Áp lực bên	1,8 (1,2)	* Trọng lượng bản thân kết cấu	
* Do khối lượng sụt lở		- Đặt tại chỗ	1,2 (0,8)
- Áp lực thẳng đứng	1,4	- Lắp ghép	1,1 (0,9)
- Áp lực bên	1,2	- Áp lực nước	1,1 (0,9)
* Do toàn bộ cột đất		- Ứng suất trước	1,3 (0,7)
- Áp lực thẳng đứng	1,1		
- Áp lực bên	1,3 (0,9)		
* Phản lực của đất (lực kháng dàn hồi)	1,2 (0,8)		

6.2. SỰ TÁC ĐỘNG TƯƠNG HỒ GIỮA KẾT CẤU NGẦM VÀ KHỐI ĐỊA TẦNG - LỰC KHÁNG ĐÀN HỒI

Cơ chế phức tạp của sự tác động tương hỗ của những kết cấu chịu lực của công trình ngầm (vì chống hoặc vò) với khối địa tầng được xác định bởi các tính chất cơ lý của khối địa tầng chứa nó, bởi cấu trúc và trạng thái ứng suất tự nhiên của địa tầng và kết cấu, bởi vật liệu của vì chống và cuối cùng là bởi trình tự công nghệ đào hang cũng như việc chống đỡ.

Rõ ràng là khi xây vò "ngay lập tức" trong hang ngầm tương ứng với mô hình đàn hồi, tải trọng tác dụng lên vỏ hầm sẽ phụ thuộc vào độ cứng của chính kết cấu. Nếu như độ cứng của kết cấu tương đương với độ cứng của khối đá bị tách đi thì ứng suất tiếp xúc sẽ bằng ứng suất tự nhiên ở trên biên này trước khi đào hang. Khi độ cứng của vỏ lớn hơn hoặc nhỏ hơn độ cứng của hang, trạng thái cân bằng trong khối địa tầng bị phá hoại và xảy ra sự phân bố lại ứng suất trong phạm vi khối đá ở gần hang. Ngược lại khi chặm xây vò, khối đàn hồi sẽ không tác dụng áp lực lên vì chống, bởi vì các biến dạng đàn hồi là xảy ra tức thời, có nghĩa là xảy ra trước khi xây vò. Đây chính là đặc điểm của đá cứng, trong đó khá nhiều trường hợp có thể đào hang và khai thác sau này mà không cần xây vò. Trong nhiều loại đất đá có thể hiện những tính chất phụ thuộc vào thời gian cũng như trong những đất có tính trương nở thì áp lực địa tầng sẽ phát triển dần dần và được xác định không chỉ bằng thời gian thực tế đưa vì chống làm việc mà còn phụ thuộc vào dạng hình học của biên ngoài vỏ và độ cứng của nó. Việc sử dụng những kết cấu mềm có thể đảm bảo sự ổn định của công trình, ngược lại vì chống cứng

trong rất nhiều trường hợp có thể bị phá hoại do áp lực địa tầng tăng lên. Giá trị của áp lực địa tầng trong những trường hợp này được xác định bằng sự khác nhau của các trị số dịch chuyển có thể của chu vi không chống và biến dạng cho phép của vi chống.

Các đá bị phá hoại mạnh và những đất không dính thì thường không tính ổn định. Tải trọng lên vi chống được xác định bởi khối lượng vùng sụt lỏ tạo nên và trị số của nó trong nhiều trường hợp có thể giảm do dụng vi chống kịp thời.

Trong đa số các phương pháp tính không thể phản ánh đầy đủ cơ chế tác dụng tương hỗ giữa vỏ hầm và địa tầng, do đó cần phải sơ đồ hóa chúng. Các phương pháp tính dựa trên công cụ của cơ học kết cấu thường tính kết cấu với những tải trọng đã biết. Tác dụng của khối địa tầng lên kết cấu được giả thiết ở dạng các giá trị tính toán của áp lực đất xác định trong điều kiện thí nghiệm hiện trường hoặc theo các biểu thức đã được đơn giản hóa. Các phản lực của địa tầng thường được giả thiết ở dạng lực kháng đàn hồi. Tác dụng của lực kháng đàn hồi thể hiện trên các kết cấu ngầm đặt sâu hoặc đặt nông ở trong các loại đất có tính chất đàn hồi, có khả năng chống lại biến dạng của kết cấu.

Dưới tác dụng của các tải trọng chủ động tất cả các kết cấu ngầm (trừ những kết cấu rất cứng hoặc ở dạng khối) bị biến dạng. Ở những phần của kết cấu có chuyển vị về phía địa tầng sẽ phát sinh phản lực chống lại biến dạng này, đó là lực kháng đàn hồi.

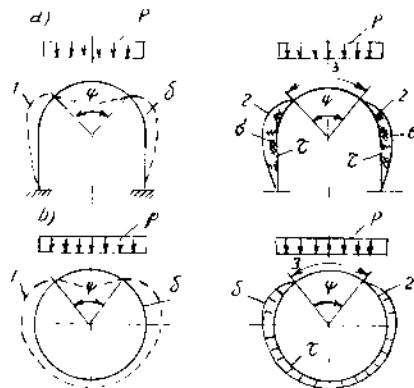
Tác dụng của lực kháng sẽ giảm nhẹ sự làm việc của kết cấu ngầm, hạn chế biến dạng của nó, làm tăng trị số của lực dọc và giảm trị số của mômen uốn trong kết cấu. Lực kháng đàn hồi phát sinh trên mặt ngoài của kết cấu vỏ hầm dạng vòm hoặc tròn trừ "vùng bong" - vùng không có chuyển vị về phía địa tầng.

Trong những vỏ hầm nén trước vào địa tầng lực kháng đàn hồi có thể tác dụng trên toàn bộ chu vi vỏ. Lực kháng đàn hồi theo mặt bên của vỏ dạng vòm hoặc tròn có thể ở dạng pháp tuyến σ (chống nén) và tiếp tuyến τ (chống trượt) (hình 6.3). Giá trị của thành phần tiếp tuyến của lực kháng đàn hồi có thể xác định theo công thức:

$$\tau = \mu \sigma \quad (6.10)$$

Ở đây μ là hệ số ma sát giữa vỏ và địa tầng.

Khi tính toán vỏ hầm dạng vòm hay dạng tròn trong đa số trường hợp chỉ tính thành phần pháp tuyến của lực kháng đàn hồi còn thành phần tiếp tuyến bỏ qua để dự trữ độ bền cho kết cấu.



Hình 6.3.

Các kết cấu ngầm có dạng tiết diện, là chữ nhật thì thường phân lực đàn hồi xuất hiện trên toàn bộ phần đáy của kết cấu. Nét kết cấu đủ mềm thì phân lực đàn hồi xuất hiện cả trên mặt bên của kết cấu.

Khi xác định trị số của lực kháng đàn hồi người ta sử dụng các giả thiết biến dạng cục bộ hoặc thuyết cùng biến dạng (biến dạng chung).

Theo giả thiết biến dạng cục bộ (Phuxx - Winkler) giữa ứng suất σ và biến dạng δ có sự phụ thuộc tuyến tính :

$$\sigma = K\delta \quad (6.11)$$

Ở đây K là hệ số kháng lực đàn hồi.

Với giả thiết này biến dạng chỉ xảy ra ở điểm đặt của tải trọng. Thông thường trị số của K xác định bằng thực nghiệm.

Như vậy theo giả thiết biến dạng cục bộ để xác định lực kháng đàn hồi phải xác định chính xác hệ số K (kG/cm^3 ; T/m^3). Trị số của hệ số kháng lực đàn hồi phụ thuộc rất nhiều nhân tố như : khả năng biến dạng của địa tầng; hình dạng, kích thước của mặt tiếp xúc; trị số của tải trọng trên mặt tiếp xúc; độ cứng của kết cấu v.v...

Theo kết quả thí nghiệm ép tấm phẳng diện tích F_m (m^2) vào khối đá thì hệ số phân lực đàn hồi pháp tuyến đối với mặt tiếp xúc diện tích $F_k < 10 \text{ m}^2$ được xác định bằng công thức:

$$K = \frac{\sigma}{\Delta} \frac{F_m}{\sqrt{F_k}} \quad (6.12)$$

Ở đây σ là áp lực lên tấm, T/m^2 ; Δ là độ lún của tấm, m ;

Theo kết quả ép một đoạn vỏ hầm tròn có bán kính R_b (m) vào đá quanh hang thì hệ số kháng đàn hồi đối với hang có diện tích F (m^2) được xác định bằng công thức:

$$K = \frac{\sigma}{\Delta} \frac{R_b}{\sqrt{\frac{F}{\pi}}} \quad (6.13)$$

Ở đây σ là áp lực lên vỏ hầm, T/m^2 ; Δ là sự thay đổi của bán kính ngoài vỏ hầm thí nghiệm, m ;

Sử dụng lời giải bài toán tiếp xúc của lý thuyết đàn hồi với nửa mặt phẳng và lỗ tròn trong mặt phẳng đàn hồi có thể đưa ra các biểu thức giải tích để xác định hệ số phân lực đàn hồi pháp tuyến. Trong trường hợp mặt tiếp xúc là phẳng:

$$K = \frac{E}{\Delta} \left(1 + \frac{E}{E_{zab}} \frac{d_{zab}}{l} \right)^{-1} \quad (6.14)$$

Ở đây E là môđun biến dạng của đá, T/m^2 ; E_{zab} là môđun biến dạng của lớp chèn sau vỏ; d_{zab} là chiều dày của lớp chèn, m ; l là bề rộng của mặt tiếp xúc, m ; Trong trường hợp mặt tiếp xúc là tròn:

$$K = \frac{E}{R_b}(1 + \nu) \frac{E_{zab}(R_{zab}^2 - R_b^2) + 0,4R_{zab}^2 + R_b^2}{0,4 \frac{E}{E_{zab}}(R_{zab}^2 - R_b^2) + R_{zab}^2 + 0,4R_b^2} \quad (6.15)$$

Ở đây R_{zab} là bán kính ngoài của lớp chèn, m ; ν là hệ số Poat xông của đá. Nếu như lớp chèn là vữa thì môđun biến dạng của lớp chèn E_{zab} bằng môđun biến dạng của đá bị chèn ; Khi chèn bằng đá học thì $E_{zab} = 0,01 E$. Trường hợp lớp chèn không có ($R_{zab} = R_b$) thì ta nhận được lời giải của B.G. Galiôrkin đối với ống hình trụ trong môi trường biến dạng tuyến tính :

$$K = \frac{E}{R_b(1 + \nu)} \quad (6.16)$$

Các công trình trên nhận được với mặt tiếp xúc hình trụ áp lực đều.

Trị số của hệ số kháng lực đàn hồi theo phương pháp tuyến, ví dụ như khi không có lớp chèn, mặt tiếp xúc phẳng có thể xác định theo công thức :

$$K_1 = \frac{\pi E}{l(1 + \nu)(3 - 2\nu)} \quad (6.17)$$

Đối với mặt tiếp xúc tròn :

$$K_1 = \frac{3E}{R_b(1 + \nu)(5 - 6\nu)} \quad (6.18)$$

Trường hợp địa tầng phân lớp nếu như xác định được hệ số lực kháng đàn hồi dọc lớp K_1 và ngang lớp K_2 thì hệ số kháng lực đàn hồi K_φ được xác định theo biểu thức sau :

$$K_\varphi = K_1 + (K_2 - K_1)\sin^2\varphi \quad (6.19)$$

Với giả thiết sự thay đổi đều dần của K_φ từ K_1 sang K_2 .

Trong nhiều trường hợp khi tính kết cấu ngầm người ta sử dụng mô hình biến dạng chung trên cơ sở xem nền đất là môi trường biến dạng tuyến tính. Thông thường khi xây dựng công trình ngầm các ứng suất trong đất thay đổi từ áp lực thường xuyên sang áp lực sau khi đào hang, trong phạm vi không lớn nên giả thiết trên có thể xem như thỏa mãn. Trong trường hợp này khi xác định đặc trưng phân bố và trị số của lực kháng đàn hồi của địa tầng người ta sử dụng các quy tắc của lý thuyết đàn hồi nhằm giải bài toán tiếp xúc để thiết lập quan hệ giữa ứng suất và biến dạng trên biên hang.

Để giải các bài toán của lý thuyết đàn hồi đòi hỏi phải biết các đặc trưng sau đây của địa tầng : môđun biến dạng E và hệ số poatxông ν . Các giá trị của E và ν được xác định theo các số liệu thăm dò địa chất công trình bằng cách thử các mẫu đất đá trong các dụng cụ nén chuyên dụng với việc chất và dỡ tải nhiều lần. Tuy nhiên cho đến nay việc sử dụng mô hình biến dạng chung để tính các vỏ hầm dạng tròn và dạng vòm mới chỉ nhận được lời giải đối với một lớp các bài toán hạn chế.

Mô hình nền biến dạng chung cũng được sử dụng để tính các kết cấu có dạng chữ nhật như một hệ khung trên nền đàn hồi. Bằng cách cắt kết cấu ra làm các dầm riêng rẽ và tính nó với việc sử dụng phương trình vi phân cho dầm trên nền đàn hồi :

$$\frac{EJ(d^4y)}{dx^4} + \sigma_x = \psi_x \quad (6.20)$$

Ở đây EJ là độ cứng của tiết diện dầm; y là chuyển vị thẳng đứng của trục trung hoà dầm ; σ_x là phản lực phân bố từ phía nền; ψ_x là tải trọng chủ động đã biết.

Trong trường hợp này dầm được coi như rất mỏng, biến dạng của nó xảy ra chỉ theo chiều dài, các biến dạng ngang với trục của tiết diện và ma sát của dầm và nền bỏ qua.

6.3. TÍNH TOÁN KẾT CẤU NGẦM

6.3.1. Tình hình chung

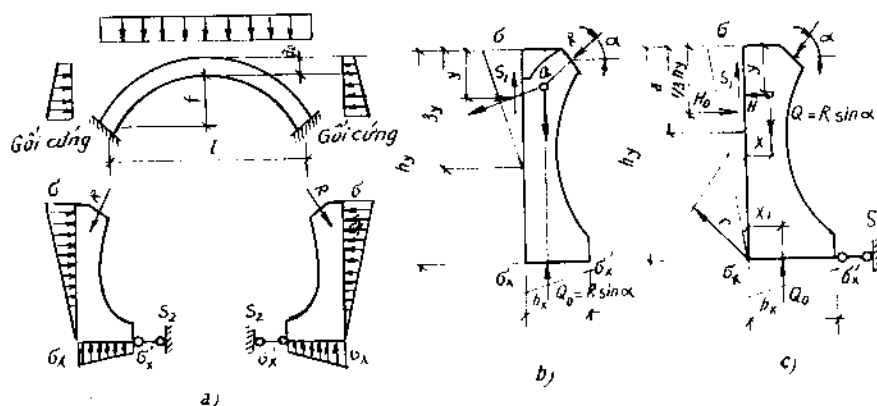
Lý thuyết tính toán kết cấu ngầm có lịch sử phát triển lâu dài. Đến nay có rất nhiều phương pháp tính các loại kết cấu ngầm, khá nhiều phương pháp tính đã được áp dụng trong thực tế thiết kế. Việc phổ biến máy tính điện tử trong thực tế tính toán đã tạo điều kiện cho việc áp dụng một số phương pháp trước đây ít dùng do những khó khăn trong tính toán và cũng loại trừ khỏi thực tế không ít các phương pháp đơn giản, gần đúng mà việc áp dụng nó trước đây chỉ do không có hoặc không thể áp dụng các phương pháp hoàn thiện.

Những điều kiện địa chất công trình phức tạp và rất đa dạng của những khu vực xây dựng công trình ngầm, những sự khác nhau về công nghệ thi công và kết cấu đã gây khó khăn cho việc tìm ra một đường lối duy nhất để thiết kế và tính toán kết cấu ngầm.

Các môn cơ học vật cứng biến dạng, cơ học kết cấu là cơ sở của tất cả các phương pháp tính toán đã được áp dụng. Theo đặc điểm của sự tác dụng tương hỗ giữa kết cấu và khối địa tầng bao quanh công trình ngầm có thể phân chia các phương pháp tính kết cấu ngầm ra làm ba nhóm :

- Không xét sự tác động tương hỗ, kết cấu được tính với những tải trọng đã biết.
- Tải trọng do địa tầng được chia làm tải trọng chủ động và tải trọng bị động (lực kháng đàn hồi). Áp lực địa tầng xem như đã biết còn lực kháng đàn hồi được xác định bằng tính toán tùy thuộc sơ đồ tác dụng của tải trọng và quan hệ giữa các đặc trưng biến dạng của kết cấu và địa tầng ;

- Tải trọng tác dụng lên vỏ do áp lực địa tầng không giả thiết trước mà được xác định do kết quả giải bài toán tiếp xúc về tác dụng tương hỗ của vỏ hầm và địa tầng. Các phương pháp thuộc nhóm một và phần lớn các phương pháp thuộc nhóm hai là dựa trên công cụ của môn cơ học kết cấu. Nhóm ba là các phương pháp dựa trên các lời giải cổ điển hoặc các lời giải số của cơ học vật rắn biến dạng. Các phương pháp của cơ học kết cấu đã tìm được sự áp dụng rộng rãi trong những tính toán kết cấu ngầm. Bắt đầu từ cuối thế kỷ XIX, vào năm 1881 Kh.C.Golovin đã đề nghị phương pháp tính chính xác một xà cong để làm cơ sở cho việc tính các kết cấu dạng vòm và đã dùng để thiết kế vỏ hầm Xuram ở Liên Xô. Việc không tính sự cùng làm việc của vỏ và địa tầng đã làm cho kết cấu nặng nề và thường dư độ bền. Cố gắng đầu tiên trong việc xét tác dụng của khối địa tầng xung quanh trong tính kết cấu ngầm, như đã biết, là trong các công trình của O.Camereli (1924) và X.N.Podanov (1972) (hình 6.4).



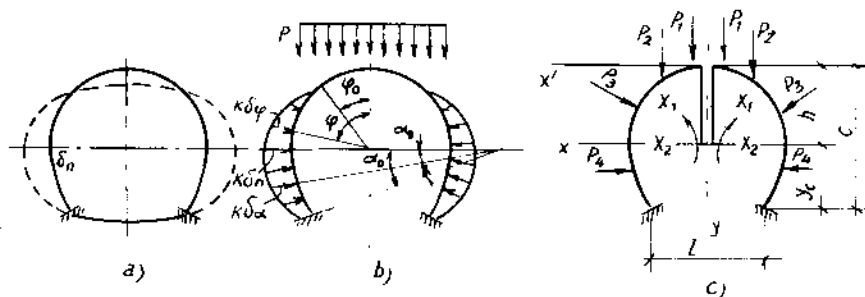
Hình 6.4. Sự phân chia kết cấu vỏ toàn khối (a) và các ứng lực tác dụng trong tính toán theo kiến nghị của O. Camereli (b) và X.N.Podanov (c)

Kết cấu toàn khối của vỏ trong những công trình này được chia ra làm vòm và tường không xét sự cùng biến dạng. Tường của vỏ toàn khối được xem như hệ cứng, biểu đồ lực kháng lấy dạng tam giác. Trong công trình của O. Camereli thì tác dụng chỉ ở phần trên của tường, còn Podanov X.N đã đề nghị xét cả lực ma sát trong nền theo điều kiện chuyển vị ở dưới chân tường là bằng không và do đó biểu đồ tam giác trên toàn mặt ngoài tường.

Việc tính kết cấu vỏ toàn khối như một hệ siêu tĩnh thống nhất đã được X.X.Davudov đề xuất vào năm 1934 - 1935. Bài toán đã được giải ở dạng chung đối với những đất đá khác nhau và cũng cho những trường hợp riêng của kết cấu.

Lời giải của G.G.Durabov và O.E.Bugaeva nhận được cho dạng vỏ hầm tường cong và dạng yên ngựa là sự hoàn thiện tiếp theo của phương pháp tính vỏ hầm dạng toàn khối. Trong những tính toán này lực kháng đàn hồi được xét trên một phần của chu vi vỏ mà khi biến dạng, có chuyển vị về phía địa tầng (hình 6.5a).

Trị số lực kháng ở điểm bất kỳ được lấy tỷ lệ với chuyển vị δ của điểm đó (giả thiết Winkler). Hướng của lực kháng lấy theo phương pháp tuyến với bề mặt vỏ. Trên phần có phát sinh lực kháng có xét đến cả lực ma sát.



Hình 6.5. Sơ đồ tính theo phương pháp G.G.Durabov và O.E.Bugaeva.

a) Biến dạng của vỏ hầm ; b) Sơ đồ tác dụng của tải trọng chủ động và bị động ; c) Hệ cơ bản

Biểu đồ lực kháng được xác định bởi ba điểm : Hai điểm "không" và một điểm có trị số lớn nhất (hình 6.5b). Một điểm không là điểm thấp nhất nằm ở chân vòm, còn điểm không khác ở trên, thường lấy ở tiết diện có góc nghiêng với trục thẳng đứng $\varphi_0 \approx \pi/4$. Tung độ của biểu đồ lực kháng ở điểm bất kỳ được xác định theo công thức sau:

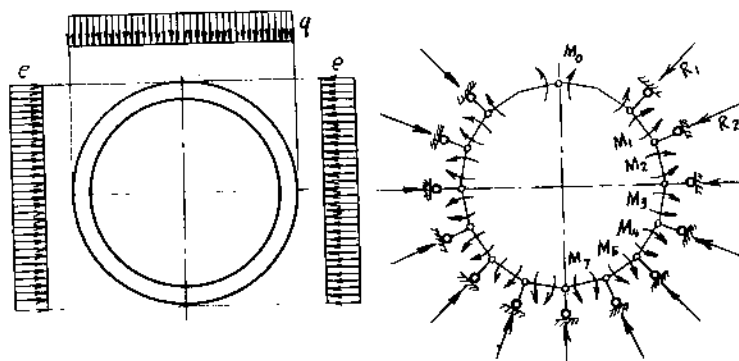
$$\left. \begin{aligned} \text{Ở phần trên của điểm max : } K\delta_\varphi &= K\delta_h \left(1 - \frac{\cos^2 \varphi}{\cos^2 \varphi_0} \right) ; \\ \text{Ở phần dưới của điểm max : } K\delta_\alpha &= K\delta_h \left(1 - \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha_0} \right) \end{aligned} \right\} \quad (6.21)$$

Ở đây K là hệ số lực kháng đàn hồi theo mật bên của vỏ hầm; δ_φ ; δ_α là biến dạng tương ứng của vỏ tại điểm xác định lực kháng; δ_h là biến dạng của vỏ ở điểm h có trị số kháng lực cực đại. Các ký hiệu khác xem trên hình (6.5c).

Để tính các vỏ hầm, chủ yếu là vỏ lắp ghép, các kỹ sư của "Viện thiết kế xe điện ngầm" Matscova B.P.Bodrov và B.Ph.Materi năm 1936 đã đề nghị phương pháp, đến nay rất nổi tiếng, đó là phương pháp "Metroghifrotranx" (còn gọi là phương pháp thay thanh). Đến nay phương pháp đã được coi là "tổng hợp" và sử dụng rộng rãi để tính vỏ hầm có dạng tùy ý. Phương pháp này dựa trên việc biến hệ đã cho thành hệ tính toán với việc thay dạng cong tròn của trục trung hoà của vỏ bằng dạng gãy khúc, sự thay đổi liên tục của độ cứng bằng dạng bậc thang; tải trọng chủ động phân bố bằng các lực tập trung; môi trường đàn hồi liên tục thay bằng các gối riêng rẽ đặt ở đỉnh của đa giác (hình 6.6).

Vùng không đặt gối ở đỉnh vỏ (tương ứng với vùng "bong" là vùng có biến dạng vào trong hầm) được giả thiết sơ bộ trước phù hợp với kinh nghiệm thiết kế các vỏ hầm trong điều kiện tương tự (thường góc $2\varphi_0 = 90 \div 150^\circ$). Vị trí của điểm "không" trên biểu đồ lực kháng sẽ được xác định bằng các lần tính tiếp theo.

Phương pháp vừa nêu trên và những chương trình tính toán đã thiết lập trên cơ sở những phương pháp này là phương tiện hiệu quả để tính toán kết cấu ngầm. Ưu điểm của nó là tính hoàn thiện, rõ ràng ; là có khả năng áp dụng để tính những kết cấu đa dạng với những tổ hợp tải trọng phức tạp ; là thời gian tính toán không lớn và có thể sử dụng những máy tính cơ trung bình.



Hình 6.6. Sơ đồ tính theo phương pháp Metroghiprotranx

Trong số những phương pháp hiệu quả để tính kết cấu ngầm dựa trên những công cụ của cơ học kết cấu còn có các phương pháp tính với tải trọng cho trước dựa trên phương pháp chuyển vị và giả thiết Winkler về cơ chế sự tác dụng tương hỗ giữa kết cấu và địa tầng. Độ cứng của các thanh "cát" từ kết cấu được xác định tương tự như trong phương pháp phân tử hữu hạn. Các phương pháp này cũng được khá nhiều cơ quan sử dụng và thiết lập các chương trình tính toán.

Các phương pháp tính kết cấu ngầm bằng quy luật của cơ học vật rắn biến dạng dựa trên những lời giải của lý thuyết đàn hồi, thuyết dẻo và từ biến đối với bán không gian hoặc nửa mặt phẳng có lỗ tròn hay lỗ có hình dạng phức tạp hơn với biên tự do (không chống) hoặc biên có vòng gia cố chiều dày không đổi. Một phần đáng kể các công trình theo hướng này là trong các công trình của G.N.Xavin, B.G.Galiôrkin, G.V.Kôlôxov, N.I. Mukhelisvili, X.G.Lexnhixki và các nhà khoa học khác.

Để tính vỏ hầm dạng tròn thường sử dụng sơ đồ một vòng chống đỡ một lỗ tròn trong môi trường đàn hồi vô tận hoặc lời giải của lý thuyết đàn hồi cho một ống dây trong môi trường đàn hồi chịu áp lực từ bên ngoài hoặc bên trong (trường hợp hầm thủy lợi).

Dựa trên nguyên tắc trên, một số tác giả đã đưa ra lời giải của vỏ hầm dạng tròn nhiều lớp dưới tác dụng của các tải trọng tĩnh và động như N.X. Bulutrôp, V.L.Phedorov và tác giả của cuốn sách này v.v.

Lời giải chính xác của lý thuyết đàn hồi không cho phép nhận được các công thức tính toán ở dạng "kín" với trường hợp tải trọng ngoài tác dụng lên vỏ phân bố chỉ trên một phần chu vi (ví dụ cho áp lực đất chằng hạn). Trong trường hợp này có thể sử dụng lời giải do các kỹ sư B.P.Bodrov, L.N. Gorelik của Viện thiết

kế xe điện ngầm Matscova đề nghị (1936). Lời giải sử dụng nguyên tắc cực tiểu hóa thế năng đối với vòng trong môi trường đàn hồi và chấp nhận giả thiết Winkler về quan hệ giữa ứng suất và chuyển vị.

Để bảo đảm nhận được lời giải số cho bài toán này, các biến dạng theo phương bán kính của vòng được viết dưới dạng chuỗi Phurie:

$$U = \sum_{n=1}^m (a_n \cos n\varphi + b_n \sin n\varphi) \quad (6.22)$$

Sau khi xác định được thế năng Π của vòng như công tổng cộng của ngoại lực và nội lực khi biến dạng của phần lực đàn hồi, người ta tìm được các ẩn số a_1 ; a_2 ; ... a_m bằng cách sử dụng các định đề về cực tiểu của thế năng, kết quả ta nhận được một hệ m phương trình dạng:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_1} = 0 ; \frac{\partial \Pi}{\partial a_2} = 0 ; \frac{\partial \Pi}{\partial a_m} = 0 \quad (6.23)$$

Nhưng bài toán về sự phân bố ứng suất trong khối đá bao quanh hang không chống hoặc có chống dạng vòng đàn hồi của lỗ không tròn về nguyên tắc được giải bằng phương pháp chung của việc chuyển những bài toán này sang các bài toán biên của lý thuyết hàm giải tích biến phức ở trong thế phức của G.V. Koloxov, N.I. Muxkhelisvili với việc áp dụng phép biến hình các đường biên trong và biên ngoài về vòng tròn đơn vị ở trong vùng đã cho và các tích phân kiểu Côsi. Bài toán loại này đã được N.N. Phôichieva giải và cũng đã lập các chương trình để giải loại bài toán này trên MTĐT với những điều kiện môi trường biến dạng tuyến tính, đồng nhất và đẳng hướng, vòng và môi trường cùng chuyển vị ở những điểm tiếp xúc giữa chúng.

Sự phát triển của kỹ thuật điện toán trong những năm gần đây đã tạo những máy tính cỡ lớn, tạo điều kiện cho việc xây dựng và sử dụng rộng rãi các phương pháp để giải các bài toán công trình phức tạp trong đó có việc tính toán công trình ngầm, đặc biệt là những công trình quan trọng.

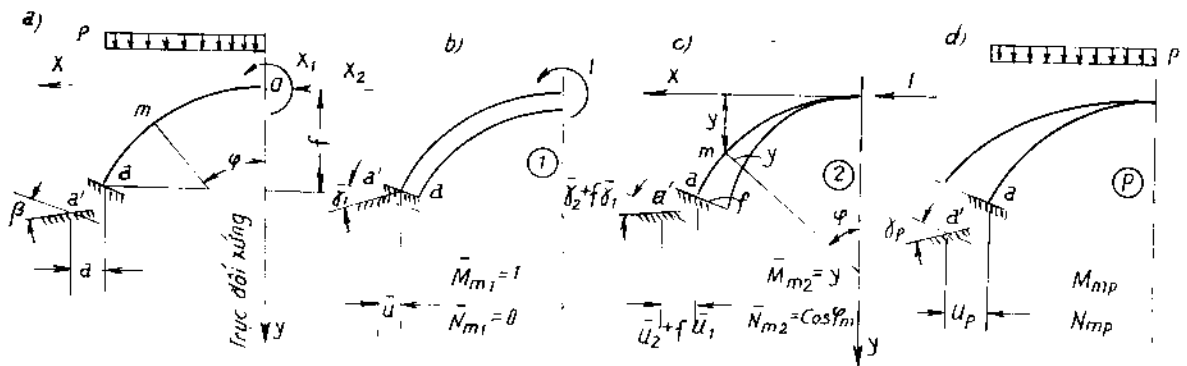
Trong tính toán công trình và kết cấu, phổ biến hơn cả là các phương pháp : sai phân hữu hạn; phần tử hữu hạn và các phương trình tích phân biên (phần tử biên). Do nhiều nguyên nhân phương pháp phần tử hữu hạn được chú ý hơn cả và cũng đã được ứng dụng rộng rãi hơn. Việc sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) để tính toán hệ "công trình nền", "công trình - khối địa tầng bao quanh" là rất hiệu quả và triển vọng. Ưu điểm của phương pháp này là có khả năng xét trong tính toán hầu như tất cả các nhân tố xác định sự làm việc của công trình trong những điều kiện đã cho.

6.3.2. Tính toán các kết cấu của công trình ngầm thi công bằng phương pháp đào kín

1. Tính kết cấu vỏ dạng vòm thoải

Đặc điểm của việc tính những vỏ hầm có dạng vòm là cần phải xét các biến dạng của chân vòm. Thông thường việc tính vỏ hầm có dạng vòm được tiến hành theo một trong những sơ đồ sau: *Vòm thoải kê trực tiếp lên địa tầng; vòm thoải*

kê lên tường thẳng đứng; vòm nhọn kê lên địa tầng hoặc vòm nhọn kê lên vòm ngửa.



Hình 6.7. Vòm biến dạng tự do có ngàm đàn hồi

Vòm thoải có độ cứng không đổi hoặc thay đổi, nhịp của nó gấp hai đến ba lần chiều cao (đường tên vòm) là kết cấu của nhiều hãm. Vòm có thể được kê trực tiếp lên địa tầng hoặc lên tường thẳng đứng. Việc tính kết cấu vòm như vậy được tiến hành theo sơ đồ vòm không khớp chịu tải trọng thẳng đứng (áp lực đất và trọng lượng bản thân kết cấu) (hình 6.7a).

Trong trường hợp kết cấu nằm trong đất yếu thì có thể còn có cả áp lực bên. Khi tính vòm bằng (thường $f/l < 0,25$) có thể xem như chúng biến dạng tự do (không có phản lực đàn hồi). Biến dạng của chân vòm tùy thuộc vào điều kiện kê gối của chân vòm.

Việc tính vòm thoải có ngàm đàn hồi, có xét những biến dạng của chân vòm dưới dạng góc xoay β và chuyển vị theo hướng trục vòm η . Chuyển vị chân vòm theo phương bán kính (trong mặt phẳng chân vòm) xem như bằng không do ma sát của chân vòm với địa tầng. Thường thì trong tính toán người ta chỉ tính thành phần theo phương ngang u của chân vòm với giả thiết là thành phần thẳng đứng của chân vòm với tải trọng thẳng đứng (đối xứng) ảnh hưởng không đáng kể đến sự phân bố nội lực trong vòm.

Trong đa số các trường hợp việc tính vòm không khớp đối xứng có ba bậc siêu tĩnh được tiến hành theo phương pháp lực. Khi tác dụng lên vòm tải trọng đối xứng thì có thể tiến hành tính toán trên một nửa vòm với việc thay phần cắt đi bằng các ẩn số lực X_1, X_2 (hình 6.7b). Do tính chất đối xứng của kết cấu và tải trọng ẩn số thứ ba - Lực cắt - bằng không.

Các ẩn số lực X_1, X_2 được chính xác bằng việc giải hệ phương trình chính tắc có dạng:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1p} + \beta &= 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2p} + f\beta + u &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (6.24)$$

Ở đây f là chiều cao vòm.

δ_{ik} và Δ_{ip} là chuyển vị do biến dạng của nửa vòm theo phương ần lực X_i tương ứng do tác dụng đơn vị theo phương của ần lực X_k và do tải trọng. Những chuyển vị này được xác định theo công thức :

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ik} &= \int_0^{s/2} \frac{\overline{M}_i \overline{M}_k}{EJ} ds + \int_0^{s/2} \frac{\overline{N}_i \overline{N}_k}{EJ} ds \\ \Delta_{ip} &= \int_0^{s/2} \frac{\overline{M}_i \overline{M}_p}{EJ} ds + \int_0^{s/2} \frac{\overline{N}_i \overline{N}_p}{EJ} ds \end{aligned} \right\} \quad (6.25)$$

Ở đây E là môđun đàn hồi của vật liệu vỏ hầm ;

J và F là mômen quán tính và diện tích tiết diện tính toán M_p và N_p , $\overline{M}_i$, $\overline{M}_k$, $\overline{N}_i$, $\overline{N}_k$ như mô tả trên hình (6.7b,c).

Trong trường hợp chung độ cứng của vòm, mômen quán tính và diện tích của các tiết diện tính toán theo chiều dài của nửa vòm biểu thị bằng những biểu thức phức tạp. Do đó việc giải quyết các tích phân thường bằng các phương pháp gần đúng của Ximxon hoặc Cotex. Trong trường hợp này dạng cong tròn của kết cấu được thay bằng dạng gãy khúc, độ cứng trong mỗi đoạn lấy không đổi và bằng độ cứng của tiết diện giữa đoạn. Tải trọng phân bố thay bằng lực tập trung đặt tại đỉnh của đa giác. Khi đoạn chia là chẵn thì dùng công thức Ximxon, còn khi đoạn chia lẻ thì dùng công thức của Cotex.

Trong thực tế tính toán vỏ hầm công thức Ximxon sau đây cho kết quả với độ chính xác có thể chấp nhận được.

$$\int Ads = \frac{\Delta s}{3} [A_0 + 4(A_1 + A_3 + \dots + A_{n-1}) + 2(A_2 + A_4 + \dots + A_{n-2}) + A_n] \quad (6.26)$$

Δs là chiều dài đoạn chia, A_m là giá trị của hàm dưới dấu tích phân ở điểm chia thứ m .

Các ứng lực tại các tiết diện và các chuyển vị của chân vòm trong các trạng thái phụ của hệ cơ bản như trên hình (6.7). Trên hình vẽ các $\overline{\beta}_1$, $\overline{\beta}_2$, β_p ($\overline{u}_1$, $\overline{u}_2$ và u_p) là các chuyển vị xoay (chuyển vị ngang) của chân vòm gây ra bởi các mômen và lực nằm ngang bằng một và các ứng lực do tải trọng đặt trực tiếp tại chân vòm. Chân vòm có thể kê trực tiếp lên địa tầng hoặc lên tường của vỏ hầm. Các chuyển vị tổng cộng được xác định theo nguyên lý độc lập tác dụng như sau :

$$\left. \begin{aligned} \beta &= X_1 \overline{\beta}_1 + X_2 (\overline{\beta}_2 + f \overline{\beta}_1) + \beta_p \\ u &= X_1 \overline{u}_1 + X_2 (\overline{u}_2 + f \overline{u}_1) + u_p \end{aligned} \right\} \quad (6.27)$$

Các ứng lực tại các tiết diện m của nửa vòm trong các trạng thái phụ của hệ cơ bản như trên hình 6.7b và bảng :

$$\overline{M}_{m1} = 1 ; \overline{N}_{m1} = 0$$

$$\overline{M}_{m2} = y ; \overline{N}_{m2} = \cos \varphi$$

Các ứng lực trong các tiết diện của nửa vòm do tải trọng tác dụng trong hệ cơ bản như trên hình 6.8a và xác định theo công thức sau :

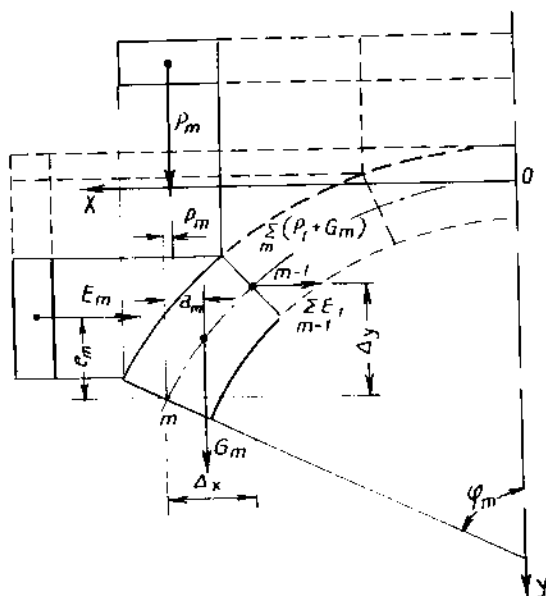
$$M_{mp} = M_{(m-1)p} - \left[P_m p_m + E_m e_m + G_m g_m + \Delta x \sum_1^{m-1} (P_i + G_i) + \Delta y \sum_1^{m-1} E_i \right] \quad (6.28)$$

$$N_{np} = \sin \varphi_m \sum_1^m (P_i + G_i) - \cos \varphi_m \sum_1^m E_i$$

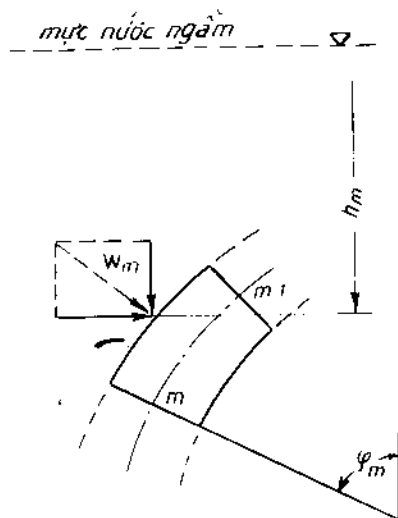
Trong trường hợp cần tính áp lực nước (hình 6.8b), hợp lý hóa hơn cả là phân áp lực theo phương bán kính làm thành phần thẳng đứng và nằm ngang, trị số của chúng lấy như sau :

$W_m = h_m l_m$; Thành phần thẳng đứng bằng $W_m \cos \varphi_m + \frac{\varphi_m - 1}{2}$ còn thành phần nằm ngang là $W_m \sin \frac{\varphi_m + \varphi_{m-1}}{2}$.

Ở đây h_m là khoảng cách từ mặt nước ngầm đến trọng tâm mặt ngoài của đốt chia thứ m , l_m là chiều dài của mặt ngoài đốt chia thứ m .



Hình 6.8a. Tải trọng tác dụng lên một đốt vòm



Hình 6.8b. Tải trọng nước ngầm tác dụng lên một đốt vòm

Thế các giá trị của β và u theo công thức (6.27) vào phương trình chính tắc ta có :

$$X_1(\delta_{11} + \bar{\beta}_1) + X_2(\delta_{12} + \bar{\beta}_2 + f\bar{\beta}_1) + \Delta_{1p} + \beta_p = 0 \quad (6.29)$$

$$X_1(\delta_{21} + \bar{u}_1 + f\bar{\beta}_1) + X_2(\delta_{22} + \bar{u}_2 + 2f\bar{u}_1 + f^2\bar{\beta}_1) + \Delta_{2p} + f\beta_p + u_p = 0$$

Trong đó

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \int_0^{s/2} \frac{ds}{EJ}, \quad \delta_{12} = \delta_{21} = \int_0^{s/2} \frac{yds}{EJ}, \quad \delta_{22} = \int_0^{s/2} \frac{y^2ds}{EJ} + \int_0^{s/2} \frac{\cos^2\varphi ds}{EF}; \\ \Delta_{1p} &= \int_0^{s/2} \frac{M_p ds}{EJ}; \quad \Delta_{2p} = \int_0^{s/2} \frac{yM_p ds}{EJ} + \int_0^{s/2} \frac{\cos\varphi N_p ds}{EF} \end{aligned} \quad (6.30)$$

Việc kiểm tra các chuyển vị được thực hiện theo các công thức sau :

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ss} &= \int_0^{s/2} \frac{(1+y)^2 ds}{EJ} + \int_0^{s/2} \frac{\cos^2 ds}{EF} = \delta_{11} + 2\delta_{12} + \delta_{22} \\ \Delta_{sp} &= \int_0^{s/2} \frac{(1+y)M_p ds}{EF} = \Delta_{1p} + \Delta_{2p} \end{aligned} \right\} \quad (6.31)$$

Các giá trị thành phần của chuyển vị xoay, nằm ngang của chân vòm đưa vào phương trình chính tắc được xác định phụ thuộc vào sơ đồ tính.

Sau khi xác định được các ẩn lực X_1 và X_2 , các ứng lực trong tiết diện m được xác định theo công thức sau :

$$\left. \begin{aligned} M_m &= M_{mp} + X_1 + y_m X_2 \\ N_m &= N_{mp} + X_2 \cos\varphi_m \end{aligned} \right\} \quad (6.32)$$

Việc kiểm tra sự đúng đắn của quá trình tính toán tiến hành bằng cách xác định các chuyển vị theo phương của các ẩn số lực và chúng phải bằng không :

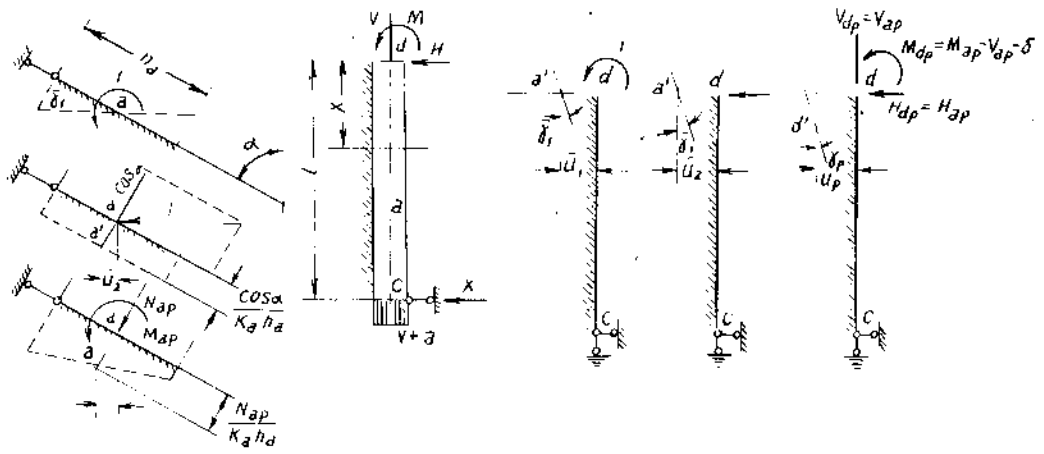
$$\begin{aligned} \int_0^{s/2} \frac{M ds}{EJ} + \beta &= 0 \\ \int_0^{s/2} \frac{yM ds}{EJ} + \int_0^{s/2} \frac{N \cos\varphi ds}{EF} + f\beta + \psi &= 0 \end{aligned}$$

Ở đây β và ψ là các giá trị cuối cùng của những chuyển vị của chân vòm, xác định theo công thức (6.27).

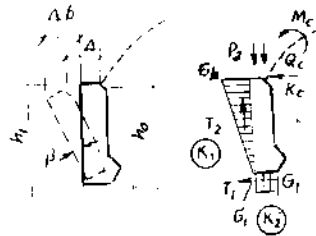
Xác định các chuyển vị thành phần của chân vòm như trên đã nêu, phụ thuộc vào điều kiện kê gối của chân vòm.

+ Trường hợp vòm biến dạng tự do kê trực tiếp lên địa tầng.

Lần lượt tác dụng lên chân vòm mômen và lực ngang bằng đơn vị cũng như ứng lực M_{ap} và N_{ap} do tải trọng trong hệ cơ bản ta xác định được các chuyển vị cần tìm (hình 6.9a).



Hình 6.9a. Các chuyển vị của chân vòm kê lên địa tầng



Hình 6.9b. Chuyển vị của đỉnh tường

$$\left. \begin{aligned} \bar{\beta}_1 &= \frac{1}{K_a J_a}; \bar{u}_1 = 0 = \bar{\beta}_2; \bar{u}_2 = \frac{\cos^2 \alpha}{b K_a h_a} \\ \beta_p &= M_{ap} \bar{\beta}_1; u_p = \frac{N_{ap} \cos \alpha}{b h_a K_a}; b = 1 \end{aligned} \right\} \quad (6.33)$$

+ Trường hợp vòm biến dạng tự do kê lên tường thẳng đứng.

Trong trường hợp này các trị số của $\bar{\beta}_1$, $\bar{u}_1$, $\bar{\beta}_2$, $\bar{u}_2$ là các chuyển vị của tiết diện đỉnh tường do các tác dụng đơn vị gây ra. Tường là dầm có tiết diện không đổi trên nền đàn hồi có một gối nằm ngang ở đáy (hình 6.9a). Các biến dạng đầu dầm trong trường hợp này được xác định theo các công thức đã lập sẵn.

Thực tế thiết kế thấy rằng, các vỏ hầm tường thẳng đa số là áp dụng cho đá cứng nên áp lực bên chủ động được bỏ qua trong tính toán. Sự phân bố của phản lực ở đáy (chân tường) xem như đều đã ảnh hưởng rất ít đến sự làm việc của vòm.

Khi tính tường như dầm trên nền đàn hồi theo phương pháp của P.L. Pasternak thì đặc trưng độ cứng của dầm được xác định theo công thức:

$$S = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{kb}} \quad (6.34)$$

Ở đây E là môđun đàn hồi của vật liệu dầm;

J là mômen quán tính tiết diện của dầm;

b là bề rộng dầm (ở đây $b = 1 \text{ m}$);

k là hệ số lực kháng đàn hồi của địa tầng T/m^3 .

Đặc trưng làm việc của dầm phụ thuộc vào chiều dài quy đổi của dầm λ :

$$\lambda = \frac{1}{s}; \quad (6.35)$$

Khi chiều dài quy đổi của dầm bé ($\lambda < 1$), tường có thể xem như cứng tuyệt đối.

Các chuyển vị của đỉnh tường khi chiều dài quy đổi $\lambda > 1$ có thể xác định theo công thức sau:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\beta}_1 &= \frac{\varphi}{KS^3} A_1 \\ \bar{\beta}_2 = \bar{u}_1 &= \frac{2}{KS^2} A_2 \\ u_2 &= \frac{2}{KS} A_3 \end{aligned} \right\} \quad (6.36)$$

Ở đây S là đặc trưng độ cứng của dầm; còn A_1 , A_2 và A_3 là các hàm hypebolo - lượng giác của thông số $\lambda = \frac{1}{s}$ (theo bảng 6.4).

Bảng 6.4. Các giá trị của hàm A

λ	A_1	A_2	A_3	λ	A_1	A_2	A_3
1,05	1,152	1,548	1,472	1,75	0,926	0,958	1,036
1,10	1,091	1,443	1,413	1,80	0,930	0,953	1,026
1,15	1,043	1,356	1,361	1,85	0,935	0,949	1,017
1,20	1,006	1,282	1,314	1,90	0,940	0,947	1,009
1,25	0,978	1,220	1,272	1,95	0,945	0,946	1,002
1,30	0,957	1,167	1,234	2,00	0,950	0,946	0,997
1,35	0,941	1,123	1,200	2,10	0,961	0,949	0,989
1,40	0,930	1,085	1,170	2,20	0,970	0,954	0,985
1,45	0,923	1,054	1,143	2,30	0,978	0,961	0,983
1,50	0,919	1,029	1,120	2,40	0,985	0,968	0,983
1,55	0,917	1,008	1,098	2,50	0,991	0,975	0,984
1,60	0,917	1,990	1,080	2,60	0,996	0,981	0,985
1,65	0,919	0,977	1,063	2,70	0,999	0,986	0,987
1,70	0,922	0,966	1,049	2,75	1,000	0,988	0,988

Khi $\lambda > 2,75$ dầm thực tế được coi là dài vô hạn và các hàm có thể lấy $A_1 = A_2 = A_3 = 1$.

Khi tính các chuyển vị β_p và u_p gây ra do tác dụng của tải trọng trên nửa vòm (gây ra ở tiết diện kê của nó mômen M_{ap} , lực ngang H_{ap} và lực thẳng đứng V_{ap}) cần phải xét độ lệch tâm ε giữa chân vòm và đỉnh tường). Lúc đó β_p và u_p được xác định theo công thức :

$$\left. \begin{aligned} \beta_p &= (M_{ap} - V_{ap} \varepsilon) \bar{\beta}_1 + H_{ap} \bar{\beta}_2 \\ u_p &= (M_{ap} - V_{ap} \varepsilon) \bar{u}_1 + H_{ap} \bar{u}_2 \end{aligned} \right\} \quad (6.37)$$

Mômen uốn và lực kháng đàn hồi trong các tiết diện của tường được xác định như trong dầm trên nền đàn hồi chịu tải trọng ở đầu trên do vòm truyền xuống. Trị số của những lực này xác định theo công thức :

$$\left. \begin{aligned} M &= M_{ap} - V_{ap} \varepsilon + X_1 + f X_2 \\ H &= H_{ap} + X_2 \\ V &= V_{ap} \end{aligned} \right\} \quad (6.38)$$

Đối với dầm ngắn $\lambda < 2,75$ có thể sử dụng những công thức sau để xác định nội lực và kháng lực đàn hồi tại các tiết diện tường :

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M(y_4 - y_1 A_2 + y_2 A_1) + \frac{S}{2} H(y_3 - 2y_1 A_3 + y_2 A_2) \\ N_x &= V + \bar{Q} \cdot x \\ \sigma_x &= \frac{2}{\rho^2} M(y_1 + y_4 A_2 - y_3 A_1) + \frac{1}{\rho} H(y_2 + 2y_4 A_3 - y_3 A_2) \end{aligned} \right\} \quad (6.39)$$

Ở đây $y_1 + y_4$ là các hàm hypebolo lượng giác của thông số $\varphi = \frac{x}{s}$ (x là khoảng cách từ tiết diện đến đỉnh tường) xác định theo bảng 6.5.

$\bar{Q}$ là trọng lượng 1 mét dài tường

Trong các tiết diện của dầm dài $\lambda \geq 2,75$ các nội lực tương ứng được xác định bằng cách công thức đơn giản hơn:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M\eta_1 + C\eta_2 \\ \sigma_x &= -\frac{2}{s^2} (M\eta_2 - C\eta_1) \end{aligned} \right\} \quad (6.40)$$

$$N_x = V + \bar{Q}_x ; C = M + sH;$$

Các giá trị của các hàm η_1, η_2 theo thông số $\varphi = \frac{x}{s}$ như trong bảng 6.6.

Bảng 6.5. Giá trị của các hàm y

φ	y_1	y_2	y_3	y_4	φ	y_1	y_2	y_3	y_4
0,00	0,000	0,000	0,000	1,000	155	2,249	2,415	2,509	0,051
0,05	0,003	0,000	0,100	1,000	160	2,375	2,646	2,507	-0,075
0,10	0,010	0,001	0,200	1,000	165	2,500	2,890	2,493	-0,214
0,15	0,023	0,002	0,300	1,000	170	2,624	3,146	2,464	-0,364
0,20	0,040	0,005	0,400	1,000	175	2,746	3,414	2,419	-0,528
0,25	0,064	0,010	0,500	0,999	180	2,865	3,695	2,358	-0,706
0,30	0,090	0,018	0,600	0,999	185	2,981	3,987	2,278	-0,989
0,35	0,123	0,029	0,700	0,998	190	3,093	4,291	2,178	-1,105
0,40	0,160	0,043	0,799	0,996	195	3,199	4,605	2,056	-1,327
0,45	0,202	0,061	0,899	0,993	2,00	3,298	4,930	1,912	-1,566
0,50	0,250	0,083	0,998	0,990	2,05	3,389	5,265	1,743	-1,821
0,55	0,302	0,111	1,097	0,985	2,10	3,472	5,608	1,547	-2,092
0,60	0,360	0,144	1,195	0,978	2,15	3,544	5,959	1,325	-2,381
0,65	0,422	0,183	1,292	0,971	2,20	3,604	6,316	1,070	-2,688
0,70	0,489	0,228	1,389	0,960	2,25	3,650	6,679	0,785	-3,013
0,75	0,561	0,281	1,484	0,947	2,30	3,682	7,406	0,467	-3,356
0,80	0,637	0,341	1,578	0,932	2,35	3,696	7,415	0,113	-3,718
0,85	0,718	0,408	1,670	0,913	2,40	3,692	7,784	-0,277	-4,098
0,90	0,804	0,485	1,761	0,891	2,45	3,668	8,152	-0,707	-4,496
0,95	0,894	0,560	1,848	0,865	2,50	3,621	8,517	-1,177	-4,913
1,00	0,989	0,664	1,934	0,834	2,55	3,549	8,876	-1,690	-5,348
1,05	1,088	0,767	2,015	0,798	2,60	3,451	9,226	-2,247	-5,800
1,10	1,190	0,881	2,093	0,757	2,65	3,324	9,565	-2,851	-6,270
1,15	1,297	1,005	2,166	0,710	2,70	3,165	9,890	-3,502	-6,757
1,20	1,407	1,141	2,235	0,656	2,75	2,973	10,197	-4,202	-7,259
1,25	1,520	1,287	2,297	0,596	2,80	2,744	10,483	-4,954	-7,776
1,30	1,637	1,445	2,353	0,527	2,85	2,477	10,747	-5,758	-8,307
1,35	1,755	1,614	2,402	0,451	2,90	2,168	10,977	-6,616	-8,847
1,40	1,877	1,796	2,442	0,365	2,95	1,814	11,177	-7,528	-9,404
1,45	1,980	1,990	2,475	0,271	3,00	1,414	11,338	-8,497	-9,967
1,50	2,124	2,196	2,497	0,116					

Bảng 6.6. Các giá trị của hàm η_1, η_2

φ	η_1	η_2	φ	η_1	η_2
0,0	1,000	0,000	2,8	-0,057	0,020
0,1	0,900	0,090	2,9	-0,054	0,013
0,2	0,802	0,163	3,0	-0,049	0,007
0,3	0,708	0,219	3,1	-0,045	0,002
0,4	0,617	0,261	3,2	-0,041	-0,002
0,5	0,532	0,291	3,3	-0,036	-0,006
0,6	0,453	0,310	3,4	-0,032	-0,009
0,7	0,380	0,320	3,5	-0,028	-0,014
0,8	0,313	0,322	3,6	-0,025	-0,012
0,9	0,253	0,319	3,7	-0,021	-0,013
1,0	0,199	0,310	3,8	-0,018	-0,014
1,1	0,151	0,297	3,9	-0,015	-0,014
1,2	0,109	0,281	4,0	-0,012	-0,014
1,3	0,073	0,263	4,1	-0,010	-0,014
1,4	0,042	0,243	4,2	-0,007	-0,013
1,5	0,016	0,223	4,3	-0,005	-0,013
1,6	-0,006	0,207	4,4	-0,004	-0,012
1,7	-0,024	0,181	4,5	-0,002	-0,011
1,8	-0,038	0,161	4,6	-0,001	-0,010
1,9	-0,048	0,142	4,7	-0,000	-0,009
2,0	-0,056	0,123	4,8	0,001	-0,008
2,1	-0,062	0,106	4,9	0,001	-0,007
2,2	-0,065	0,090	5,0	0,002	-0,007
2,3	-0,069	0,075	5,1	0,002	-0,006
2,4	-0,067	0,061	5,2	0,003	-0,005
2,5	-0,066	0,049	5,3	0,003	-0,004
2,6	-0,064	0,038	5,4	0,003	-0,004
2,7	-0,061	0,029	5,5	0,003	-0,003

Khi chiều dày tường lớn hơn chiều dày vòm một cách đáng kể thì tường được xem như một khối cứng tuyệt đối (thường $\lambda < 1$). Các biến dạng của bản thân tường trong trường hợp này được bỏ qua. Chuyển vị ngang của chân tường bằng không. Các ứng lực nằm ngang ở chân tường được triệt tiêu bởi lực ma sát. Sơ đồ tính như trên hình 6.9b.

Từ những giả thiết trên tường có khả năng xoay tương đối mặt ngoài quanh điểm A và chuyển vị thẳng đứng. Chuyển vị ngang của đỉnh tường Δ_h và góc xoay của tường β liên hệ với nhau theo biểu thức :

$$\Delta_h = \beta h_1 \quad (6.41)$$

Ở đây h_1 là chiều cao tường.

Tường chịu tác dụng của các lực sau : M , H , V do vòm truyền xuống (tại chân vòm) ; trọng lượng của lớp đất nằm trực tiếp trên đỉnh tường P_0 và trọng lượng bản thân G . Do tường xoay nên có phát sinh lực kháng đàn hồi ở lưng tường, biểu đồ của nó có dạng tam giác, trị số lớn nhất là σ_h . Tương ứng trong những vùng có lực kháng đàn hồi có lực ma sát T_2 (cũng phân bố theo dạng tam giác). Ở đáy tường có các ứng suất pháp tuyến σ_1 và σ_2 , lực ma sát T_1 .

Việc tính vòm trong trường hợp này được bắt đầu từ việc khảo sát cân bằng của tường dưới tác dụng của các tải trọng đã nêu trên. Lập phương trình cân bằng tĩnh: $\sum X = 0$; $\sum Y = 0$; $\sum M_B = 0$. Ở đây M_B là mômen của tất cả các lực đối với trọng tâm của tiết diện gối B. Giải các phương trình này có thể xác định được giá trị lực kháng lớn nhất σ_h và tiếp theo sẽ xác định được các giá trị của Δ_h và β với giả thiết biến dạng cực bộ :

$$\Delta_h = \frac{\sigma_h}{K_1} \text{ và } \beta = \frac{\Delta_h}{h_1} \quad (6.42)$$

do đó :

$$\beta = \frac{\sigma_h}{K_1 h_1}$$

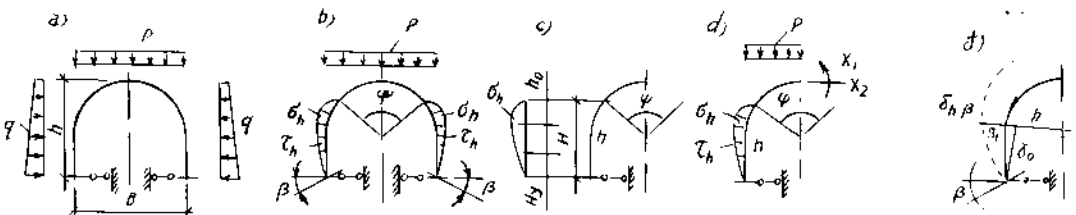
Như vậy góc xoay β và chuyển vị ngang $\Delta = \beta h_0$ của chân vòm được biểu thị qua các ứng lực chưa biết ở chân vòm và hệ số lực kháng đàn hồi K_1 . Mặt khác các ứng lực chân vòm M , H , V lại được biểu thị qua các ẩn số lực X_1 và X_2 trong phần vòm. Thế các giá trị của β và Δ vào phương trình chính tắc đối với vòm trong trường hợp này.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{11}X_1 + \sigma_{12}X_2 + \Delta_{1p} + \beta &= 0 \\ \sigma_{21}X_1 + \sigma_{22}X_2 + \Delta_{2p} + \beta(h + h_0) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (6.43)$$

Giải phương trình (6.43) sẽ xác định được các ẩn số lực X_1 và X_2 và sau đó xác định được nội lực trong vòm như đã nêu ở các phần trên.

2. Tính kết cấu dạng vòm nhọn

Vòm hầm có dạng vòm nhọn $\frac{f}{l} > 0,25$ tính như vòm không khớp có ngàm đàn hồi.



Hình 6.10. Sơ đồ tính vòm hầm dạng vòm nhọn
a, b, c. Các sơ đồ tính ; g,d. Sơ đồ biến dạng của vòm hầm

Nếu hầm nằm trong đất yếu, không ổn định, không có tính đàn hồi, thì vòm chỉ tính với các tải trọng chủ động (hình 6.10a).

Vòm trong trường hợp này được tính như vòm thoát. Điểm khác nhau cơ bản ở đây là chân vòm coi như ngàm đàn hồi nhưng chỉ xét chuyển vị xoay còn chuyển vị ngang bằng không do lực ma sát theo chân vòm thường rất lớn.

Trong trường hợp địa tầng có thể hiện tính đàn hồi, vòm nhọn được tính có xét cả lực kháng đàn hồi. Đặc trưng phân bố và trị số của lực kháng đàn hồi phụ thuộc vào tính chất của địa tầng và những biến dạng của vỏ hầm. Trong đa số trường hợp lực kháng đàn hồi được tính theo giả thiết biến dạng cục bộ bằng cách giả thiết trước kích thước vùng tác dụng tương hỗ của vỏ hầm và địa tầng hoặc xác định vùng này trong quá trình tính toán.

Theo phương pháp của G.G.Durabov và O.E.Bugava trên cơ sở kết quả tính toán rất nhiều vỏ hầm, vùng tác dụng của lực kháng đàn hồi được giả thiết với hai điểm có trị số bằng không như trên hình 6.10. Nếu vòm có dạng nửa vòng tròn (vòm một tâm) thì vị trí điểm "không" phía trên tương ứng với góc ở tâm φ trị số của nó bằng $90^\circ \div 150^\circ$. Nếu vòm không phải là nửa vòng tròn thì điểm "không" phía trên nằm ở điểm tương ứng với nhíp bằng $0,7B$ (ở đây B là nhíp hang). Cùng với những điểm "không" còn giả thiết điểm h mà tại đó lực kháng đàn hồi có trị số lớn nhất là σ_h . Vị trí của nó được xác định bằng tung độ H_0 tính từ điểm không phía trên sao cho $H_0 = 0,33H$, khi chiều cao vòm $h \geq B$; $H_0 = 0,4H$ nếu $h < B$; (xem hình 6.10c). Điểm "không" phía dưới của lực kháng là ở mức chàm vòm.

Người ta cũng giả thiết cả quy luật phân bố của lực kháng đàn hồi là có dạng một parabol bậc hai. Trị số của σ được xác định theo biểu thức sau :

$$\sigma = \sigma_h \left(1 - \frac{H_y^2}{H_l^2} \right) \quad (6.44)$$

Ở đây H_y là khoảng cách thẳng đứng từ tiết diện h đến điểm cần tính σ , H_l là khoảng cách thẳng đứng từ điểm không trên hoặc điểm không dưới (tùy thuộc vào việc tính σ thuộc cung từ h đến điểm "không" phía trên hoặc đến điểm "không" phía dưới), nghĩa là $H_l = H_0$ hoặc $H_l = H - H_0$.

Như vậy trong tính vòm σ_h cũng được xem là một ẩn số cần xác định và theo giả thiết biến dạng cục bộ thì $\sigma_h = K\delta_h$ ở đây δ_h là chuyển vị theo phương tác dụng của σ_h .

Lực ma sát theo mặt bên của vỏ trong phạm vi vùng lực kháng đàn hồi cũng được biểu thị qua σ_h .

$$\tau_h = \sigma_h \mu = K\delta_h \mu \quad (6.45)$$

ở đây μ là hệ số ma sát giữa vỏ hầm và địa tầng.

Việc tính toán được tiến hành làm hai quá trình. Vòm tự do ngàm đàn hồi lên địa tầng lúc đầu tính với các tải trọng chủ động (biểu đồ mômen M_p), sau đó được

tính với lực kháng đàn hồi tương ứng với $\sigma_h = 1$ (biểu đồ mômen $\overline{M}_\sigma$). Trong cả hai trường hợp sẽ xác định được chuyển vị tương ứng của điểm h theo phương bán kính u_{hp} và $\overline{u}_{h\sigma}$.

Theo nguyên lý độc lập tác dụng các ứng lực và biến dạng của vỏ có thể viết dưới dạng:

$$\left. \begin{aligned} M &= M_p + \overline{M}_\sigma \sigma_h \\ N &= N_p + \overline{N}_\sigma \sigma_h \\ U_h &= U_{hp} + \sigma_h \overline{U}_{h\sigma} \end{aligned} \right\} \quad (6.46)$$

Theo giả thiết nén biến dạng cục bộ ta có :

$$\frac{\sigma_h}{K} = U_{hp} + \overline{U}_{h\sigma} \sigma_h$$

và do đó

$$\sigma_h = \frac{U_{hp}}{\frac{1}{K} - \overline{U}_{h\sigma}} \quad (6.47)$$

Dưới tác dụng của tải trọng, kết cấu vỏ hầm vòm nhọn được tính toán giống như vỏ hầm vòm thoải kê trực tiếp lên địa tầng với đặc điểm đã nêu trên là chuyển vị ngang của chân vòm bằng không. Phương trình chính tắc (6.43) có dạng :

$$\left. \begin{aligned} X_1(\delta_{11} + \overline{\beta}_1) + X_2(\delta_{12} + f\overline{\beta}_1) + \Delta_{1p} + \beta_p &= 0 \\ X_1(\delta_{21} + f\overline{\beta}_1) + X_2(\delta_{22} + f^2\overline{\beta}_1) + \Delta_{2p} + f\beta_p &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (6.48)$$

Trong đó $\delta_{11}, \delta_{12}, \Delta_{1p}, \Delta_{2p}$ được xác định theo các công thức đã biết ở trên.

$$\overline{\beta}_1 = \frac{1}{K_n J_n} ; \beta_p = \frac{M_{pn}}{K_n J_n} \quad (6.49)$$

Ở đây M_{pn} là mômen do tải trọng gây ra tại chân vòm;

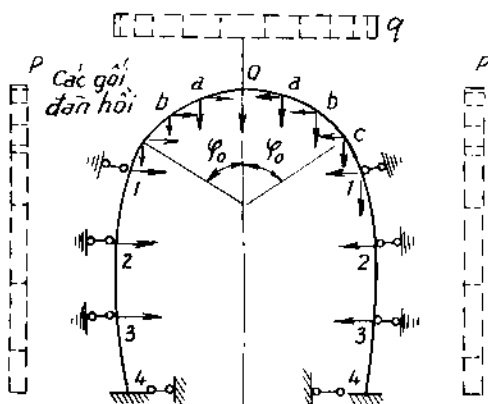
K_n là hệ số lực kháng đàn hồi dưới chân vòm. Thông thường lấy bằng $1,25K$ theo phương bên.

Khi xác định các chuyển vị U_{hp} và $\overline{U}_{h\sigma}$, trạng thái "h" của vòm có thể chọn theo các sơ đồ sau (hình 6.10d). Nếu bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc, lực cắt các chuyển vị thành phần được xác định theo các công thức :

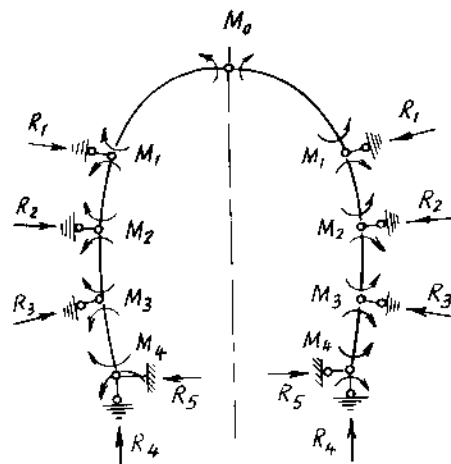
$$\left. \begin{aligned} U_{hp} &= \int_0^{s/2} \frac{\overline{M}_h \cdot M_p}{EJ} ds \\ \overline{U}_{h\sigma} &= \int_0^{s/2} \frac{\overline{M}_h \cdot \overline{M}_\sigma}{EJ} ds \end{aligned} \right\} \quad (6.50)$$

3. Tính toán vỏ hầm theo phương pháp thay thế bằng hệ thanh

Vỏ hầm làm việc cùng với môi trường đàn hồi bao quanh là một hệ siêu tĩnh bậc cao phức tạp. Việc tính toán chính xác hệ này trong trường hợp tổng quát : vỏ hầm có dạng tùy ý, độ cứng của vỏ thay đổi, trong thực tế là không thể thực hiện được. Vì thế để xác định các ứng lực trong các tiết diện vỏ hầm thường sử dụng các phương pháp gần đúng. Phổ biến hơn cả là phương pháp do các kỹ sư của viện thiết kế xe điện ngầm Matxcova đề xuất dựa trên những cơ sở sau (hình 6.11a).



Hình 6.11a. Sơ đồ tính vỏ hầm có đưa vào các gối đàn hồi



Hình 6.11b. Hệ cơ bản

1. Vỏ có dạng cong tròn được thay bằng dạng gãy khúc (thường thay bằng dạng đa giác có các cạnh bằng nhau).

2. Sự thay đổi liên tục của độ cứng vỏ được thay bằng dạng bậc thang tức là trong phạm vi một cạnh của đa giác độ cứng xem như không đổi.

3. Tải trọng chủ động có dạng phân bố tác dụng lên vỏ hầm được thay bằng các lực tập trung tác dụng ở đỉnh của đa giác thay thế.

4. Môi trường xung quanh là đàn hồi liên tục được thay bằng các gối đàn hồi đặt ở các đỉnh của đa giác thay thế và vuông góc với mặt ngoài vỏ hầm (nếu bỏ qua lực ma sát) hoặc nghiêng đi một góc tương ứng với góc ma sát giữa vỏ hầm và địa tầng (khi có xét lực ma sát). Giả thiết này tương ứng với giả thiết là lực kháng đàn hồi phân bố đều trong đoạn từ điểm giữa của hai cạnh liên tiếp của đa giác thay thế (biểu đồ lực kháng có dạng bậc thang).

Độ lớn của vùng có phát sinh lực kháng đàn hồi được đặc trưng bằng góc ở tâm $2\varphi_0$. Để giảm bớt khối lượng tính toán và số lần lặp, lúc đầu có thể giả thiết căn cứ vào các kinh nghiệm thiết kế các vỏ hầm tương tự. Thường thì góc $2\varphi_0$ nằm trong khoảng $90^\circ \div 150^\circ$ tùy thuộc vào đặc trưng độ cứng của vỏ và nền.

Theo sơ đồ tính mỗi gối đàn hồi sẽ tiếp nhận lực kháng của địa tầng trên một diện tích bằng tích của bề rộng b của vòng vỏ với chiều dài nằm S_m của gối (S_m bằng nửa tổng khoảng cách của một gối đến gối lân cận lấy theo mặt ngoài vỏ).

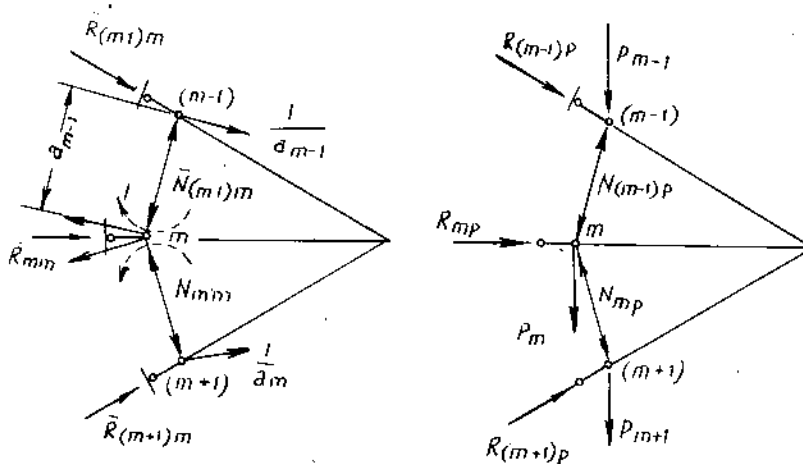
Nếu phản lực gối bằng một sẽ gây ra ứng suất dưới gối là $\sigma = \frac{1}{b S_m}$ và độ lún gối (theo giả thiết nền biến dạng cục bộ sẽ là

$$\bar{\Delta} = \frac{\sigma}{K} = \frac{1}{K \cdot b \cdot S_m} = \frac{1}{D_m}$$

Có nghĩa là $D_m = kb \cdot S_m$ và là đặc trưng độ cứng của gối. Tổng quát D_m có thể khác nhau đối với từng gối.

Để xác định các chuyển vị Δ_{ip} gây ra do tác dụng của tải trọng ta thay các ứng lực $\bar{M}_k, \bar{N}_k, \bar{R}_k$ bằng các ứng lực trong hệ cơ bản do tác dụng của tải trọng M_p, N_p và R_p .

Các ứng lực trong hệ cơ bản do các mômen đơn vị và tải trọng được xác định bằng cách lần lượt tách các nút của hệ đa giác khớp rồi xét sự cân bằng của chúng. Tuy nhiên để làm được việc này ta phải thay các mômen đặt ở nút bằng cặp ngẫu lực có cánh tay đòn là chiều dài của các cạnh đa giác. Các ký hiệu như trên hình 6.12.



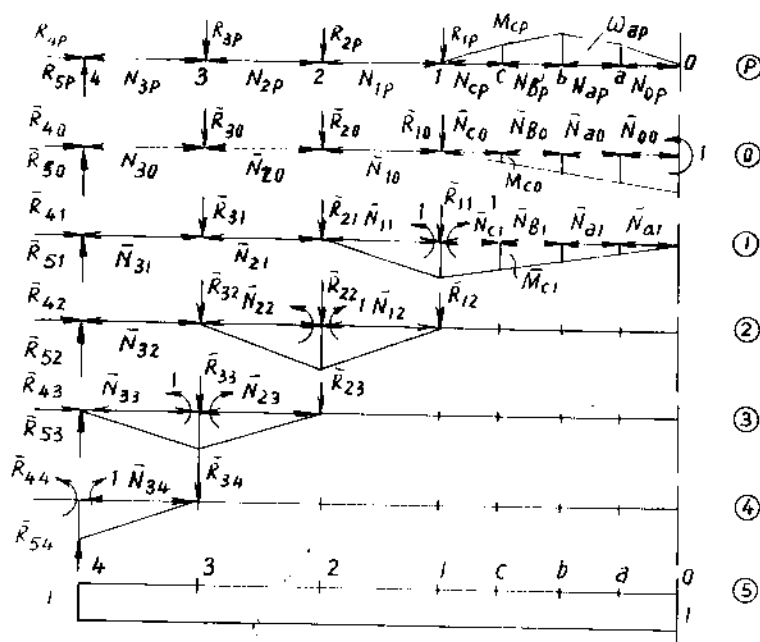
Hình 6.12. Các ký hiệu trong hệ cơ bản

Chỉ số đầu của ứng lực là số hiệu thanh trong đó ứng lực phát sinh, chỉ số thứ hai chỉ nguyên nhân gây ra ứng lực (cặp mômen đơn vị hay tải trọng). Để dễ dàng kiểm tra kết quả tính toán và xác định các chuyển vị trong hệ cơ bản người ta xây dựng các biểu đồ tổng hợp nội lực trong hệ cơ bản tương ứng với trạng thái dưới dạng khai triển của nửa vòm như trên hình 6.13.

Trước khi xác định các chuyển vị theo công thức quen thuộc của cơ học kết cấu cần kiểm tra sự đúng đắn của quá trình xác định nội lực trong hệ cơ bản. Rõ ràng là nếu cùng một lúc ta đặt tất cả các cặp mômen đơn vị vào các nút của hệ

xích khớp thì hệ này ở trạng thái uốn thuần tuý, lực cắt, lực dọc và phản lực gối sẽ bằng không. Sử dụng nhận xét này ta có kết luận sau : Tổng ứng lực trong hệ cơ bản của tất cả các trạng thái đơn vị phải thỏa mãn các đẳng thức sau :

$$\left. \begin{aligned} \sum \bar{M}_{mk} &= 1 \\ \sum \bar{N}_{mk} &= 0 \\ \sum \bar{R}_{mk} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (6.53)$$



Hình 6.13. Các bảng ứng lực trong hệ cơ bản

Kết quả xác định các chuyển vị của hệ cơ bản δ_{ik} và Δ_{ip} được kiểm tra theo biểu thức :

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ss} &= \sum \frac{a_m}{E J_m} = \sum \delta_{ik} \\ \Delta_{sp} &= \sum \frac{\omega_{mp}}{E J_m} = \sum \Delta_{ip} \end{aligned} \right\} \quad (6.54)$$

Ở đây ω_{mp} là diện tích của biểu đồ mômen do tải trọng trên thanh m của hệ cơ bản.

Mômen uốn ở đỉnh vòm và tại các vị trí có gối đàn hồi được xác định trực tiếp bằng việc giải hệ phương trình chính tắc. Các mômen trong các tiết diện của phần vòm ba khớp, phản lực trong các gối, lực dọc trong các thanh của vỏ có thể xác định bằng tổng các ứng lực gây ra trong hệ cơ bản do tải trọng và các mômen đặt tại các nút theo công thức:

$$\left. \begin{aligned} M_m &= M_{mp} + \sum \overline{M}_{mn} \\ R_m &= R_{mp} + \sum M_n \overline{R}_{mn} \\ N_m &= N_{mp} + \sum M_n \overline{N}_{mn} \end{aligned} \right\} \quad (6.55)$$

Lực kháng đàn hồi trong từng đoạn thanh do các gối phụ trách được tính theo công thức :

$$\sigma_m = \frac{R_m}{S_m}; \quad (6.56)$$

Kết quả tính toán được kiểm tra bằng cách xét sự cân bằng của một phần nào đó của vỏ hầm và xác định các chuyển vị mà trị số của nó bằng không hoặc liên hệ với các ứng lực trong các thanh bằng một quan hệ đơn giản. Đối với hệ vòm ta thường kiểm tra chuyển vị xoay của các thanh đồng quy vào tiết diện đỉnh vòm theo công thức đã nêu trong phần trên :

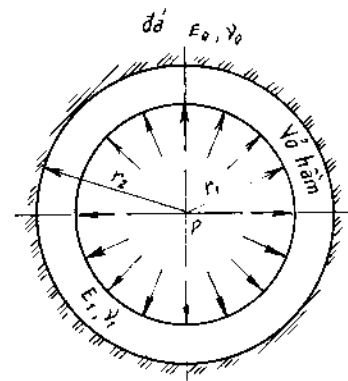
$$\sum \int \frac{M ds}{EJ_m} + M_n \bar{\gamma}_n = 0. \quad (6.57)$$

Cũng rất thuận lợi nếu ta kiểm tra chuyển vị theo phương của một trong những gối đàn hồi của hệ (thường theo phương của gối vuông góc với phần thẳng đứng của mặt ngoài vỏ).

$$\Delta_h = \sum \int \frac{M \overline{M}}{EJ_m} ds + \sum \frac{N \overline{N} a_m}{EF_m} \quad (6.58)$$

Và $\Delta_h = \frac{R_h}{D_h}$; hai trị số này phải bằng nhau.

Phương pháp thay thế vỏ hầm bằng một hệ thanh có thể gọi là phương pháp tổng hợp, có thể sử dụng để tính toán vỏ hầm các dạng bất kỳ với đặc trưng đàn hồi của nền thay đổi theo chu vi. Phương pháp cũng dễ dàng cho việc lập trình cho máy tính điện tử. Do đó ngày nay nó là phương pháp được sử dụng rộng rãi, phổ biến trong thực tế thiết kế vỏ hầm.



Hình 5.14. Sơ đồ vỏ hầm dạng tròn

4. Tính vỏ hầm bằng các phương pháp cơ học vật rắn biến dạng

Để tính vỏ hầm chịu áp lực dạng tròn thường sử dụng sơ đồ vòng chống một lỗ tròn trong môi trường đàn hồi vô hạn hoặc lời giải của lý thuyết đàn hồi cho ống dày chịu tác dụng từ bên trong và áp lực bên ngoài.

Ta khảo sát các biến dạng khi tác dụng ở phía trong áp lực P đối với một ống dày (hình 6.14) có bán kính trong r_1 , bán kính ngoài r_2 . Vật liệu vỏ hầm được đặc trưng bằng môđun đàn hồi E_1 và hệ số Poisson μ_1 nằm trong địa tầng có các

thông số đàn hồi E_0 và μ_0 . Theo biểu thức của B.G.Galiôrkin, các ứng suất trong hệ tọa độ cực r, θ ta có :

Trên mặt trong của vỏ hầm ($r = r_1$)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= P ; \\ \sigma_\theta &= \frac{r_2^2 + r_1^2 - 2\lambda r_2^2}{r_2^2 - r_1^2} P \end{aligned} \right\} \quad (6.60)$$

Còn trên mặt ngoài của vỏ hầm ($r = r_2$)

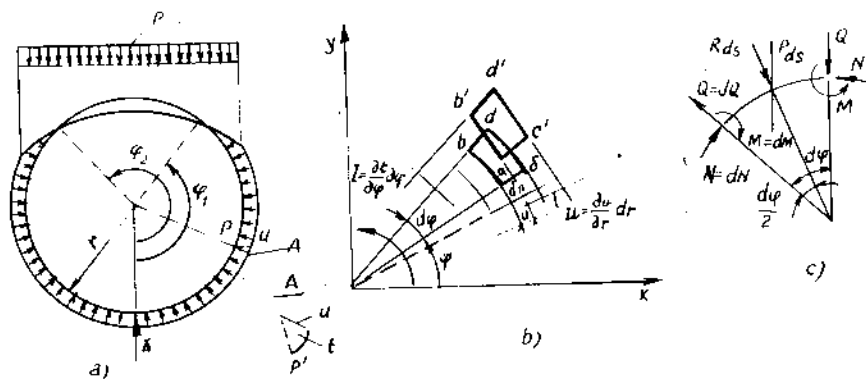
$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \lambda P ; \\ \sigma_\theta &= \frac{2r_1^2 - \lambda(r_2^2 - r_1^2)}{r_2^2 - r_1^2} P \end{aligned} \right\} \quad (6.60)$$

Từ hai biểu thức trên ta thấy rằng thông số λ xác định phần áp lực P do vỏ hầm tiếp nhận. Nếu ta đưa vào các ký hiệu $1/m_1 = \mu_1$, $1/m_0 = \mu_0$ thì λ có dạng:

$$\lambda = \frac{\frac{2r_1^2}{E_1(r_2^2 - r_1^2)}}{\frac{m_0 + 1}{m_0 E_0} + \frac{(m_1 - 1)r_2^2 + (m_1 + 1)r_1^2}{m_1 E_1(r_2^2 - r_1^2)}} \quad (6.61)$$

Trường hợp hang không chống trong đá cứng ($E_1 = E_0 = E$; $\mu_1 = \mu_0 = \mu$) đối với điểm bất kỳ trong khối đá bao quanh hang ($r_1 < r < \infty$) từ các công thức trên ta có :

$$\sigma_r = -\sigma_\theta = P \frac{r_1^2}{r^2} \quad (6.62)$$



Hình 6.15. Sơ đồ biến dạng của vỏ tròn với tải trọng phân bố đều thẳng đứng (ab) và sơ đồ tác dụng của các lực trong vỏ (c)

Lời giải chính xác của lý thuyết đàn hồi không cho phép thiết lập các công thức tính toán cho trường hợp tải trọng ngoài tác dụng chỉ trên một phần của chu vi hàng (ví dụ như áp lực đất). Trong trường hợp này có thể sử dụng lời giải của các kỹ sư B.P.Bodrov và L.H.Gorelik. Lời giải này dựa trên nguyên lý cực tiểu thế năng đối với một vòng trong môi trường đàn hồi với giả thiết môi trường biến dạng cục bộ, tức là phân lực $P = K.u$ (hình 6.15a), ở đây u là thành phần chuyển vị theo phương bán kính của điểm bất kỳ, t là thành phần chuyển vị tiếp tuyến của điểm đó. Nếu bỏ qua ảnh hưởng của lực cắt và lực dọc thì quan hệ giữa chúng có thể viết dưới dạng :

$$t = -\int u \, d\varphi; \quad (6.63)$$

Để chứng minh biểu thức trên ta xét sự cân bằng của phần tử $abcd$ khi biến dạng (hình 6.15b).

Để đảm bảo nhận được lời giải thì các chuyển vị theo phương bán kính được viết dưới dạng chuỗi Phurie :

$$u = \sum_{m=1}^m (a_m \cos m\varphi + b_m \sin m\varphi); \quad (6.64)$$

Ở đây φ là góc giữa trục X và hướng đến điểm đang khảo sát $a_1, a_2, \dots, a_m, b_1, b_2, \dots, b_m$ là các hằng chứa biết. Tính đối xứng của kết cấu vỏ và tải trọng qua trục thẳng đứng làm cho thành phần thứ hai của công thức (6.64) bằng không.

Vậy:

$$u = \sum_{m=1}^m a_m \cos m\varphi; \quad (6.64)$$

Và

$$t = \int \left(-\sum_{m=1}^m a_m \cos m\varphi \right) d\varphi = -\sum_{m=1}^m \frac{1}{m} a_m \sin m\varphi \quad (6.65)$$

Sau khi xác định được thế năng của vòng Π là tổng công của ngoại lực và nội lực khi biến dạng và phân lực đàn hồi, các ẩn số $a_1, a_2, \dots, a_m$ tìm được bằng cách sử dụng định đề về cực tiểu của thế năng. Điều đó cho phép ta nhận được một hệ m phương trình dạng :

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a_1} = 0; \frac{\partial \Pi}{\partial a_2} = 0, \dots, \frac{\partial \Pi}{\partial a_m} = 0 \quad (6.66)$$

Lời giải có độ chính xác đủ cho thực tế thường đạt được với $m = 5 \div 6$.

Sau khi xác định được $a_1, a_2, \dots, a_m$ mômen, lực cắt và lực dọc của tiết diện bất kỳ ứng với φ_1 được xác định theo công thức:

$$M = \frac{EJ}{r^2} \sum_{m=1}^m (1 - m^2) a_m \cos m\varphi; \\ Q = \frac{dM}{ds} = \frac{EJ}{r^2} \frac{d}{rd\varphi} \left[\sum_{m=1}^m (1 - m^2) a_m \cos m\varphi \right] = \frac{EJ}{r^2} \sum_{m=1}^m m(1 - m^2) a_m \sin m\varphi; \quad (6.67)$$

$$N = Rr + \frac{EJ}{r^2} \sum_{m=1}^n m^2(1 - m^2)a_m \cos m\varphi;$$

Lời giải của bài toán lý thuyết đàn hồi về sự phân bố ứng suất xung quanh một lỗ tròn còn cho phép tính trường ứng suất trong một khối đàn hồi đồng nhất trong đó có đặt hầm dạng tròn. Đối với hàng bán kính r_1 (hình 6.16a) với trường ứng suất ban đầu là :

$$\sigma_{y_0} = \gamma g(y - H) ; \sigma_{x_0} = \lambda \gamma g (y - H) ; \tau_{xy_0} = 0.$$

Ở đây γ là trọng lượng riêng của địa tầng, g là gia tốc trọng trường, ứng suất trong khối địa tầng được xác định theo công thức của Kirs :

$$\sigma_r = -\gamma g \left[\frac{1+\lambda}{2} \left(1 - \frac{r_1^2}{r^2} \right) + \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + 3\frac{r_1^4}{r^4} - 4\frac{r_1^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \right] H ;$$

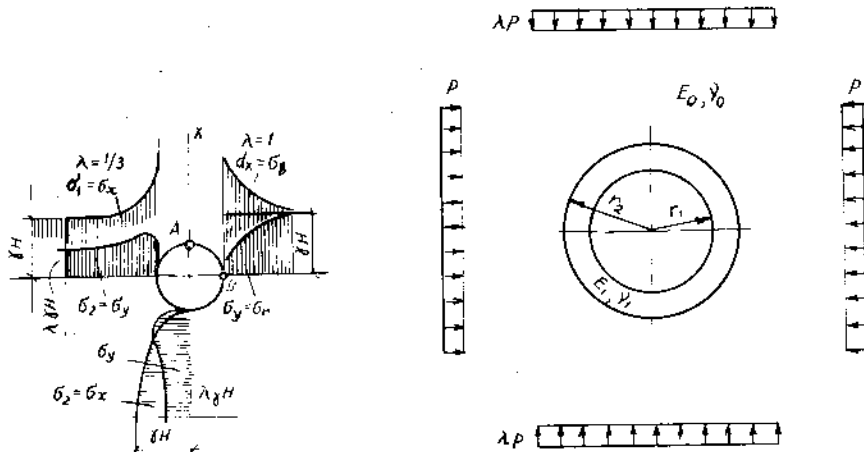
$$\sigma_\theta = -\gamma g \left[\frac{1+\lambda}{2} \left(1 - \frac{r_1^2}{r^2} \right) - \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + 3\frac{r_1^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \right] H ; \quad (6.68)$$

$$\tau_{r\theta} = -\gamma g H \frac{1-\lambda}{2} \left(1 - 3\frac{r_1^4}{r^4} + 2\frac{r_1^2}{r^2} \right) \sin 2\theta$$

Ở đây θ là góc trục giữa y và phương đến điểm tính toán; r là khoảng cách từ tâm vòng tròn đến điểm khảo sát. Khi $\theta = 0$ ở trên hàng ($r = r_1$ hình 6.16) ứng suất pháp và ứng suất tiếp bằng :

$$\sigma_\theta = \gamma g H (3\lambda - 1); \quad (6.69)$$

Có nghĩa là khi $\lambda < 1/3$ thì trên chu vi sẽ phát sinh ứng suất kéo.



Hình 6.16.

- Sự phân bố của ứng suất quanh lỗ tròn với các giá trị khác nhau của $\lambda = \sigma_x/\sigma_y$
- Sơ đồ tác dụng của tải trọng lên khối địa tầng có vỏ hầm

Cần phải thấy rằng trong trường hợp hang không chống sự phân bố ứng suất trong khối địa tầng không phụ thuộc vào đặc trưng biến dạng của địa tầng mà phụ thuộc chỉ vào trường ứng suất ban đầu ($\sigma_{x_1}/\sigma_{y_1} = \lambda$) và các thông số hình học của hang.

Trong trường hợp hang được chống bằng một vòng có chiều dày không đổi thì tình hình lại khác. Ví dụ như khi tác dụng lên khối đá ở khá xa hãm các áp lực P và λP (hình 6.16b) thì có thể sử dụng lời giải của G.H.Xavin :

$$\begin{aligned}\sigma_r|_{r=r_2} &= P \left[\frac{1+\lambda}{2}(c_1 - 1) + \frac{1-\lambda}{2}(a_1 - 3c_3 - 1)\cos 2\theta \right] ; \\ \sigma_r|_{r=r_1} &= P \left[(1 - \lambda)(2c_1d - 1) - 2(1 - \lambda)(3c_3dR_1^2 - t a_1R_1^2)\cos 2\theta \right] \\ \sigma_\theta|_{r=r_2} &= P \left\{ \frac{1+\lambda}{2}[(4d - 1)c_1 - 1] - \frac{1-\lambda}{2}[3(4d - 1)c_3 + (1 - 4t)a_1 - 1]\cos 2\theta \right\}\end{aligned}\quad (6.70)$$

$$\text{Ở đây } \chi_0 = 3 - 4\mu_0 ; t = \frac{1 + \chi_0\beta}{1 + \chi_1} ; l = 1 - d ; S = 1 - t ;$$

$$C_1 = \frac{R_1^2}{1 - 2d(1 - R_1^2)} ; a_1 = \frac{R_1^2(dR_1^6 + 1)}{(t + SR_1^2)(dR_1^6 + 1) + 3tR_1^2d(R_1^2 - 1)^2} ;$$

$$C_3 = \frac{tR_1^2(R_1^2 - 1)}{(t + 3R_1^2)(dR_1^6 + 1) + 3tdR_1^2(R_1^2 - 1)^2} ; R_1 = \frac{r_1}{r_2} ;$$

$$\chi_1 = 3 - 4\mu_1 ; \beta = \frac{E_1(1 + \mu_0)}{E_0(1 + \mu_1)} ; d = \frac{1 - \beta}{1 + \chi_1} .$$

Những bài toán về sự phân bố ứng suất trong khối địa tầng bao quanh hang không chống hoặc có chống bằng một vòng đàn hồi có dạng không tròn về nguyên tắc chúng được giải bằng cách chuyển những bài toán này sang các bài toán biên của lý thuyết hàm giải tích có biến phức ở trong thể phức của G.V.Côlôxov và N.I.Muxkhelisvili với việc áp dụng phép biến hình bảo giác và các tích phân Côsi. Sử dụng phương pháp này N.N.Phoichieva đã đề nghị phương pháp và cũng đã lập các chương trình cho máy tính điện tử để tính vô hãm dạng không tròn.

5. Tính vô hãm bằng phương pháp phần tử hữu hạn

a. Khái quát về phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH)

Là một phương pháp số cho phép nhận được lời giải gần đúng của các bài toán công trình khác nhau. Vào những năm 1950 lần đầu tiên phương pháp P.T.H.H được sử dụng để tính khung, dàn và kết cấu máy bay, và nó được gọi là phương pháp phần tử hữu hạn từ năm 1960 vì nó phản ánh những bản chất của phương pháp.

Trong phương pháp P.T.H.H vùng tính toán được chia ra thành một số lượng đáng kể những vùng nhỏ gọi là "phần tử". Như vậy mô hình phần tử hữu hạn cho lời giải rời rạc của những phương trình trạng thái. Ví dụ như trong bài toán của lý thuyết đàn hồi chúng ta có trường ứng suất trong vùng nghiên cứu thể hiện ở dạng một tập hợp vô hạn những giá trị ứng suất, có nghĩa là ta có bài toán với số lượng vô hạn các ẩn số.

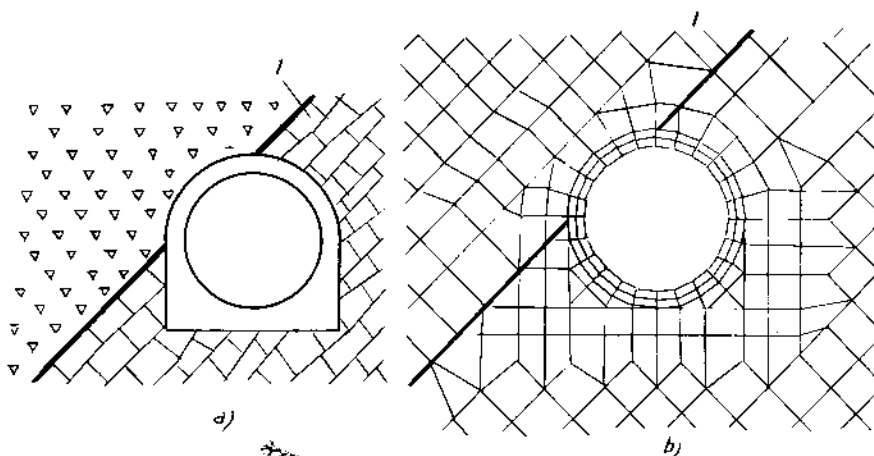
Việc "cắt" vùng tính toán thành các phần tử (rời rạc hóa) đã làm giảm bậc của bài toán xuống số hữu hạn các ẩn số bằng cách thể hiện các ẩn số qua những hàm tiệm cận trong phạm vi mỗi phần tử. Các hàm tiệm cận (đôi khi gọi là đa thức tích phân) được xác định qua các giá trị của ẩn số tại những điểm đặc biệt gọi là nút. Các nút về nguyên tắc nằm trên biên của phần tử và tại những chỗ giao nhau của các biên. Trong một số trường hợp có thể đặt các nút riêng rẽ ở bên trong phần tử. Các giá trị nút của các biến và các hàm tiệm cận đã chọn đối với phần tử sẽ hoàn toàn xác định sự thay đổi của các biến trong phạm vi phần tử. Đối với mô hình phần tử hữu hạn các giá trị nút của các biến trở thành các ẩn số mới. Sau khi xác định chúng thì qua các hàm tiệm cận có thể nhận được các giá trị của biến trong phạm vi của tất cả các phần tử.

Như vậy lời giải và mức độ gần đúng không chỉ phụ thuộc vào kích thước và số lượng phần tử mà còn phụ thuộc vào hàm tiệm cận được chọn. Cũng cần nhấn mạnh một yếu tố phân biệt phương pháp P.T.H.H với các phương pháp số khác là khả năng hình thành lời giải đối với các phần tử riêng rẽ và ghép chúng lại trong một hệ chung để giải quyết toàn bộ vấn đề. Điều đó có nghĩa là nếu như bài toán về sự phân bố ứng suất trong vùng tính toán đã được giải thì ta có thể xác định được quan hệ của các lực tác dụng và chuyển vị hậu quả (các đặc trưng độ cứng) của từng phần tử và sau đó ghép các phần tử thành hệ thì xác định được độ cứng của cả hệ. Như vậy bài toán phức tạp được đưa về khảo sát tập hợp những bài toán đơn giản hơn.

Việc tính công trình bằng phương pháp phần tử hữu hạn bao gồm các quá trình : rời rạc hóa vùng tính toán, chọn hàm tiệm cận ; xác định các tính chất của phần tử ; ghép nối hệ các phần tử; giải hệ phương trình ; các tính toán phụ. Ta khảo sát các nội dung đó theo trình tự của nó.

1. Rời rạc hóa vùng tính toán

Vùng khảo sát được chia ra làm các phần tử. Trong phạm vi sơ đồ tính có thể chứa đồng thời các phần tử dạng khác nhau. Ví dụ như sơ đồ tính đối với hầm và một phần tử của khối địa tầng bao quanh (hình 6.17a) được lập từ những phần tử tứ giác và tam giác phẳng như trên hình 6.17b. Số lượng và dạng của các phần tử sử dụng được xác định bởi mục đích tính toán, độ chính xác yêu cầu; khả năng của bộ nhớ cũng như công suất của máy tính sẽ sử dụng. Việc chia vùng tính toán thành phần tử chỉ là giải pháp tính toán chứ không có ý nghĩa về mặt vật lý vì các phần tử riêng rẽ được ghép nối thành hệ không làm gián đoạn các hàm nghiên cứu ở trên biên giữa các phần tử.



Hình 6.17. Tiết diện hãm trong khối địa tầng không đồng nhất (a)
và sơ đồ tính toán bằng phương pháp PTHH (b)
l. Biên của hai vùng địa tầng khác nhau

2. Chọn hàm tiệm cận

Trong giai đoạn này các nút của sơ đồ tính được xác định và các hàm xác định sự phân bố của các biến số chưa biết trong phạm vi một phần tử được giả thiết. Thường thì các hàm tiệm cận được giả thiết ở dạng đa thức mũ bởi vì hàm dạng này dễ vi và tích phân. Bậc của đa thức chọn phụ thuộc vào số lượng nút trong phần tử và những yêu cầu về qui luật phân bố của các biến chưa biết trên phần tử.

3. Xác định các tính chất của phần tử

Sau khi đã đưa ra mô hình phần tử hữu hạn của đối tượng tính toán có thể sử dụng một trong những nguyên tắc đã nêu ở trên để xác định sự phụ thuộc mô tả mỗi phần tử. Những phụ thuộc này được viết dưới dạng ma trận.

4. Ghép nối hệ phần tử

Để thực hiện các tính toán cần ghép nối các phần tử riêng rẽ vào một hệ thống nhất. Nói một cách khác là lập một sự phụ thuộc chung ở dạng ma trận xác định tính chất của hệ các phần tử. Các biểu thức ma trận của các phần tử cũng có dạng như đối với một phần tử riêng rẽ nhưng bậc cao hơn, bởi vì nó chứa các số hạng của tất cả các nút trong hệ tính toán. Trong phương pháp PTHH các ma trận của hệ phương trình có số ẩn bằng số nút trong sơ đồ nhân lên với số chuyển vị xác định ở từng nút. Nguyên tắc lập hệ (ghép nối) dựa trên nguyên tắc là ở nút, (tại đó nối một số phần tử) giá trị của các ẩn là bằng nhau đối với tất cả các phần tử đồng quy vào nút đó. Trước khi giải hệ phương trình cần phải đưa vào nó những thay đổi tương ứng với những điều kiện biến đã cho.

5. Giải hệ phương trình

Do kết quả ghép nối ta nhận được hệ phương trình với số ẩn khá lớn. Giải hệ phương trình này ta sẽ nhận được các giá trị chuyển vị nút. Hệ phương trình có thể là tuyến tính hoặc phi tuyến tùy theo bài toán cần giải.

6. Các tính toán phụ

Sau khi giải hệ phương trình có thể thực hiện các tính toán phụ để nhận được các thông số phụ thuộc vào các ẩn chính. Như sẽ chỉ ra ở phần dưới trong tính toán công trình các ẩn chính là những chuyển vị nút dưới tác dụng của các lực đặt vào nó (tải trọng). Ứng suất trong các phần tử có thể xác định bằng việc giải hệ phương trình theo các trị số đã biết của chuyển vị nút.

b. Những quan hệ cơ bản của phương pháp PTHH

Những phần tử sử dụng trong các bài toán cơ học môi trường liên tục thường dựa trên những qui luật phân bố của ứng suất và chuyển vị trong các phần tử vẫn dùng trước đây. Trong trường hợp này chuyển vị của một điểm bất kỳ trong phạm vi mỗi phần tử là hàm của tọa độ của điểm đó và chuyển vị nút của phần tử.

Trong những tính toán công trình các ẩn số cơ bản là chuyển vị nút do các lực đặt ở nút. Quan hệ giữa các chuyển vị chưa biết và lực tác dụng đối với mỗi phần tử có thể viết dưới dạng hệ phương trình :

$$F_c = S_c \delta_c \quad (6.71)$$

Ở đây F_c là ma trận cột các lực tác dụng ; S_c là ma trận độ cứng của phần tử ; δ_c là ma trận cột các chuyển vị ẩn số. Khái niệm và cấu trúc của ma trận độ cứng ta sẽ khảo sát trong một ví dụ về bài toán phẳng trong lý thuyết đàn hồi. Vùng tính toán (hình 6.18) được rời rạc hóa bằng các phần tử dạng tam giác.

Phần tử mẫu e được mô tả bằng các đỉnh i, j, k và có biên phẳng. Giả sử các chuyển vị trong phạm vi phần tử được xác định bằng ma trận

$$f = \begin{Bmatrix} u(x,y) \\ v(x,y) \end{Bmatrix}$$

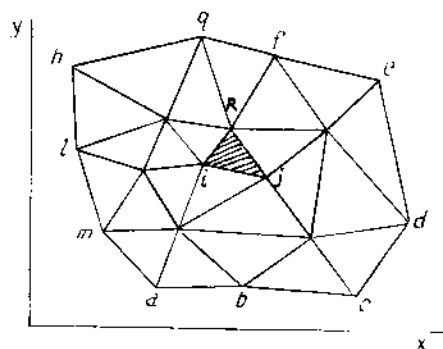
cũng chính là :

$$f = N \delta_c = \{N_i, N_j, N_k, \dots\} \{\delta_i, \delta_j, \delta_k, \dots\}^T \quad (6.72)$$

Ở đây N_i là các giá trị của các hàm hình dạng thường là đa thức mũ, xác định hình dạng hình học của phần tử và sự phân bố của các ẩn trong phạm vi một phần tử ; δ_c chứa các trị số của chuyển vị nút của phần tử, có nghĩa là :

$$\delta_i = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix} \quad (6.73)$$

Nếu như biết chuyển vị ở mỗi điểm, ta có thể xác định được các trị số biến dạng tương đối ở dạng :



Hình 6.18. Vùng tính toán với các phần tử tam giác

$$\varepsilon = B\delta_e \quad (6.74)$$

Ví dụ như trong trường hợp bài toán phẳng :

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad (6.75)$$

Từ đó B dễ dàng được xác định theo các hàm hình dạng :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_j}{\partial x} & 0 & \dots \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_j}{\partial y} & \dots \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & \frac{\partial N_j}{\partial y} & \frac{\partial N_j}{\partial x} & \dots \end{bmatrix} \quad (6.76)$$

Trong trường hợp chung vật liệu thuộc vùng tính toán có biến dạng ban đầu ε_0 (do thay đổi của nhiệt độ, co ngót, các tác dụng kiến tạo v.v...). Các ứng suất trong phần tử sẽ được xác định bằng sự khác nhau giữa những biến dạng này và biến dạng thực.

Để thuận lợi cho tính toán người ta thường giả thiết rằng trước khi tính toán vùng khảo sát có trạng thái ứng suất ban đầu σ_0 (giá trị của nó thường đo thực tế). Những giá trị ứng suất này cũng có thể đưa vào phân bố chung. Nếu giả thiết môi trường là đàn hồi tuyến tính thì có thể viết :

$$\sigma = D (\varepsilon_0 - \varepsilon) + \sigma_0 \quad (6.77)$$

Ở đây D là ma trận các đặc trưng đàn hồi, xác định theo các công thức trong lý thuyết đàn hồi.

Giả sử vectơ

$$F_c = \begin{Bmatrix} F_i \\ F_j \\ F_k \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad (6.78)$$

Xác định các lực nút, tương đương với các ứng suất biên và tải trọng phân bố trên phần tử, ở đây $F_i = \begin{Bmatrix} F_{xi} \\ F_{yi} \end{Bmatrix}$ trùng với các phương X và Y. Tương tự như vậy

$P = \begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \end{Bmatrix}$. Ở đây P_x và P_y là các thành phần tương ứng của lực khối lượng.

Cuối cùng ta viết phương trình chính tắc đầy đủ của phương pháp phần tử hữu hạn trong cơ học môi trường liên tục đối với một phần tử tùy ý như sau :

$$F_c = \left(\int_{vol} B^T D B dv \right) \delta_e - \int_{vol} B^T D \varepsilon_0 dv + \int_{vol} B^T \sigma_0 dv - \int_{vol} N^T P dv \quad (6.79)$$

Ở đây và trong các biểu thức sau này các tích phân được thực hiện theo thể tích của phần tử V. Các thành phần của phương trình (6.79) là :

Ma trận độ cứng của phần tử được xác định bằng biểu thức :

$$S_e = \int_{vol} B^T B D dv \quad (6.80)$$

Các lực nút do tác dụng của tải trọng thể tích phân bố :

$$F_{Pe} = - \int_{vol} N^T P dv \quad (6.81)$$

Các lực nút do trạng thái biến dạng ban đầu :

$$F_{\epsilon_0 e} = - \int_{vol} B^T D \epsilon_0 dv \quad (6.82)$$

Các lực nút do trạng thái ứng suất ban đầu :

$$F_{\sigma_0 e} = \int_{vol} B^T \sigma_0 dv \quad (6.83)$$

Thường thì các lực tác dụng được thu về một số hạng của biểu thức (6.79) và phương trình chính tắc của phương pháp phần tử hữu hạn sẽ có dạng :

$$\sum F_e = S_e \delta_e \quad (6.84)$$

Đó là dạng phổ biến hơn cả của cách viết phương trình cơ bản. Ta nhận thấy rằng ở dạng ma trận biểu thức đối với một hệ lập từ nhiều phần tử cũng sẽ giống như công thức (6.84).

Theo các chuyển vị nút đã biết δ_e các ứng suất được xác định như sau :

$$\sigma = DB\delta_e - D\epsilon_0 + \sigma_0 \quad (6.85)$$

Những biểu thức trên đúng với dạng bất kỳ của phần tử và những hàm hình dạng xác định.

c. Xác định tính chất của phần tử

Trong thực tế tính toán bằng phương pháp phần tử hữu hạn người ta sử dụng các phần tử có dạng khác nhau. Các bài toán hai, ba chiều của cơ học môi trường liên tục, việc tính khung dàn, tấm, vỏ đòi hỏi phải sử dụng các phần tử có hình dạng khác nhau và những sự phụ thuộc toán học khác nhau.

Những bài toán cùng một dạng cũng thường đòi hỏi sử dụng các phần tử mẫu khác nhau. Trên hình 6.19 là những dạng phần tử cơ bản được sử dụng trong những tổ hợp chương trình để giải các bài toán hai chiều của cơ học môi trường liên tục. Như đã nhấn mạnh ở phần trên, để mô tả hình dạng của phần tử và sự phân bố các ẩn số (các chuyển vị) trong phạm vi một phần tử thường sử dụng các hàm đặc biệt có dạng đa thức mũ. Khi dùng các hàm để mô tả cả hai thông số thì phần tử được gọi là đẳng thông số (cùng thông số). Ta cũng gọi bậc của phần tử là bậc của đa thức mô tả sự phân bố của các ẩn trong phạm vi phần tử. Ví dụ như trên hình 6.19a chỉ ra các phần tử một chiều đẳng thông số bậc nhất, bậc hai và bậc

ba được sử dụng trong bài toán hai chiều để mô hình hóa các cốt thép, vì chống neo gia cố.

Khi hình thành những phần tử này giả thiết rằng chúng không có độ cứng khi chịu uốn. Những phần tử tương tự về hình học của những phần tử này nhưng có độ cứng khi biến dạng uốn được sử dụng trong tính toán khung và trong một số trường hợp tính toán ngầm.

Trong những phần tử phẳng thì phần tử tam giác là đơn giản hơn cả vì thế nó được sử dụng rộng rãi. Hình dạng của những phần tử này là sự phân bố của các ẩn chuyển vị trong phần tử được mô tả bằng các đa thức bậc nhất dạng sau :

$$N_i = a_i + b_i x + c_i y \quad (6.86)$$

Như vậy trong ma trận B theo biểu thức (6.76) chỉ chứa các hằng số. Khi chiều dày phần tử không đổi t thì ta có thể viết được biểu thức của ma trận độ cứng của phần tử như sau :

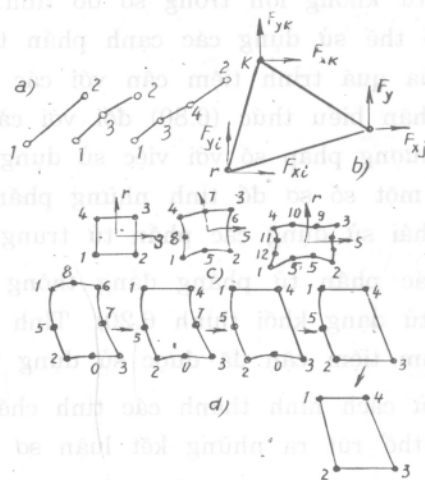
$$S_e = \int_{vol} B^T D B dv = \left(\iint_{\Delta} B^T D dx dy \right) t = B^T D B \Delta t \quad (6.87)$$

Ở đây Δ là diện tích của phần tử. Chính những nhân tố này cũng xác nhận nhược điểm của phần tử tam giác bậc nhất và ứng suất trong phạm vi phần tử xác định theo công thức (6.85) là không đổi theo diện tích phần tử (không phụ thuộc vào tọa độ của những điểm trong phạm vi phần tử). Với sự liên tục của biến dạng giữa những phần tử kế nhau sẽ có gián đoạn trong trường ứng suất. Trong những tính toán thực nghiệm điểm này được khắc phục bằng cách giảm kích thước các phần tử và tăng số lượng của nó trong sơ đồ tính toán. Tuy nhiên trong những bài toán có hình dạng vùng tính toán phức tạp và gradian ứng suất dốc đổi đòi hỏi số phần tử quá nhiều làm cho bài toán trở nên hết sức cồng kềnh.

Khi hình thành các phần tử tứ giác bậc nhất thường dùng các đa thức dạng sau :

$$N_i = a_i + b_i x + c_i y + d_i xy ; \quad (6.88)$$

Với biểu thức này các số hạng của ma trận (6.76) sẽ chứa các tọa độ x, y và ứng suất trong phần tử được xác định trong phạm vi phần tử theo luật tuyến tính. Ta cũng nhận thấy rằng tích phân của biểu thức (6.80) ở dạng tường minh chỉ nhận được với những phần tử có dạng chữ nhật. Việc sử dụng các đa thức hai lần bậc



Hình 6.19. Các loại phần tử khi giải bài toán phẳng

a. Các phần tử một chiều ; b. Phần tử tam giác ; c. Các phần tử tứ giác bậc nhất, bậc hai, bậc ba ; d. Các phần tử chuyển tiếp từ bậc nhất sang bậc hai

ba hoặc hai lần bậc hai với tư cách làm hàm tiệm cận hình dạng và chuyển vị trong phần tử sẽ cho khả năng nhận được kết quả có độ chính xác cao với số lượng phần tử không lớn trong sơ đồ tính. Các hàm hình dạng lúc này nhờ bậc của nó mà có thể sử dụng các cạnh phần tử cong và do đó cho phép nâng cao độ chính xác của quá trình tiệm cận với các cạnh hoặc mặt cong của vùng tính toán. Việc tích phân biểu thức (6.80) đối với cả họ các phần tử tứ giác được thực hiện bằng các phương pháp số với việc sử dụng các công thức đã biết của Gaox. Để phối hợp trong một sơ đồ tính những phần tử bậc khác nhau thì ở những đoạn chuyển tiếp phải sử dụng các phần tử trung gian (hình 6.19d).

Các phần tử phẳng đẳng thông số có thể dễ dàng khái quát hóa thành các phần tử dạng khối (hình 6.20). Tính chất của các phần tử này được xác định bằng các hàm tiệm cận đã được sử dụng trong trường hợp phần tử hai chiều.

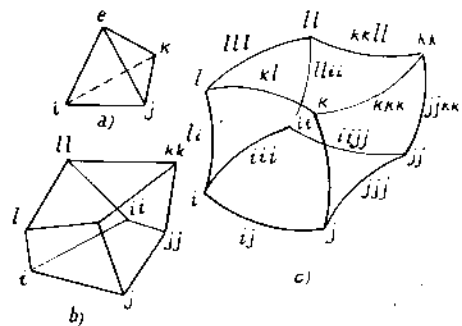
Từ cách hình thành các tính chất cơ bản của các phần tử đã khảo sát ở trên ta có thể rút ra những kết luận sơ bộ.

1. Các phần tử phẳng, tam giác và các tương tự của chúng ở dạng khối tức là phần tử chóp là đơn giản hơn cả, không đòi hỏi những giải pháp đặc biệt khi phân tích để nhận được các ma trận cứng của chúng. Tuy nhiên các hàm tiệm cận đã chọn trong trường hợp này làm cho các giá trị ứng suất không đổi trong phạm vi diện tích (hoặc thể tích) của một phần tử. Để khắc phục nhược điểm này (sự gián đoạn của trường ứng suất giữa những phần tử kế nhau) phải giảm kích thước và tăng khối lượng phần tử trong sơ đồ tính. Giải pháp này khi tính những kết cấu có hình dạng phức tạp và gradien ứng suất đáng kể đôi khi làm phức tạp quá trình tính toán.

2. Các phần tử tứ giác bậc nhất (hoặc các tương tự của nó ở dạng khối phần tử 6 mặt biên phẳng) cho phép nhận được ứng suất phân bố bậc nhất trong phạm vi diện tích (hoặc khối) của phần tử. Điều đó cho phép giảm một cách đáng kể số lượng phần tử trong sơ đồ. Tuy nhiên trong thời gian để nhận được ma trận độ cứng của phần tử mật độ lớn hơn đáng kể so với thời gian để nhận được nó trong phần tử tam giác.

3. Các phần tử tứ giác bậc hai thỏa mãn tốt các yêu cầu của thực tế về độ chính xác tính toán. Việc nâng tiếp tục bậc của phần tử chỉ hợp lý đối với những bài toán đặc biệt.

4. Những tổ hợp các phần tử đã khảo sát trên đây đủ để tính toán công trình phức tạp bất kỳ nếu như giả thiết môi trường tính toán là liên tục. Để mô tả những gián đoạn của môi trường đòi hỏi phải sử dụng những phần tử dạng khác.



Hình 6.20. Các phần tử ba chiều
a. Phần tử chóp ; b,c. Các phần tử sáu mặt bậc nhất và bậc hai

d. Sự khái quát các quan hệ đối với hệ các phần tử

Phương trình chính tắc của phương pháp PTHH đối với hệ phần tử có cấu trúc như đối với một phần tử :

$$F = S\delta \quad (6.89)$$

Tuy nhiên bậc của ma trận độ cứng của hệ S sẽ bằng tích của số bậc tự do của nút với số lượng nút. Tức là đối với trường hợp bài toán phẳng là $2n \times 2n$ còn trong bài toán khối là $3n \times 3n$ ở đây n là số nút của hệ.

Nguyên tắc ghép nối các ma trận độ cứng S của hệ các phần tử mà ma trận độ cứng của mỗi phần tử riêng rẽ S_c đã được xác định phản ánh sự cần thiết phải đảm bảo sự liên tục của các biến dạng ở các nút của sơ đồ tính và có thể hình thành như sau : mỗi số hạng của ma trận độ cứng hệ S bằng tổng các số hạng là hệ số của các phương trình với những ẩn đã cho trong các ma trận độ cứng của các phần tử. Việc xác định này suy ra từ nguyên tắc lập các ma trận độ cứng của các phần tử riêng rẽ và nguyên tắc cộng ma trận. Để lập ma trận độ cứng của hệ đòi hỏi phải đánh số các nút của sơ đồ tính.

Trong thực tế tính toán hệ phương trình tuyến tính (6.89) chứa từ hàng trăm đến hàng chục ngàn ẩn số. Việc giải hệ phương trình như vậy trên máy tính điện tử được thực hiện bằng các phương pháp chính xác, ví dụ như phương pháp Gaox, hay phương pháp lập. Ma trận S là ma trận đối xứng với cấu trúc dải, tức là các số hạng được bố trí ở gần đường chéo chính của ma trận và một phần của chúng bằng không. Bề rộng của dải các số hạng được xác định bởi sự khác nhau giữa số hiệu lớn nhất và nhỏ nhất của đỉnh phần tử và có thể giảm một cách đáng kể nếu đánh số hợp lý các nút của sơ đồ tính. Như vậy sẽ tiết kiệm khá nhiều trong bộ nhớ của máy tính.

e. Nguyên tắc tính công trình trong điều kiện nút nề

Trong khuôn khổ của phương pháp PTHH có thể tính toán có xét đến sự không liên tục của vùng khảo sát, tức là có sự tiếp xúc giữa hai vùng với sự cùng biến dạng không đảm bảo do các khe nứt trong kết cấu hay trong khối địa tầng. Khả năng này cho phép nâng cao một cách đáng kể chất lượng của các nghiên cứu lý thuyết bằng giải tích và tăng độ tin cậy của những kết quả nhận được. Các hệ khe nứt nhỏ trong địa tầng thường được xét đến bằng sự không đồng nhất của các tính chất về độ bền và biến dạng của địa tầng. Để mô hình hóa các khe nứt, hoặc đứt gãy lớn trong địa tầng, các mặt tiếp xúc, các khe nứt trong kết cấu người ta sử dụng các phần tử đặc biệt. Ta cho trước một tổ hợp hạn chế các tính chất của các phần tử như vậy để xác định giới hạn của bài toán cần thiết lập ; Bất kỳ sự phá hoại về tính liên tục nào, ta giả thiết gọi là "khe nối", với giả thiết là :

1. Khe nối tuyến tính có chiều dày bằng không hoặc gần như bằng không. Trong bài toán bất kỳ phần tử như vậy là đường phá hoại tính liên tục gãy khúc tốt hơn là phần tử thông thường có chiều dày hữu hạn.

2. Độ bền kéo pháp tuyến của phần tử này bằng không hoặc đủ bé.

3. Phần tử có độ bền nén pháp tuyến khá cao nhưng có khả năng biến dạng một chút do chất chèn lấp hoặc do sự không bằng phẳng của khe nứt. Độ lồi lõm này sẽ bị phá hoại khi nén.

4. Với tải trọng pháp tuyến thấp, ứng lực trượt do "khe nối" dẫn đến sự dịch chuyển của các khối liên tục không bằng phẳng đối với nhau. Độ bền trượt tạo nên do các lực ma sát (hình 6.21a).

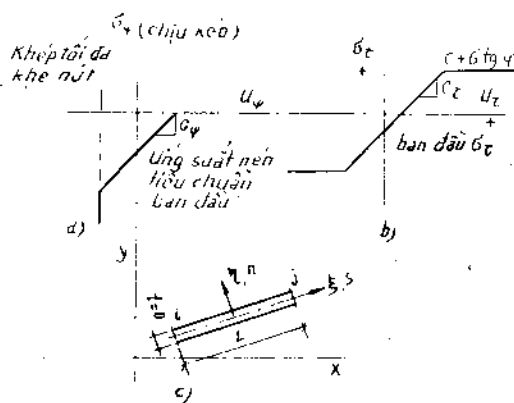
Với tải trọng pháp tuyến cao, sự trượt dọc "khe nối" sẽ kéo theo sự cắt đứt những chỗ gồ ghề. Độ bền trượt trong trường hợp này được xác định bằng độ bền cắt của vật liệu, lực dính và ma sát.

5. Lần gần đúng thứ nhất độ bền trượt có thể được xác định theo vòng tròn bao tuyến tính Mohr, sự trượt có thể kèm theo sự mở rộng một phần "khe nối" đặc biệt khi ứng suất pháp thấp (nhỏ) (hình 5.21b).

Việc sử dụng những phần tử phẳng hoặc khối thông thường để giải những bài toán loại này thường không cho những kết quả mong muốn. Ví dụ như trong bài toán phẳng nếu sử dụng một tập hợp các phần tử tam giác hay tứ giác hẹp và dài để mô hình hóa "khe nối" sẽ dẫn đến sự sai lệch trong trường ứng suất, và trong nhiều trường hợp một phần của ma trận độ cứng chung khi có những phần tử như vậy xác định rất khó, đều kéo theo lời giải không ổn định trên máy tính. Như vậy cần phải hình thành những ma trận độ cứng xác định tốt của những phần tử đặc biệt để nối những phần tử phẳng thông thường. Ý tưởng về khả năng thiết lập ma trận độ cứng chung đối với các phần tử có cấu trúc khác nhau, lần đầu tiên xuất hiện vào những năm sáu mươi. Trong số những lời giải đã hình thành, nổi tiếng hơn cả "phần tử Gútman" (hình 6.21c).

Để nối những phần tử bậc cao có các cạnh cong người ta cũng đưa ra các phần tử gián đoạn bậc cao. Các hình thành như vậy có thể thực hiện được với bậc là bậc của họ các phần tử đẳng thông số với việc đưa vào hệ tọa độ cong địa phương. Điều đó cho phép thể hiện các mặt tiếp xúc phức tạp với độ chính xác cao.

Việc đưa vào sơ đồ tính toán chung các phần tử mô hình hóa sự phá hoại liên tục làm cho hệ phương trình (6.89) trở nên phi tuyến, bởi vì cơ học biến dạng trong những phần tử này phụ thuộc vào mức ứng suất tác dụng. Những nguyên tắc giải hệ như vậy gần hoặc trùng với những nguyên tắc giải khi môi trường là liên tục nhưng phi tuyến về vật lý.

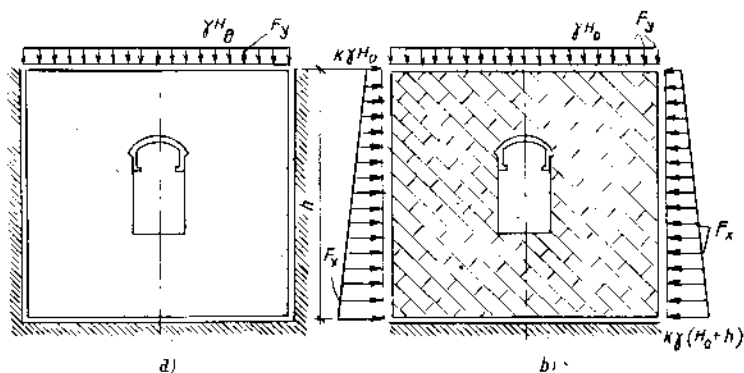


Hình 6.21. Các phần tử gián đoạn

a. Đồ thị biến dạng với các tải trọng tiêu chuẩn ;
 b. Đồ thị với các biến dạng gây trượt ; c. Sơ đồ hình học của phần tử trong tọa độ chung và tọa độ địa phương

g. Các điều kiện biên trong tính toán bằng PTHH

Các lực tác dụng và những chuyển vị tương ứng là các thông số cơ bản trong tính toán, tất cả tải trọng lên vùng tính toán được đưa về các lực tập trung đặt ở nút F_{xi} , F_{yi} và tập hợp trong cột F của phương trình (6.89). Một phần của điều kiện biên được giả thiết trước (cho trước) bằng những trị số (ví dụ như trị số không) của chuyển vị nút. Hai sơ đồ mẫu của việc giả thiết các điều kiện biên trong tính toán công trình ngầm như trên hình 6.22.



Hình 6.22. Sơ đồ điển hình thể hiện điều kiện biên trong tính toán bằng phương pháp PTHH

Trong việc sử dụng phương pháp PTHH để tính toán công trình ngầm ngoài những nguyên tắc cơ bản như đã nêu trên người ta cũng hình thành những nguyên tắc tính môi trường phi tuyến vật lý, tính công trình có xét đến giai đoạn thi công để thể hiện những ảnh hưởng của công nghệ thi công đến trạng thái ứng suất và biến dạng trong kết cấu và địa tầng bao quanh.

6.3.3. Một số sơ đồ tính các hầm đặt nông (thi công bằng phương pháp lộ thiên)

Các kết cấu dạng chữ nhật thường dùng cho những hầm đường bộ, hầm qua đường sắt đặt nông, cho những gara ngầm, xây dựng bằng phương pháp đào hố (lộ thiên), hoặc phương pháp hạ đoạn.

Các kết cấu bê tông cốt thép toàn khối hoặc lắp ghép từng đốt nguyên vẹn là một hệ có tiết diện ngang kín và nút cứng được tính như một khung kín siêu tĩnh trên nền đàn hồi.

Khi tính khung một nhịp trên nền đàn hồi bằng phương pháp lực với tải trọng đối xứng thì hệ cơ bản có thể cho như trên hình 6.23a,b.

Các giá trị của các ẩn số có thể tìm được bằng việc giải hệ phương trình chính tắc :

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12} + \Delta_{1P} &= 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2P} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (6.90)$$

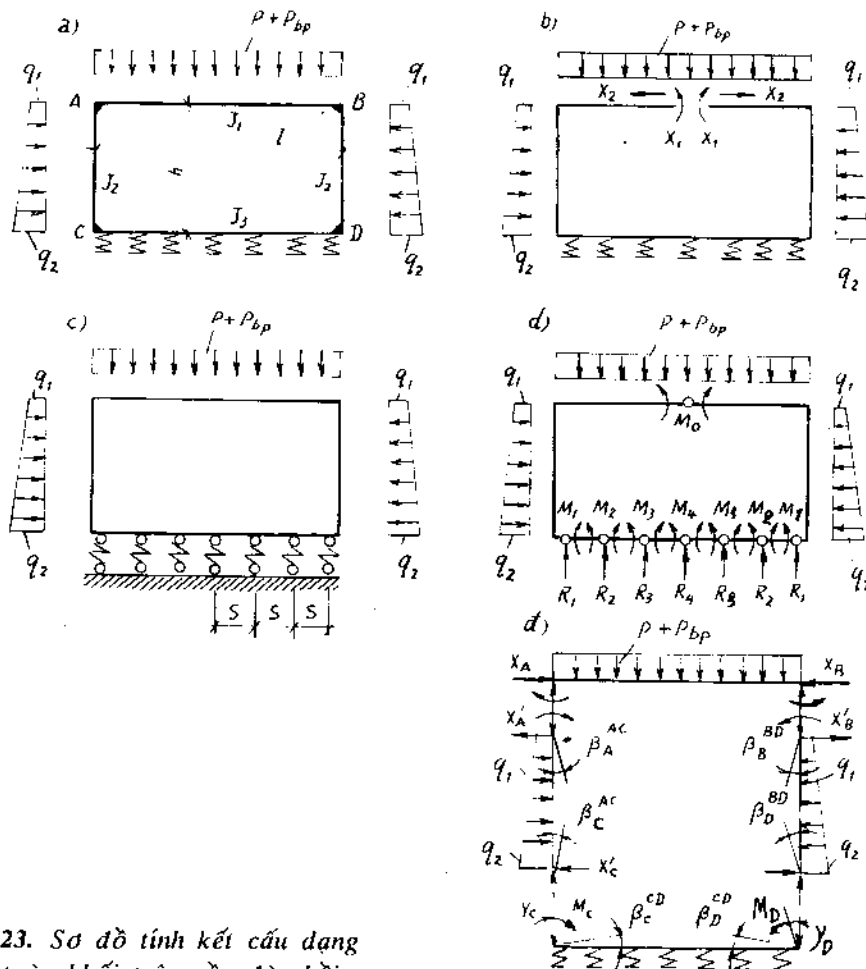
Các chuyển vị δ_{11} ; δ_{12} ; δ_{22} , Δ_{1P} và Δ_{2P} trong phương trình được thể hiện ở dạng tổng của chuyển vị đơn vị (tải trọng) và chuyển vị gây ra do tác dụng của nền đàn hồi :

$$\begin{aligned}\delta_{11} &= \delta_{11}^{(1)} + \delta_{11}^{(0)}; \delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{21}^{(1)} + \delta_{21}^{(0)}; \delta_{22} = \delta_{22}^{(1)} + \delta_{22}^{(0)} \\ \Delta_{1P} &= \Delta_{1P}^{(1)} + \Delta_{1P}^{(0)}; \Delta_{2P} = \Delta_{2P}^{(1)} + \Delta_{2P}^{(0)}\end{aligned}$$

Các giá trị $\delta_{11}^{(1)}$; $\delta_{12}^{(1)} = \delta_{21}^{(1)}$; $\delta_{22}^{(1)}$; $\Delta_{1P}^{(1)}$ và $\Delta_{2P}^{(1)}$ có thể nhận được theo các công thức thông thường trong cơ học kết cấu, còn các giá trị $\delta_{11}^{(0)}$; $\delta_{21}^{(0)}$; $\delta_{22}^{(0)}$; $\Delta_{1P}^{(0)}$; $\Delta_{2P}^{(0)}$ xác định theo công thức Mohr đối với phần tử trên nền đàn hồi :

$$\delta_{11}^{(0)} = 2h^3/3EJ; \delta_{21}^{(0)} = \delta_{12}^{(0)} = h^2/EJ; \delta_{22}^{(0)} = (1 + 2h)/EJ \quad (6.91)$$

$$\Delta_{1P} = \sum \int K b_{yi} y_P ds + \sum \int \frac{\bar{M}_i M_P}{EJ} ds + \sum \int \frac{\bar{N}_i N_P}{EF} ds + \sum \mu \int \frac{\bar{Q}_i Q_P}{GF} ds \quad (6.92)$$



Hình 6.23. Sơ đồ tính kết cấu dạng khung toàn khối trên nền đàn hồi.

a,b. Sơ đồ tính; c,d. hệ số cơ bản

Ở đây : K là hệ số kháng lực đàn hồi, b là bề rộng tính toán của đáy, y_i và y_p là độ lún của đáy dưới tác dụng của ứng lực đơn vị và tải trọng, μ là hệ số hiệu chỉnh giá trị của nó lấy như trong cơ học kết cấu.

Để xác định các giá trị $\delta_{11}^{(0)}$; $\delta_{21}^{(0)}$; $\delta_{22}^{(0)}$; $\Delta 1P^{(0)}$; $\Delta 2P^{(0)}$ cũng có thể sử dụng thông thức chung đối với góc xoay của khung trên nền đàn hồi ở dạng môi trường biến dạng tuyến tính :

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}^{(0)} &= \frac{2lh^2(\bar{\beta}_{2D}^{(c)} - \bar{\beta}_{2C}^{(c)})}{EJ\alpha} \\ \delta_{21}^{(0)} &= \frac{2lh(\bar{\beta}_{2D}^{(c)} - \bar{\beta}_{2C}^{(c)})}{EJ\alpha} \\ \delta_{22}^{(0)} &= \frac{2l(\bar{\beta}_{2D}^{(0)} - \bar{\beta}_{2C}^{(c)})}{EJ\alpha} \end{aligned} \right\} \quad (6.93)$$

Ở đây $\bar{\beta}_{2D}^{(c)}$ là góc xoay của đáy ở tiết diện C do $M_D/\pi E b l = 1$ gây ra ; $\bar{\beta}_{2C}^{(c)}$ là góc xoay của đáy, tại tiết diện C do $M_C/\pi E b l = 1$ gây ra, α là chỉ tiêu độ cứng bằng : $\alpha = \frac{\pi E_0 b l}{EJ}$, E là môđun đàn hồi của vật liệu đáy ; E_0 biến dạng của nền đất ; b là bề rộng của kết cấu ; l là nhịp của mái che (tấm nóc) ; h là chiều cao của kết cấu ; J là mômen quán tính của tiết diện đáy.

Tính vỏ hầm như khung trên nền đất đàn hồi khi sử dụng giả thiết biến dạng cục bộ có thể tiến hành theo phương pháp của viện thiết kế xe điện ngầm Matxcơva, lúc này nền đất đàn hồi được thay bằng các gối đàn hồi (hình 6.23c).

Để tính toán ta dùng phương pháp lực. Hệ cơ bản như trên hình 6.23d. Tùy thuộc vào số gối đàn hồi ta lập được hệ phương trình chính tắc có dạng sau để xác định các ẩn số mômen :

$$\sum_{i=1}^m \delta_{ik} M_i + \Delta_{ip} = 0$$

Các chuyển vị δ_{ik} và Δ_{ip} được xác định bằng công thức :

$$\delta_{ik} = \int \frac{\bar{M}_i \bar{M}_k S}{EJ} ds + \sum \frac{\bar{N}_i \bar{N}_k}{EF} S + \sum \frac{\bar{R}_i \bar{R}_k}{D}$$

$$\Delta_{ip} = \int \frac{\bar{M}_i M_p}{EJ} ds + \sum \frac{\bar{N}_i N_p}{EF} S + \sum \frac{\bar{R}_i R_p}{D}$$

Ở đây $\bar{M}_i$, $\bar{M}_k$, M_p , $\bar{N}_i$, $\bar{N}_k$, N_p là mômen và lực dọc trong hệ cơ bản do các ẩn mômen bằng đơn vị và tải trọng gây ra ; $\bar{R}_i$, $\bar{R}_k$, R_p là phản lực trong các gối đàn hồi do các ẩn mômen đơn vị gây ra ; $D = K S b$ là độ cứng qui đổi của gối

dàn hồi, K là hệ số lực kháng đàn hồi ; S là khoảng cách giữa các gối trong dầm ; b là bề rộng của kết cấu.

Việc tính toán được tiến hành với các áp lực đứng, ngang của địa tầng và tác dụng của các mômen đơn vị đặt tại các gối đàn hồi và điểm giữa của mái. Các ứng lực trong hệ cơ bản được xác định bằng cách tách lần lượt các nút trong phần dầm. Nội lực cuối cùng trong các bộ phận của vỏ được xác định theo công thức :

$$M = M_p + \sum \bar{M}_i M_i$$

$$N = N_p + \sum \bar{N}_i M_i$$

Khi tính tấm dầm như dầm trên nền đàn hồi người ta sử dụng các giả thiết nền biến dạng cục bộ hoặc biến dạng chung. Trong trường hợp sử dụng biến dạng cục bộ có thể sử dụng các công thức và bảng lập sẵn để xác định ứng lực, góc xoay, độ võng và phản lực nền trong dầm. Trong trường hợp này người ta tính chỉ tiêu độ cứng S_0 và chiều dài quy đổi của dầm :

$$S_0 = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{Kb}} ; \lambda_0 = \frac{1}{S_0}$$

Nếu $\lambda_0 < 1$ dầm coi như cứng tuyệt đối ; nếu $\lambda_0 \leq 2,75$ và ≥ 1 thì dầm ngắn còn $\lambda_0 \geq 2,75$ xem như dầm dài vô hạn.

Việc tính dầm trên nền đàn hồi với việc dùng giả thiết biến dạng chung có thể tiến hành theo phương pháp của A.I.Ximvulidi (1978). Bằng cách sử dụng các công thức khái quát đối với góc xoay của dầm trên nền đàn hồi có thể xác định các ứng lực và chuyển vị chưa biết.

Khi tính kết cấu khung trên nền đàn hồi người ta cắt khung ra làm tấm mái, tường và tấm dầm. Bằng cách xét sự tác dụng tương hỗ của các cấu kiện này (hình 6.23d). Góc xoay của tấm mái ở chỗ nối với tường xác định trên cơ sở sử dụng đường đàn hồi của dầm.

$$\beta_A^{(AB)} = \frac{1}{EJ_1} \left(M_A^{1/2} - \frac{pl^3}{24} \right) \quad (6.94)$$

Xét tính đối xứng của hệ và sử dụng các điều kiện tĩnh học có thể viết :

$$|M_A| = |M_B| ; Y_A = Y_B \text{ và } |X_A| = |X_B|.$$

Tường bên được tính như dầm chịu áp lực bên của địa tầng. Sử dụng công thức tổng hợp của đường đàn hồi của dầm và những điều kiện tĩnh học có thể xác định các biểu thức đối với góc xoay $\beta_C^{(AC)}$ và $\beta_A^{(AC)}$ cũng như ứng lực X'_C và X'_A .

$$\left. \begin{aligned} \beta_C^{(AC)} &= \frac{1}{EJ_2} \left\{ \frac{h}{6} (2M_C + M_A) - \frac{h^3}{360} (8q_2 + 7q_1) \right\} \\ \beta_A^{(AC)} &= \frac{1}{EJ_2} \left\{ -\frac{h}{6} (M_C + 2M_A) + \frac{h^3}{360} (7q_2 + 8q_1) \right\} \\ X'_C &= \frac{M_C - M_A}{h} + \frac{h}{6} (q_1 + 2q_2) \end{aligned} \right\} \quad (6.95)$$

$$X'_A = \frac{M_C - M_A}{h} + \frac{h}{6} (2q_1 + q_2)$$

Bằng cách sử dụng công thức tổng quát đối với góc xoay của dầm trên nền đàn hồi, ta nhận được công thức góc xoay của tấm đáy :

$$\beta_C^{(CD)} = \frac{1}{\pi E_0 b l^2} \left\{ \bar{\beta}_{2C}^{(C)} M_C + \bar{\beta}_{2D}^{(C)} M_D \right\} + l \left[\bar{\beta}_{3C}^{(C)} Y_C + \bar{\beta}_{3D}^{(C)} Y_D \right] \quad (6.96)$$

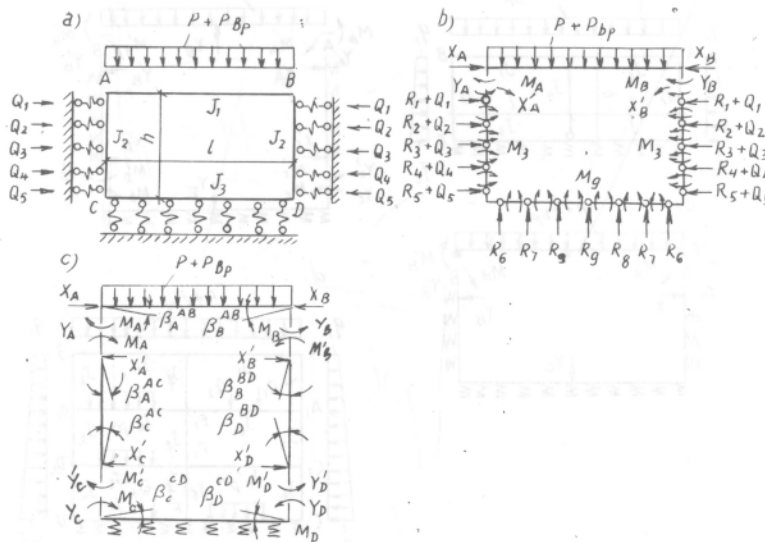
Ở đây $\bar{\beta}_{2C}^{(C)}$ là góc xoay của tấm đáy tại tiết diện C do $\frac{M_C}{\pi E_0 B l} = 1$ gây ra ;

$\bar{\beta}_{2C}^{(C)}$ là góc xoay của tấm đáy tại tiết diện C do $M_D / \pi E_0 B l = 1$; $\bar{\beta}_{3C}^{(C)}$ là góc xoay của tấm đáy tại C do $Y_C / \pi E_0 b l = 1$, $\bar{\beta}_{3D}^{(C)}$ là góc xoay của tấm đáy tại C do $Y_D / \pi E_0 b l = 1$; E_0 là môđun biến dạng của nền ; b là bề rộng tính toán của vỏ, l là nhịp của vỏ.

Tiếp theo nếu $\beta_A^{(AB)} = -\beta_A^{(AC)}$; $\beta_C^{(AC)} = -\beta_C^{(CD)}$ thì có thể sử dụng các điều kiện tĩnh học để rút ra các ứng lực chưa biết và dựng biểu đồ mômen uốn, lực cắt, độ võng và phản lực nền của địa tầng.

Sơ đồ tính toán vừa nêu trên đây chỉ hợp lý đối với những vỏ toàn khối đủ cứng.

Khi vỏ mỏng kết cấu mềm thì cần tính như kết cấu dàn hồi tựa lên nền đàn hồi ở cả hai bên vách và đáy. Việc tính toán kết cấu loại này có thể tiến hành với những giả thiết khác về mô hình nền đàn hồi.



Hình 6.24. Sơ đồ tính kết cấu khung có xét phản lực đàn hồi trên cả hai vách bên

a) Sơ đồ tính ; b,c) Hệ cân cơ bản

Trong thiết kế công trình ngầm phổ biến hơn cả là những phương pháp dựa trên giả thuyết nền biến dạng cục bộ như phương pháp thiết kế kết cấu bằng hệ thanh, sơ đồ tính toán của nó như trên hình 6.24ab. Nội dung tính toán đã khảo sát trong phần hai của chương này.

Kết cấu mềm (dàn hồi) như vừa nêu cũng có thể tính như một khung tựa trên nền đàn hồi theo cả hai bên vách và đáy. Để tính khung loại này người ta cũng sử dụng phương pháp cắt kết cấu thành các tấm mái, tường và đáy như đã nêu trên, chỉ khác là chỗ tấm tường cũng được tính như dầm nền đàn hồi. Sử dụng công thức chung để tính dầm trên nền đàn hồi tuyến tính (nền biến dạng chung) hình 6.24c, ta có :

$$\beta_A^{(AC)} = \frac{1}{\pi E_0 b h^2} \left\{ \bar{\beta}_{2A}^{(A)} M_A + \bar{\beta}_{2C}^{(A)} M_C + h \left[\bar{\beta}_{3A}^{(A)} X_A + \bar{\beta}_{3C}^{(A)} X_C \right] \right\}$$

$$\beta_C^{(AC)} = \frac{1}{\pi E_0 b h^2} \left\{ \bar{\beta}_{2A}^{(C)} M_A + \bar{\beta}_{2C}^{(C)} M_C + h \left[\bar{\beta}_{3A}^{(C)} X_A + \bar{\beta}_{3C}^{(C)} X_C \right] \right\}$$

Các biểu thức tương tự cũng được viết cho tường dầm BD ;

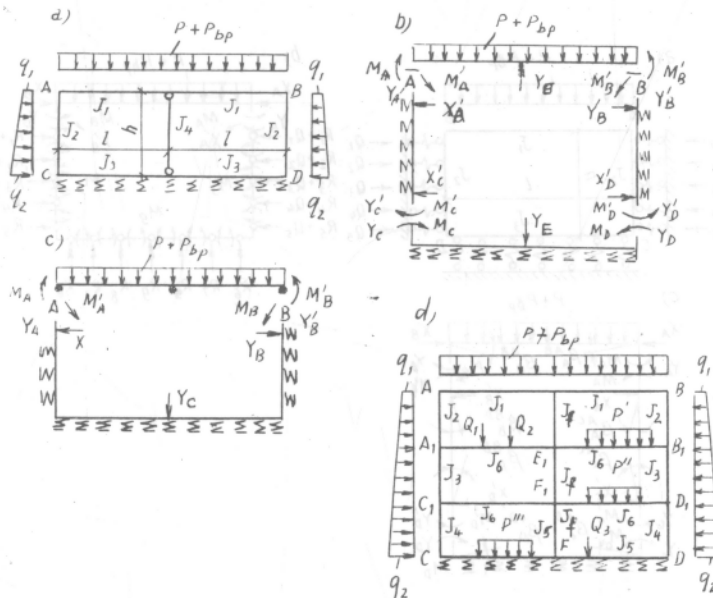
Tấm đáy cũng tính như dầm trên nền đàn hồi và do đó :

$$\beta_C^{(CD)} = \frac{1}{\pi E_0 b h^2} \left\{ \bar{\beta}_{2C}^{(C)} M_C + \bar{\beta}_{2D}^{(C)} M_D + h \left[\bar{\beta}_{3C}^{(C)} Y_C + \bar{\beta}_{3D}^{(C)} Y_D \right] \right\} ;$$

Ngoài ra, nếu xét sự cân bằng của góc xoay tại những chỗ cắt ra ta có :

$$\beta_C^{(AB)} = -\beta_A^{(AC)} ; \beta_C^{(AC)} = -\beta_C^{(CD)}$$

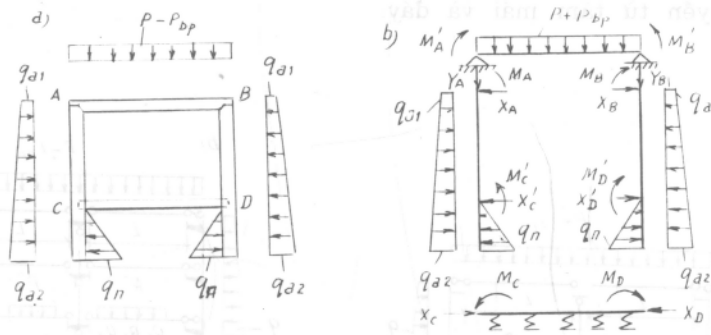
Sử dụng các điều kiện tĩnh học phụ có thể tìm được các mômen, lực dọc, lực cắt chưa biết và xác định được nội lực trong các bộ phận của kết cấu.



Hình 6.25. Sơ đồ tính kết cấu khung hai nhịp (a - b) và khung nhiều tầng, nhiều nhịp trên nền đàn hồi (d)

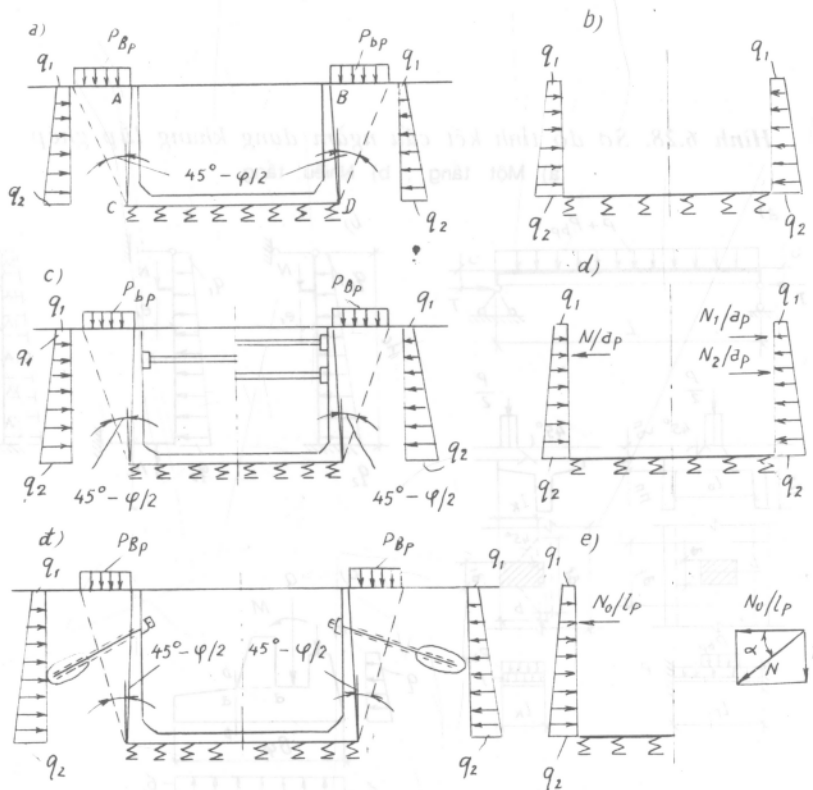
Phương pháp nêu trên có thể mở rộng để tính kết cấu ngầm dạng khung nhiều tầng, nhiều nhịp như hình 6.25.

Khi tính kết cấu ngầm xây dựng bằng phương pháp đào hào theo công nghệ "Tường trong đất", một cách gần đúng có thể dùng phương pháp cắt vỏ ra làm các bộ phận riêng rẽ như đã nêu ở trên (hình 6.26).



Hình 6.26.

a) Sơ đồ tính ; b) Hệ cơ bản của vỏ hầm xây dựng bằng phương pháp đào hào

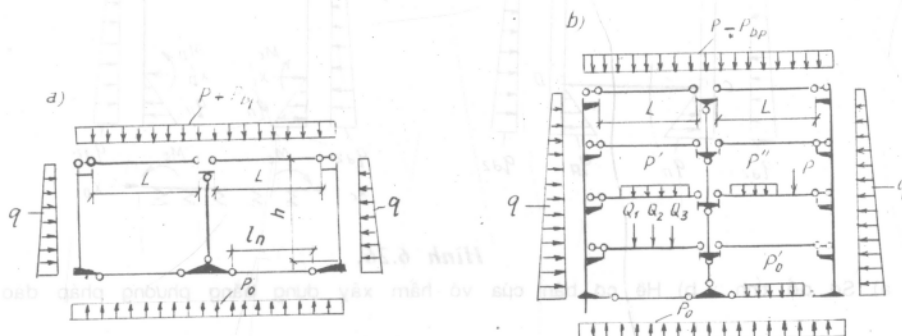


Hình 6.27. Sơ đồ tính kết cấu khung hở bê tông cốt thép toàn khối

a,b) Khung có tường công xôn ; c,d) Có giằng ; d,e) Có neo

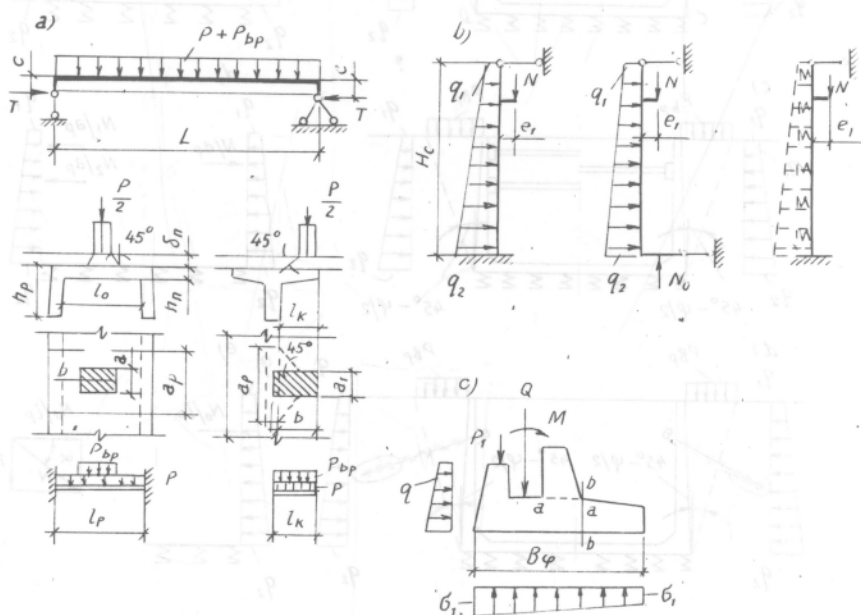
Tùy thuộc vào liên kết giữa các bộ phận, tấm mái có thể xem như kê tự do hoặc ngàm hai đầu, còn tấm dáy coi như dầm trên nền đàn hồi ngàm hay nối khớp lên tường.

Tấm tường tính như dầm một hay nhiều nhịp chịu áp lực đất chủ động trên mặt ngoài, áp lực đất bị động trên mặt trong của phần cắm sâu vào trong lòng đất. Có thể tính tấm tường như dầm trên nền đàn hồi hay nền đàn dẻo, dưới tác dụng của tải trọng truyền từ tấm mái và dáy.



Hình 6.28. Sơ đồ tính kết cấu ngàm dạng khung lắp ghép

a) Một tầng ; b) Nhiều tầng



Hình 6.28. Sơ đồ tính các cấu kiện lắp ghép

a) Khối mái ; b) Khối tường ; c) Khối móng

Hiện nay tồn tại khá nhiều sơ đồ tính và phương pháp tính loại kết cấu này. Do đó trong từng trường hợp cụ thể của kết cấu và nền ta chọn phương pháp tính cho phù hợp.

Những kết cấu dạng khung hở của đường dẫn vào hầm cũng giống như các công trình tương tự khác (ví như máng đập tràn trong thủy lợi) cũng được tính như trong sơ đồ nêu ra trên hình 6.27.

Trên hình 6.28 là sơ đồ tính kết cấu ngầm dạng khung lắp ghép. Việc tính các bộ phận khung chữ nhật lắp ghép theo các sơ đồ trên đây được tiến hành bằng các phương pháp quen thuộc trong cơ học kết cấu và những công thức tổng quát của dầm trên nền đàn hồi đã nêu ở những phần trên của giáo trình này.

6.3.4. Kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện

Các tiết diện của vỏ hầm bê tông toàn khối thi công bằng phương pháp đào kín, chủ yếu chịu nén lệch tâm. Việc kiểm tra độ bền của tiết diện được tiến hành theo khả năng chịu lực với những chỉ dẫn trong quy phạm.

Trong bảng 6.7 là độ bền tính toán của bê tông thường dùng để xây dựng vỏ hầm có xét đến hệ số điều kiện làm việc bằng 0,9.

Khi tính độ bền của những bộ phận thẳng đứng của vỏ hầm (ví dụ như tường) thì các giá trị R_{np} và R_u cần nhân với hệ số điều kiện làm việc $m = 0,85$.

Bảng 6.7. Độ bền tính toán của bê tông

Loại ứng suất	Các ký hiệu	Mức thiết kế của bê tông		
		200	250	300
Nén dọc trục	R_{np}	70	90	115
Nén khi uốn	R_u	90	115	140
Kéo dọc trục	R_p	6,4	6,4	9,5

Tuỳ theo độ lệch tâm của lực dọc $e_0 = M/N$ người ta phân ra làm hai trường hợp :

+ Khi lệch tâm bé ($e_0 < 0,225h$) tiết diện chủ yếu là chịu nén ứng lực nén giới hạn xác định theo công thức :

$$N_{gh} = m R_{np} \frac{bh^2}{h + 2e_0} \quad (6.97)$$

Ở đây m là hệ số điều kiện làm việc có xét đến sự sai lệch của sơ đồ tính và sơ đồ thực ($m = 0,9$) ; b là bề rộng tiết diện (thường $b = 1$ m) ; h là chiều cao của tiết diện (ở đây là chiều dày của kết cấu).

Khi lệch tâm lớn ($e_0 \geq 0,225h$) trong tiết diện phát sinh ứng suất kéo. Trong trường hợp này ứng lực nén tối hạn tương ứng với trạng thái bắt đầu phá hoại của

bê tông ở biên kéo của tiết diện, được xác định có xét đến sức bền của vùng kéo là :

$$N_{gh} = \frac{1,75 m R_p b h}{6 \frac{e_o}{h} - 1} \quad (6.98)$$

Thừa số 1,75 đưa vào công thức là để xét tăng khả năng chịu lực của tiết diện do phát triển biến dạng dẻo.

Những tiết diện hầm không chịu áp lực nước và tác dụng xâm thực của môi trường thì cho phép tính ứng lực giới hạn không kể khả năng độ bền của vùng kéo theo công thức :

$$N_{gh} = m R_u b (h - 2e_o) \quad (6.99)$$

Tuy nhiên độ lệch tâm trong trường hợp này không được lớn hơn $0,45h$ và trong vùng kéo cần phải đặt cốt thép cấu tạo (không nhỏ hơn 0,005% diện tích tiết diện).

Nếu độ bền của tiết diện không đủ (tức là $N > N_{gh}$), kết cấu vỏ hầm phải được hiệu chỉnh bằng một trong các giải pháp : nâng cao mác bê tông, đặt cốt thép trong vùng kéo, tăng chiều dày kết cấu hoặc thay đổi hình dạng của nó.

Việc tăng mác bê tông thường không phải là giải pháp hợp lý bởi vì trong kết cấu đa số tiết diện là có độ lệch tâm bé, tại những tiết diện này thường sức bền của bê tông là quá đủ.

Việc đặt cốt thép thường làm phức tạp công tác thi công vỏ hầm nên trong thực tế ít dùng.

Việc tăng chiều dày của kết cấu là có thể thực hiện được. Tuy nhiên cũng phải nhận thấy rằng khi tăng chiều dày của kết cấu ngoài việc tăng khối lượng công tác xây vỏ và đào hang, còn làm tăng độ cứng của phần trên vòm, điều đó cũng làm tăng mômen uốn trong tiết diện đỉnh vòm. Mặt khác kết cấu ngầm có độ cứng lớn thực tế không hợp lý vì chúng dễ dàng bị phá hoại khi xảy ra các quá trình lưu biến trong môi trường xung quanh.

Giải pháp hợp lý hơn cả trong trường hợp này là thay đổi các thông số hình học của vỏ như tăng chiều cao và giảm bán kính của phần trên của vòm.

Trong trường hợp lực nén giới hạn N_{gh} vượt quá nhiều trị số của lực dọc tính toán N thì cần phải giảm chiều dày kết cấu. Trị số chiều dày h yêu cầu có thể tính theo công thức (6.97) hoặc (6.98).

Việc tính toán tiết diện đối với kết cấu dạng khung chữ nhật thường tính toán theo các quy định chung của giáo trình "bê tông và bê tông cốt thép" có xét đến những đặc điểm của công trình ngầm.

6.3.5. Tính toán vỏ hầm bê tông toàn khối theo trạng thái giới hạn

Các phương pháp tính toán kết cấu ngầm đã trình bày đều dựa trên quan niệm kết cấu làm việc trong giai đoạn đàn hồi, độ cứng của các bộ phận là không đổi

đối với mọi khoảng của tải trọng. Khả năng làm việc của kết cấu được xác định khi một trong các tiết diện đạt tới độ bền tính toán của vật liệu, không xét đến những tính dẻo của chúng.

Phương pháp tính toán như vậy chưa cho khái niệm đầy đủ với phẩm chất của kết cấu khi tiếp nhận tải trọng cũng như về khả năng chịu lực và biến dạng thực tế của nó. Các tính dẻo thể hiện rõ khi tăng tải trọng một cách từ từ và đặc điểm nổi bật của vỏ hầm bê tông toàn khối bởi vì lực đất tăng dần theo thời gian.

Sự tạo thành khe nứt ở những tiết diện có ứng suất lớn của vỏ bê tông toàn khối thường kèm theo các biến dạng dẻo cục bộ của vật liệu. Những biến dạng dẻo này tăng khi tăng độ lệch tâm của lực dọc. Điều đó làm tăng góc gãy của đường đàn hồi và giảm đáng kể độ cứng của kết cấu.

Phương pháp tính kết cấu theo trạng thái giới hạn dựa trên cơ sở khảo sát tuần tự các giai đoạn làm việc của kết cấu dưới tác dụng của tải trọng tăng dần cho phép đánh giá đúng đắn khả năng chịu lực của chúng có xét đến ảnh hưởng của việc phát sinh khe nứt và sự thay đổi của sơ đồ tính.

Đối với vỏ hầm bê tông toàn khối thường có hai trạng thái giới hạn : theo sự thành tạo và phát triển của các khe nứt và theo khả năng chịu lực. Việc tính theo biến dạng có thể không cần thiết, bởi vì do độ cứng lớn của kết cấu mà việc mất khả năng chịu lực thường xảy ra trước khi những biến dạng phát triển làm hạn chế những khả năng khai thác công trình.

Trạng thái biến dạng của kết cấu đạt được khi một vài tiết diện có ứng suất lớn đạt tới trạng thái giới hạn.

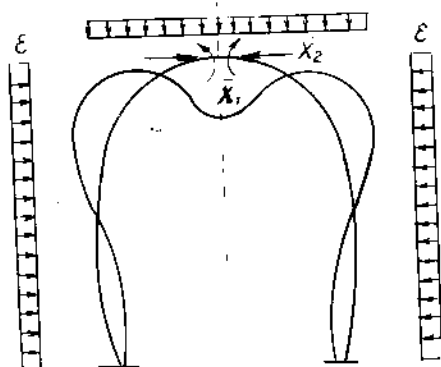
Đối với kết cấu vỏ hầm bê tông toàn khối tiết diện nguy hiểm nhất (có ứng suất kéo lớn nhất) là tiết diện đỉnh vòm, tại tiết diện này độ lệch tương đối (e_0/h) thường đạt giá trị lớn nhất trước khi tạo thành khe nứt trong tiết diện này vỏ hầm làm việc như một hệ dàn hồi, bởi vì vùng biến dạng dẻo phát sinh chỉ trong những vùng kéo và trên chiều dài không lớn. Khe nứt hình thành ở trên tiết diện đỉnh vòm xảy ra khi lực dọc trong tiết diện này đạt trị số giới hạn N_{gh} .

Việc xác định tải trọng giới hạn q_{gh} gây ra trạng thái giới hạn trên chính là mục đích của quá trình tính toán. Rõ ràng là tải trọng giới hạn có thể xác định được bằng biểu thức

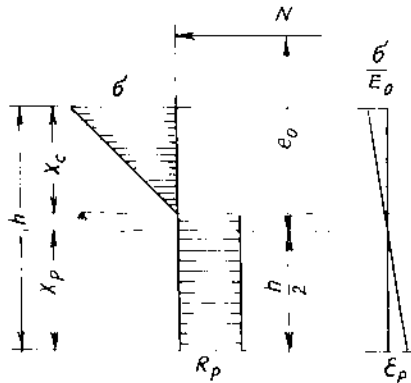
$$q_{gh} = \frac{N_{gh}}{\bar{X}_2} \quad (6.100)$$

Ở đây $\bar{X}_2$ là giá trị của lực dọc trong tiết diện đỉnh vòm không khớp (vỏ hầm) do tổ hợp tải trọng thẳng đứng đơn vị và áp lực bên tương ứng $\varepsilon = \frac{p}{q}$ (hình 6.29).

N_{gh} là giá trị giới hạn của lực dọc với độ lệch tâm ở đỉnh vòm là $e_0 = \frac{\bar{X}_1}{\bar{X}_2}$



Hình 6.29. Sơ đồ làm việc của vỏ không khớp



Hình 6.30. Các ứng suất và biến dạng trong tiết diện bê tông vào thời điểm nứt

Sự hình thành khe nứt xảy ra khi biến dạng tương đối trên biên chịu kéo của tiết diện đạt trị số gần bằng giới hạn của bê tông $\varepsilon_p = (0,00010 \div 0,00015)$. Ngay trước khi hình thành vết nứt sự phân bố của ứng suất và biến dạng trong tiết diện chữ nhật chịu nén lệch tâm có dạng như trên hình 6.30.

Lực dọc giới hạn tương ứng với trạng thái trên hình 6.30 xác định theo công thức :

$$N_{gh} = m t b h R_p$$

$$t = \frac{c(4-c)}{\theta-2c} ; \theta = \frac{6e_0 - h}{h} \quad (6.101)$$

Chiều cao tương đối của vùng kéo tiết diện $C = \frac{X_p}{h}$ được xác định từ phương trình bậc 3 sau :

$$C^3 - \frac{(\theta+4)(\eta-2)}{2(\eta-3)} C^2 + \frac{\eta(\theta+1)}{\eta-3} C - \frac{\theta\eta}{2(\eta-3)} = 0 \quad (6.102)$$

$$\text{Ở đây : } \eta = \frac{E_0 \varepsilon_p}{R_p} ;$$

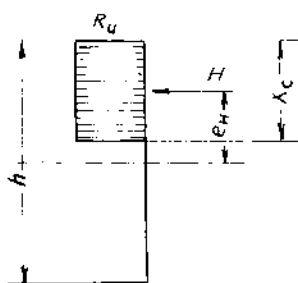
E_0 là mô đun đàn hồi của bê tông.

Sau khi hình thành vết nứt, lực dọc trong tiết diện đỉnh vỏ hãm dịch chuyển vào trong tiết diện và cân bằng với các ứng suất nén có cường độ R_u phân bố đều trên diện tích nén của tiết diện hình 6.31. Độ lệch tâm của lực dọc được xác định theo biểu thức :

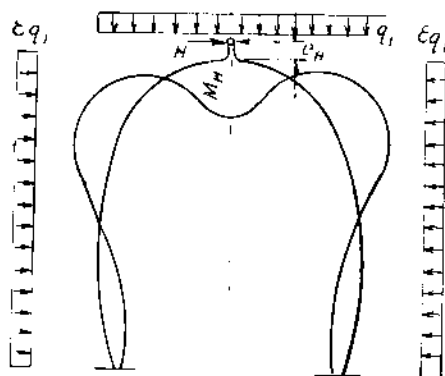
$$e_H = \frac{h}{2} \left(1 - \frac{H}{m b h R_u} \right) \quad (6.103)$$

Độ lệch tâm này tương ứng với mômen trong tiết diện bằng :

$$M_{H1} = H e_{H1}$$



Hình 3.31. Sự hình thành khớp dẻo



Hình 6.32. Sơ đồ làm việc của một khớp

Như vậy sau khi hình thành vết nứt trong tiết diện đỉnh, vỏ hầm trở thành vòm một khớp có lực dọc H tác dụng tại khớp dẻo (hình 6.32). Khi tăng tiếp tục tải trọng tùy thuộc vào các đặc trưng của vỏ và địa tầng thì có thể xảy ra một trong những trạng thái giới hạn sau :

1. Vết nứt ở đỉnh vòm phát triển, bề rộng của nó theo quy phạm không được vượt quá 0,2 mm.

2. Hình thành các khớp dẻo ở các tiết diện đối xứng (hình 6.33) biến phần trên của vòm thành kết cấu ba khớp. Khi tăng tải trọng và lực dọc thì diện tích ép mặt (vùng nén) tại vị trí khớp dẻo tăng và giảm độ lệch tâm. Sự phá hoại dòn của tiết diện gối và kết cấu nói chung xảy ra tương ứng với độ lệch tâm tương đối $\frac{e_{\alpha}}{h_{\alpha}} = 0,225$.

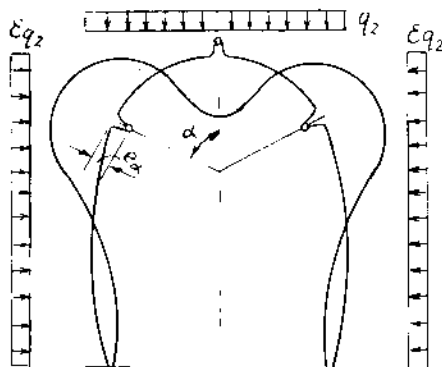
3. Diện tích ép mặt ở tiết diện đỉnh tăng và xảy ra phá hoại dòn tại đây (nếu như trị số lệch tâm tương đối ở những tiết diện khác không đạt tới trị số hình thành khớp dẻo $\frac{e_{\alpha}}{h_{\alpha}} < 0,225$).

Trong cả hai trường hợp phá hoại dòn của tiết diện, lực dọc được xác định theo công thức :

$$N_{gh} = 0,55mbhR_u \quad (6.104)$$

Đối với vỏ bê tông toàn khối dạng vòm nhọn, các giá trị của tải trọng tương ứng với trường hợp 2 và 3 thường vượt quá tải trọng làm cho khe nứt ở đỉnh đạt bề rộng giới hạn.

Tải trọng đó gần với tải trọng hình thành khe nứt q_{gh} xác định theo công thức (6.101). Vì thế thực tế tính toán theo trạng thái giới hạn là xác định tải trọng này.



Hình 6.33. Sơ đồ làm việc của vỏ ba khớp

CHƯƠNG VII

THIẾT KẾ THÔNG GIÓ TRONG HẦM

7.1. TẦM QUAN TRỌNG CỦA VIỆC THÔNG GIÓ TRONG HẦM

Để duy trì sự sống và hoạt động bình thường con người cần có đủ lượng không khí sạch để thở.

Không khí sạch là không khí có tỷ lệ nhất định về các chất khí, có rất ít bụi và tỷ lệ các chất khí độc ở dưới mức cho phép.

Theo tiêu chuẩn về vệ sinh công nghiệp của Liên Xô (cũ), hàm lượng các chất khí độc ở trong hầm phải có tỷ lệ như trong bảng 7.1

Bảng 7.1

Tên chất khí	Công thức	Giới hạn cho phép	
		Theo % thể tích	Tính bằng m/l
Cacbonic	CO ₂	0,5	-
Sunfua hydrô	H ₂ S	0,00066	0,01
Oxyt cacbon	CO	0,0016	0,02
Khí lưu huỳnh	CO ₂	0,00066	0,018
Oxyt nitơ	N ₂ O ₅	0,0001	0,0048
Khí mêtan	CH ₄		
- Ngoài của		10	0,20
- Trong hầm		0,75	0,15

Khi các phương tiện giao thông qua lại trong hầm nhiên liệu bị đốt cháy sẽ thải vào trong hầm nhiều loại khí độc cùng bụi, khói, hơi nước, nhiệt độ cao, làm cho không khí trong hầm nhiễm bẩn. Không khí bẩn gây nguy hại cho sức khỏe của hành khách và công nhân khi lưu thông trong hầm.

Mặt khác trong địa tầng cũng tồn tại nhiều loại chất khí độc như CO₂, CH₄, H₂S do quá trình phân hủy sinh vật hoặc phân giải hóa học của nước dưới đất.

Để đảm bảo sức khỏe và tính mạng của công nhân và hành khách khi lưu thông trong hầm, cần đảm bảo không khí trong hầm có tỷ lệ chất khí độc và các loại bụi, khói ở dưới mức cho phép của quy phạm vệ sinh công nghiệp.

Muốn không khí trong hầm luôn trong sạch cần phải đưa vào hầm một lượng không khí sạch cần thiết để hòa loãng và đẩy khí độc ra ngoài. Quá trình ấy gọi là thông gió.

Để làm không khí chuyển động qua hầm có thể dựa vào các yếu tố tự nhiên.

Song với hầm dài, hầm cong hoặc hầm có dốc âm cần có các biện pháp đẩy, hút gió vào hầm mới đảm bảo đủ lưu lượng cần thiết.

Quá trình ấy đòi hỏi phải có nhiều thiết bị và năng lượng cho hệ thống thông gió hoạt động. Nhiều trường hợp công trình thông gió chiếm tỷ lệ khá lớn trong quá trình xây dựng hầm.

Vì vậy khi thiết kế hầm cần lưu ý tới việc thông gió để thiết kế sao cho tăng hiệu quả của việc thông gió tự nhiên, giảm được chi phí xây dựng hệ thống thông gió nhân tạo.

7.2. TÍNH TOÁN LƯỢNG GIÓ SẠCH CẦN THIẾT

Lượng không khí sạch (gió sạch) thổi vào hầm để hạ thấp tỷ lệ các chất khí độc xuống dưới mức cho phép của quy phạm vệ sinh gọi là lượng gió sạch cần thiết.

Các chất khí độc trong hầm chủ yếu do việc đốt cháy nhiên liệu đã sản sinh ra như CO , CO_2 , SO_2 và H_2S . Vì vậy khi thông gió chủ yếu là hạ thấp nồng độ các chất khí này. Do việc không khí sạch vào hầm ngoài tác dụng hòa loãng còn đẩy các chất khí độc ra khỏi hầm nên một số các chất khí khác có tỷ lệ nhỏ hơn cũng bị đẩy ra theo.

Để tính lượng gió sạch cần thiết, cần biết lượng khí độc đã thải ra trong hầm, mà lượng khí độc lại tùy thuộc vào số lượng nhiên liệu đã bị đốt cháy. Do đó cần phải tính lượng nhiên liệu mà phương tiện đã tiêu thụ trong thời gian ở trong hầm.

7.2.1. Với hầm đường sắt

Trong hầm đường sắt, các chất khí độc sinh ra do việc đốt cháy than (đối với đầu máy hơi nước) hay đốt cháy dầu diesel (với đầu máy Diesel).

1. *Lượng than tiêu thụ khi máy chạy :*

$$E = \frac{0,105 \cdot \alpha \cdot H \cdot Z_m}{\Theta}, \quad (\text{kg/h})$$

Trong đó :

α - hệ số cung cấp than, nếu đưa than vào lò bằng tay thì $\alpha = 1,03$, bằng các thiết bị cơ khí $\alpha = 1,0$

H - diện truyền nhiệt và bốc hơi trong supde (m^2)

Z_m - suất tiêu hao hơi nước của đầu máy trong 1 giờ, tính bằng kg/m^2 giờ

Θ - đương lượng kỹ thuật của than kcal/kg

2. Khi đầu máy đỗ lại trong hầm hay đóng máy xuống dốc nó vẫn tiêu thụ than và xả ra khói. Trường hợp này lượng than tiêu thụ là :

$$E = \frac{0,105 \cdot H \cdot Z_0}{\Theta} \quad (kg/h)$$

Trong đó :

Z_0 - suất tiêu thụ hơi nước của đầu máy khi đứng im.

3. Khi hầm có nhiều đường và nhiều đầu máy chạy thì lượng than tiêu thụ trong thời gian tàu chạy qua hầm là :

$$E = \sum_{i=1}^n E_i \left(\frac{l_i}{V_i} \right) \quad (kg/h)$$

4. Lượng nhiên liệu tiêu thụ do đầu máy diesel tùy thuộc vào tốc độ của máy chạy trên từng đoạn đường :

$$E = \sum_{i=1}^n G_i t_i \quad (kg)$$

Trong đó :

t_i - thời gian đầu máy chạy trên 1 đoạn hầm

G_i - lượng nhiên liệu tiêu thụ trong 1 đoạn đường tương ứng, $kg/phút$

5. Lượng khói do 1 kg than thải ra :

$$g = \mu \left\{ \left(1 + \frac{A^p}{100} \right) + \frac{\alpha}{23,6} \left(\frac{8}{5} C^p + 8H^p - O^p + S^p \right) \right\} \quad (kg)$$

Trong đó :

μ - hệ số cháy thực tế ($0,85 \div 0,95$)

α - hệ số dư không khí $\alpha = 1,50$

A^p, C^p, H^p, O^p, S^p . Trọng lượng của nitơ, cacbon, hydro, oxy, lưu huỳnh có trong 1 kg than.

Lượng khói do đầu máy thải ra trong 1 giờ :

$$O_g = E \cdot g \quad (kg)$$

Lượng khói độc do đầu máy tiêu thụ Diesel được tính trong phần sau (đối với ô tô).

7.2.2. Với hầm đường ô tô

Trong hầm đường ô tô khí độc chủ yếu là khí CO và CO_2 do việc đốt cháy dầu, xăng của động cơ ô tô thải ra :

Lượng khí CO và CO₂ do ô tô thải ra trong hầm phụ thuộc vào nhiều yếu tố.

- Do số lượng xe chạy trong hầm (xe/h) ;
- Do tốc độ xe chạy trong từng đoạn (V_k , kG/h) ;
- Do lượng nhiên liệu mà xe tiêu thụ (q_c , G/sec) ;
- Do hàm lượng oxyt cacbon trong khí thải.

Lượng nhiên liệu do xe tiêu thụ trong một giây có thể tính theo :

$$q_c = q \cdot \frac{V_k}{3600} \text{ (g/sec)}$$

Trong đó :

q - lượng nhiên liệu xe tiêu thụ, G/km;

V_k - tốc độ xe chạy, km/h.

Lượng khí độc (tính bằng gam/giây) do ô tô thải ra trong mỗi đoạn hầm.

$$b_i = 6,06 \cdot q_c \left[1 + 0,022H - \alpha (1 - 0,023 H) \right]$$

Trong đó :

H - độ chênh cao của hầm so với mực nước biển ;

α - hệ số dư không khí (0,95 - 0,85).

Lượng khí độc do xe thải ra trên đoạn hầm dài 1 km, trên đó có các đoạn lên dốc và xuống dốc, được tính theo công thức :

$$B = \frac{N}{V_k} (A_1 \sum m_i b_i^1 + A_2 \sum m_i b_i^2) \text{ (g/sec)}$$

Trong đó :

N - số lượng xe chạy trong hầm theo tính toán, xe/giờ ;

V_k - tốc độ xe chạy, km/h ;

A₁ - tỷ lệ xe lên dốc ;

A₂ - tỷ lệ xe xuống dốc ;

m_i - tỷ lệ xe tương ứng theo loại xe ;

b_i¹ - lượng khí độc do ô tô thải ra trong đoạn lên dốc ;

b_i² - lượng khí độc do xe thải ra trong đoạn xuống dốc.

Khi tất cả ô tô chỉ chuyển động theo một hướng thì công thức có dạng :

$$B = \frac{N}{V_k} \sum m_i b_i$$

Trị số N cũng như các hệ số A₁, A₂ cần cho trước với các giá trị tương ứng trong một tương lai gần để phù hợp với niên hạn sử dụng của các thiết bị thông gió.

7.2.3. Tính toán lượng gió cần thiết

Có 2 giả thiết để tính lượng gió cần thiết, đó là :

1) *Coi hầm như một bình kín*, trong đó đang chứa một khối lượng khí độc. Cần đưa vào hầm một lượng khí sạch là Q m³/giây để hòa loãng khí độc đến nồng độ cho phép.

Theo giả thiết này, lượng khí sạch cần đưa vào hầm cho chiều dài 1 km tính theo :

$$Q = \frac{B}{D} \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

Trong đó :

B - lượng khí độc do xe thải ra, g/sec

D - nồng độ khí độc cho phép, mg/lit hay g/m³

Giả thiết này tính toán đơn giản nhưng chưa hẳn đúng bởi khí độc trong khí bị hòa loãng thì còn bị đẩy ra ngoài do hầm có 2 cửa thông nhau, tuy nhiên giả thiết trên thích hợp với hầm ôtô.

2. *Giả thiết khi thổi khí sạch vào hầm, khí độc vừa bị hòa loãng, vừa bị đẩy ra ngoài*

Nếu gọi C_0 là nồng độ khí độc sau khi tàu qua hầm thì :

$$C_0 = C_k + \frac{B}{V}$$

Trong đó :

C_k - nồng độ khí độc khi tàu chưa vào hầm

B - lượng khí độc do tàu thải ra

V - thể tích của hầm.

Nếu lưu lượng gió sạch cần thiết Q (m³/h) thổi vào hầm nhằm làm giảm nồng độ khí độc từ C_0 xuống C_k trong khoảng thời gian thông gió là t_k thì tốc độ chuyển động của luồng gió thổi vào là :

$$V_k = \frac{Q}{F} \text{ m/h}$$

Trong đó :

F - diện tích tiết diện ngang của hầm.

Tại thời điểm t nào đó (trong khoảng thời t_k) nồng độ khí độc trong hầm là C_t . Trong khoảng thời gian dt , luồng khí sạch thổi vào (và cũng là lượng không khí bị đẩy ra khỏi hầm) là : $F.V_k.dt$. Trong khối lượng không khí bị đẩy ra đó có lượng khí độc là $F.V_k.dt.C_t$. Nhưng cũng trong khoảng thời gian dt đó, khí độc trong hầm còn bị hòa tan loãng bởi lượng khí sạch đưa vào, bằng $d(V.C_t)$.

Từ đó ta có :

$$F.V_k.C_t.dt = - d(V.C_t)$$

Hay :
$$F.V_k.C_l dt = - V.dC_l$$

Từ đó rút ra :
$$\frac{dC_l}{C_l} = - \frac{F.V_k}{V} dt$$

Giải phương trình vi phân trên ta được :

$$\ln C_l = - k.t + C$$

hay :
$$\ln \frac{C_l}{C} = - k.t$$

Trong đó :

$k = Q/V$ gọi là hệ số biến đổi không khí (vì $Q = F.V_k$) ;

t - thời gian thông gió.

C - hằng số tích phân, với ý nghĩa là nồng độ khí độc.

Từ đó xác định khi chưa thông gió ($t = 0$ thì $C = C_0$) do đó :

$$\ln \frac{C_l}{C_0} = -k.t \text{ hay } C_l = C_0.e^{-k.t_k}$$

Khi thời gian thông gió $t = t_k$ thì $C_l = C_k$ do đó : $C_k = C_0.e^{-k.t_k}$

Từ đó xác định :
$$k = \frac{1}{t_k} \cdot \ln \frac{C_0}{C_k}$$

Với $Q = k.V$ ta có :
$$Q = \frac{V}{t_k} \cdot \ln \frac{C_0}{C_k} \text{ (m}^3/\text{h)}$$

7.3. THÔNG GIÓ TỰ NHIÊN

Để đưa lưu lượng khí sạch Q vào hầm có nhiều giải pháp, trong đó có việc không khí tự lưu thông qua hầm do tác động của các điều kiện tự nhiên, gọi là thông gió tự nhiên.

Các điều kiện tự nhiên tác động làm không khí lưu thông qua hầm bao gồm :

1. Chênh lệch áp suất không khí do sự chênh lệch cao độ giữa 2 cửa hầm

Ta biết rằng càng lên cao áp lực không khí càng giảm. Khi giữa hai cửa hầm có chênh lệch độ cao là H thì chiều cao cột thủy ngân (của khí áp kế) có chênh lệch độ cao là Δh (mm). Nếu tính đổi ra milimét cột nước thì chênh lệch áp suất không khí giữa 2 cửa hầm là :

$$h_{11} = 13,6 - \Delta h, \text{ mm cột nước.}$$

Dương nhiên phía cửa hầm thấp sẽ có áp suất lớn hơn và không khí sẽ chuyển động qua hầm để lên cửa hầm cao, là nơi có áp suất nhỏ hơn.

2. Chênh lệch áp suất do chênh lệch nhiệt độ giữa trong và ngoài hầm

Về mùa hè, do không khí bên ngoài hầm bị đốt nóng nên nhiệt độ cao hơn trong hầm và nhiệt độ ở cửa hầm dưới sẽ cao hơn nhiệt độ không khí ở cửa hầm trên. Do không khí trong hầm lạnh hơn nên áp suất không khí trong hầm lớn hơn áp suất không khí phía cửa hầm dưới nên có chuyển động của không khí từ trong hầm xuống cửa hầm thấp.

Về mùa đông nhiệt độ không khí bên ngoài thấp hơn nhiệt độ trong hầm nên có sự chuyển động của không khí từ cửa hầm thấp qua hầm ra cửa hầm cao.

Do chênh lệch nhiệt độ trong và ngoài hầm dẫn tới chênh lệch áp suất trong và ngoài hầm tính theo công thức :

$$h_t = \gamma_n H \cdot \frac{t_1 - t_n}{173 + t_1}, \text{ mm cột nước ;}$$

Trong đó :

γ_n - trọng lượng riêng của không khí ngoài hầm ;

H - chênh lệch độ cao giữa hai cửa hầm ;

t_1 - nhiệt độ trong hầm ;

t_n - nhiệt độ không khí bên ngoài hầm.

3. Chênh lệch áp suất do chuyển động của gió thiên nhiên bên ngoài hầm

Khi bên ngoài hầm có gió thiên nhiên chuyển động, không khí sẽ được thổi vào hầm. Áp suất do gió thiên nhiên tùy thuộc vào tốc độ chuyển động của chúng và hướng gió so với cửa hầm. Nếu cửa hầm thẳng với hướng gió thì áp suất lớn và luồng không khí vào hầm nhiều, còn khi cửa hầm vuông góc với hướng gió thì gió chỉ lướt qua mà không vào được trong hầm.

Áp suất chênh lệch do gió thiên nhiên là :

$$h_v = \gamma \cdot \frac{v}{2g} \cdot \cos^2 \alpha, \text{ mm cột nước ;}$$

Trong đó :

γ - trọng lượng riêng của không khí ;

v - tốc độ gió thiên nhiên bên ngoài ;

g - gia tốc trọng trường ;

α - góc giữa phương của hầm và hướng gió chủ đạo.

Tổng áp suất gây thông gió tự nhiên :

$$h_s = h_{11} \pm h_t \pm h_v, \text{ mm cột nước}$$

Muốn đạt được thông gió tự nhiên thì tổng áp suất gây thông gió phải thắng được các tổn thất áp suất trong hầm.

Áp suất tổn thất tính theo :

$$h_{\xi} = \rho \left(\mu \cdot \frac{L}{4R} + \sum \xi_i \right) \frac{V_c^2}{2}, \text{ mm cột nước}$$

Trong đó :

ρ - mật độ không khí trong hầm, $\text{kg sec}^2/\text{m}^4$;

μ - hệ số ma sát giữa không khí với thành hầm ;

$\mu = 0,007$ nếu vỏ hầm bằng đá hoặc bê tông ;

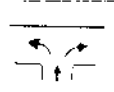
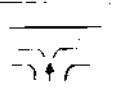
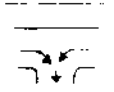
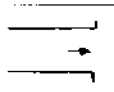
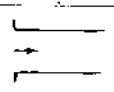
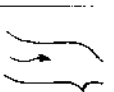
$\mu = 0,006$ nếu vỏ hầm nhẵn ;

L - chiều dài hầm, m ;

R - bán kính thủy lực của tiết diện hầm, bằng diện tích tiết diện/chu vi tiết diện;

V_c - tốc độ gió chuyển động trong hầm, m/sec ;

ξ_i - các trở lực của cục bộ trong hầm, do thay đổi tiết diện hầm, lấy theo bảng sau :

Hình dạng								
Hệ số ξ	2,6	2,5	2,0	1,5	1,0	1,0	0,6	0,6-0,65

Từ các điều kiện trên, xác định tốc độ thông gió tự nhiên theo :

$$V_c = 0,236 \sqrt{\frac{h_s(273 + t_1)}{\mu L/4R + \sum \xi_i}}$$

Từ đó lưu lượng không khí qua hầm đạt được do thông gió tự nhiên là :

$$Q_c = 3600.F.V_c.m^3/h$$

Nếu lưu lượng do thông gió tự nhiên lớn hơn lưu lượng cần thiết, nghĩa là :

$Q_c \geq Q$ cần thì không phải áp dụng các biện pháp thông gió khác, ngược lại cần bố trí các thiết bị thông gió nhân tạo.

7.4. TÁC DỤNG PISTON CỦA ĐOÀN TÀU ĐỐI VỚI THÔNG GIÓ TRONG HẦM ĐƯỜNG SẮT

Với hầm đường sắt, do tiết diện ngang của đoàn tàu choán gần hết tiết diện ngang của hầm nên khí tàu chạy, không khí trong hầm bị dồn nén và đẩy ra ngoài,

không khí ngoài hầm bị hút theo tàu qua cửa hầm. Quá trình đó làm cho một lưu lượng không khí sạch đi vào hầm tạo nên sự thông gió.

Khi đoàn tàu chạy không khí phía trước đoàn tàu bị dồn nén và đẩy đi, tạo ra ở đuôi tàu một khoảng trống có áp suất không khí thấp. Không khí bên ngoài tràn vào đuổi theo tàu để chiếm khoảng trống đó. Nếu tàu chạy càng nhanh thì tốc độ chuyển động của luồng không khí đuổi theo phía sau càng lớn.

Theo G.N.Abramovic, tốc độ của luồng không khí đuổi theo đoàn tàu khi chạy trong hầm là V_p , xác định theo :

$$V_p = \frac{V_0}{\left(1 + \frac{1}{(1 + \alpha) \sqrt{\frac{\xi_T}{K\alpha} \cdot \frac{1 - \alpha}{(1 + 0,004 \cdot n \cdot S_B / (K \cdot F_a))}}} \right)}$$

Trong đó :

V_0 - tốc độ đoàn tàu ;

$\alpha = \frac{F_a}{F}$ - hệ số choán kín mặt cắt ngang của hầm ;

F_a - diện tích tiết diện ngang của đoàn tàu ;

F - diện tích tiết diện ngang của hầm ;

ξ_T - hệ số trở lực của hầm ; $\xi_T = 1,5 + \mu \cdot \frac{L_h - l_1}{4R}$;

μ - hệ số ma sát giữa không khí với thành hầm ;

L_h - chiều dài hầm ;

l_1 - chiều dài đoàn tàu ;

n - số toa xe ;

S_B - chiều dài một toa xe ;

K - hệ số trở lực của tàu khi chạy đối với không khí.

Sau khi tàu ra khỏi hầm, tác dụng piston mất đi. Lúc này luồng khí phía sau tiếp tục chuyển động nhờ vào tốc độ sẵn có của nó. Tốc độ luồng khí chuyển động trong hầm sau khi tàu ra khỏi hầm V_k :

$$V_k = \frac{V_p}{e^{l/m}}$$

Trong đó :

L - chiều dài hầm

$$m = \frac{2L}{\xi_T - 1}$$

Thời gian để luồng khí phía sau chuyển động tiếp tục cho đến khi kết thúc việc thông gió piston tính theo :

$$t_k = \frac{m}{V_p} (e^{l/m} - 1)$$

Trong đường sắt, yêu cầu sau khi tàu qua khỏi hầm 15 phút, không khí trong hầm phải trở lại bình thường như trước khi tàu vào hầm. Như vậy $t_k \leq 15$ phút.

Nếu hầm quá dài, trở lực của hầm ξ_T quá lớn, luồng không khí trong hầm không thể di chuyển hết chiều dài hầm. Trường hợp ngoài cửa ra có gió thổi ngược vào hầm thì gây cản trở sự thoát ra của luồng khí trong hầm. Những tình huống trên làm cho khí bẩn bị quẩn ở trong hầm. Khi đó cần bố trí thêm thiết bị quạt gió để đẩy hết khí bẩn ra ngoài.

Theo công thức nêu trên, tốc độ luồng khí đuổi theo tàu tỷ lệ thuận với tốc độ đoàn tàu. Vì thế muốn tăng tác dụng piston của đoàn tàu cần tăng tốc độ của nó. Đồng thời tiết diện ngang của hầm càng gần sát với khổ giới hạn và bề mặt vỏ hầm càng nhẵn thì tác dụng piston càng tăng.

Theo thực nghiệm cho thấy, khi tốc độ đoàn tàu đạt 40 - 60 km/h thì với tác dụng piston có thể thông gió được những hầm đơn tuyến dài tới 1500 m.

Với hầm đường ô tô, do hệ số coán kín rất nhỏ, nghĩa là diện tích tiết diện hầm lớn hơn nhiều so với tiết diện ngang của ô tô nên tác dụng piston rất nhỏ hoặc không có.

7.5. THÔNG GIÓ NHÂN TẠO

Khi lưu lượng không khí vào hầm và ra khỏi hầm do thông gió tự nhiên hay do tác dụng piston của đoàn tàu không đảm bảo lưu lượng yêu cầu thì cần phải thông gió nhân tạo.

Thông gió nhân tạo thực hiện bằng quạt đẩy gió vào hầm hay hút gió bẩn trong hầm ra ngoài bằng các thiết bị quạt gió và dẫn gió.

Các phương pháp thông gió nhân tạo dựa trên phương pháp dẫn gió trong hầm. Có thể phân làm thông gió dọc, thông gió ngang và thông gió hỗn hợp.

7.5.1. Thông gió dọc

Thông gió dọc là làm cho không khí chuyển động dọc theo chiều dài hầm. Khi đó đường dẫn gió chính là lòng hầm. Với những hầm dài, do lực cản lớn nên có thể sử dụng các giếng đứng để chia hầm làm nhiều đoạn, trong các đoạn đó không khí chuyển động dọc theo hầm (hình 7.1).

Các giếng đứng bố trí cấp và thoát gió xen kẽ nhau, trong đó chọn giếng sâu hơn để thoát gió.

Do lực cản nên các tổn thất dọc hầm rất lớn do đó phải đẩy gió với tốc độ cao mới gây được tác dụng thông gió. Tuy nhiên tốc độ chuyển động của không khí trong hầm không được lớn quá 5m/s. Từ đó xác định được chiều dài tối đa của đoạn hầm có thể áp dụng thông gió dọc.

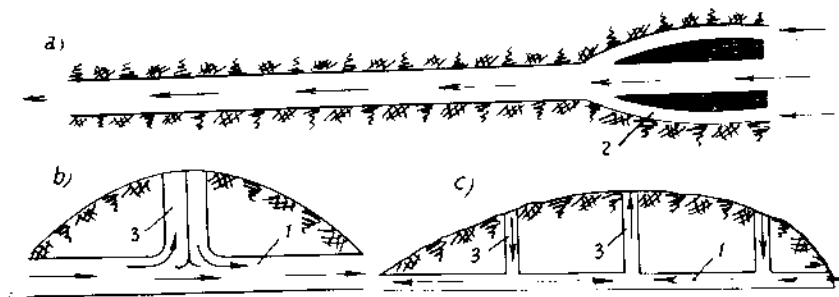
$$L_{\max} = \frac{Q}{F \cdot V_g} ;$$

Trong đó :

Q – lưu lượng gió cần thổi vào ;

F – diện tích tiết diện ngang của hầm ;

V_g – tốc độ chuyển động của không khí trong hầm.



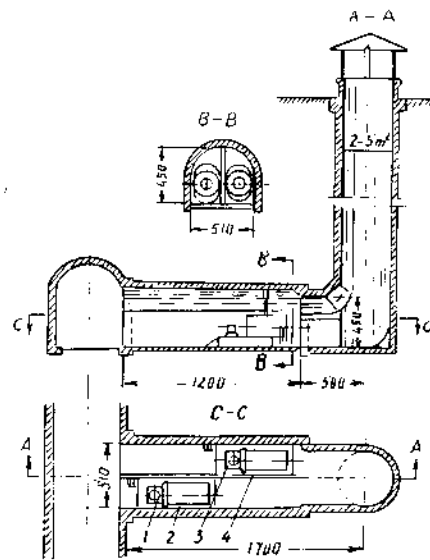
Hình 7.1. Sơ đồ thông gió dọc

1. Hầm ; 2. Buồng quạt gió ; 3. Giếng đứng

Các giếng đứng hình tròn có đường kính từ 2m đến 5m, còn đường dẫn gió từ giếng vào hầm kích thước 5,1m x 4,5m dài tối đa 12m (hình 7.2), tốc độ gió trong giếng không lớn quá 6 m/s.

Thiết bị đẩy gió vào hầm thường bố trí ở các buồng quạt đặt trên hoặc ở 2 bên cửa hầm (hình 7.3). Khi thổi gió vào, do lực cản trong hầm lớn hơn ở ngoài cửa hầm nên không khí dễ dàng quay ngược ra ngoài cửa hầm. Để khắc phục tình trạng này người ta bố trí màn chắn gió ở cửa hầm, có thể đóng mở chạy trên ray ngang mỗi khi có tàu qua.

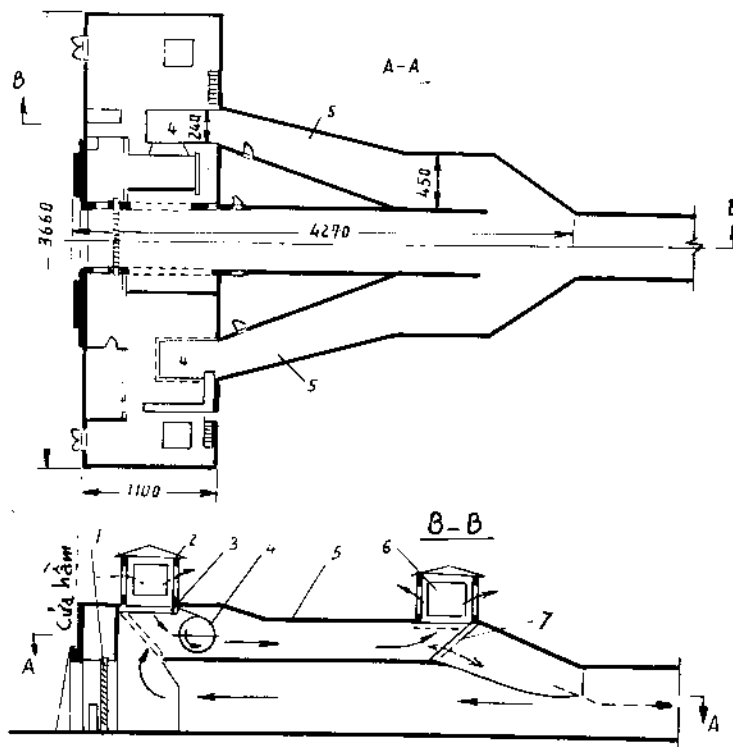
Để không phải làm màn chắn, có thể bố trí cửa cấp gió xiên với trục hầm một góc $10^\circ \div 15^\circ$ và thổi gió vào hầm với tốc độ rất lớn (với hầm dài 1 km tốc độ gió tới 20 m/s) (hình 7.4).



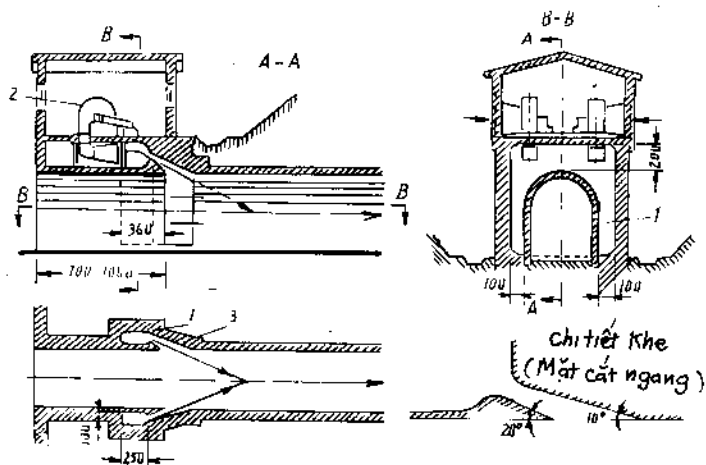
Hình 7.2. Cấu tạo giếng cấp và thoát gió

1. Động cơ điện ; 2. Quạt ; 3. Cửa ; 4. Vách ngăn

Các phương pháp thông gió dọc có nhược điểm là tốc độ gió trong hầm rất lớn do đó gây nên lực cản lớn vào tàu xe và nguy hiểm khi có xảy ra hỏa hoạn trong hầm.



Hình 7.3. Sơ đồ bố trí trạm cấp gió



Hình 7.4. Bố trí cửa cấp gió

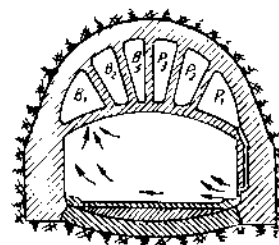
P_1, P_2, P_3 : Đường cấp gió ; B_1, B_2, B_3 : Đường thoát gió.

7.5.2. Thông gió ngang

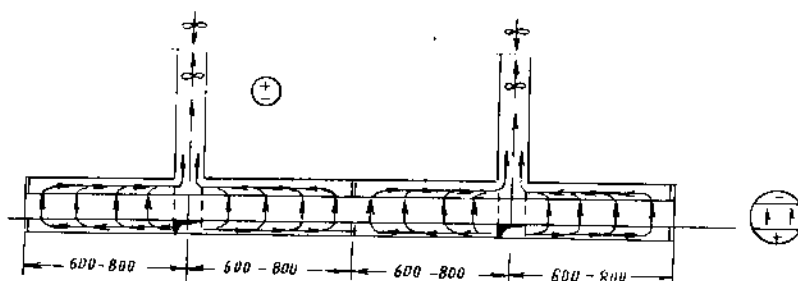
Để khắc phục các nhược điểm của phương pháp thông gió dọc, có thể dùng phương pháp thông gió ngang. Thông gió ngang là dùng các thiết bị dẫn gió vào và thoát gió ra riêng biệt. Không khí được đưa vào theo buồng dẫn gió bố trí trên trần hoặc dưới đáy hầm. Không khí thoát ra bốc lên trần hầm bị hút vào buồng dẫn gió ra và đẩy ra ngoài (hình 7.5).

Do bố trí đường dẫn gió vào hầm riêng biệt nên không khí trong ống dẫn có thể thổi với tốc độ lớn tới 16 - 20 m/s. Lượng không khí thoát ra từ ống dẫn bằng van điều chỉnh sao cho tại mọi mặt cắt ngang đều có lưu lượng như nhau.

Nếu hầm quá dài, việc cấp gió vào và hút gió ra có thể dùng các giếng đứng, khoảng cách các giếng có thể cách nhau 1200 m đến 1600 m (hình 7.6). Trong mỗi giếng như vậy có thể bố trí một nửa ép gió vào, còn một nửa tiết diện giếng dùng để hút gió ra.



Hình 7.5. Sơ đồ bố trí thông gió ngang



Hình 7.6. Sơ đồ bố trí giếng đứng để thông gió ngang

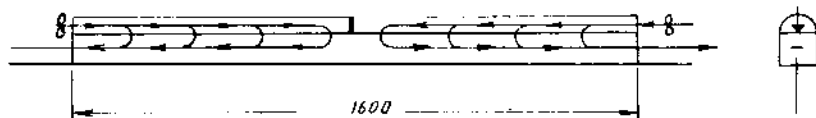
Phương pháp thông gió ngang có ưu điểm là không khí chuyển động trong hầm điều hòa, không gây lực cản lớn đối với chuyển động của tàu xe. Khi có xảy ra hỏa hoạn tại khu vực nào chỉ cần đóng van gió ngang tại khu vực đó. Nhược điểm của phương pháp này là chi phí lớn cho hệ thống thiết bị cấp dẫn và thoát gió.

7.5.3. Thông gió hỗn hợp

Đó là sự kết hợp giữa thông gió dọc và thông gió ngang. Gió đưa vào hầm theo đường dẫn riêng và theo những đường dẫn ngang và van gió để thoát ra 2 cửa hầm (hình 7.7).

Vì cấp gió vào hầm bằng đường dẫn riêng nên tốc độ chuyển động của không khí trong đó có thể rất mạnh (16 - 20 m/s) để đi được xa. Còn khi gió thoát ra, do điều chỉnh van xả nên tốc độ chuyển động của gió dọc hầm có thể giữ ở mức

5 - 6 m/s. Theo phương pháp này có thể thông gió cho những hầm ô tô dài đến 1600 mm có mật độ xe chạy cao chỉ bằng 2 trạm quạt gió đặt ở 2 cửa hầm.



Hình 7.7. Thông gió hỗn hợp

Phương pháp hỗn hợp còn có ưu điểm là giảm được chi phí xây dựng hệ thống đường dẫn gió ra.

7.5.4. Máy quạt gió

Máy quạt gió thường dùng 2 loại : quạt ly tâm và quạt ép gió dọc quạt hướng trục. Máy quạt ép gió dọc trục có kích thước nhỏ hơn nhưng áp lực gió nhỏ hơn do đó giảm được kích thước buồng quạt gió.

Khi lựa chọn máy quạt gió cần căn cứ vào công suất của máy để đáp ứng đủ lưu lượng không khí cần thiết. Công suất máy quạt gió xác định theo công thức :

$$N = k \cdot \frac{Q \cdot h}{102 \eta_m \cdot \eta_t} , \text{ kw}$$

Trong đó :

Q - lưu lượng không khí cần thiết, m^3/s ;

h - Áp lực gió của máy quạt, mm cột nước ;

η_m - hệ số hữu dụng của máy quạt ;

η_t - hệ số hữu dụng của bộ phận truyền động.

Khi trực nối với động cơ điện bằng nối cứng thì $\eta_t = 1,0$ nếu nối khớp $\eta_t = 0,95$ và khi truyền động bằng đai truyền thì $\eta_t = 0,90$.

k - hệ số tăng mômen khởi động của động cơ : với quạt ép gió dọc trục $k = 1,05$; với quạt ly tâm $k = 1,1$.

Bố trí máy quạt có thể thấy trên hình 7.7.

PHẦN II

MỘT SỐ NGUYÊN TẮC THIẾT KẾ HỆ THỐNG XE ĐIỆN NGẦM

CHƯƠNG VIII

MỘT SỐ KHÁI NIỆM VỀ MÊTRÔ (HỆ THỐNG XE ĐIỆN NGẦM)

8.1. KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ MÊTRÔ

Đường sắt trong thành phố không bố trí trên đường phố, có khổ riêng thường dùng để chở khách, đôi khi để chuyên chở hàng hóa được gọi là mét-rô (thường quen gọi là xe điện ngầm).

Mét-rô được chia làm mét-rô chạy trên cao, trên mặt đất và ngầm.

Loại chạy trên cao thường bố trí trên cầu cạn có độ cao đảm bảo tính không cho các loại giao thông chạy trên mặt đất, hoặc do điều kiện địa hình và điều kiện xây dựng trong thành phố quyết định.

Tuyến mét-rô đầu tiên trên thế giới được xây dựng cách đây trên một trăm năm, đó là tuyến chạy trên cao, bởi vì khi đó dùng đầu máy hơi nước nên rất khó bố trí mét-rô ở dạng ngầm. Việc xuất hiện đầu máy điện đã làm mất hoàn toàn ưu điểm của loại mét-rô chạy trên cao. Tuy nhiên một số nước vẫn còn sử dụng một số tuyến mét-rô chạy trên cao do giá thành rẻ. Ví dụ như ở Niu-i-ooc tổng chiều dài mét-rô bố trí trên cầu cạn là 140 km. Ở các thành phố như Sicago, Boston, Philadenfi, Hambuoc loại mét-rô chạy trên cao cũng khá phát triển. Do sự phát triển của các thành phố đã đòi hỏi phải bỏ cầu cạn và chuyển mét-rô vào trong lòng đất. Ở Niu-i-ooc tuyến mét-rô chạy trên cao đã ngừng hoạt động từ năm 1956, còn ở Sicagô và nhiều thành phố khác cũng dần dần thay thế bằng mét-rô chạy ngầm.

Trong một số trường hợp người ta vẫn còn xây dựng mét-rô chạy trên cao nhưng chủ yếu là do điều kiện địa hình của thành phố hoặc để vượt sông, vượt qua các tuyến đường bộ hoặc đường sắt.

Métro chạy trên mặt đất tồn tại ở nhiều thành phố trên thế giới và được thiết kế phần lớn ở những đoạn cuối của các tuyến métro ngầm.

Phần lớn loại métro chạy trên mặt đất bố trí ở những vùng thưa dân cư của thành phố, ở những vùng địa hình cao để sau này chuyển vào ngầm một cách thuận lợi. Loại métro chạy trên mặt đất khác với đường sắt ngoại ô ở phương thức dùng nguồn năng lượng điện và đôi khi ở khổ tĩnh không và khổ bánh xe của đoàn tàu.

Métro ngầm là loại cơ bản nhất và chúng có những ưu điểm nổi bật đã được phổ biến và thừa nhận. Đa số các thành phố lớn trên thế giới hệ thống métro chỉ gồm các tuyến ngầm hoặc chiều dài chủ yếu của các hệ thống métro là phần ngầm.

Métro ngầm được bố trí ở độ sâu từ 5 đến 50 mét dưới mặt đất đôi khi còn sâu hơn.

Cùng với métro trong một số thành phố còn có tàu điện và đường sắt ngầm. Các tuyến xe điện chạy ngầm hiện nay còn thấy ở Budapest, Oxlô và một số nước Á Rập. Các tuyến đường sắt ngầm có ở các thành phố Bruxxel, Kopenha, Neapol, Livopun, Viên và một số thành phố khác. Những tuyến đường sắt nội thành này có các ga bố trí không xa nhau (thường $0,5 + 1,0$ km) được dùng để chở khách và vận chuyển trong phạm vi thành phố, vì thế người ta cũng thường gọi là métro nhưng thực chất là chúng khác métro là ở khổ tĩnh không, kết cấu phần trên của đường sắt và nguyên lý cấp điện.

Ở nhiều thành phố trên thế giới đường sắt ngoại ô được kéo từ các ga vào trung tâm thành phố ở dạng đi ngầm độc lập với hệ thống métro nhưng chúng liên hệ với métro bằng các ga chung chuyển hoặc hầm nối giữa ga đường sắt và ga métro.

Những tuyến đường sắt có phần ngầm kéo sâu vào trung tâm thành phố tạo nên sự thuận tiện cho hành khách, cải thiện sự liên hệ của thành phố với ngoại ô, giải tỏa sự căng thẳng của các ga đường sắt trong thành phố và các ga métro ở gần ga đường sắt.

Tuy nhiên phần đường sắt đi ngầm như nêu trên đây thường đòi hỏi chi phí lớn, đặc biệt là cho việc xây dựng những hầm đảm bảo khổ tĩnh không của đường sắt. Trong thực tế thì giải pháp liên hệ với đường sắt ngoại ô bằng các tuyến métro nổi (đi trên mặt đất) thường kinh tế hơn. Tuy nhiên việc khai thác các tuyến métro đi nổi, đặc biệt là khi có chiều dài lớn, cũng thường gặp nhiều khó khăn do điều kiện thời tiết gây ra như mưa, bão, úng lụt v.v... hoặc tuyết phủ vào mùa đông ở các nước xứ lạnh.

Ở một số nước ngoài các giải pháp như đã nêu còn sử dụng giải pháp cho xe lửa đi chung với một phần của hệ thống métro trong phạm vi thành phố như Luân Đôn. Tại thành phố này có một số tuyến métro chạy chung cho cả hai loại tàu.

Đa số các thành phố trên thế giới métro là có khổ tĩnh không riêng không cho đường sắt chạy chung.

Chiều rộng trục bánh xe của métro thường lấy theo chiều rộng trục bánh xe tiêu chuẩn của đường sắt : ở Liên Xô cũ là 1524 mm, còn 1435 mm áp dụng ở

hầu hết các nước khác. Đôi khi bề rộng trục bánh xe tiêu chuẩn của đường sắt 1435 mm được sử dụng cho mét-rô của những nước có bề rộng tiêu chuẩn trục bánh xe đường sắt lớn hơn (1674 mm) như Tây Ban Nha ; Achentina, và khổ bánh xe đường sắt hẹp hơn (1067) như Nhật.

8.2. MỘT SỐ NGUYÊN TẮC THIẾT KẾ CÁC TUYẾN MÊT-RÔ

Sự tăng một cách nhanh chóng mật độ của các dòng hành khách do sự phát triển của thành phố và dân cư đô thị thường là cơ sở cho việc xây dựng hệ thống mét-rô.

Các loại giao thông đô thị đã có (ô tô buýt, tàu điện, tàu điện bánh hơi) do tốc độ kém nên thường không đáp ứng được nhu cầu đi lại của cư dân. Nhu cầu đi lại, giao thông nói chung của dân cư đô thị thường tăng nhanh hơn sự phát triển của đường phố, đặc biệt là ở những khu phố đã xây dựng xong. Với những đường phố rộng thì nhu cầu về phương tiện giao thông có thể thỏa mãn bằng cách tăng cường độ giao thông của các loại phương tiện đã có và xây dựng hầm ở những chỗ giao nhau.

Ở những thành phố lớn trước đây các tuyến xe điện thường là các tuyến giao thông chính của thành phố, vừa đáp ứng yêu cầu giao thông nội thành, vừa đáp ứng sự liên hệ giữa nội và ngoại thành. Trong những năm gần đây thì hầu như ở tất cả các thành phố loại phương tiện này được thay bằng xe điện bánh hơi hoặc ô tô buýt đặc biệt là ở khu trung tâm thành phố.

Sự cần thiết phải xây dựng các tuyến mét-rô thường phát sinh vào thời điểm mà khả năng giao thông lớn nhất của các phương tiện đã có không đáp ứng nổi nhu cầu của dân cư đô thị và khi mà đi lại từ ngoại ô vào trung tâm thành phố phải chi phí thời gian lớn hơn 30 phút.

Tuy nhiên sự cần thiết phải xây dựng mét-rô không phải lúc nào cũng phù hợp với sự hợp lý về mặt kinh tế. Về mặt kinh tế việc xây dựng tuyến mét-rô được xem là hợp lý khi khả năng vận chuyển trên 1 km đường theo một hướng không nhỏ hơn 6,0 đến 6,5 triệu hành khách trong một năm (theo tính toán của Liên Xô cũ). Điều này tương ứng với mật độ giao thông vào giờ cao điểm theo một hướng của tuyến vào khoảng $20 \div 30$ ngàn người trong một giờ. Với mật độ giao thông này thì không có loại phương tiện giao thông nào trong thành phố có thể đáp ứng được nếu không phải là mét-rô.

Tuy nhiên hầu hết các thành phố, đặc biệt là các thành phố ở các nước xã hội chủ nghĩa trước đây, khi thiết kế và xây dựng các tuyến mét-rô đầu tiên người ta xuất phát từ sự cần thiết phải thỏa mãn nhu cầu của dân cư đối với phương tiện giao thông không phải là trước mắt mà từ sự tiện nghi, hợp lý của tuyến mét-rô trong tương lai. Điều này đòi hỏi các nhà quản lý đô thị không chỉ làm tốt công

tác qui hoạch và quản lý đô thị trước mắt mà còn phải làm tốt công tác dự báo về sự phát triển của thành phố và dân cư đô thị trong tương lai.

Năng lực vận chuyển của một tuyến mét-rô được xác định bằng số lượng tối đa hành khách có thể vận chuyển được theo một hướng trong một giờ và bằng tích của sức chứa của đoàn tàu khai thác và khả năng thông xe của tuyến mét-rô.

Sức chứa của đoàn tàu khai thác phụ thuộc vào số toa trong một đoàn tàu và số hành khách trong một toa. Số toa trong một đoàn tàu của các tuyến mét-rô đang khai thác trên thế giới dao động trong một khoảng rộng (thường từ 2 đến 10 toa). Sức chứa của một toa là từ 93 đến 280 người. Phổ biến hơn cả là đoàn tàu có 6 và 8 toa.

Ở Matxcova, Xanpetebua là đoàn tàu 8 toa còn ở Kiev là đoàn tàu 5 toa.

Khả năng thông xe của tuyến mét-rô lại xác định bởi tần số chạy tàu cho phép.

Tần số chạy tàu cho phép phụ thuộc chủ yếu vào hệ thống thông tin, tín hiệu, hệ thống điều khiển, chất lượng mặt đường, chất lượng thiết bị phanh hãm, thời gian dừng tàu ở ga và thiết bị quay tàu ở cuối tuyến. Hệ thống thiết bị thông tin và điều khiển tự động ở Liên Xô cũ trước đây có thể đảm bảo tần số chạy tàu từ $40 \div 42$ đôi tàu trong một giờ. Hiện nay ở các thành phố thuộc Liên Xô cũ đã đưa vào sử dụng (sau một thời gian thử nghiệm) hệ thống thông tin và điều khiển cho phép nâng tần số chạy tàu lên 50 đôi tàu và có thể lớn hơn.

Việc rút ngắn thời gian xuất phát và nâng cao hiệu quả của thiết bị phanh hãm đạt được chủ yếu bởi việc hoàn thiện kết cấu của toa xe.

Thời gian dừng tàu ở ga thường từ 20 đến 40 giây và phụ thuộc vào sự quay vòng hành khách của ga. Việc rút ngắn thời gian đỗ tàu ở ga một cách đáng kể chỉ đạt được khi tách riêng lối lên và lối xuống tàu của hành khách, điều đó cũng có nghĩa là ga phải có đường ke ở cả hai bên của tuyến đường.

Thiết bị quay tàu thường là một địa điểm chật hẹp làm hạn chế khả năng thông xe của tuyến. Việc tăng khả năng thông xe của tuyến thường đạt được bằng cách phát triển các nhánh phụ ở các ga cuối tuyến ...

Khả năng thông xe của tuyến mét-rô thường được sử dụng không phải ngay sau khi đưa tuyến vào sử dụng. Trong thời kỳ đầu khai thác tuyến thường có số lượng đôi tàu và số toa của một đoàn tàu thấp hơn (phụ thuộc vào dòng hành khách hiện có).

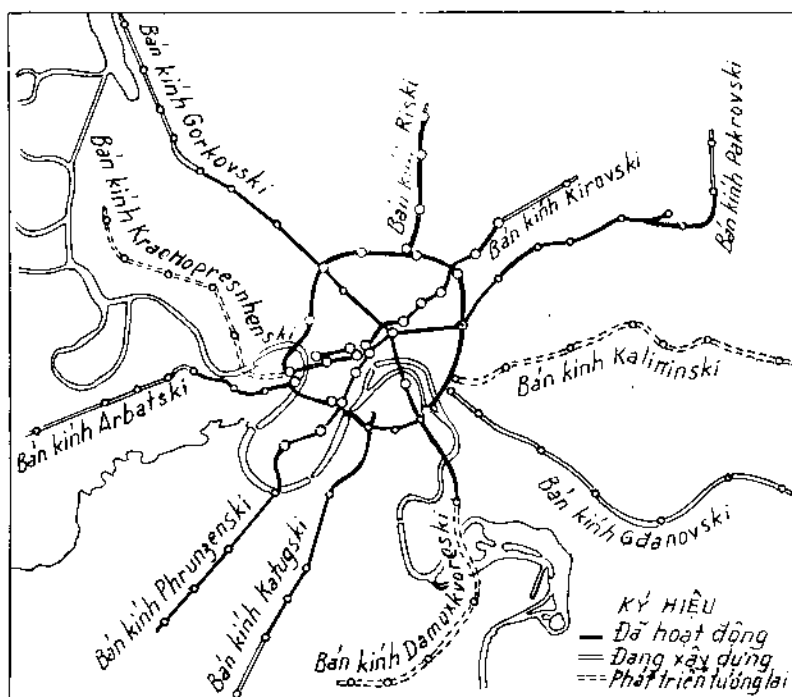
Ở Liên Xô cũ trong thời kỳ đầu khai thác của các tuyến mét-rô thường là 20 đôi tàu, mỗi tàu ba toa. Đây cũng là khả năng thông xe tối thiểu của các tuyến mét-rô ở Liên Xô cũ. Khả năng thông xe tối đa của các tuyến mét-rô ở Liên Xô cũ thường tương ứng với 15000 hành khách theo một hướng tuyến trong một giờ.

Tất cả trang thiết bị của tuyến được thiết kế phù hợp với khả năng thông xe tối đa trong một giờ còn thiết bị cấp điện và số lượng đoàn tàu thì tương ứng với khả năng thông xe của tuyến trong thời kỳ đầu đưa tuyến vào vận hành.

Đối với những thành phố phát sinh sự cần thiết phải xây dựng một hoặc hai tuyến mét-rô trong đợt đầu tiên thì sơ đồ mạng tuyến được lập sao cho chúng bao được nhiều nhất những hướng đông hành khách và lẽ đương nhiên là phải xét đến sự phát triển của thành phố trong tương lai.

Hướng tuyến mét-rô được chọn theo những vùng xây dựng dày đặc và những vùng nhộn nhịp của thành phố.

Đặc điểm phát triển của các thành phố nói chung, đặc biệt là các thành phố của các nước xã hội chủ nghĩa trước đây là tạo nên các khối cư dân trên các lãnh thổ gần công viên, rừng, hồ nước. Các khối cư dân này liên hệ với nhau với trung tâm, với các khu nghỉ ngơi của người lao động bằng các phương tiện giao thông trong đó có mét-rô. Trên hình 8.1 là sơ đồ các tuyến mét-rô của thành phố Matxcova tính đến năm 1970.



Hình 8.1. Sơ đồ các tuyến mét-rô của thành phố Matxcova (tính đến năm 1970).

Những kết quả nghiên cứu về sự phục vụ của giao thông thành phố, về mức độ chuyên chở hành khách của các tuyến xe điện, xe điện bánh hơi, ô tô buýt v.v. là những số liệu cơ bản để xác định các luồng hành khách, các khu vực và sức kéo chính. Phương pháp tính toán các luồng hành khách trong thành phố thường được đề cập ở giáo trình giao thông đô thị, ở đây xin không đề cập đến nội dung này.

Thông thường để thiết kế chi tiết các tuyến mét-rô của một thành phố phải dựa trên việc tính toán các luồng hành khách trong thành phố, mật bằng và mật độ dân cư hiện trạng và tương lai, đặc biệt là khi thiết kế những tuyến mét-rô đầu tiên. Sự

liên hệ giữa các tuyến mét-rô trong thành phố thường bằng cách qua các ga chung chuyển.

Các tuyến mét-rô thường được thiết kế ngầm nhưng đặt không sâu lắm. Những tuyến đặt sâu thường sử dụng khi gặp các điều kiện địa chất và địa chất thủy văn bất lợi hoặc qua những vùng có nhiều nhà cao tầng.

Việc chạy tàu trong hệ thống mét-rô được tổ chức độc lập trong từng tuyến không chuyển đoàn tàu sang các tuyến khác. Khi có nhu cầu chuyển tàu từ tuyến này sang tuyến khác thì phải tiến hành qua hầm nhánh phụ. Việc cắt nhau của các tuyến mét-rô hoặc giữa mét-rô với tuyến giao thông trên cùng một mức là không được phép.

Trên mỗi tuyến mét-rô bao giờ cũng phải tổ chức những chỗ quay tàu, dừng tàu và kiểm tra kỹ thuật cũng như xưởng sửa chữa và dépôt riêng. Trong trường hợp cá biệt dépôt có thể bố trí chung cho hai hoặc nhiều tuyến.

Các ga mét-rô được bố trí ở những nơi phát sinh dòng hành khách lớn : ở các quảng trường trung tâm thành phố, các ga đường sắt, đường thủy, các sân vận động, công viên, ở những nơi các tuyến mét-rô giao nhau hoặc gặp các tuyến đường sắt ngoại ô.

Đối với các tuyến mét-rô ở Liên Xô cũ khoảng cách giữa các ga ở trung tâm thành phố thường là $1,0 \div 1,5$ km còn ở vùng ngoại ô $1,5 \div 2$ km.

Ở các đợt xây dựng cuối (gần đây) của hệ thống mét-rô của thành phố Matxcơva khoảng cách giữa các ga thường lấy không nhỏ hơn 2 km. Những nơi có khoảng cách nhỏ hơn đều phải có luận cứ đầy đủ.

Vị trí cụ thể của các ga trên mặt bằng được xác định bởi việc có thể bố trí được phần nổi trên mặt đất của ga hay không. Điều này lại hoàn toàn phụ thuộc vào qui hoạch của thành phố.

8.3. MẶT BẰNG VÀ MẶT CẮT DỌC CỦA TUYẾN MÊTRÔ

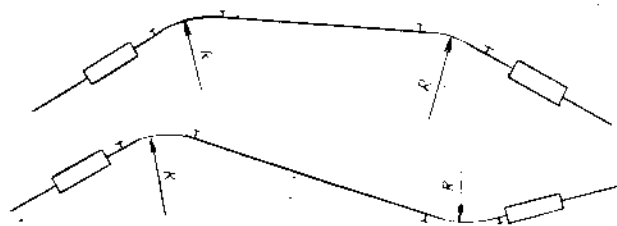
8.3.1. Mặt bằng của tuyến mét-rô

Mặt bằng của tuyến mét-rô được xác định chủ yếu bởi việc xây dựng thành phố bởi vì vị trí của các ga và hướng của các hầm nối ga là phụ thuộc vào qui hoạch thành phố. Khi tuyến mét-rô đặt nông thì nó thường được bố trí dọc theo các đường trục chính của giao thông đô thị.

Khi tuyến đặt sâu thì hướng tuyến không phụ thuộc vào việc xây dựng của thành phố mà phụ thuộc chủ yếu vào vị trí các ga.

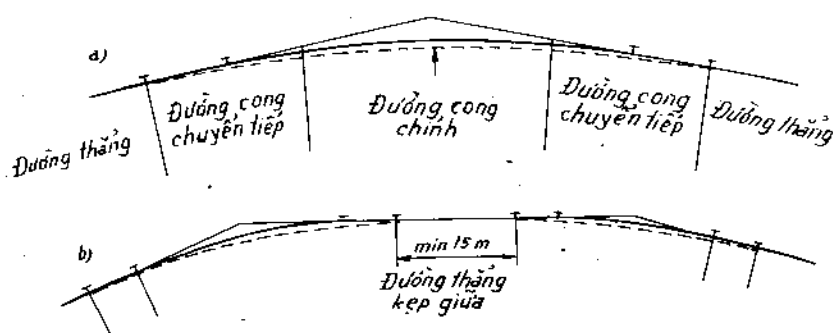
Một khi vị trí các ga đã được xác định thì hầm nối thường đi theo hướng ngắn nhất giữa các ga. Để chuyển tiếp những đoạn thẳng người ta đưa vào các đường cong (xem hình 8.2).

Trị số bán kính cong R bị hạn chế bởi những điều kiện khai thác tuyến mét-rô. Bán kính nhỏ nhất cho phép áp dụng trên những tuyến chính ở Liên Xô cũ là bằng 400 m (trong những điều kiện khó khăn là 300 m). Ở những nhánh phụ, đoạn đầu máy, đoạn chuyển tàu có thể sử dụng đường cong nhỏ hơn. Trên những tuyến chính của các nước khác ta thường gặp các trị số sau : ở Luân Đôn là 100 m, ở Madrid là 90 m, ở Beclin là 65 m, ở Pari là 40 m, ở Philadelphie là 32 m. Với những bán kính này hành khách thường rất khó chịu khi đoàn tàu chạy trên đường cong và chỗ quay đầu.



Hình 8.2. Bố trí hầm nối ga trên mặt bằng.

Với bán kính cong sử dụng trên các tuyến mét-rô ở Liên Xô cũ đảm bảo đoàn tàu chạy êm thuận trên đường cong. Để đảm bảo đoàn tàu chạy êm thuận hơn người ta còn sử dụng đoạn đường cong chuyển tiếp từ phần thẳng vào phần cong của tuyến (hình 8.3a).



Hình 8.3. Nối các tuyến chính trên mặt bằng

a- Nối đoạn thẳng và đoạn cong ; b- Nối hai đoạn cong có đoạn thẳng kẹp giữa.

Việc đưa vào đoạn đường cong chuyển tiếp là bắt buộc đối với bán kính cong 1200 m và nhỏ hơn. Chiều dài đoạn đường cong chuyển tiếp được tính toán có xét đến tốc độ chạy tàu trên đường cong nhận được trên cơ sở tính toán sức kéo (ở Liên Xô cũ thường theo СНІПІІ-Д-3-62. Khi nối hai đường cong trên các tuyến chính, chiều dài đoạn thẳng kẹp giữa bằng chiều dài của hai đường cong chuyển tiếp và một đoạn thẳng (hình 8.3b). Không có đường cong chuyển tiếp thì chiều dài đoạn thẳng kẹp giữa lấy không nhỏ hơn 50 m.

Các ga thuộc các hệ thống mét-rô của Liên Xô cũ thường bố trí trên đường thẳng, chỉ trong một số trường hợp cá biệt, các ga hờ hoặc ga đặt nông, có bố trí trên đường cong bán kính không nhỏ hơn 800 mét.

Các ga của hệ thống mét-rô các nước khác trên thế giới rất hay bố trí trên đường cong có bán kính nhỏ hơn 800 mét.

8.3.2. Mặt cắt dọc của tuyến mét-rô

Mặt cắt dọc của tuyến mét-rô được quyết định phụ thuộc vào điều kiện địa chất và địa chất thủy văn của tuyến, phương pháp thi công và các yêu cầu khai thác.

Các tuyến mét-rô thường đặt ở độ sâu cho phép tiến hành công tác đào hố (nếu thi công lộ thiên) với chiều dày tối thiểu của lớp đất đắp trên nóc hầm thỏa mãn các yêu cầu qui định trong qui trình, hoặc đủ điều kiện hình thành vòm áp lực (nếu thi công bằng phương pháp kín). Nền hầm cố gắng bố trí vào lớp đất tốt.

Khi chiều sâu lớn, tuyến mét-rô được bố trí trong đất gốc không thấm nước, chiều dày của lớp này ở trên đỉnh hầm không nên nhỏ hơn $4 \div 6$ mét để tránh phải dùng khí nén khi đào hầm.

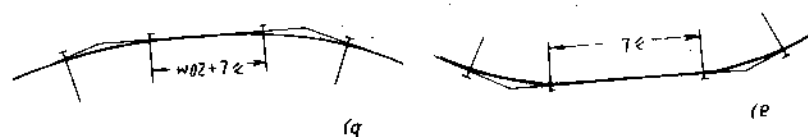
Các yêu cầu khai thác khi thiết kế tuyến mét-rô bao gồm việc bố trí các ga trên vị trí cao của tuyến và chọn độ dốc dọc phù hợp. Vị trí của ga ở chỗ cao là thuận lợi (hình 8.4), vì khi đi lên dốc để vào ga đoàn tàu sẽ dễ dàng giảm tốc độ và khi xuống dốc để ra khỏi ga tốc độ tăng dễ dàng.

Độ dốc dọc của các tuyến mét-rô thường bị hạn chế bởi những đặc điểm cấu tạo của đoàn tàu chuyển động và thoát nước. Độ dốc lớn nhất của những tuyến mét-rô chính ở Liên Xô cũ là 0,040 còn nhỏ nhất là 0,003.

Các ga ngầm trên mặt cắt dọc thường có độ dốc là 0,003 còn trên đoạn nằm ngang là 0,005.

Trong phạm vi ga không cho phép bố trí các chi tiết chuyển tiếp nào của trắc dọc và đoạn nằm trên đường thẳng trong ga nằm trên vị trí cao của tuyến (hình 8.4a) không nhỏ hơn chiều dài đường ke L còn ga nằm ở chỗ trũng của tuyến thì không nhỏ hơn $L + 20$ m (hình 8.4b).

Chiều dài của các đoạn tuyến trên trắc dọc trong khoảng giữa các ga được lấy không nhỏ hơn chiều dài tính toán của đoàn tàu. Đoạn kẹp giữa các đoạn khác nhau của tuyến được thực hiện bằng các đường cong đứng.



Hình 8.4. Bố trí ga trên mặt cắt dọc
a- Trên chỗ cao của tuyến ; b- Trên chỗ trũng của tuyến.

CHƯƠNG IX

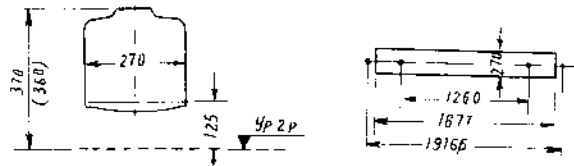
ĐOÀN TÀU VÀ CÁC THIẾT BỊ TRÊN ĐƯỜNG CỦA MÊTRÔ

9.1. ĐOÀN TÀU MÊTRÔ

Đoàn tàu chạy điện của mét-rô lập từ các toa đầu máy và toa kéo theo. Số lượng toa phụ thuộc vào nhu cầu vận chuyển hành khách của tuyến và được xác định bằng tính toán. Các toa được nối với nhau thành đoàn tàu gồm một hoặc hai toa đầu máy và một toa nối tiếp được điều khiển từ một cabin ở đầu toa có mạng điện liên hệ giữa các toa với nhau.

Kích thước các toa và kết cấu của chúng là khác nhau đối với các hệ thống mét-rô khác nhau. Trong một số trường hợp nó giống khuôn khổ của đường sắt, một số trường hợp khác nó có khuôn khổ riêng của mình.

Trên các hệ thống mét-rô của Liên Xô cũ người ta sử dụng các loại toa ký hiệu A, Б, Г, Д và Е có chiều dài, chiều rộng như nhau và sức chứa tối đa khoảng 270 người trong đó có 44 ghế ngồi (hình 9.1).



Hình 9.1. Khổ tĩnh không của toa Metro
(Liên xô cũ)

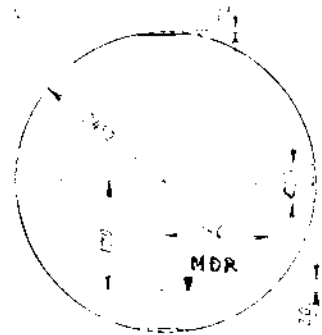
Các loại toa khác nhau ở trọng lượng, khoảng cách giữa các cửa và bề rộng cửa. Trọng lượng của các toa hoàn thiện nhất (loại Д và Е) vào khoảng 36,2 và 30,6 tấn ; bề rộng cửa là 1,12 và 1,36 mét ; khoảng cách giữa các trục cửa trong một toa là 4,61 và 4,74 mét. Khoảng cách giữa các cửa của hai toa kế nhau phụ thuộc vào cách nối (nối đầu với nhau hoặc đuôi với nhau) nên chúng có hai giá trị là : 5,54/5,13 và 5,88/4,01 mét.

9.2. KHỔ TÍNH KHÔNG CỦA HẦM MÊTRÔ

Hình dạng khuôn trong của hầm nổi và hầm ga của hệ thống mét-rô được thiết kế phù hợp với khổ tính không. Mỗi nước có qui định riêng của mình về khổ tính không. Ở đây giới thiệu khổ tính không được dùng cho các hệ thống mét-rô thuộc Liên Xô cũ để tham khảo khi trong nước chưa có qui định về khổ tính không cho mét-rô sẽ xây dựng ở nước ta.

Ở Liên Xô cũ có khổ tính không cho hầm nổi tuyến đơn tiết diện tròn, hầm nổi tuyến đơn và tuyến đôi tiết diện chữ nhật và khổ tính không cho ga. Với những khổ tính không này thì việc bố trí trong không gian giữa các khổ tính không các trang thiết bị vệ sinh, hệ thống thông tin tín hiệu, hệ chiếu sáng và cấp điện, hệ điều khiển tự động và hệ thống hầm tàu đã được tính toán. Ngoài ra còn phải có lối đi cho người phục vụ trong thời gian chạy tàu.

Đối với các hầm nổi ga dạng tròn thì khổ tính không là một vòng tròn (hình 9.2) bị cắt theo đầu của các đường kính thẳng đứng và nằm ngang. Phần phía dưới bên phải theo chiều chạy tàu có phần lối vào phía trong vòng tròn để làm đường phục vụ. Khổ tính không này cũng dùng cho cả đoạn đường cong có bán kính cong $R = 200$ m và lớn hơn bằng cách nâng cao ray phía ngoài lên một trị số cần thiết.

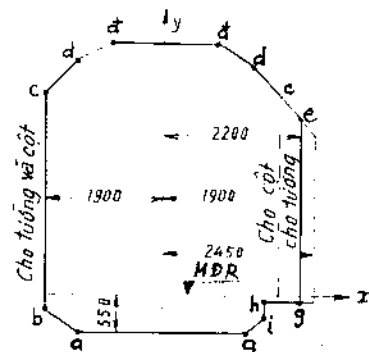


Hình 9.2. Khổ tính không của hầm nổi ga dạng tròn (Liên Xô cũ)

Đối với hầm nổi ga tuyến đơn hoặc đôi tiết diện chữ nhật thì khổ tính không là một đường gãy khúc. Tọa độ của các điểm gãy được ghi trong bảng kèm theo hình vẽ 9.3.

Bề rộng giữa các tuyến trong hầm tuyến đôi lấy bằng 3400 mm.

Để tránh người ở trong hầm tiết diện chữ nhật trong thời gian chạy tàu, ở bên tường cứ 25 m bố trí một ngách sâu 0,5 rộng 1,2 cao 2 mét. Ở hầm tuyến đơn thì bố trí ở bên phải theo chiều chuyển động của đoàn tàu, còn hầm tuyến đôi thì bố trí ở hai bên (hình 9.3).



Điểm	a	b	c	d	đ	e	g	h	i
x	1350	1900	1900	1411	883	2200	2200	1650	1660
y	-550	-190	3176	3748	3950	2825	-50	-50	-347

Hình 9.3. Khổ tính không của hầm nổi ga có vách thẳng đứng (Liên Xô cũ)

Trong khổ tĩnh không cho hãm tiết diện chữ nhật được đưa vào một đường phục vụ bố trí ở bên phải hãm theo hướng đoàn tàu chuyển động. Vì thế tường phải đẩy xa khỏi trục đường thêm một đoạn để đủ 2200 mm. Nếu tường thay bằng cột thì khoảng cách từ trục đường đến mép thẳng đứng của khổ tĩnh không bị hạn chế bởi việc bố trí các cột và lấy bằng 1900 mm. Ngoài những đường này trên bản vẽ khổ tĩnh không còn chỉ ra một đường thẳng đứng nữa cách tim đường 2450 mm giành cho đường trên cầu và đối với tường chắn cho đoạn đường chạy trên mặt đất. Trên hình 9.3 là các khổ tĩnh không cho những đoạn tuyến thẳng. Trên những đường cong bán kính $R < 500$ m thì phải tăng thêm bề rộng giữa các tuyến và bề rộng trục bánh xe.

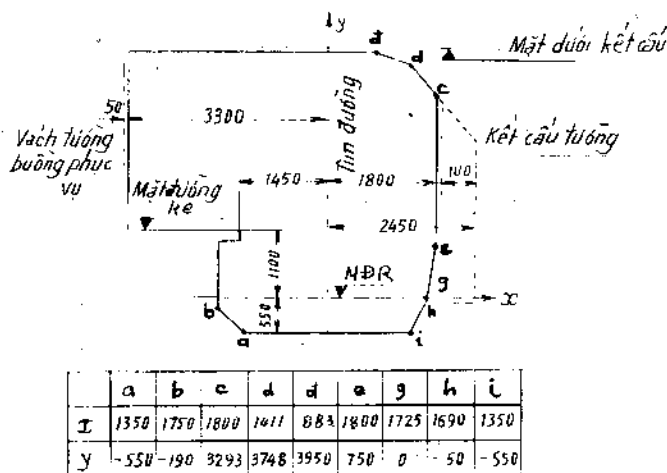
Khổ tĩnh không cho các ga ngầm của mét-rô có khác với khổ tĩnh không của hãm nối ga có tiết diện chữ nhật. Nó cũng là đường gãy khúc, tuy nhiên tọa độ của một số điểm của hai tĩnh không này là trùng nhau. Sở dĩ có một số khác biệt là do đoàn tàu chạy trong ga thường có tốc độ không lớn (xem hình 9.4).

Một bên của khổ tĩnh không của ga phải xét đến việc bố trí đường ke cho hành khách và nó phải được đưa vào khổ tĩnh không. Không gian nằm dưới con-xon của đường ke được xác định bởi tĩnh không của ray cấp điện. Tọa độ của những điểm chính của khổ tĩnh không ga ngầm theo qui phạm của Liên Xô cũ như trong bảng kèm theo trên hình 9.4.

Khổ tĩnh không của ga ngoài những yêu cầu nêu trên còn phải xét đến việc bố trí các buồng và đường cho người phục vụ ở ga. Thường thì bộ phận này bố trí ở cuối đường ke.

Khi bố trí ga mét-rô trên cầu hoặc trên mặt đất thì những đường thẳng đứng của khổ tĩnh không còn phải xét đến mức độ sai số đối với tim đường của các kết cấu cầu, tường chắn của phần đường đào v.v.

Tuy nhiên cũng phải lưu ý là khi thiết kế kết cấu của hãm nối và ga mét-rô ngoài việc phải tuân theo khổ tĩnh không người thiết kế còn phải tính đến những độ sai số trong xây dựng, độ lún của kết cấu sau khi xây dựng xong cùng với việc ốp lát mặt trong của vỏ hãm, đặc biệt là các ga. Do đó ở Liên Xô cũ thường dùng đường kính trong của hãm nối ga là 5,10 m, khoảng cách từ đáy trần của hãm hoặc ga tiết diện chữ nhật đến mặt ray không nhỏ hơn 4,0 m (khoảng dự trữ thường xấp xỉ 5 cm).



Hình 9.4. Khổ tĩnh không của đường ga mét-rô
(Liên Xô cũ)

9.3. CẤU TẠO PHẦN TRÊN CỦA ĐƯỜNG MÊTRÔ

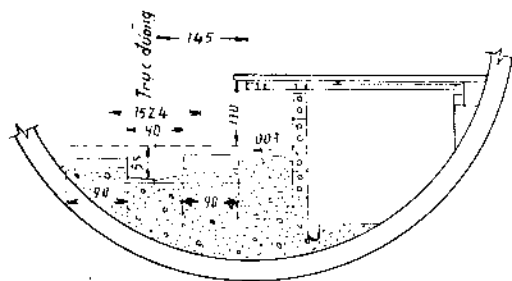
Trên các tuyến mét-rô kết cấu phần trên thường là nền bê tông chỉ một số đoạn mới dùng nền ba lát (đá dăm). Ưu điểm của nền đường bê tông là có thể bảo dưỡng được nền toàn hãm luôn sạch sẽ. Nhược điểm của nó là có độ cứng lớn nên làm xấu điều kiện chạy tàu. Ngoài ra nền đường bê tông thường rẻ hơn nền đường ba lát.

Đường trên nền ba lát rất mau bị bẩn do dầu mỡ, mặt kim loại do mòn ray và các thiết bị phanh hãm bánh xe. Việc làm sạch nền đường ba lát là một việc khó khăn. Chính vì những lý do trên nền ba lát chỉ sử dụng cho những đoạn hờ, trên cầu, đoạn gần cửa (100 m cách cửa hãm) là nơi mà việc sửa chữa dễ dàng.

Trên những đoạn đường chính người ta sử dụng ray có trọng lượng 50 kg/m (P50 của Liên Xô cũ) còn trên đường phục vụ, đường trong đépô dùng ray 43 kg/m (P43).

Tà vẹt cho hãm nối ga (tương ứng với khổ đường 1524 mm) có chiều dài 2700 mm ; ở trong ga người ta dùng tà vẹt ngắn 900 mm đặt riêng cho từng ray. Việc bố trí tà vẹt tiến hành cho từng khâu ray. Số lượng chung cho 1 km đường thẳng là 1680 cái, đường cong là 1840 cái. Trong trường hợp ở giữa hai tà vẹt có bố trí một trang thiết bị nào đó thì khoảng cách thông thủy giữa hai tà vẹt có thể tăng đến 70 cm. Việc liên kết ray với tà vẹt ở những tuyến chính thì dùng các liên kết chuyên dụng giống như trong đường sắt. Ở trong đépô và đường nhánh có thể dùng loại rẻ tiền hơn. Trên tuyến đường chính khi bán kính cong $R \leq 300$ m phải bố trí siêu cao giữa ray trong và ray ngoài. Cách tính toán, bố trí và kết cấu cũng giống như trong đường sắt.

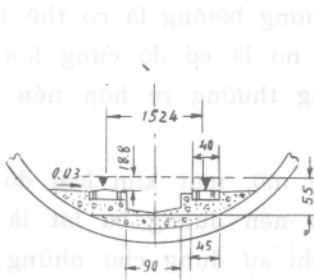
Bê tông lót dưới nền đường thường dùng mác 100. Từ mặt bê tông lót trở lên dùng bê tông mác 150 (xem hình 9-5). Dọc theo trục đường có bố trí rãnh nước, độ dốc của rãnh nước lấy theo độ dốc của đường còn trên đoạn nằm ngang thì tạo dốc bằng độ dốc tối thiểu là 0,003 với chiều sâu rãnh thay đổi.



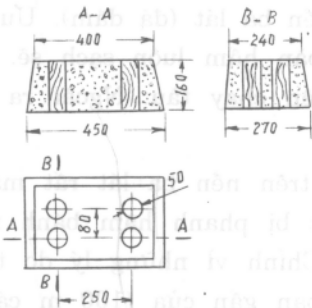
Hình 9.5. Cấu tạo phần trên đường trong ga

Lớp ba lát đổ trên mặt lớp bê tông sao cho mặt trên ba lát thấp hơn mặt trên tà vẹt 3 cm và chiều dày lớp ba lát dưới đầu tà vẹt không nhỏ hơn 10 cm. Trên các tuyến mét-rô chạy trên mặt đất thì lớp ba lát đổ trên nền đất chặt. Chiều dày của lớp ba lát tính từ đáy tà vẹt đến mặt lớp bê tông lót thường là 30 cm ở

dưới ray trên đường thẳng hoặc dưới ray ngoài trên đường cong. Dưới ray trong cũng như ở trên cầu chiều dày lớp ba lát có thể lấy 24 cm. Trong những năm gần đây ở các nước thuộc Liên Xô cũ đã dùng loại kết cấu phân trên không tà vẹt như trên (hình 9.6). Ray được đặt trên một cục bê tông cốt thép hình chóp cụt chôn vào trong bê tông nền đường (hình 9.7).



Hình 9.6. Đường không tà vẹt cho hầm nối ga.



Hình 9.7. Đệm bê tông cốt thép của đường không tà vẹt.

Lẽ đương nhiên những kết cấu phân trên như trình bày trên đây chưa phải là những giải pháp cuối cùng mà chúng cần phải được tiếp tục hoàn thiện đặc biệt là vấn đề liên kết và giảm chấn, tạo điều kiện thuận lợi cho khai thác và nâng cao tốc độ chạy tàu.

9.4. CÁC CÔNG TRÌNH NỐI GA CỦA HỆ THỐNG MÊTRÔ

Các hầm nối ga của hệ thống mét-rô dùng để chạy tàu và trên suốt chiều dài tuyến mét-rô ngầm thì chúng là bộ phận cơ bản nhất. Các công trình nối ga thường phân loại theo số lượng đường, theo hình dạng kết cấu và theo vật liệu làm vỏ hầm.

Theo số lượng đường các hầm nối ga được phân ra làm hầm tuyến đơn, tuyến đôi và nhiều tuyến. Hầm tuyến đơn chỉ để cho tàu chạy theo một hướng; hầm tuyến đôi xây dựng để tàu chạy theo cả hai hướng còn hầm nhiều tuyến thì có từ ba đến sáu đường.

Số lượng đường trong những hầm nối ga phụ thuộc vào mật độ hành khách của tuyến, vào độ sâu đặt hầm vào loại đường ke của ga và phương pháp xây dựng hầm.

Khi hầm thì công bằng phương pháp đào kín thì đa số hầm nối ga là tuyến đơn.

Phổ biến trên thế giới hiện nay các hầm tuyến đôi áp dụng chủ yếu cho hầm đặt nông, thi công bằng phương pháp lộ thiên. Tuy nhiên cũng có một số hầm tuyến đôi xây dựng bằng phương pháp kín ở các độ sâu khác nhau.

Hầm nối nhiều tuyến chỉ gặp ở các tuyến mét-rô của những thành phố lớn với những tuyến rất phát triển và mật độ hành khách quá cao.

Chiều dài hầm nối ga nhiều tuyến lớn nhất hiện nay là Niu-oc có từ ba đến sáu tuyến. Những đường bốn tuyến được sử dụng ở từng đoạn và giành cho tàu tốc hành là chính.

Ở Liên Xô cũ thì đường bốn tuyến hầu như chưa có mà mới chỉ xem xét phát triển trong tương lai của hệ thống mét-rô Matxcơva mà thôi.

Những đường có từ ba đến sáu tuyến đã có hầu hết là hầm đặt nông và thi công bằng phương pháp lộ thiên.

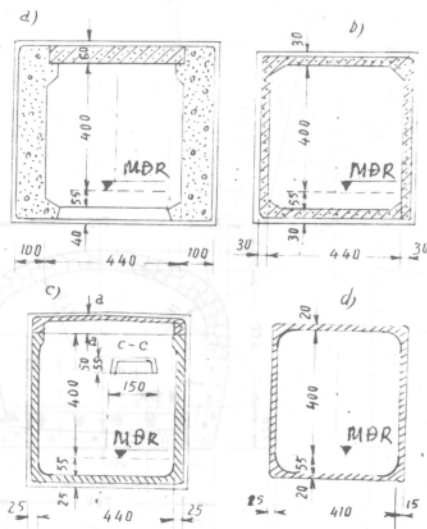
Hầm đặt nông trong điều kiện địa chất công trình thuận lợi là điều kiện cơ bản nhất để xem xét thiết kế các hầm nhiều tuyến. Trường hợp không có điều kiện trên thì hầm nhiều tuyến được cắt ra làm nhiều hầm tuyến đơn hoặc tuyến đôi.

Về mặt kết cấu thì hầm nối ga được chia làm hầm một nhịp, hầm hai nhịp và hầm nhiều nhịp ; hầm một vòm và hầm hai vòm. Ba nhóm đầu là phân loại đối với những hầm có trần phẳng, còn hai nhóm sau là cho hầm có vỏ dạng vòm.

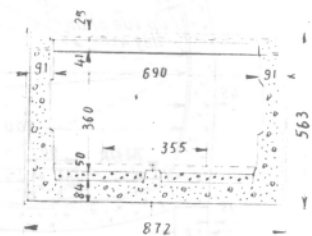
Về mặt vật liệu, trước đây vỏ hầm có thể được xây bằng gạch, đá. Hiện nay thì vật liệu chủ yếu là bê tông và bê tông cốt thép hoặc hỗn hợp giữa hai loại vật liệu này.

Những vấn đề cơ bản về kết cấu và vật liệu của vỏ hầm đã được nêu trong chương V.

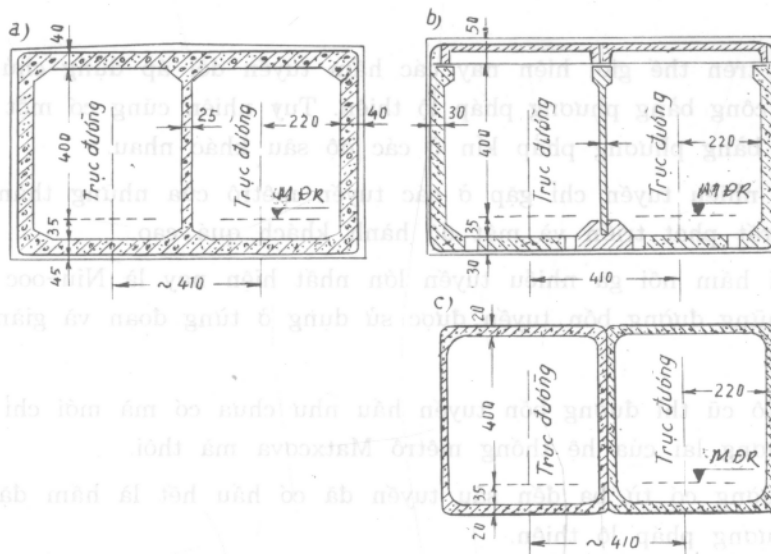
Các kết cấu vỏ của hầm nối ga như trên các hình 9-8 đến 9-14.



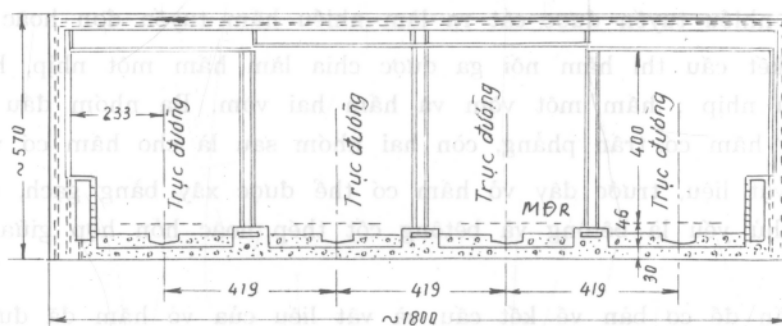
Hình 9.8. Các loại vỏ một nhịp của hầm nối ga tuyến đơn mét-rô Matxcơva.



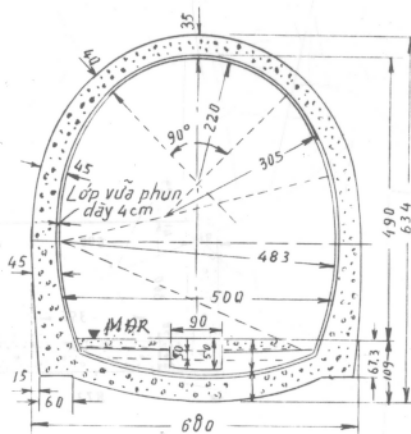
Hình 9.9. Vỏ một nhịp của hầm tuyến đôi mét-rô Beclin.



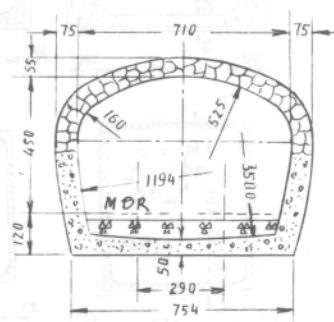
Hình 9.10. Vỏ hai nhịp của hầm nối ga tuyến đôi mét-rô Matxcơva.



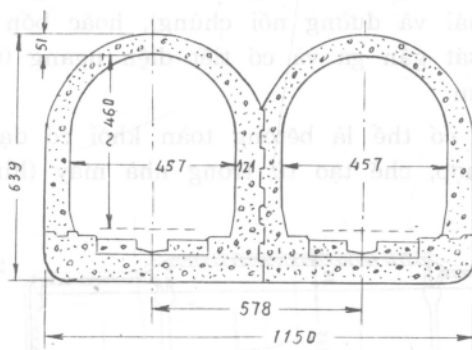
Hình 9.11. Vỏ bốn nhịp của hầm bốn tuyến mét-rô Niuyoox.



Hình 9.12. Vỏ một vòm của hầm nối ga tuyến đơn.



Hình 9.13. Vỏ một vòm hầm nối tuyến đôi mét-rô Pari.



Hình 9.14. Vỏ hai vòm của hầm nối tuyến đôi métro Chicago.

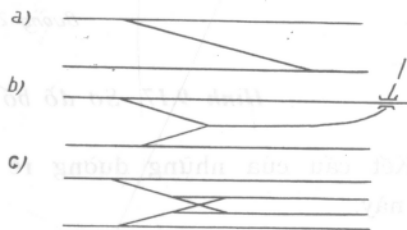
9.5. CÁC ĐƯỜNG RẼ, HANG CỤT, HẦM PHÂN NHÁNH VÀ CỦA THÔNG VỚI MẶT ĐẤT CỦA HẦM NỐI GA

a- Các đường rẽ. Trên mỗi tuyến métro người ta phải tạo các đường rẽ để quay tàu hoặc chuyển tàu sang tuyến khác.

Có ba sơ đồ bố trí đường rẽ : đường rẽ giữa các tuyến chính (hình 9.15a) ; đường rẽ vào hầm nhánh tuyến đơn (hình 9.15b) và đường rẽ vào hang cụt tuyến đôi (hình 9.15c).

Đường rẽ giữa các tuyến chính dùng để quay tàu đang hoạt động ở những đoạn tuyến có mật độ hành khách lớn vào những giờ cao điểm.

Đường rẽ vào hầm nhánh tuyến đơn là để nối các tuyến métro riêng rẽ với nhau nhờ một nhánh phụ hoặc các hầm nối tuyến với đépô.



Hình 9.15. Các loại ghi trên tuyến métro.

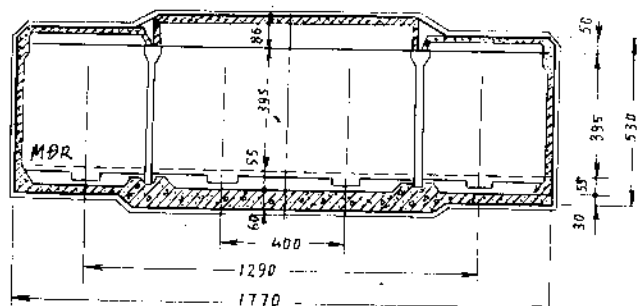
Các đường rẽ cắt nhau với các hang cụt được đặt ở cuối mỗi tuyến, hoặc trên những tuyến có chiều dài lớn qua từng đoạn 8 ÷ 10 km.

Đường rẽ bao gồm các đoạn đường thẳng, cong nối với nhau và các ghi để chuyển tuyến đang từ hướng này sang hướng khác.

Các đường cong trên đường rẽ bao giờ cũng sử dụng bán kính cong tối thiểu ($R = 175$ m theo qui phạm của Liên Xô cũ) và có đường cong chuyển tiếp và bố trí siêu cao cho ray ngoài.

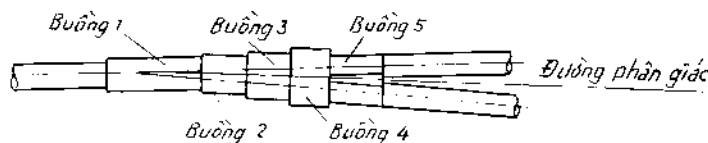
Ở những chỗ tuyến đi riêng thì đường rẽ bố trí trong hãm tiết diện chữ nhật có chứa ba đường (trái, phải và đường nối chúng), hoặc bốn đường (khi đường nối chéo). Hãm này được đặt sát gần ga và có tiết diện ngang (theo chu vi ngoài) là : rộng $\sim 18,0$ m, cao 5,30 m.

Vỏ hãm cho đoạn này có thể là bê tông toàn khối có dạng khung cứng có trụ đỡ ở bên trong hoặc liên hợp, chế tạo từ trong nhà máy (hình 9.16).



Hình 9.16. Kết cấu vỏ các buồng đặt ghi cho các tuyến nông.

Để tổ chức đường rẽ trên các tuyến đặt sâu người ta thường tổ chức dưới dạng nhiều buồng nối tiếp có bề rộng thay đổi phụ thuộc vào việc mở rộng dần giữa các tuyến (hình 9.17).



Hình 9.17. Sơ đồ bố trí các buồng ghi cho các tuyến sâu.

Kết cấu của những đường rẽ này không đề cập chi tiết trong phạm vi cuốn sách này.

b- Hang cut. Các hang cut thường sử dụng để dừng tàu, kiểm tra kỹ thuật, sửa chữa nhỏ ở cuối mỗi tuyến mét-rô ngoài phạm vi của đường rẽ. Chiều dài của hang cut phụ thuộc vào thành phần của đoàn tàu hoạt động trên tuyến. Đối với đoàn tàu 8 toa như ở các nước thuộc Liên Xô cũ thì chiều dài hang cut là 200 m.

Các đường cắt của các tuyến đặt nông thường bố trí trong hãm nối ga tuyến đôi. Nếu như song song với nó lại bố trí hang cut của tuyến chính nữa thì chúng bố trí trong hãm bốn tuyến, ba nhịp tiết diện chữ nhật (trong các nhịp bên là tuyến chính, nhịp giữa là hai đường cắt).

Các đường cắt của tuyến đặt sâu được bố trí trong hai hãm tuyến đơn hoặc trong một hãm tuyến đôi có tiết diện tròn (ở Liên Xô cũ những hãm này có đường kính $D = 6,0$ m hoặc $D = 9,5$ m).

Trong nền bê tông của hang cụt có bố trí một rãnh bằng chiều dài đoàn tàu để kiểm tra kỹ thuật hoặc sửa chữa nhỏ. Ngoài ra trong hang cụt còn phải bố trí các hang thông gió và các hang phụ khác.

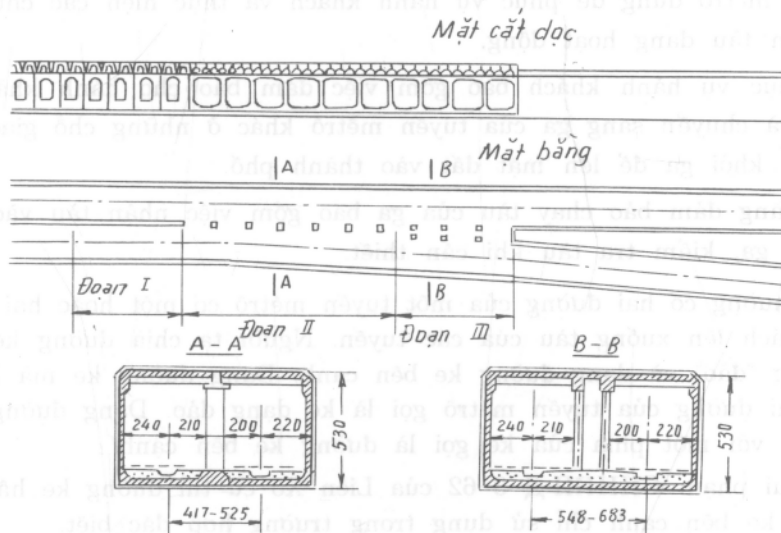
Ở đoạn cuối của mỗi tuyến thường bố trí các hang cụt của tuyến chính song song với hầm cụt như đã nêu trên.

c- Hầm phân nhánh.

Đoạn tuyến mét-rô mà tại đó một hầm tuyến đôi được tách ra làm hai hầm tuyến đơn được gọi là hầm phân nhánh.

Việc phân nhánh này thường phát sinh khi chuyển từ hầm nối ga tuyến đôi vào ga có đường ke tổ chức ở dạng "đảo", và khi tạo trên các tuyến hầm đặt nông các hang cụt.

Giải pháp kết cấu đơn giản nhất cho hầm phân nhánh như trên hình 9.18.



Hình 9.18. Kết cấu của hầm rẽ nhánh.

d- Cửa thông với mặt đất của các hầm nối ga

Cửa hầm mét-rô thông với mặt đất được thiết lập để liên hệ với đê-pô, với các đường sắt hoặc các đoạn chạy hở của tuyến.

Kết cấu và cách tổ chức cũng như các bộ phận của cửa hầm như đã trình bày trong chương V.

CHƯƠNG X

CÁC GA MÊTRÔ NGẦM

10.1. CÁC KHÁI NIỆM CHUNG

Các ga mét-rô dùng để phục vụ hành khách và thực hiện các chức năng liên hệ với các đoàn tàu đang hoạt động.

Việc phục vụ hành khách bao gồm việc đảm bảo cho hành khách vào ga, lên xuống tàu và chuyển sang ga của tuyến mét-rô khác ở những chỗ giao nhau của các tuyến và ra khỏi ga để lên mặt đất vào thành phố.

Chức năng đảm bảo chạy tàu của ga bao gồm việc nhận tàu vào ga, xuất phát tàu ra khỏi ga, kiểm tra tàu khi cần thiết.

Ở ga thường có hai đường của một tuyến mét-rô có một hoặc hai đường ke phục vụ hành khách lên xuống tàu của các tuyến. Người ta chia đường ke làm hai dạng chính : dạng "đảo" và dạng đường ke bên cạnh. Dạng đường ke mà hai bên của nó có bố trí hai đường của tuyến mét-rô gọi là ke dạng đảo. Dạng đường ke mà đường chỉ tiếp xúc với một phía của ke gọi là đường ke bên cạnh.

Theo qui phạm СНИП-Д-3-62 của Liên Xô cũ thì đường ke hầu như có dạng đảo. Đường ke bên cạnh chỉ sử dụng trong trường hợp đặc biệt.

Khi mật độ hành khách rất cao vào giờ cao điểm ga được bố sung một hoặc hai đường và một đường ke dạng đảo. Ở những chỗ giao nhau giữa các tuyến đôi khi người ta dùng ga có 4 đường hai đường ke dạng đảo hoặc hai đường ke bên cạnh và một đường ke dạng đảo. Ở những ga loại này thực hiện việc chuyển hành khách từ tuyến này sang tuyến khác. Trong đa số trường hợp ở chỗ giao nhau của các tuyến người ta dùng hầm để hành khách đổi tàu, những hầm này liên hệ giữa các ga của các tuyến khác nhau.

Để ra vào ga thường dùng cầu thang thường, cầu thang máy (dạng băng tải) và thang máy.

Ở các ga mét-rô bao giờ cũng bố trí các thiết bị để thông gió, chiếu sáng, thoát nước và các buồng làm việc cho các nhân viên phục vụ. Ở cuối của đường ke có bố trí cầu thang để ra vào các hầm nối ga.

Các giải pháp kết cấu của các ga đang vận hành trên thế giới rất đa dạng. Tính đa dạng của nó phụ thuộc vào dạng kết cấu, vật liệu sử dụng để làm vỏ ga.

Thường gặp hơn cả là các ga hai và ba nhịp, hai và ba vòm. Các ga một nhịp, nhiều nhịp, nhiều vòm ít gặp hơn. Vật liệu sử dụng để làm kết cấu ga vẫn là đá, bê tông hoặc bê tông cốt thép toàn khối hoặc lắp ghép và gang.

Các ga có trần phẳng (hai hoặc ba nhịp) phần lớn là lắp ghép từ những cấu kiện chế tạo sẵn trong nhà máy.

Phương pháp xây dựng các ga ở mức độ nào đấy phụ thuộc vào dạng kết cấu của ga. Các ga có trần phẳng thì không xây dựng bằng phương pháp kín, nhưng phương pháp thi công lộ thiên thì lại cho cả ga có trần phẳng hoặc ga dạng vòm.

Trên các tuyến mét-rô thuộc Liên Xô cũ các ga đặt nông đa số là ga ba nhịp có vỏ là bê tông toàn khối hoặc lắp ghép. Các ga đặt sâu thường có dạng ba vòm và có hai dạng kết cấu chính là dạng trụ hoặc dạng cột. Việc qui hoạch các ga mét-rô được xác định chủ yếu phụ thuộc vào các nhân tố sau : số lượng đường và việc bố trí chúng ; số lượng và dạng của đường ke ; các giải pháp kết cấu và nối tiếp ga với cầu thang, hầm cho cầu thang máy, vị trí của các buồng phục vụ trong phạm vi ga.

10.2. PHÂN LOẠI GA

10.2.1. Số lượng đường tàu và đường ke trong ga mét-rô

1. **Ga một đường ke.** Đây là loại ga có một đường ke dạng đảo phục vụ cho hai đường của một tuyến mét-rô (hình 10.1a).

Ga có một đường ke dạng đảo là loại ga rất phổ biến trên các tuyến mét-rô thuộc Liên Xô cũ, hầu như tất cả các ga ở Berlin, nhiều ga ở Pari, phần lớn ga ở Luân Đôn, Niu-yooc và các mét-rô khác trên thế giới cũng thuộc loại này.

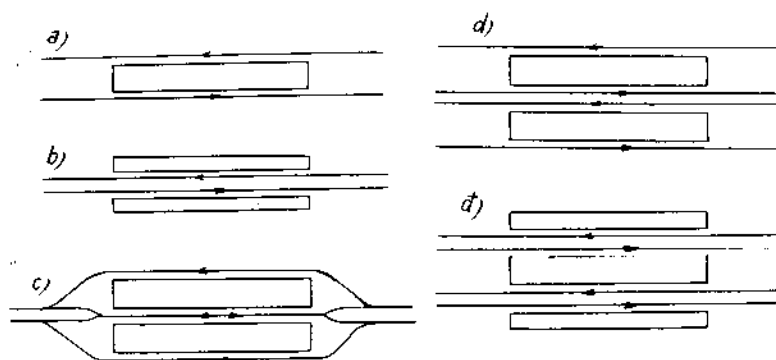
Ga có một đường ke dạng đảo liên hệ thuận lợi với mặt đất và hình dạng kiến trúc của ga cũng đẹp.

2. **Ga hai đường ke.** Ga có hai đường ke có thể là ga hai đường ke bên cạnh, hai đường ke dạng đảo, một đường ke dạng đảo và một đường ke bên cạnh.

Ga có hai đường ke bên cạnh thường phục vụ cho hai đường của một tuyến mét-rô và là ga khá phổ biến của mét-rô các nước không thuộc Liên Xô cũ (hình 10-1b). Hai đường ke bên có ở đa số các ga của mét-rô : Pari, Luân Đôn và Niu-yooc cũng như nhiều ga mét-rô của các thành phố khác.

Ưu điểm của các đường ke bên cạnh là tổ chức dòng hành khách trong phạm vi ga rõ ràng; khai thác ga đơn giản ; không đòi hỏi hầm phân nhánh để chuyển từ một hầm đôi sang hai hầm đơn; có điều kiện tạo nhiều lối ra vào thông với đường phố, đặc biệt khi hầm đặt nông.

Nhược điểm của các ga đặt nông có đường ke bên cạnh là phải xây dựng phụ nhiều đường liên hệ giữa hai đường ke, đôi khi gây bất tiện cho hành khách phải chuyển đường và chuyển tuyến.



Hình 10.1. Sơ đồ các loại ga mét-rô

a- Ga có một đường ke dạng đảo ; b- Ga có hai đường ke bên ; c- Ga có hai đường ke dạng đảo (ba đường) ; d- Ga có hai đường ke dạng đảo (4 đường) ; đ- Ga có hai đường ke bên và một ke dạng đảo (4 đường).

Các ga có hai đường ke dạng đảo có thể phục vụ cho ba hoặc bốn đường. Đường phụ và đường ke dạng đảo thứ hai (hình 10.1c) thường đưa vào các ga có mật độ hành khách quá lớn vào giờ cao điểm để tạo điều kiện rút ngắn thời gian lên xuống tàu. Các ga này cũng thường bố trí ở gần các sân vận động, công viên, nơi nghỉ ngơi giải trí và các nhà ga xe lửa hoặc ở những nơi phân nhánh từ một tuyến thành hai tuyến mét-rô.

Ga có hai đường ke dạng đảo, phục vụ 4 đường (hình 10.1d) thường bố trí ở những nơi giao nhau của các tuyến hoặc chuyển từ tuyến mét-rô sang tuyến đường sắt.

Trên các tuyến mét-rô ở Niu-yooc các ga loại này được bố trí ở những đoạn có tàu tốc hành.

Tương đối nhiều ga trên các tuyến mét-rô trên thế giới có hai làn (tầng) chuyển động có bố trí hai đường ke dạng đảo. Các đường ke của làn dưới và làn trên có liên hệ với nhau bằng cầu thang để hành khách chuyển tàu từ hướng này sang hướng kia.

Các ga có một đường ke dạng đảo và một đường ke bên cạnh không phải là loại ga phổ biến trên các tuyến mét-rô ở các nước không thuộc Liên Xô cũ. Còn ở Liên Xô cũ thì hầu như không có một ga nào thuộc dạng này. Loại ga có một đường ke dạng đảo và một đường ke bên cạnh thuộc mét-rô Pari và Niu-yooc được bố trí ở những chỗ phân nhánh các đường chính hoặc tuyến chính ra làm đôi và phục vụ cho ba đường tàu chạy.

3. Ga ba đường ke

Ga ba đường ke có ba dạng : một đường ke dạng đảo và hai đường ke bên cạnh ; một đường ke bên cạnh và hai đường ke dạng đảo và ba đường ke đều dạng đảo.

Ga có một đường ke dạng đảo và hai đường ke bên cạnh có hoặc là hai đường tàu chạy của một tuyến mét-rô hoặc bốn đường tàu chạy của hai tuyến mét-rô, trong đó có thể có một tuyến là nối với đường sắt.

Ga loại này xuất hiện đầu tiên trên các tuyến mét-rô của thành phố Barxelona và Bostton. Việc bố trí ga loại này cho phép hạn chế việc lên xuống tàu riêng rẽ của hành khách.

Các ga có một đường ke dạng đảo và hai đường ke bên cạnh phục vụ cho bốn đường tàu chạy và là hợp lý ở các ga chuyển tàu bố trí hợp nhất (không thành hai ga riêng) như trên hình 10-1d. Trên một ga ở Barxelona có một đường ke dạng đảo ở giữa dài 250 m là phục vụ đường sắt còn hai đường ke bên cạnh dài 100 mét là đường mét-rô.

Các ga loại này ở Niu-yooc thì đường ke dạng đảo là giành cho tuyến tốc hành còn các đường ke bên cạnh là giành cho tuyến địa phương.

Các ga có một đường ke bên cạnh và hai đường ke dạng đảo phục vụ 5 đường tàu chạy. Với số lượng đường này thường thấy ở các ga bố trí cho hai tuyến mét-rô hoặc một tuyến là mét-rô còn một tuyến là đường sắt.

Các ga có ba đường ke dạng đảo thường thấy ở những nơi có 4 hoặc 6 đường tàu chạy đi qua một ga. Đến nay mới có một ga duy nhất thuộc loại này là ở Niu-yooc.

4. Ga có nhiều đường ke

Ga nhiều đường ke là để chỉ các ga có số lượng đường ke lớn hơn hoặc bằng bốn. Trên các tuyến mét-rô hiện nay mới chỉ có một ga ở Niu-yooc là thuộc loại này trong đó có hai đường ke bên cạnh và 4 đường ke dạng đảo.

10.2.2. Các hình dạng kết cấu của ga mét-rô

1. Các ga một nhịp

Hình dạng của kết cấu ga mét-rô phụ thuộc vào điều kiện địa chất ; vào phương pháp thi công ; vào vật liệu làm vỏ và đôi khi phụ thuộc vào điều kiện khai thác.

Các ga một nhịp (hình 10.2a) được dùng chủ yếu cho các mét-rô đặt nông có một đường ke dạng đảo hoặc hai đường ke bên cạnh. Ga một nhịp có hai đường ke bên cạnh thường thấy ở một số ga của hệ thống mét-rô Pari và một vài thành phố khác trên thế giới.

2. Các ga hai nhịp

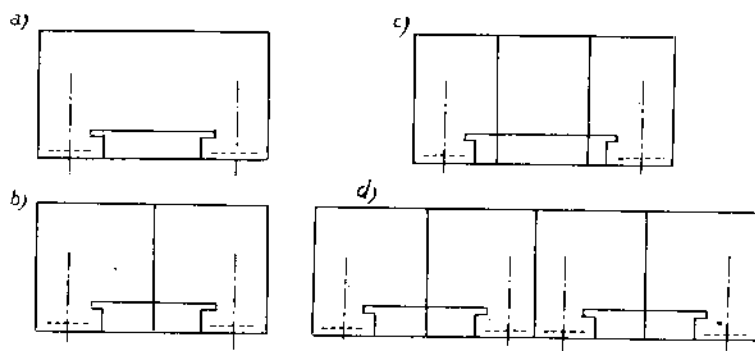
Hình dạng kết cấu ga hai nhịp (hình 10.2b) là loại ga phổ biến ở hệ thống mét-rô Berlin. Ga mẫu của chúng là có một đường ke dạng đảo. Tuy nhiên cũng có một vài ga có hai đường ke bên cạnh.

Các ga thuộc loại này ở Matxcơva đều có một đường ke dạng đảo.

3. Ga ba nhịp

Dạng kết cấu ba nhịp của ga là loại được xem là loại tổng hợp nhất, bởi vì nó có thể dùng cho ga có một, hai hoặc ba đường ke. Ví dụ như ga ba nhịp có một đường ke dạng đảo như trên hình 10.2c là rất thuận lợi cho khai thác và tạo một khả năng tốt để hình thành những kiến trúc đẹp, hài hoà. Hình dạng kết cấu này cũng dùng cho các ga có hai đường ke dạng đảo với một hàng cột ở giữa mỗi đường ke.

Đa số các ga đặt nông của hệ thống Matxcơva là ga ba nhịp.



Hình 10.2. Dạng kết cấu của ga mét-rô
a- Một nhịp ; b- Hai nhịp ; c- Ba nhịp ; d- Nhiều nhịp.

4. Ga nhiều nhịp

Ga nhiều nhịp là các ga có số nhịp lớn hơn ba. Ga nhiều nhịp lớn nhất hiện nay là một ga có chín nhịp ở Niu-yooc. Các hàng cột dọc thường bố trí một hàng nằm giữa hai đường tàu chạy hoặc hai hàng trên một đường ke dạng đảo, đôi khi có một hàng trên đường ke bên cạnh (hình 10.2d), (hình 10.2e).

5. Ga một vòm

Ga một vòm là loại ga rất phổ biến trong các hệ thống mét-rô trên thế giới. Hình dạng kết cấu của nó (hình 10.3a) có thể dùng với độ sâu bất kỳ.

Trong hệ thống mét-rô đang khai thác ở Matxcơva có hai ga một vòm.

Hình dạng kết cấu của ga một vòm dùng chủ yếu cho các ga có một đường ke dạng đảo hoặc hai đường ke bên cạnh.

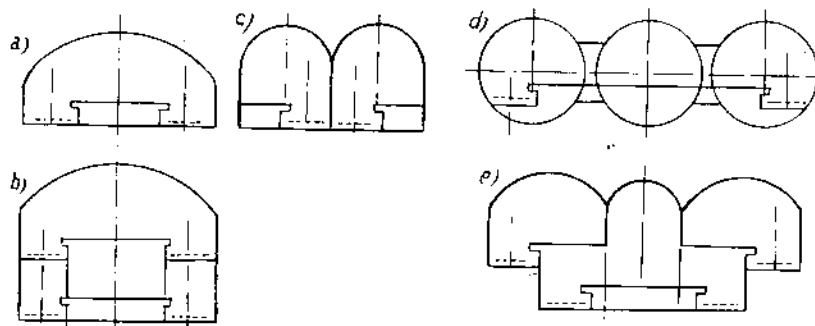
Các ga một vòm thuộc các hệ thống mét-rô ở các thành phố khác trên thế giới thường có hai đường ke dạng đảo và ba đường ke (một dạng đảo và hai đường ke bên cạnh) bố trí cùng mức. Nhịp thông thủy của các ga loại này đạt 22 và 27 mét.

Có thể dùng ga một vòm để tạo các ga chung cho hai tuyến với hai đường ke ở hai mức khác nhau như trên hình 30.3b.

6. Ga hai vòm

Hình dạng kết cấu hai vòm (hình 10.3c) được sử dụng cho ga có một đường ke dạng đảo hoặc hai đường ke bên cạnh trên cả tuyến đặt nông và tuyến đặt sâu.

Ga hai vòm đã ứng dụng trên các tuyến métro Matxcova, Pari, London, Stokhon, Niu-yooc v.v. Các ga có bốn đường ke bên cạnh bố trí làm hai lần cũng thuộc loại ga hai vòm.



Hình 10.3. Dạng kết cấu của ga métro

a- Một vòm ; b- Một vòm hai tầng ; c- Hai vòm ; d- Ba vòm (2 đường) ;
e- Ba vòm (4 đường).

7. Ga ba vòm

Hình dạng kết cấu ba vòm được sử dụng cho ga đặt ở độ sâu bất kỳ xây dựng bằng phương pháp kín hoặc lộ thiên kể cả các phương pháp đặc biệt. Ga ba vòm được sử dụng rộng rãi ở các hệ thống métro thuộc Liên Xô cũ. Riêng ở Liên Xô cũ đã có trên 50 ga ba vòm có đường ke dạng đảo (hình 10.3d). Trong điều kiện địa chất thuận lợi trong ga ba vòm có thể bố trí nhiều đường ke (hình 10.3e).

8. Ga nhiều vòm

Một số ga của hệ thống métro Sicago là thuộc loại ga nhiều vòm (ga bốn vòm). Một số ga chuyển tuyến của hệ thống métro Luân Đôn lập từ bốn hầm ga tiết diện tròn song song với nhau trên cùng một mức. Mỗi hầm này để bố trí một đường chạy tàu và hai đường ke bên cạnh.

Trong tất cả các dạng kết cấu ga đã nêu trên thì dạng kết cấu ba nhịp cho ga đặt nông, một hoặc ba vòm cho ga đặt sâu được xem là hợp lý hơn cả. Trong một số trường hợp cá biệt có thể gặp ga một nhịp, hai nhịp và bốn nhịp khi métro đặt nông.

10.2.3. Vật liệu làm vỏ ga

Vật liệu để làm vỏ ga là đặc điểm thứ ba của mỗi ga. Vật liệu để làm vỏ ga có thể là gạch, đá, bê tông toàn khối, bê tông cốt thép toàn khối, gang, dầm thép. Ngày nay các ga phần lớn được xây bằng các khối bê tông cốt thép tiết diện ngang có hoặc không có sườn.

Các vi chu bin thép thực tế có sử dụng để xây dựng ga mét-rô nhưng phần lớn làm vì chống tạm, sau đó thường lấp kín bằng bê-tông và được đưa vào làm một phần của vỏ hầm vĩnh cửu.

Vỏ ga được xây dựng cả từ những vật liệu đồng chất hoặc từ tổ hợp các vật liệu khác nhau.

Những vỏ ga xây dựng bằng các vật liệu đồng chất như các vỏ xây bằng gạch ; đá ; từ bê-tông hoặc bê-tông cốt thép toàn khối ; từ các vi chu bin gang hoặc từ các khối bê-tông cốt thép.

Các vỏ ga xây từ tổ hợp các vật liệu khác nhau như vỏ xây từ đá và bê-tông toàn khối ; từ bê-tông toàn khối và bê-tông cốt thép toàn khối ; từ bê-tông toàn khối và vi chu bin gang ; v.v.

10.3. XÁC ĐỊNH CÁC KÍCH THƯỚC CƠ BẢN CỦA GA MÊT-RÔ

Các kích thước cơ bản của ga là : chiều dài và chiều rộng của đường ke, chiều dài và chiều rộng của gian giữa (trung tâm) ga, chiều cao thông thủy của ga, bề rộng và cao của các lối thông.

Chiều dài của ga lấy bằng chiều dài của đường ke hành khách L , mà chiều dài đường ke thì phụ thuộc vào số toa của đoàn tàu chạy qua ga

$$L = lm + a \quad (10.1)$$

ở đây l - là chiều dài của toa tính từ hai tâm của móc nối toa.

m - là số lượng toa trong đoàn tàu.

a - lượng dự trữ do dừng tàu không chính xác lấy xấp xỉ bằng 2 mét.

Để xác định bề rộng của đường ke hành khách có thể sử dụng công thức xác định diện tích đường ke hành khách ω .

$$\omega = p \cdot \eta \quad (10.2)$$

ở đây P là số lượng hành khách đồng thời ở trên đường ke vào giờ cao điểm.

η là mật độ lấp đầy đường ke tính bằng số m^2 cho một người.

Số lượng hành khách đồng thời ở trên đường ke được xác định theo công thức :

$$p = 250m(P_v + P_r) \frac{1}{100} \quad (10.3)$$

ở đây 250 trị số tính toán lấp đầy toa.

P_v và P_r lượng người vào và ra khỏi tàu ở ga đó tính bằng phần trăm của tổng số người có mặt trên tàu.

Số lượng hành khách lên xuống tàu ở mỗi ga xác định dựa trên những số liệu theo dõi lượng hành khách trong vùng có bố trí ga mét-rô của thành phố.

Kinh nghiệm khai thác hệ thống mét-rô ở Matxcơva và Xanpetecbua cho thấy, thường thì tổng số hành khách lên và xuống tàu ($P_v + P_r$) chiếm từ (20 ÷ 50)% số hành khách trên tàu.

Đối với các ga bố trí ở gần nhà hát, ga xe lửa, công viên, sân vận động thì vào giờ cao điểm lượng hành khách lên và xuống tàu có thể chiếm từ 50% (đối với nhà hát, ga xe lửa và công viên) đến 100% (đối với sân vận động).

Như vậy là có thể có trường hợp hoặc là toàn bộ hành khách ra khỏi tàu, hoặc là toàn bộ hành khách lên tàu, đặc biệt là khi ga ở cạnh sân vận động và ga cuối đường.

Mật độ lấp đầy đường ke tối đa, mà vẫn cho phép có chuyển động ngược chiều của hành khách là $0,33 \text{ m}^2/\text{người}$.

Sự di chuyển của hành khách lúc này với tốc độ là không lớn hơn $0,7 \text{ km/giờ}$.

Mật độ tiêu chuẩn lấp đầy đường ke là $0,75 \text{ m}^2/\text{người}$. Tốc độ di chuyển ngược chiều của hành khách với mật độ này là bằng 3 km/giờ .

Khi xác định diện tích yêu cầu của đường ke theo công thức (10-2) có thể lấy mật độ lấp đầy đường ke từ $0,33$ đến $0,75 \text{ m}^2/\text{người}$ (phụ thuộc vào điều kiện khai thác ga). Ví dụ như đối với các ga ở gần sân vận động với các dòng hành khách lớn tương ứng với khả năng cho phép của tất cả các cầu thang máy vào những ngày nhất định, khi tính toán diện tích đường ke nên lấy là $\eta = 0,33 \text{ m}^2/\text{người}$. Đối với các ga ở gần trung tâm thành phố, gần nhà ga, rạp hát thì không căng thẳng như trường hợp trên, có thể lấy $\eta = 0,55 \text{ m}^2/\text{người}$.

Khi xác định bề rộng đường ke theo diện tích ω tìm được cần lưu ý là chiều dài tính toán của đường ke l_t (m) cần phải bằng chiều dài của đoàn tàu tính từ cửa đầu đến cửa cuối của đoàn tàu kể cả bề rộng của hai cửa này. Khi tính chiều dài l_t thì lấy chiều dài cả đoàn tàu trừ đi khoảng cách từ đầu đoàn tàu đến mép ngoài của đầu tiên và khoảng cách từ cuối đoàn tàu đến mép ngoài của cuối cùng (xấp xỉ bằng 7 m).

Bề rộng đường ke xác định được trên cơ sở diện tích $\omega(\text{m}^2)$ tìm được và chiều dài tính toán l_t có tăng thêm, $0,45 \text{ m}$ (là bề rộng của rãnh an toàn của tuyến).

Như vậy bề rộng cần thiết của đường ke hành khách b được tính toán theo công thức sau :

$$b = \frac{\omega}{l_t} + 0,45 \text{ (m)} \quad (10.4)$$

Trị số b là bề rộng của một đường ke hành khách đối với các ga hai hoặc ba vòm dạng trụ khi mà đường ke được bố trí độc lập trong hầm bên của ga.

Để xác định bề rộng B của đường ke dạng đảo của các ga một vòm hay một nhịp có thể sử dụng công thức :

$$B = 2b + b_0; \quad (10.5)$$

ở đây b_0 là diện tích phụ thêm cho đường ke để xét đến sự chuyển động dọc đường ke của hành khách.

Ở các ga một vòm hay một nhịp không có gian giữa, các đường ke (dạng đảo hay dạng bên cạnh) ngoài việc phục vụ cho hành khách lên xuống tàu còn phục vụ cho chuyển động dọc theo đường ke của hành khách đến cầu thang máy hoặc cầu thang thường theo hướng ngược lại. Trị số b_1 để nghị lấy bằng 2 hay 3 mét phụ thuộc vào số cầu thang máy (3 hay 4) hay bề rộng của thang thường liên hệ ga mét-rô với mặt đất. Với bề rộng này của cầu thang thường có thể qui đổi tương đương sang số lượng cầu thang máy xuất phát từ khả năng thông người tiêu chuẩn của một cầu thang máy và 1 mét bề rộng của cầu thang thường.

Đối với các ga dạng cột, nơi mà hai ba hãm được nối với nhau thành một không gian ga thống nhất, bề rộng chung của đường ke dạng đảo có thể xác định cũng theo công thức (27.5) nhưng tăng lên 1 m khi trên đường ke có bố trí một hàng cột và tăng 2 m khi trên đường ke có bố trí hai hàng cột. Với việc tăng này thì bề rộng của các đường ke bên cạnh (kể từ mép đường ke đến mép cột) có thể giảm so với bề rộng b tính toán 1,0 ÷ 1,5 mét (khi bước cột từ 3 đến 4 mét thì giảm 1,0 m, khi bước cột lớn hơn 4 m giảm 1,5 m).

Không phụ thuộc vào tính toán, bề rộng tối thiểu của đường ke lấy như sau :

1) Đối với các ga một vòm (hoặc một nhịp) với một đường ke dạng đảo là 8 m.

2) Đối với các ga có hai đường ke bên cạnh là 4 m cho mỗi đường ke.

3) Đối với ga dạng cột (có hai hàng cột) bề rộng tổng cộng của đường ke không nhỏ hơn 10 m và khoảng cách từ biên đường ke đến biên ngoài của cột không nhỏ hơn 2,0 mét.

4) Các đường ke hành khách đối với phần cụt của ga dạng trụ hay dạng cột cần có bề rộng không nhỏ hơn 3,0 mét.

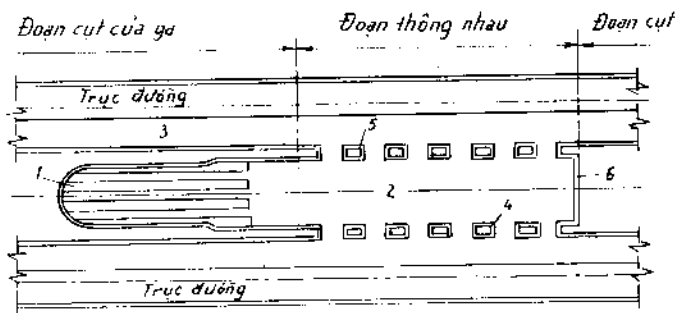
Các kích thước tối thiểu này được sử dụng khi trị số tính toán b của đường ke nhỏ hơn 3,0 mét hoặc khi nó xác định bề rộng tổng cộng của các đường ke dạng đảo hoặc bên cạnh nhỏ hơn những trị số nêu ra trong các mục 1,2, 3 trên đây.

Gian giữa của ga là một bộ phận độc lập thường chỉ có ở các ga có dạng kết cấu ba vòm. Chiều dài của gian giữa trong nhiều trường hợp được xác định bởi sự giao nhau có thể được với ga của một hoặc hai hãm nghiêng bố trí cầu thang máy với vị trí xác định của phần nổi trên mặt đất của ga mét-rô trên mặt bằng qui hoạch của thành phố.

Nên chia làm hai dạng giao nhau của hãm nghiêng bố trí cầu thang máy với ga mét-rô :

Trường hợp thứ nhất (hình 10.4) trục của hãm nghiêng thang máy trùng với trục của ga, mặt bằng (vẽ nghi) dưới của thang máy cùng mức với mặt bằng đường ke.

Trường hợp 2 (hình 10.5) trục của hãm nghiêng thang máy trên mặt bằng tạo với trục dọc của ga một góc và mặt bằng (vẽ nghi) phía dưới của thang máy ở độ cao cao hơn mặt bằng đường ke 3,15 m tức là đoàn tàu có thể đi dưới mặt bằng này.

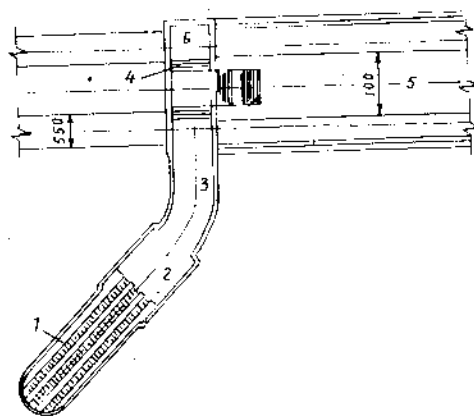


Hình 10.4. Giao nhau của hầm nghiêng cầu thang máy với ga ba vòm.

- 1- Hầm nghiêng cầu thang máy ; 2- Gian giữa ga ; 3- Đường kẻ hành khách ;
4- Lối thông ; 5- Trụ ; 6- Tường đầu hồi.

Trong trường hợp thứ nhất chiều dài của gian giữa ga (khi xây dựng hầm nghiêng cho cầu thang máy từ hai đầu ga và gian giữa thông) được xác định chủ yếu bởi việc bố trí phần nổi của ga trong thành phố.

Trong trường hợp thứ hai chiều dài gian giữa ga phụ thuộc rất ít vào vị trí của phần nổi ga trên phố và vì thế có thể xem như nó chỉ phụ thuộc vào số lối thông (với ga dạng trụ) và nhịp (với ga dạng cột) của ga. Chiều dài tối thiểu của gian giữa của ga không được nhỏ hơn 1/4 chiều dài đoàn tàu và phải đủ để bố trí số lượng lối thông (hay nhịp) cần thiết giữa gian giữa ga và các đường kẻ bên cạnh.



Hình 10.5. Giao nhau của hầm cầu thang máy với ga một vòm.

- 1- Hầm nghiêng cầu thang máy ; 2- Buồng căng của cầu thang máy ; 3- Hành lang dẫn ; 4- Buồng chắn ; 5- Đường kẻ dạng đảo ; 6- Buồng phục vụ.

Số lượng lối thông từ gian giữa ga sang các đường kẻ bên cạnh thường từ 4 đến 10 cho một bên và chọn phụ thuộc vào mật độ của các dòng hành khách được xác định bởi vị trí của ga trong thành phố. Số lối thông có thể xác định theo công thức

$$m = \frac{60pk}{4000 b_{lt} t} \quad (10.6)$$

ở đây 4000 là khả năng thông người của một mét bề rộng lối thông theo cả hai chiều (người/giờ).

k là hệ số sử dụng không đồng đều các lối thông lấy bằng 2.

b_{lt} là bề rộng lối thông, (m).

t là khoảng thời gian giữa hai đoàn tàu, (phút).

Khi thiết kế các ga dạng cột số nhịp nên lấy bằng nửa số lối thông và cần đảm bảo sao cho với những điều kiện như ga dạng trụ là chiều dài phần hai bên của gian giữa là như nhau.

$$n_{ct} = \frac{2nP}{8000} \quad (10-8)$$

Để nối thông ga mét-rô với mặt đất người ta dùng tối thiểu là ba cầu thang máy, trong đó một đặt ở lối vào, một ở lối ra còn thang thứ ba để dự trữ. Khi lượng hành khách lớn thì số lượng cầu thang máy tăng đến 4 (ở một đầu ga) hoặc 6 (mỗi đầu ga ba chiếc). Khi chiều cao thang máy 5 ÷ 7 m thì cầu thang máy chỉ đặt cho chiều lên; khi chiều cao lớn hơn 7m thì đặt cho cả hai chiều lên và xuống.

Ở một số hệ thống mét-rô trên thế giới người ta dùng thang máy thay cho cầu thang máy (Lôndôn, Pari, Niu-yooc). Còn ở Nga và các nước thuộc Liên Xô cũ thì không dùng thang máy vì khả năng thông người thấp hơn.

Khi chọn các kích thước cơ bản của ga nên xem xét một cách đồng bộ sự liên quan giữa những kích thước này với số lượng cửa của phần nối của ga trên thành phố, số lượng cầu thang máy (hoặc số lượng buồng thang máy), bề rộng cầu thang và sự tương ứng của nó với đường ke, số lượng lối thông v.v.

CHƯƠNG XI

CÁC GIẢI PHÁP KẾT CẤU VÀ QUI HOẠCH GA MÊTRÔ

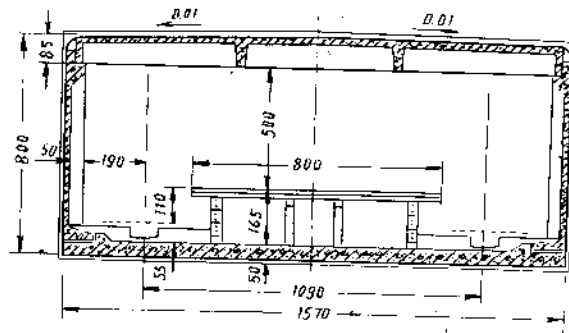
11.1. CÁC KẾT CẤU GA CÓ TRẦN PHẪNG

11.1.1. Các ga một nhịp

Dạng kết cấu ga một nhịp được xây dựng trên các tuyến cũ, ví dụ như trên các tuyến của hệ thống mét-rô Pari được xây dựng từ đầu thế kỷ 20. Tường và vòm ngửa xây bằng bê-tông toàn khối đổ tại chỗ, đôi khi bằng đá, trần bằng thép I và cuốn gạch giữa các dầm.

Trên tuyến của mét-rô Rim có ga một nhịp xây dựng muộn hơn có vỏ là bê-tông toàn khối dạng khung cứng, dầm trần và đáy dạng gẫy khúc.

Ngày nay do phổ biến bê-tông ứng suất trước nên ga có nhịp khá lớn và ga một nhịp trong một số trường hợp là phương án hợp lý (hình 11.1).



Hình 11.1. Mặt cắt ngang của ga một nhịp.

Trần ga có thể gồm một loại khối có sườn rộng 0,75 ; 1,0 ; 1,5 mét, đôi khi lớn hơn (tùy thuộc vào tải trọng tác dụng lên trần, khả năng của thiết bị cấu lắp).

Tường của ga một nhịp có thể bằng bê-tông cốt thép toàn khối liên kết cứng với đáy, hoặc từ những cấu kiện đúc sẵn trong nhà máy tựa lên đáy.

Việc áp dụng ga một nhịp thường bị hạn chế bởi khả năng làm việc của tấm đáy. Khi có trong nền lớp đất yếu hoặc áp lực nước lớn thì đáy có dạng vòm ngửa tạo nên khả năng tiếp nhận tải trọng lớn hơn. Tuy nhiên việc xây dựng vòm ngửa nhịp lớn thường kéo theo tăng khối lượng đào đất và làm phức tạp cho việc xây dựng công trình.

Thực tế thì dạng kết cấu ga một nhịp chỉ nên áp dụng trong những điều kiện khi mà đáy là phẳng và có chiều dày không lớn hơn 50 cm và hàm lượng thép là tiêu chuẩn.

11.1.2. Ga hai và ba nhịp

Dạng kết cấu hai nhịp là thích hợp đối với các ga có hai đường ke bên, nhưng cũng được áp dụng cho ga có một đường ke dạng đảo.

Dạng kết cấu ba nhịp thường thích hợp cho ga có một đường ke dạng đảo.

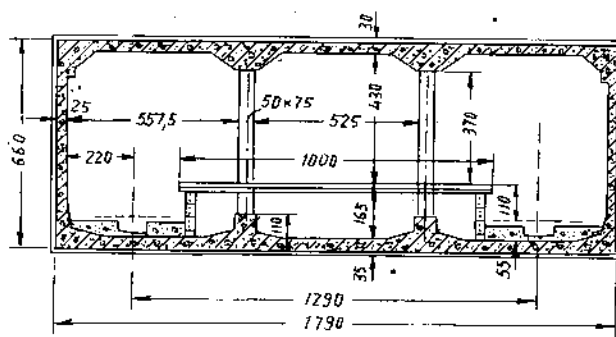
Các ga hai ba nhịp mới nhất trên thế giới được xây dựng bằng bê tông cốt thép toàn khối có sử dụng thép hình. Ở Liên Xô cũ thì các ga loại này thường bằng bê tông cốt thép toàn khối và các cấu kiện đúc sẵn bê tông cốt thép.

Sự khác nhau giữa các giải pháp kết cấu ga bằng bê tông cốt thép toàn khối là ở đặc điểm cấu trúc trần, tường và đáy của kết cấu.

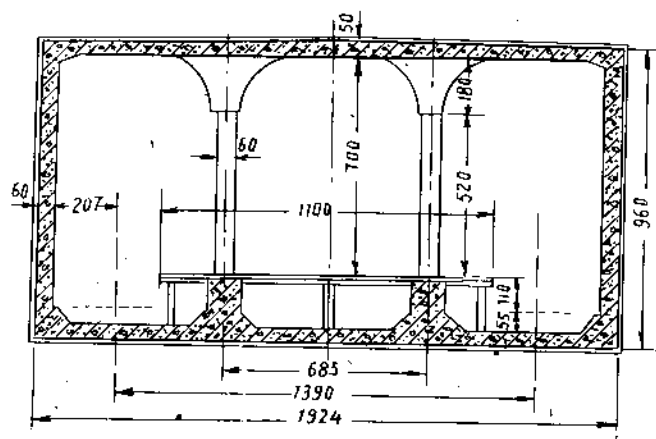
Đa số các ga có trần dạng có sườn trong đó các cấu kiện chịu lực chủ yếu là một hoặc hai dầm dọc nằm trên cột. Các dầm ngang tựa lên các dầm dọc để làm gối kê cho bản liên tục. Ở một số ga thì không có dầm ngang còn bản trực tiếp kê lên dầm dọc, do đó bản thường lớn hơn trường hợp có dầm ngang (hình 11.2).

Trần của ga ba nhịp trong một số trường hợp là tấm liên tục (hình 11.3).

Ở các ga hai, ba nhịp không chỉ có trần là đa dạng mà kết cấu đáy cũng khác nhau. Một số ga thì đáy là tấm bê tông cốt thép khá lớn, tựa lên nó là tường và đế cột. Một số ga khác thì lại có dạng tấm liên tục trên nó là các dầm dọc, còn cột ga thì tựa lên dầm dọc (hình 11.3). Trong thực tế cũng có một số ga có tường,



Hình 11.2. Mặt cắt ngang ga ba nhịp của mét-rô Matxcô-va.



Hình 11.3. Mặt cắt ngang ga ba nhịp không có dầm trần của mét-rô Matxcô-va.

cột tựa trực tiếp lên địa tầng thông qua móng băng còn đáy bê tông cốt thép cấu tạo theo từng nhịp độc lập kê lên móng băng của tường và cột.

Trong mọi trường hợp tấm đáy bao giờ cũng là kết cấu chịu lực. Sự làm việc của chúng là tấm một, hai hoặc ba nhịp trên nền đàn hồi. Các tấm đáy tiếp nhận phản lực nền và áp lực nước.

Tường của các ga hai, ba nhịp thường là tấm có tiết diện không đổi liên kết với trần và đáy.

Trong số những giải pháp nêu trên thì trần phẳng không sườn là có dạng kiến trúc tốt nhất.

Những trần có sườn thì thường các dầm dọc là kết cấu chịu lực chính. Với giải pháp này thì không gian bên trong ga được sử dụng triệt để nhất.

Bước cột của ga hai và ba nhịp cho đến nay vẫn thường dao động từ 5 đến 7 mét ; bước hợp lý của các kết cấu tiêu chuẩn (ở Liên Xô cũ) là 6 mét. Việc sử dụng kết cấu tiêu chuẩn cho ga hai, ba nhịp có ý nghĩa rất lớn vì nó tạo khả năng cho việc áp dụng các khung cốt thép và các bộ ván khuôn mẫu chế sẵn ở trong xưởng.

Phổ biến hơn cả ở Liên Xô cũ là giải pháp sử dụng các tấm trần đúc sẵn (hình 11.4).

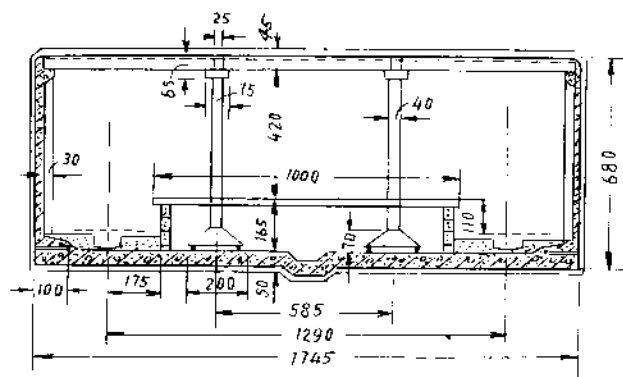
Ưu điểm chính của các ga loại này là thi công đơn giản. Quá trình chính của việc xây dựng là đặt các tấm trần lên cột và tường bằng cấu dạng cố.

Các tấm đáy trong các ga này thường là bê tông toàn khối đổ tại chỗ không cần ván khuôn phức tạp. Tuy nhiên tấm đáy cũng có thể bằng các tấm đúc sẵn rồi toàn khối hóa chúng tại các mối nối.

Bước cột của các ga sử dụng các cấu kiện lắp ghép lấy bằng 4 mét, hợp lý hơn cả là tăng lên 6 mét điều đó sẽ cho phép trên mỗi dầm dọc đặt một số nguyên các khối rộng 1,5 ; 2,0 và 3,0 mét.

Tấm trần tùy thuộc vào dạng kiến trúc có hai giải pháp kết cấu cho trần phẳng và có sườn. Trường hợp trần có sườn thì tấm trần cũng là tấm có sườn quay vào trong ga. Trường hợp trần phẳng thì tấm trần có tiết diện chữ nhật đặc hoặc rỗng giữa để giảm nhẹ trọng lượng kết cấu.

Các dầm dọc có tiết diện chữ T quay cánh xuống phía dưới để nhận được chiều cao ga lớn nhất (xem hình 11.4). Dầm dọc có thể là dầm đơn giản hoặc có 2 conxơn.



Hình 11.4. Mặt cắt ngang ga ba nhịp lắp ghép và toàn khối (mêtrô Matxcova).

Cũng có thể lắp tấm trần từ các tấm có sườn tựa trực tiếp lên cột (không có dầm dọc) và tấm tường.

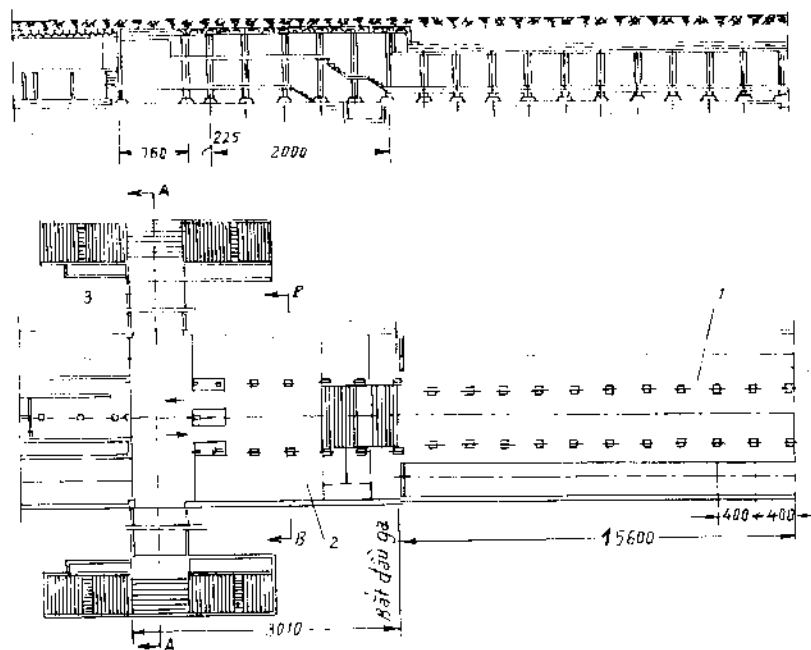
Tấm tường thường dạng có sườn có conxôn ở đầu trên để làm gối tựa cho tấm trần và có conxôn đế ở dưới để truyền tải trọng lên tấm đáy.

Điểm tựa của cột lên tấm đáy có thể có hai giải pháp tùy thuộc vào đặc trưng của địa tầng.

Khi nền là đất yếu, áp lực cần truyền lên toàn bề rộng ga thì cột phải có đế như một dầm dọc tựa lên tấm đáy. Sự làm việc của tấm đáy sẽ trở nên xác định hơn nếu như tấm tựa lên các dầm dọc ở khoảng giữa.

Trường hợp nền có thể tiếp nhận tải trọng truyền qua một diện tích hạn chế thì cột có thể cho tựa lên những đế bằng bê tông cốt thép. Trong trường hợp này tấm đáy chỉ có tác dụng làm phẳng đáy hầm và tiếp nhận áp lực nước.

Giải pháp qui hoạch ga ba nhịp sẽ xác định chiều dài đường ke, bước cột theo phương dọc trên đường ke, việc giao của cầu thang bộ hoặc cầu thang máy và việc bố trí buồng phục vụ (hình 11.5). Đối với các ga bằng bê tông cốt thép toàn khối thì dọc ga còn bố trí khe lún cách nhau từ 30 đến 50 mét.



Hình 11.5. Mặt bằng, mặt cắt dọc ga ba nhịp

1- Đường ke ; 2- Buồng ga ngầm ; 3- Hành lang dẫn.

Phần hờ của ga được bố trí ở giữa hay hai đầu ga kết cấu và qui hoạch của phần hờ có liên quan chặt chẽ với qui hoạch thành phố và qui hoạch của phần ngầm ga.

Các buồng phục vụ thường bố trí phía bên trên của các tuyến đường tàu chạy theo hai phía kể từ cầu thang.

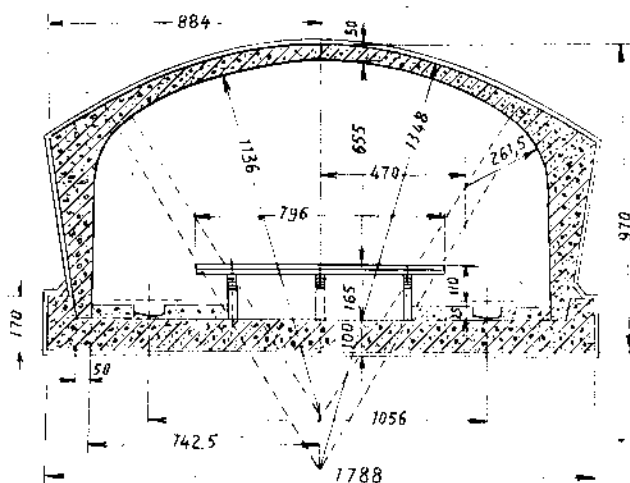
Việc chống thấm cho các ga đặt nông tiến hành bằng cách dán lên mặt ngoài ga ba lớp vật liệu chống thấm bằng bi tum nóng hoặc phun trực tiếp bi tum nóng lên mặt ngoài ga đã phủ trước lớp lưới sợi thủy tinh. Phương pháp sau tin cậy hơn và ít khó khăn hơn.

11.2. CÁC GA MỘT VÀ HAI VÒM

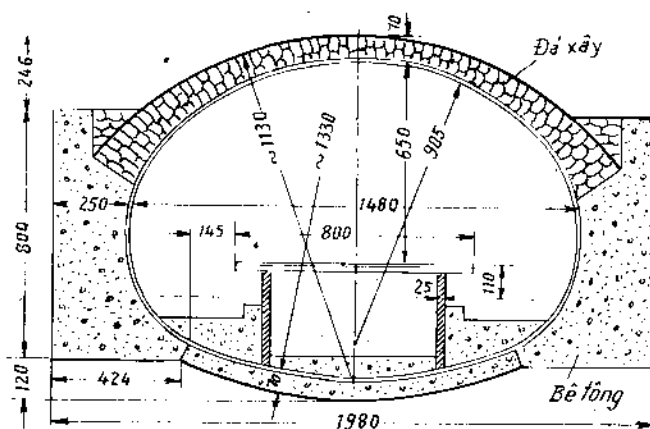
11.2.1. Ga một vòm

Dạng kết cấu ga một vòm được sử dụng rộng rãi ở hệ thống mét-rô của nhiều nước trên thế giới. Đặc biệt nhiều ga một vòm là ở hệ thống mét-rô Pari, ở đây ga một vòm còn sử dụng cho nhiều ga đặt nông. Ở hệ thống mét-rô Matxcơva có sử dụng hai ga một vòm đặt không sâu lắm. Giải pháp kết cấu của chúng hoàn toàn khác nhau vì thi công bằng các phương pháp khác nhau. Một ga xây trong hố móng lộ thiên, vỏ của nó là khung một nhịp có xà là vòm (cong) như trên hình 11.6. Ga kia thì xây dựng bằng phương pháp nhân dờ (không phá bề mặt đất) vỏ của nó gồm phần vòm bên trên, tường và vòm ngửa. Tường và vòm ngửa là bê tông cốt thép toàn khối còn vòm trên xây đá (hình 11.7).

Đối với những ga một vòm đặt nông, trong những năm gần đây ở Nga người ta kiến nghị những kết cấu



Hình 11.6. Mặt cắt ngang ga một vòm bê tông cốt thép toàn khối mét-rô Matxcơva.



Hình 11.7. Mặt cắt ngang ga một vòm bằng đá xây và bê tông mét-rô Matxcơva.

mới từ bốn cấu kiện bê tông cốt thép gồm hai loại tạo nên gối kê và vòm ba khớp. Mỗi đốt có chiều dài $2 \div 3$ mét. Ở những ga đặt sâu (ở Liên Xô cũ) dạng kết cấu ga một vòm không được áp dụng mặc dầu nó có nhiều ưu điểm so với dạng khác, đặc biệt là khi dùng kết cấu lắp ghép bằng các khối bê tông cốt thép.

Việc sử dụng ga một vòm còn bị hạn chế bởi các điều kiện giao nhau với hầm nghiêng của các cầu thang máy cũng như các điều kiện địa chất và địa chất thủy văn của khu vực đặt ga.

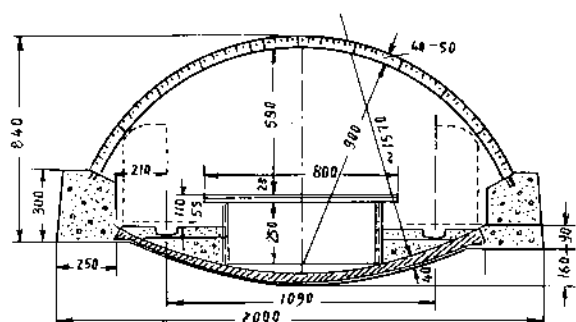
Ga một vòm có khả năng tiếp nhận áp lực thẳng đứng khá lớn khi đường ke rộng 8 - 9 mét. Phần tiếp xúc với hầm nghiêng cầu thang bằng cách tạo góc chuyển ở mức cầu vượt trên đường tàu chạy (xem hình 11.6).

Ga một vòm cần phải nằm gọn toàn bộ hoặc phần dưới ga trong địa tầng cứng chắc có khả năng tiếp nhận tải trọng lớn.

Giải pháp kết cấu và phương pháp thi công loại ga này sẽ trở nên phức tạp khi đáy ga nằm trên đất sét và các loại đất yếu khác. Trong trường hợp này cần phải xây vòm ngửa thật khỏe để tạo điều kiện truyền đều áp lực lên nền. Khi tựa ga một vòm lên đá nứt nẻ có nước áp lực thì vòm ngửa chỉ tiếp nhận áp lực nước.

Kết cấu phân vòm của ga này có thể là khác nhau tùy thuộc vào điều kiện địa chất và địa chất thủy văn. Khi vòm ga nằm trong đất yếu, đào hang phải dùng bán khiên thì dùng các cấu kiện bê tông cốt thép hoặc gang là hợp lý.

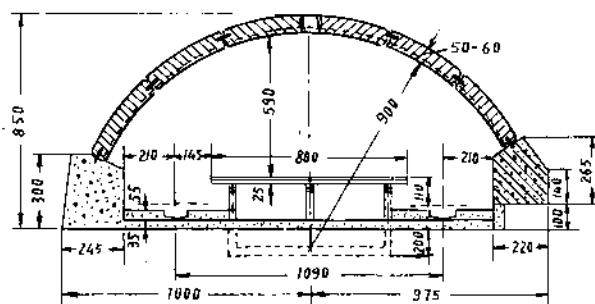
Khi áp lực địa tầng lên vòm lớn ($> 50 \text{ T/m}^2$), hoặc áp lực nước vượt quá 1 at thì dùng vòm chu bin gang (hình 11.8).



Hình 11.8. Mặt cắt ngang ga một vòm có vỏ bằng các vòm chu bin gang và bê tông.

Việc sử dụng các cấu kiện bê tông cốt thép đặc hoặc có sườn là hợp lý trong các trường hợp đào hang bằng bán khiên tiêu chuẩn hoặc bán khiên nhẹ.

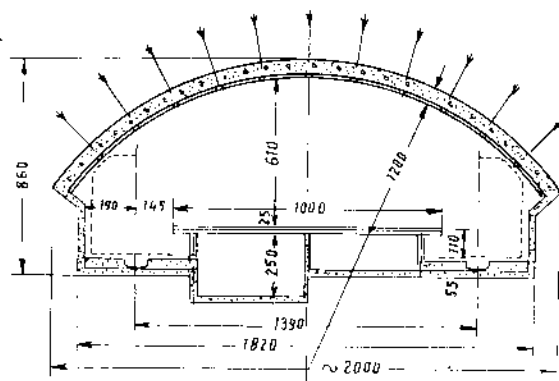
Việc xây vòm bằng bê tông cốt thép toàn khối là hợp lý chỉ khi ga nằm trong đá cứng vì chống tạm là neo (hình 11.10).



Hình 11.9. Mặt cắt ngang ga một vòm có vòm bằng các khối bê tông cốt thép đúc sẵn.

Vì chống neo có thể sử dụng để treo ván khuôn khi đổ bê tông vòm. Ván khuôn nên thiết kế dạng tấm định hình bằng thép hoặc dạng tấm bê tông cốt thép để tạo mặt trong của vòm. Khi đúc các cấu kiện này ở trong xưởng thì có điều kiện để tạo dáng kiến trúc bất kỳ, do đó sẽ giảm nhẹ những khó khăn trong xây dựng ga.

Ga một vòm hợp lý hơn cả là có gối kê vòm toàn khối hoặc lắp ghép thi công trước chúng trong một hang dẫn phụ (hình 11.9). Chiều cao của gối tính toán sao cho hang dẫn thi công một tầng (tránh mở rộng theo chiều cao).



Hình 11.10. Mặt cắt ngang ga một vòm có vỏ là bê tông toàn khối.

Nếu như dưới đáy ga là đá cứng thì gối kê vòm có thể là các khối bê tông, thi công chúng không cần hang dẫn mà đặt trực tiếp lên lớp vữa xi măng rải trên nền.

Trong trường hợp đáy ga nằm trên đá cứng không có áp lực nước thì đáy ga trở nên đơn giản, chỉ rải một lớp bê tông thường. Khi có áp lực nước phải làm vòm ngửa, trước khi đổ bê tông phải có tầng phòng nước ngoài (hình 11.8). Khi áp lực nước không lớn thì tầng phòng nước có thể là lớp bê tông phun bằng xi măng chống thấm không co ngót. Nếu vòm ngửa là lắp ghép thì phòng nước qua mối nối bằng xi măng trương nở thể tích.

Thường thì hãm nghiêng cầu thang máy giao với gia một vòm dưới một góc với trục dọc ga ở mức cầu vượt qua đường tàu chạy. Liên hệ giữa cầu vượt và đường ke bằng cầu thang bộ hoặc cầu thang máy loại nhẹ.

Buồng phục vụ được bố trí trên đường tàu chạy ở mức cầu vượt và ở mức đường ke dưới cầu vượt và cầu thang.

Ở những ga một vòm trong đá cứng đường ke có thể rộng 10 - 11 mét (hình 11.10) và có thể giao trực tiếp với hãm nghiêng cầu thang máy.

11.2.2. Ga hai vòm

Đa số các ga hai vòm được xây dựng trên các tuyến mét-rô đặt sâu ở Luân Đôn đều lập từ hai hãm. Trong mỗi hãm bố trí một đường tàu chạy và một đường ke bên (hình 11.11). Vỏ của những ga này lắp ghép từ các vòm chu bin gang dày 0,45 m.

Có một ga loại này vỏ bê tông toàn khối ở Niu-yooc (hình 11.12) nằm trong đá cứng.

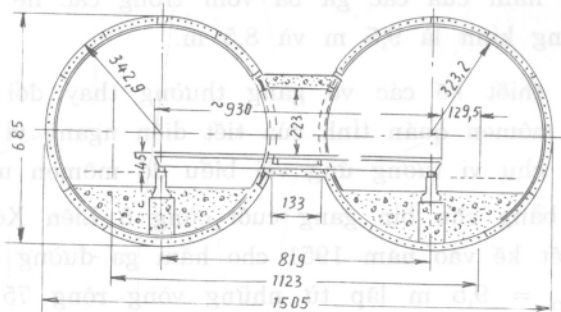
Nhược điểm cơ bản của ga hai vòm là không thể tránh khỏi sự chuyển động dọc theo đường ke của luồng hành khách. Khi dòng hành khách lớn sẽ cản trở việc lên xuống tàu của hành khách. Do nhược điểm này mà ga hai vòm hầu như không áp dụng ở các hệ thống mét-rô thuộc Liên Xô cũ. Các trường hợp cá biệt ở Kiev và Matxcơva và là do điều kiện bất lợi về địa chất.

Ga hai vòm trong tương lai chỉ nên dùng cho các tuyến đặt sâu với những điều kiện địa chất khi dùng ga ba vòm thì việc thi công sẽ làm phức tạp quá trình xây dựng hầm và những ga có luồng hành khách không lớn mà thôi.

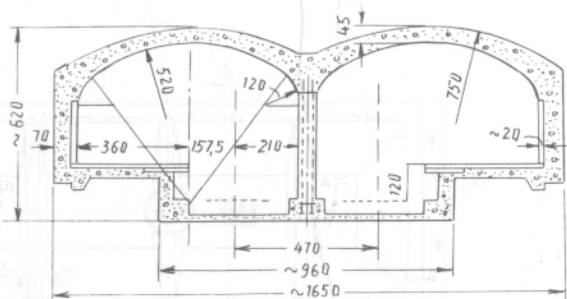
Vỏ hầm của ga hai và ba vòm là giống nhau. Giải pháp kết cấu chủ yếu là lắp ghép bằng các vì chu bin gang hoặc các khối bê tông cốt thép.

Ở một hoặc hai đầu ga hai vòm nối với hầm nghiêng cầu thang máy nằm giữa hai đường ke bên như trên hình 11.13.

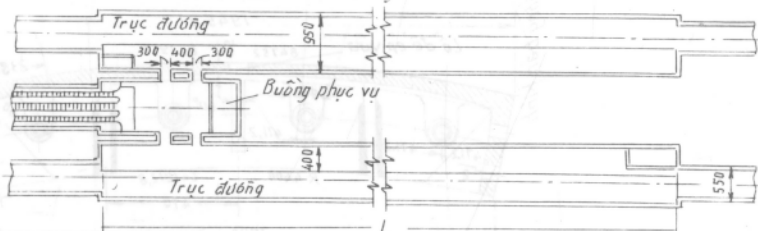
Buồng phục vụ của ga hai vòm được bố trí ở đầu của các đường ke hành khách.



Hình 11.11. Mặt cắt ngang ga hai vòm của mét-rô Luân Đôn.



Hình 11.12. Mặt cắt ngang ga hai vòm thuộc mét-rô Niuyoooc.

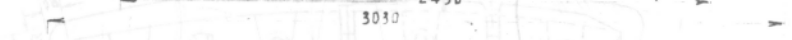


Hình 11.13. Mặt bằng ga hai vòm.

11.3. GA BA VÒM KIỂU TRỤ

11.3.1. Ga có vỏ bằng các vì chu bin gang

Hầm dạng tròn là phân tố cơ bản của ga ba vòm có vỏ gang lắp ghép. Các hầm ga của ga ba vòm đã có trong các hệ thống mét-rô trên thế giới có đường kính từ 6,5 đến 10 mét.



(TK của Liên Xô cũ).

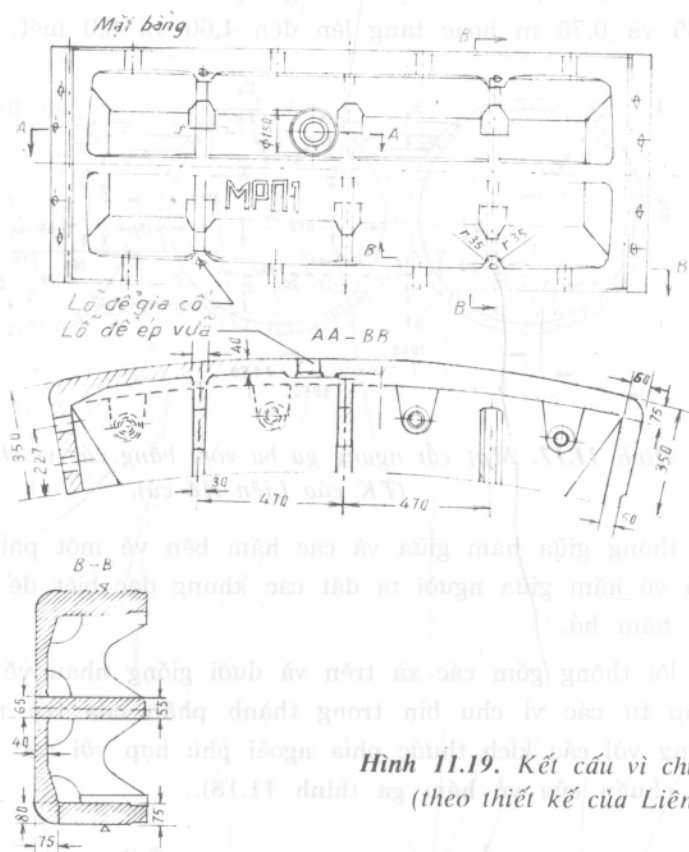
từ các vòng vỏ hãm hở.

vì chu bin tiêu chuẩn của vỏ hãm ga (hình 11.18).



Hình 11.18. Kết cấu khung lõi thông.

Việc tăng cường các chu bin khung so với các chu bin của vòng vỏ tiêu chuẩn bằng cách tăng chiều dày của lưng và sườn cùng với việc đưa thêm vào các sườn trung gian (hình 11.19).



Hình 11.19. Kết cấu vì chu bin MΠΠ-I (theo thiết kế của Liên Xô cũ).

Các tường nối giữa các lối thông cạnh nhau gọi là trụ. Đa số các trụ này có kích thước theo chiều dọc ga là bằng ba đến bốn vòng vỏ hầm (trụ hẹp).

Việc sử dụng các trụ hẹp tạo nên những ưu điểm đáng kể về khai thác, làm tăng vẻ đẹp kiến trúc mà chỉ làm tăng không lớn giá thành của vỏ gang.

Vỏ của lối thông giữa các hầm bên và hầm giữa có ba dạng kết cấu : có dán tầng phòng nước ; có tầng phòng nước bằng kim loại và không có tầng phòng nước.

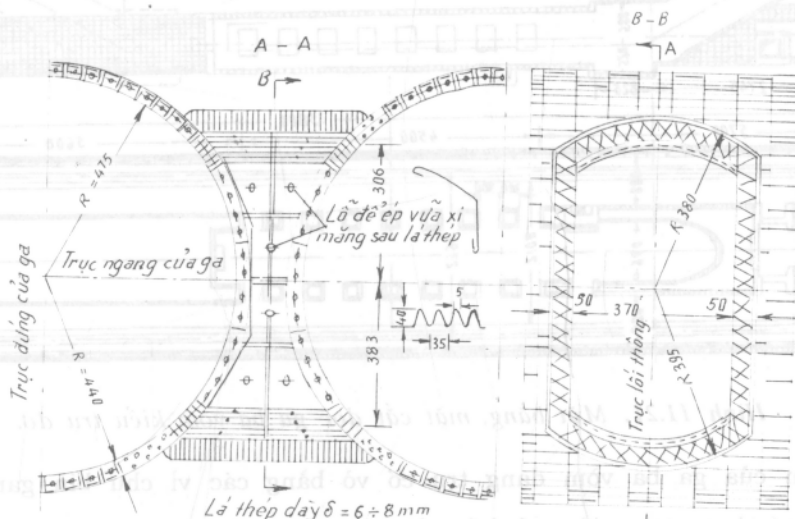
Khi ga nằm trong địa tầng bão hòa nước giải pháp kết cấu hợp lý là có vỏ bê tông ở phía ngoài còn mặt trong có gắn các lá kim loại bằng neo để phòng nước. Các lá kim loại này hàn lại với nhau (hình 11.20).

Hình dạng bên trong của vỏ bê tông trùng với hình dạng của khung gang của lối thông còn hình dạng bên ngoài thì thay đổi tùy thuộc vào tải trọng trong từng trường hợp cụ thể.

Chiều dày của vỏ bê tông lối thông thường lấy không nhỏ hơn 40 cm để đảm bảo neo giữ lớp kim loại phòng nước bên trong một cách tin cậy.

Áp lực nước thấm qua vỏ bê tông do lớp thép phòng nước chịu. Để đảm bảo cho lớp thép lá này làm việc chúng được hàn vào neo bằng các tấm thép tương tự.

Đối với các ga dạng trụ không chịu áp lực nước thì kết cấu của vỏ lõi thông có dạng các vòm bê tông bên trên và bên dưới tựa lên tường.



Hình 11.20. Kết cấu vỏ lõi thông có phòng nước bằng thép lá.

Chiều dày của vòm bên trên tại tiết diện đỉnh lấy bằng $40 \div 50$ cm, mặt trong của vòm phủ một lớp vữa phun dày $3 \div 4$ cm có lưới thép.

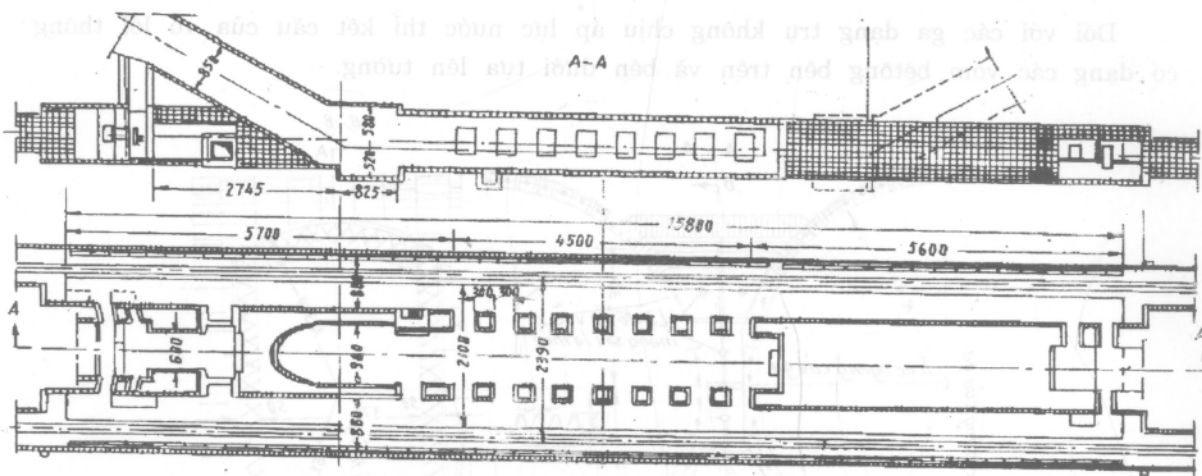
Tường đầu hồi của ga dạng trụ trong hệ thống mét-rô thuộc Liên Xô cũ cũng có ba dạng. Ở đa số các ga kết cấu này có tường ngoài bằng bê tông còn tường trong bằng bê tông cốt thép giữa chúng có dán tầng phòng nước. Tường bê tông phía ngoài có thể có chiều dày từ 60 đến 100 cm (tùy thuộc vào điều kiện địa chất khu đặt ga). Chiều dày tường bê tông cốt thép phía trong xác định bằng tính toán phụ thuộc vào trị số của áp lực nước. Trường hợp cá biệt khi áp lực nước quá lớn thì tường đầu hồi của gian giữa ga có dạng hình cầu, hướng chiều cong về phía địa tầng.

Một kết cấu khác của tường đầu hồi, tương tự như vỏ của lõi thông, gồm tường bê tông ngoài mặt trong có gắn thép tấm bằng neo.

Một số trường hợp tường đầu hồi ga có thể chỉ là tường bê tông hoặc xây đá hộc. Mặt trong phun một lớp vữa dày $3 \div 4$ cm lên lưới thép.

Việc giao chuyển của hầm cầu thang máy dọc theo trục ga và việc bố trí số lượng lớn các buồng phục vụ ở dưới đường ke của gian giữa (hình 11.21) là đặc trưng của giải pháp qui hoạch của ga ba vòm có ba hầm cạnh nhau và nối bằng lõi thông.

Các buồng phục vụ liên hệ với đường ke bằng cầu thang rộng 1,0 m đặt ở đầu ga hoặc trong một lõi thông riêng giữa các hầm.



Hình 11.21. Mặt bằng, mặt cắt dọc ga ba vòm kiểu trụ đỡ.

Ưu điểm của ga ba vòm dạng trụ có vỏ bằng các vì chu bin gang là :

- Nhờ có dạng tròn của vỏ hầm lập lên vỏ ga' nên nó có thể chịu được các tác động khác nhau của áp lực đất và áp lực nước. Vì thế nó có thể xây dựng trong những điều kiện địa chất và địa chất thủy văn rất khác nhau.

- Có gian giữa nên cải thiện điều kiện khai thác ga bởi vì đường ke bên chỉ phục vụ hành khách lên xuống tàu còn gian giữa là để lưu thông hành khách lên xuống cầu thang máy.

- Độ tin cậy về phòng nước được đảm bảo nhờ việc sử dụng các vì chu bin gang tổ hợp với thép lá hàn kín các mối nối.

Nhược điểm của ga loại này không thuộc giải pháp kết cấu mà chỉ liên quan đến các chi tiết cần phải thay đổi hoặc cải tiến thêm, đó là :

- Trong vòng vỏ còn có nhiều chủng loại vì chu bin.

- Có nhiều lỗ bu lông trong một vòng vỏ.

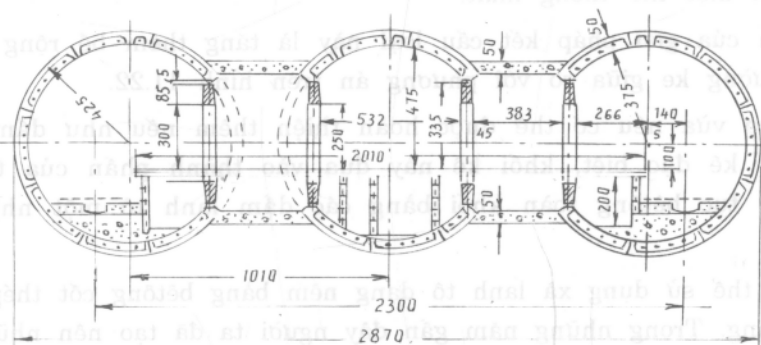
- Tiêu tốn một lượng gang khá lớn.

11.3.2. Ga có vỏ bằng các khối bê tông cốt thép

Một giải pháp kết cấu khác của ga ba vòm dạng trụ là có vỏ bằng các khối bê tông cốt thép với đường kính hầm ga xác định tùy thuộc vào giải pháp kết cấu nối của lối thông giữa các hầm bên và hầm giữa.

Một trong những giải pháp kết cấu của ga dạng trụ có vỏ bằng các khối bê tông cốt thép là lập từ ba hầm bố trí cùng mức có trục đứng cách nhau 10,1 mét. Khoảng cách giữa các vỏ hầm tăng lên đến 1,60 mét lấy tương tự như ga có vỏ gang.

Ở những chỗ lối thông các hầm bên và hầm giữa vỏ hầm tựa lên các dầm trên và dầm dưới nhờ khối nghiêng với phương nằm ngang (hình 11.22).



Hình 11.22. Mặt cắt ngang ga ba vòm có vỏ là các khối bê tông cốt thép đúc sẵn.

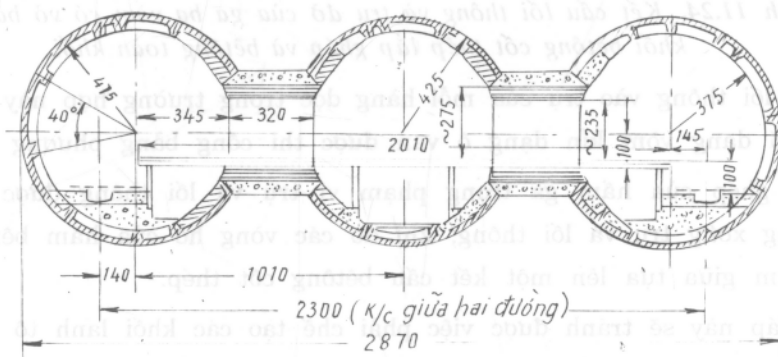
Các dầm và các cột giữ của chúng là những cấu kiện chế tạo sẵn trong xưởng nằm bên trong của vỏ hầm kín.

Khoảng giữa các lối thông (phần trụ) cấu tạo bằng bốn vòng kín của mỗi vỏ hầm bên và bốn cột đưa vào thành phần của trụ nhô vào trong hầm.

Vỏ của lối thông là bê tông toàn khối như của các ga có vỏ là các vì chu bin gang.

Một giải pháp kết cấu khác cho phần nối của ga dạng trụ có vỏ bằng các khối bê tông cốt thép đã thực hiện ở hệ thống mét-rô Kiev như trên hình 11.23.

Đường kính ngoài của hầm ga bằng 8,5 m tổ hợp từ 10 khối có sườn. Phần nối thông giữa các hầm là bê tông và bê tông cốt thép toàn khối. Trong phạm vi của lối thông của ga vỏ của hầm bên thì bỏ trống một phía, có hầm giữa thì bỏ trống hai phía tương ứng với một góc ở tâm là 60° .



Hình 11.23. Mặt cắt ngang ga ba vòm ở Kiev có vỏ bằng các khối bê tông cốt thép lắp ghép.

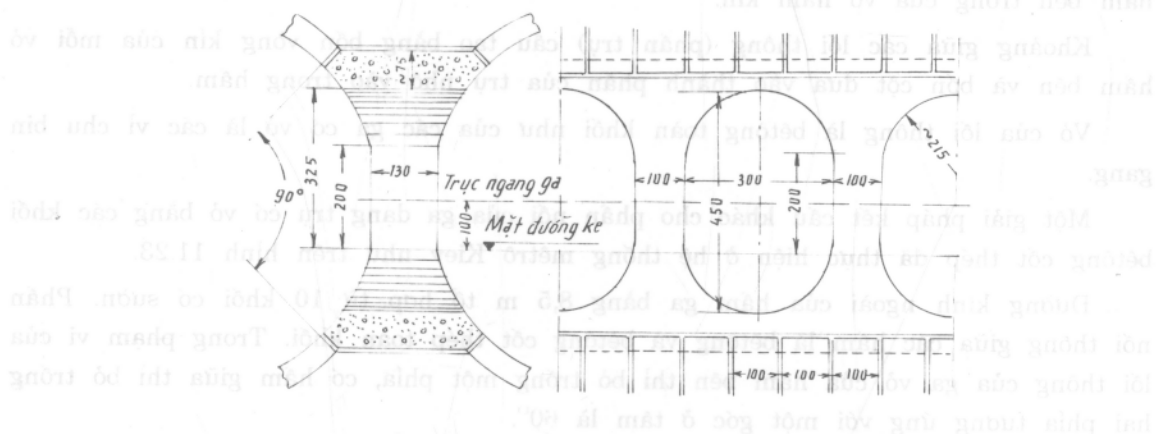
Các vòng vỏ có phần trống tựa ở phía trên và phía dưới nhờ khối lanh tô lên một dầm liên tục bố trí nghiêng một góc 45° và đổ bê tông từ phía trong hầm sau khi đã tổ hợp xong vỏ hầm. Các dầm này liên kết bằng khối cốt thép với các khối lanh tô thành một thể thống nhất.

Ưu điểm của giải pháp kết cấu loại này là tăng thêm bề rộng của các đường ke bên và đường ke giữa so với phương án trên hình 11.22.

Giải pháp vừa nêu có thể được hoàn thiện thêm nếu như dầm dọc được tựa lên một khối kê đặc biệt, khối kê này đưa vào thành phần của trụ đỡ và thay thế dầm liên tục bê tông toàn khối bằng các dầm lanh tô một nhịp chế tạo sẵn từ xưởng.

Cũng có thể sử dụng xà lanh tô dạng nêm bằng bê tông cốt thép hay bằng các vì chu bin gang. Trong những năm gần đây người ta đã tạo nên những vỏ liên hợp hoàn toàn đáp ứng được các ứng lực phát sinh trong chúng, bởi vì ở những chỗ tập trung ứng suất hoặc có lực tập trung các vật liệu có độ bền cao được sử dụng.

Một giải pháp kết cấu khác nữa cho loại ga này là trụ và lối thông được thi công đầu tiên (hình 11.24).



Hình 11.24. Kết cấu lối thông và trụ đỡ của ga ba vòm có vỏ bằng các khối bê tông cốt thép lắp ghép và bê tông toàn khối.

Vỏ của lối thông vào trụ của mỗi hàng dọc trong trường hợp này là bằng bê tông toàn khối có dạng vòm kín dạng ô van được thi công bằng phương pháp mô.

Vỏ lắp ghép của hầm ga trong phạm vi trụ và lối thông được tiến hành sau khi xây dựng xong trụ và lối thông, khi đó các vòng hở của hầm bên, vòm trên và dưới của hầm giữa tựa lên một kết cấu bê tông cốt thép.

Giải pháp này sẽ tránh được việc phải chế tạo các khối lanh tô và tạo được vẻ đẹp kiến trúc cho công trình.

Nhược điểm của giải pháp này là cần phải xây dựng trước các trụ bằng phương pháp mô.

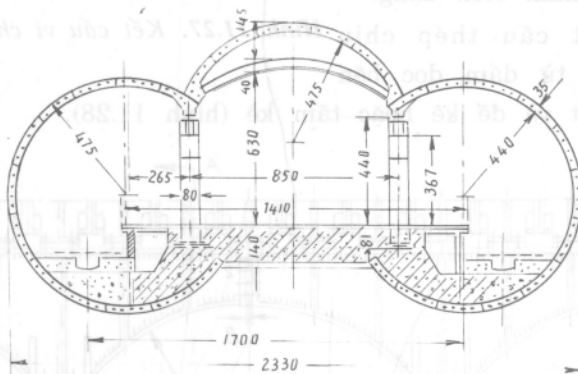
công.

11.4. GA BA VÒM DẠNG CỘT

11.4.1. Ga có vỏ bằng các vì chu bin gang

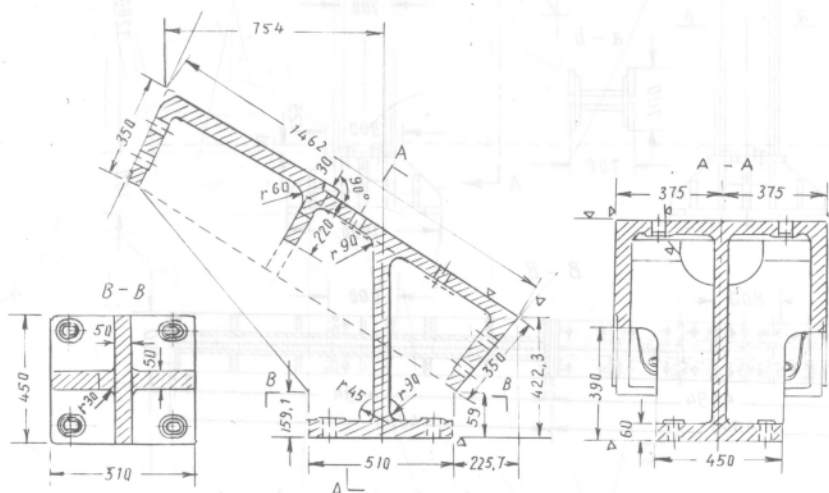
Kết cấu ga dạng cột bao gồm hai hãm có vỏ hờ, hai dầm thép hình chạy dọc hãm để đỡ vòm giữa dạng cung tròn (hình 11.25).

Các vì chu bin gang để lắp thành các đốt vỏ hở và vòm giữa là các khối vỏ tiêu chuẩn cho hầm ga đường kính 9,5 m trừ các vì chu bin lạnh tô để tạo nút gối kê. Một trong những vì chu bin đó được mô tả trên hình 11.26 đó là khối kê của vòng hở vỏ hầm bên truyền tải trọng từ vỏ hở lên dầm dọc kim loại.



Hình 11.25. Mặt cắt ngang ga ba vòm dạng cột có vòm bằng các vòm chu bin gang.

Một vì chu bin lạnh tô khác - Trụ giữa như trên hình 11.27 để làm gối kê

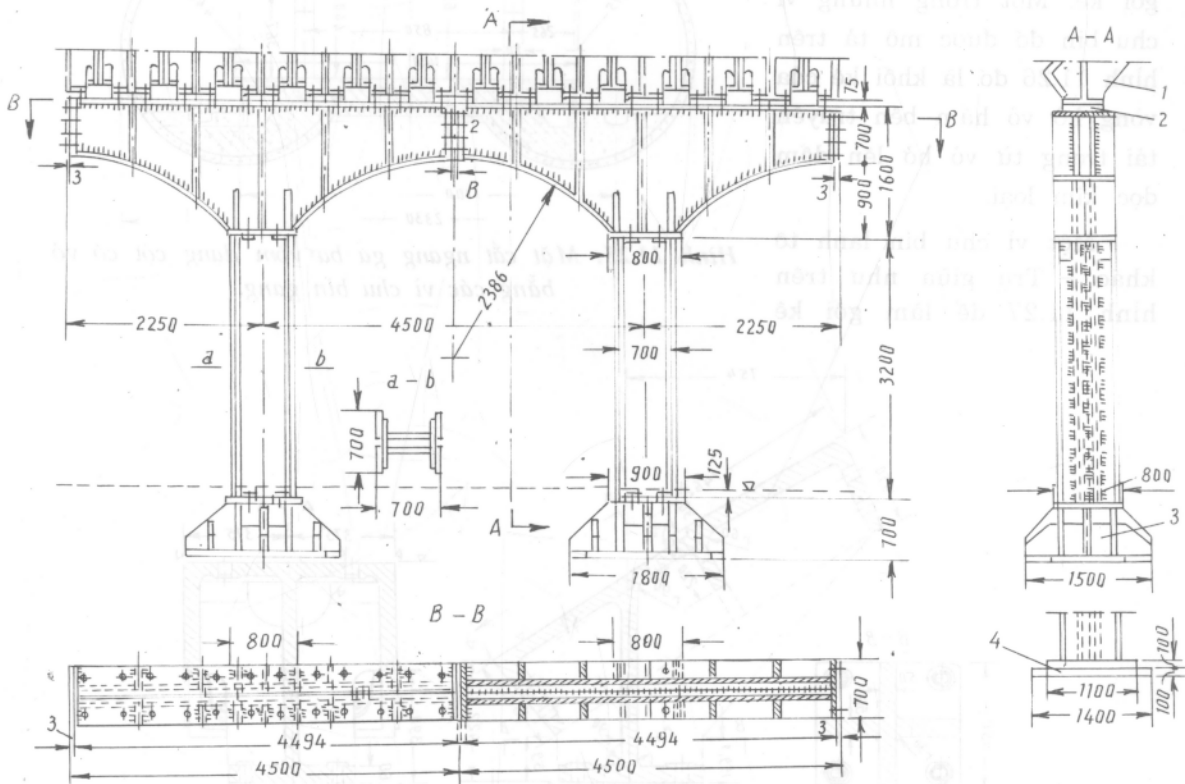


Hình 11.26. Kết cấu vì chu bin kê (thiết kế của Liên Xô cũ).

cho vòm giữa được tựa lên vì chu bin lạnh tô trụ bên như đã nêu ở trên. Để ngăn cản chuyển vị khả dĩ của chu bin trụ giữa về phía hầm bên, sườn kê của chu bin kê vỏ hầm bên có một diện gối bố trí vuông góc với diện kê của chu bin trụ giữa. Để làm điểm tựa cho vì chu bin kê gối của vỏ hầm bên có một diện nằm ngang nối với lưng và sườn nhờ các sườn ngang và sườn dọc kiểu chữ thập. Lỗ bu lông ở diện kê này có dạng ô van để đề phòng sự dịch chuyển khi lắp giáp vỏ hầm bên. Kích thước của lỗ ôvan cho phép sự dịch chuyển của vì chu bin nhỏ hơn hoặc bằng 15 mm.

Kết cấu của vì chu bin là thuận lợi ở chỗ tất cả các khe nối của các vì chu bin cạnh nhau còn lại là cho phép để xem xét kiểm tra sau khi lắp đặt các kết cấu thép và trong trường hợp có thể để chèn lấp đầy bổ sung sau khi vỏ hầm biến dạng.

Kết cấu thép chịu *Hình 11.27. Kết cấu vì chu bin kê kiểu IJO của Liên Xô cũ.* lực lập từ dầm dọc bên trên, cột và đế kê hoặc tấm kê (hình 11.28).



Hình 11.28. Kết cấu chịu lực bằng thép

1- Vì chu bin B_B ; 2- Bê tông amian ; 3- Chân đế ; 4- Tấm kê.

Các cấu kiện hai côngxôn của dầm dọc bên trên được nối với nhau ở giữa nhịp nhờ một bản đệm và bu lông thô. Tiết diện ngang là chữ I có một đến hai sườn tăng cường dạng hàn hoặc tán đinh.

Để phù hợp với kết cấu của dầm dọc, cột lập từ thép tấm và thép góc tán hoặc hàn với nhau tiết diện đơn hoặc kép.

Kết cấu gối kê của cột thép có hai dạng là đế hàn hoặc tấm kê (xem hình 11.28).

Khoảng cách giữa hai hàng cột theo phương dọc ga là bội số của bề rộng vì chu bin, lấy trong phạm vi $4 \div 5$ m.

Việc giảm độ lệch tâm khi chắt tải trong kết cấu thép chịu lực đạt được bằng cách giảm kích thước diện kê của cửa vì chu bin lạnh tô của vỏ hầm bên và giảm hơn nữa kích thước của bê tông amiăng chèn không gian giữa kết thép bên trên và diện kê của các chu bin lạnh tô của hầm bên.

Bởi vì phần kê của kết cấu thép chịu lực (đế hoặc tấm) không tựa lên vì chu bin của vỏ hầm mà tựa lên xà cằng bằng bê tông nên vị trí thẳng đứng của các cột có dầm dọc tựa lên nó không phụ thuộc vào vị trí thực tế truyền tải trọng của các vì chu bin lạnh tô bên.

Vỏ hở ở phía dưới của hầm bên giao với tấm bê tông cốt thép phẳng, khi có nước bao quanh vỏ ga thì nó tiếp nhận áp lực nước ở phía dưới.

Là kết cấu chịu lực xô của vỏ hầm hở (cả hầm bên và hầm giữa) nên người ta sử dụng tấm hoặc vòm bê tông cốt thép, dầm thép thẳng hoặc cong.

Việc sử dụng tấm phẳng và dầm thẳng ở gian giữa giảm đáng kể chiều cao ga.

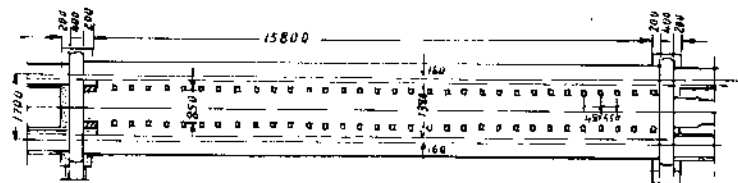
Việc xây dựng vòm bê tông cốt thép liên tục trên suốt chiều dài gian giữa là một quá trình khó khăn không tránh khỏi việc phải đặt vì chống tạm là những giằng ngang kim loại để tiếp nhận lực xô ngang sau khi lắp ráp vỏ chu bin của vòm gian giữa.

Nhược điểm cơ bản của những giằng cong ở hai ga đã sử dụng ở Leningrat là không đủ độ cứng.

Việc sử dụng các thanh cằng trong các hầm bên ở cùng mức với các chu bin lạnh tô có thể là giải pháp đơn giản và tin cậy hơn cả khi hợp lực của các lực cằng hướng vào trục ga.

Hợp lực của các lực cằng hướng về phía hầm bên có thể do vỏ của hầm bên và địa tầng tiếp nhận.

Giải pháp qui hoạch của ga ba vòm dạng cột khác với các ga khác ở chỗ bố trí các hầm thang máy ở giữa các hầm nối ga ở đầu ga và không có buồng phục vụ ở dưới đường ke của gian giữa (hình 11.29).



Hình 11.29. Mặt bằng ga ba vòm kiểu cột.

Các ca bin trục và điều độ được bố trí ở đầu của các đường ke bên cũng như ở các ga dạng trụ.

Các buồng phục vụ khi không có hầm cầu thang số hai thì được bố trí ở đầu cụt của gian giữa. Khi có hai hầm cầu thang máy thì chúng được đặt trong một hang riêng bố trí ở cùng mức với các cầu vượt trên đường tàu chạy được liên hệ thuận lợi với đường ke bằng cầu thang bộ đặt ở đầu ga.

Kinh nghiệm khai thác các ga dạng cột chỉ rõ : ưu điểm của chúng là thuận tiện trong khai thác, đẹp về kiến trúc. Việc tiếp tục hoàn thiện giải pháp này sẽ dẫn đến việc giảm tiêu hao vật liệu và hoàn thiện các giải pháp thi công loại ga này.

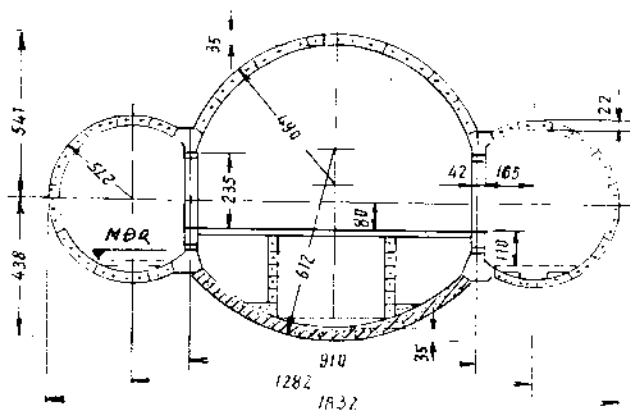
Nhược điểm của ga dạng cột là : chiều dài gian giữa khá lớn mà không thể rút ngắn được. Điều này làm hạn chế khả năng áp dụng loại ga này theo các điều kiện qui hoạch thành phố. Các giải pháp kết cấu chịu lực càng càng chưa thật hoàn thiện và chưa đủ tin cậy và gây khó khăn cho quá trình xây dựng ga.

11.4.2. Ga có vỏ bằng các khối lắp ghép bê tông cốt thép

Một loại kết cấu mới cho ga ba vòm là loại không có hầm ga bên cạnh như trên hình 11.30. Mặc dầu trong ga có tường (không có cột) nhưng nó vẫn thuộc ga dạng cột bởi vì nó được xây dựng theo nguyên tắc có bố trí tương hỗ ba bộ phận thành phần của hầm ga trong đó vỏ hầm của ba bộ phận cắt nhau và ở những chỗ cắt nhau đó vỏ được tựa lên các kết cấu chịu lực bên trong.

Vỏ của hầm giữa ga loại này gồm vòm trên và vòm dưới bán kính khác nhau và lắp ráp bằng các khối bê tông cốt thép có sườn (đối với vòm bên trên) hoặc khối đặc (cho vòm dưới).

Vỏ của hầm bên (theo khổ tĩnh không của Nga) có đường kính 5,50 mét lắp ráp bằng các khối bê tông cốt thép có sườn hở về phía gian giữa của ga. Tại phía hở này vỏ được tựa lên các tường dọc ga. Tường dọc lắp ghép bằng các vi chu bin gang kiểu lạnh tô.



Hình 11.30. Mặt cắt ngang kết cấu ga kiểu mới.

Tường dọc có tạo lối thông giữa phần bên và gian giữa ga. Vị trí và số lượng lối thông lấy và bố trí tương ứng với cửa các toa của đoàn tàu. Bề rộng của một vòng vỏ và tường dọc lấy là ước số chung của khoảng cách giữa các cửa trong một toa và cửa giữa hai toa kế nhau.

Để tạo được lối thông lại chịu được áp lực chính là áp lực đất người ta dùng các khung gồm lanh tô trên và lanh tô dưới cùng với các tấm tường chống giữa các lanh tô (hình 11.31).

Ở mỗi lối thông đều có bố trí cửa để ngăn cách gian giữa ga và hầm bên.

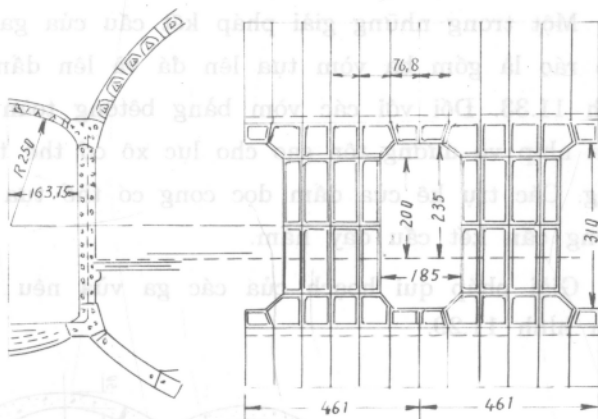
Cửa này chỉ mở khi đoàn tàu đã đỗ ở ga để hành khách lên xuống tàu.

Ga loại này có ưu điểm là giảm khá nhiều khối lượng công việc trong quá trình thi công nhưng có nhược điểm cơ bản là khó tiêu chuẩn hóa bề rộng của một vòng vỏ hầm, vì nó phải phù hợp với khoảng cách giữa các cửa của toa tàu và đoàn tàu.

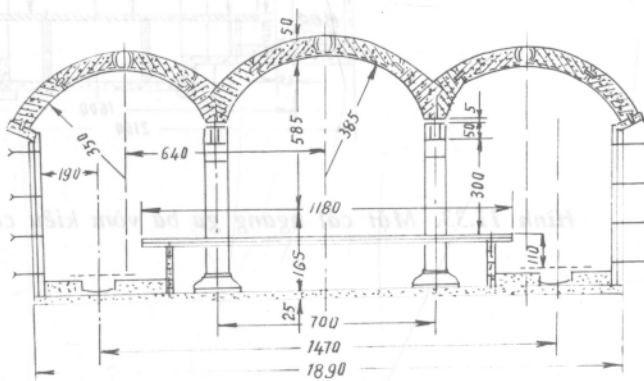
Vì không có đường ke bên nên các buồng điều độ phải đặt ở mức đường ke còn buồng phục vụ thường đặt dưới đường ke và liên hệ với đường ke bằng một cầu thang bộ đặt ở giữa đường ke.

Việc sử dụng các khối lắp ghép bằng bê tông cốt thép không chỉ riêng cho dạng kết cấu nêu trên. Với những điều kiện thuận lợi các ga sâu dạng cột hoàn toàn có thể sử dụng các cấu kiện lắp ghép bằng bê tông cốt thép.

Trong đá cứng không ngâm nước kết cấu ga loại này có thể gồm ba vòm tựa phía ngoài lên đá còn phía trong tựa lên các dầm cong chịu lực bằng thép hoặc bê tông cốt thép (hình 11.32).



Hình 11.31. Kết cấu các lối thông trong tường.



Hình 11.32. Mặt cắt ngang ga ba vòm kiểu cột có vỏ bằng các khối bê tông cốt thép lắp ghép.

11.4.3. Các ga có vỏ là bê tông toàn khối

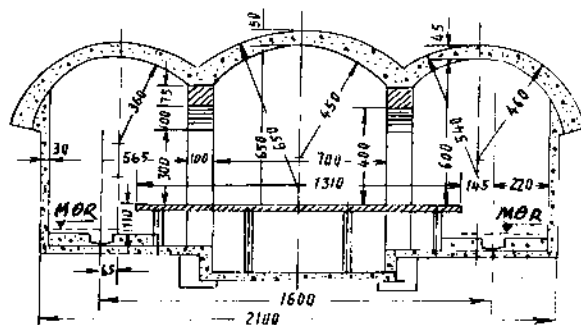
Việc sử dụng bê tông toàn khối làm vật liệu để xây vỏ ga ba vòm dạng cột có thể cho phép chỉ khi đặt ga trong đá cứng chắc, khô ráo.

Xây dựng các ga trong trường hợp này thường bằng phương pháp mở có sử dụng các vòm thép hoặc neo làm vòm chống tạm và treo các tấm cốp pha chế tạo sẵn để đổ bê tông vòm.

Điều kiện cơ bản để sử dụng kết cấu bê tông toàn khối cho ga ba vòm là có những điều kiện địa chất cho phép chia tiết diện ga tối đa làm ba khối để đào toàn tiết diện cho từng khối một hoặc đào bậc thang mà hố móng vượt trước không đáng kể.

Một trong những giải pháp kết cấu của ga ba vòm dạng cột đặt trong đá cứng khô ráo là gồm ba vòm tựa lên đá và lên dầm dọc cong (dạng vòm dọc) như trên hình 11.33. Đối với các vòm bằng bê tông toàn khối điều quan trọng là chọn tỷ lệ giữa nhịp và đường tên sao cho lực xô có thể tự cân bằng mà không cần đến thanh căng. Các trụ kê của dầm dọc cong có thể tựa trực tiếp lên đá qua các tấm đế mà không cần kết cấu đáy hầm.

Giải pháp qui hoạch của các ga vừa nêu trên có thể tương tự như đã chỉ ra trên hình 11.29.



Hình 11.33. Mặt cắt ngang ga ba vòm kiểu cột có vỏ là bê tông toàn khối.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Булыгев Н.С. Механика подземных сооружений - М. Недра. 1982.
2. Волков В.П., Наумов С.Н., Пирожкова А.Н., Храпов В.Г. Тоннели и Метрополитены - М. Транспорт. 1975.
3. Давыдов С.С. Расчёт и проектирование подземных конструкций. М. 1950.
4. Дандуров М.И. Тоннели. М. 1952.
5. Компаниец С.А., Поправко А.К., Богородецкий А.А. Проектирование тоннелей - М. транспорт. 1973.
6. Лиманов Ю.А. Метрополитены - М. Транспорт. 1971.
7. Маковский Л.В. Городские подземные транспортные сооружения- М. стройиздат. 1985.
8. Мостков В.М. Подземные сооружения Большого сечения - М.Недра. 1974.
9. Мостков В.М. Подземные гидро - технические сооружения - М. "Высшая школа". 1996.

MỤC LỤC

Phần I

THIẾT KẾ HẦM ĐƯỜNG SẮT VÀ HẦM ĐƯỜNG ÔTÔ

Lời nói đầu	3
Chương I. KHÁI NIỆM CHUNG VỀ HẦM	5
1.1. Định nghĩa và phân loại	5
1.2. Hầm là phương tiện vượt chướng ngại trong khi thiết kế các tuyến đường giao thông	7
1.3. Khái niệm về phương pháp thi công hầm	9
1.4. Tóm tắt lịch sử phát triển của việc xây dựng hầm	17
Chương II. MẶT BẰNG VÀ MẶT CẮT DỌC HẦM GIAO THÔNG	23
2.1. Các yêu cầu đối với mặt bằng và mặt cắt dọc của phần tuyến ở trong hầm	23
2.2. Xác định cao độ và vị trí của hầm	28
2.3. So sánh hầm đôi với hai hầm đơn	30
Chương III. NGHIÊN CỨU ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH TUYẾN HẦM	32
3.1. Nhiệm vụ là phương pháp nghiên cứu địa chất công trình	32
3.2. Sự ổn định của khối địa tầng	34
3.3. Các tính chất cơ bản của đá	35
3.4. Nước ngầm	43
3.5. Hơi ngầm	45
3.6. Nhiệt độ trong hầm	46
3.7. Dự báo áp lực địa tầng	52
Chương IV. ÁP LỰC ĐỊA TẦNG	54
4.1. Trạng thái ứng suất trong khối địa tầng xung quanh hang ngầm	54
4.2. Tổng quan về các phương pháp tính áp lực địa tầng	57
4.3. Một số lý thuyết và phương pháp xác định áp lực địa tầng	67
4.4. Áp lực lên vòm chống của giếng đứng	79
4.5. Áp lực địa tầng lên hầm thi công bằng các phương pháp lộ thiên (theo quan điểm vật thể rời)	82

4.6. Áp lực đẩy ở đáy hầm	84
4.7. Áp lực địa tầng khi có hai hầm song song	86
Chương V. KẾT CẤU VỎ HẦM GIAO THÔNG	
5.1. Khổ hầm	87
5.2. Khuôn trong của vỏ hầm	89
5.3. Vật liệu để xây dựng vỏ hầm	92
5.4. Kết cấu vỏ hầm giao thông	95
5.5. Kết cấu hầm tiết diện lớn.....	106
5.6. Phòng và thoát nước cho công trình ngầm	115
5.7. Kết cấu của hầm	119
Chương VI. TẢI TRỌNG VÀ TÍNH TOÁN KẾT CẤU NGẦM	122
6.1. Tải trọng lên kết cấu ngầm	122
6.2. Sự tác động tương hỗ giữa kết cấu ngầm và khối địa tầng - Lực kháng đàn hồi	128
6.3. Tính toán kết cấu ngầm	132
Chương VII. THIẾT KẾ THÔNG GIÓ TRONG HẦM	180
7.1. Tầm quan trọng của việc thông gió trong hầm	180
7.2. Tính toán lượng gió sạch cần thiết	181
7.3. Thông gió tự nhiên	185
7.4. Tác dụng piston của đoàn tàu đối với thông gió trong hầm đường sắt	187
7.5. Thông gió nhân tạo	189

Phần II

MỘT SỐ NGUYÊN TẮC THIẾT KẾ HỆ THỐNG XE ĐIỆN NGẦM

Chương VIII. MỘT SỐ KHÁI NIỆM VỀ MÊTRÔ (HỆ THỐNG XE ĐIỆN NGẦM)	194
8.1. Khái niệm cơ bản về mêtrô	194
8.2. Một số nguyên tắc thiết kế các tuyến mêtrô	196
8.3. Mặt bằng và mặt cắt dọc của tuyến mêtrô	199
Chương IX. ĐOÀN TÀU VÀ CÁC THIẾT BỊ TRÊN ĐƯỜNG CỦA MÊTRÔ	202
9.1. Đoàn tàu mêtrô	202
9.2. Khổ tĩnh không của hầm mêtrô	203

9.3. Cấu tạo phần trên của đường mét-rô	205
9.4. Các công trình nối ga của hệ thống mét-rô	206
9.5. Các đường rẽ, hang cụt, hầm phân nhánh và cửa thông với mặt đất của hầm nối ga	209
Chương X. CÁC GA MÊT-RÔ NGẦM	212
10.1. Các khái niệm chung	212
10.2. Phân loại ga	213
10.3. Xác định các kích thước cơ bản của ga mét-rô	218
Chương XI. CÁC GIẢI PHÁP KẾT CẤU VÀ QUI HOẠCH GA MÊT-RÔ	224
11.1. Các kết cấu ga có trần phẳng	224
11.2. Các ga một và hai vòm	228
11.3. Ga ba vòm kiểu trụ	231
11.4. Ga ba vòm dạng cột	239
Các tài liệu tham khảo	245

NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI

80B Trần Hưng Đạo - Hà Nội

ĐT: (04) 9423345 - 8221627 * Fax: (04) 8224784

TÌM ĐỌC

- * Vật liệu xây dựng
- * Thiết kế cống và cầu nhỏ trên đường ô tô
- * Tiêu chuẩn thiết kế đường ô tô
- * Xây dựng mặt đường ô tô
- * Xây dựng nền đường ô tô

Phát hành tại

Nhịp cầu
Trí thức

80B Trần Hưng Đạo, Hà Nội
ĐT: 04. 9428746 - Fax: 04. 8224784

Thiết kế công trình hầm giao



1704090000027

30,000



SÁCH TRỢ GIÁ

Giá: 30.000 đ