

TRƯỜNG ĐẠI HỌC CÔNG NGHỆ GIAO THÔNG VẬN TẢI

Đỗ Như Tráng¹ (Chủ biên), Phùng Bá Thắng², Nguyễn Anh Tuấn³, Vũ Thị Thùy Giang⁴,
Nguyễn Thị Quỳnh Như⁵, Nguyễn Văn Quang⁶.

CÔNG TRÌNH HÀM GIAO THÔNG

**Dùng cho đào tạo Đại học chuyên ngành Kỹ thuật xây dựng
Công trình Giao thông**



Hà Nội 2024

Lời mở đầu.

Tại Việt Nam, thời gian qua đã xây dựng được khá nhiều các công trình ngầm có vai trò quan trọng góp phần phát triển kinh tế, xã hội. Với công nghệ đào hầm Mỏ truyền thống, Việt Nam đã rất thành công trong xây dựng nhiều công trình ngầm lớn tầm Quốc tế như các hầm thủy điện Sông Đà, Hầm thủy điện Yaly, gần đây, các công nghệ đào hầm mới của Áo (NATM) đã được áp dụng tại các dự án lớn như hầm đường bộ qua đèo Hải Vân, Hầm đường bộ Đèo Cả, Đèo ngang, Cù Mông vv... Các công nghệ mới như khoan đào (TBM), Kịch đẩy (pipe-Jacking) đã và đang được áp dụng nhiều và sẽ là chủ đạo trong thời gian tới trong thi công các công trình ngầm đô thị và các công trình hạ tầng cơ sở khác.

Từ khi có sự xuất hiện của NATM với các nguyên tắc thiết kế riêng, người ta mới quan tâm đến khả năng tự mang tải của khối đá trong công tác thiết kế hầm. Việc mở ra hướng đi mới này đã dẫn đến việc nghiên cứu sâu rộng hơn bài toán tương tác hệ kết cấu vỏ hầm – môi trường đất đá xung quanh (cùng biến dạng) và kể đến tính biến dạng phi tuyến của nền đất đá do đó tận dụng khả năng mang tải của nó ngay cả khi vượt quá giới hạn bền.

Để đảm bảo phục vụ cho nhiều mục đích trong nhiều lĩnh vực khác nhau, đảm bảo yêu cầu kiến trúc, cảnh quan văn minh hiện đại, đảm bảo sự phát triển bền vững mà vẫn tiết kiệm quỹ đất thì hầu như các nước trên thế giới đều tìm cách khai thác phần không gian ngầm dưới lòng đất. Trong những năm gần đây, tại hai thành phố lớn là Hà Nội và Tp Hồ Chí Minh, hệ thống tàu điện ngầm đang được triển khai. việc xây dựng hệ thống Tàu điện ngầm để vận chuyển hành khách công cộng với khối lượng lớn là nhu cầu cấp thiết. Một trong những công nghệ thi công hầm Tàu điện ngầm đang được coi là đạt được hiệu quả cao nhất về mặt tiến độ thi công, độ an toàn cao, ít làm ô nhiễm môi trường và không ảnh hưởng đến công trình xung quanh chính là công nghệ sử dụng tổ hợp khoan đào TBM. Ở Việt Nam công nghệ này còn khá mới mẻ, chưa có nhiều tài liệu tham khảo.

Vì những lý do đó, nhóm tác giả đã cố gắng biên soạn tài liệu này làm tài liệu giảng dạy ở trình độ Đại học cho các học viên thuộc chuyên ngành Kỹ thuật xây dựng công trình Giao thông tại trường Đại học Công nghệ GTVT, giới thiệu và bổ xung những kiến thức tối thiểu cần thiết và làm tài liệu tham khảo cho những ai quan tâm tới các vấn đề này.

Chúng tôi hy vọng, tài liệu biên soạn này sẽ là bạn đồng hành của những cán bộ kỹ thuật tham gia công tác khảo sát, thiết kế và xây dựng đường hầm, đóng góp vào việc áp dụng rộng rãi và phát triển lĩnh vực xây dựng nêu trên.

Vì trình độ có hạn, tài liệu biên soạn chắc chắn không thể tránh được các thiếu sót, nhóm tác giả rất biết ơn và mong nhận được các góp ý quý báu của bạn đọc. Mọi góp ý xin gửi về địa chỉ sau: donhutrang2006@gmail.com,

MỤC LỤC

TỔNG QUAN	12
1. Định nghĩa	12
2. Phân loại hầm theo phương pháp thi công	13
CHƯƠNG 1. BÌNH ĐỒ VÀ TUYẾN	16
1.1. Các khái niệm chung	16
1.2. Mặt cắt ngang hầm	22
1.2.1 Khái niệm chung.....	22
1.2.2 Khổ giới hạn kiến trúc (gabarit-khổ hầm), khuôn trong của hầm (tĩnh không) .	24
1.2.3 Đặc điểm bình đồ và trắc dọc hầm đường bộ	27
1.2.4 Mặt cắt ngang hầm đường bộ	30
1.3 Các công trình khác trong hầm đường bộ	36
1.3.1 Chỗ đỗ xe khẩn cấp	36
1.3.2 Chỗ quay xe	37
1.3.3 Đường ngang	37
1.3.4 Các bộ phận công trình khác trên mặt cắt ngang.....	39
1.3.5 Hệ thống phòng nước và thoát nước	39
1.3.6 Hệ thống cấp điện và cấp nước.....	41
1.3.7 Các bộ phận phục vụ an toàn khai thác	41
1.4. Hầm đường sắt.....	42
1.5. Hầm vượt, hầm chui.	47
1.5.1 Đặc điểm vị trí của hầm dành cho người đi bộ.....	49
1.5.2 Đặc điểm về trắc dọc của hầm bộ hành	52
1.5.3 Đặc điểm về lối lên xuống của hầm bộ hành	53
1.5.4 Đặc điểm mặt cắt ngang của hầm bộ hành và đường dẫn.....	55
1.5.5 Đặc điểm về hệ thống kỹ thuật trong hầm bộ hành	59
1.5.6 Hệ thống thoát nước trong hầm	60
1.6 Hầm dưới nước	60
1. 6.1 Các phương pháp xây dựng công trình ngầm dưới nước.	61
1.6.2. Đặc điểm tuyến và mặt cắt ngang.....	65
1.6.3. Các khối hạ.	72
CHƯƠNG 2. KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH, CÁC TÍNH CHẤT CƠ LÝ VÀ PHÂN LOẠI ĐẤT ĐÁ.....	82
2.1. Ý nghĩa và nội dung của công tác khảo sát địa chất công trình trong xây dựng đường hầm.	82
2.2. Các tính chất cơ lý của đất đá với bài toán thiết kế công trình ngầm.....	89
2.3. Phân loại đất đá trong xây dựng công trình ngầm.....	90
2.3.1. Các phương pháp đánh giá theo tải trọng khối đá	92
2.3.2. Các phương pháp đánh giá mức độ ổn định của khối đá.....	94
2.3.3. Tương quan các hệ thống phân loại khối đá.....	107
2.4. Ảnh hưởng của các yếu tố địa chất điển hình đến xây dựng công trình ngầm.....	107
2.4.1. Phay phá và đứt gãy.....	108
2.4.2. Đất đá trương nở và ép vất	111
2.4.3. Gas và khí độc	111

CHƯƠNG 3 ÁP LỰC ĐẤT ĐÁ.	113
3.1. Tổng quán, khái niệm áp lực đất đá.....	113
3.1.1 Tổng quán.....	113
3.1.2. Khái niệm áp lực đất đá.....	115
3.2. Trạng thái ứng suất đất đá trước và sau khi xây dựng công trình ngầm	116
3.2.1. Trạng thái ứng suất trước khi đào hầm.....	116
3.2.2. Trạng thái ứng suất trong đất đá sau khi đào hầm.....	118
3.3. Tính toán áp lực đất đá	125
3.3.1. Tính toán áp lực đất đá thẳng đứng.....	126
3.3.2. Áp lực hông.....	132
3.3.3. Áp lực nền	133
3.4. Một số trường hợp đặc biệt.....	136
3.4.1. Công trình ngầm thẳng đứng.....	136
3.4.2. Công trình ngầm nằm nghiêng (Hình 3.17).....	137
3.4.3. Trường hợp công trình ngầm chạy qua sườn núi (hình vẽ 18).....	138
3.5. Các ví dụ.....	139
3.6. Trữ bảo vệ.....	148
3.7. Ổn định của khoang hầm không chống (không lát).....	150
3.8. Đo ứng suất trong đất đá bằng thực nghiệm.....	153
CHƯƠNG 4 KẾT CẤU CÔNG TRÌNH NGẦM.....	158
4.1 Tổng quan về tính toán kết cấu công trình ngầm.....	158
4.1.1. Phân loại các phương pháp phân tích kết cấu theo liên kết với môi trường đất đá xung quanh.....	158
4.1.2. Phân loại các phương pháp phân tích kết cấu theo tính chất tương tác giữa kết cấu vỏ hầm với môi trường đất đá xung quanh.....	158
4.2 Tính toán kết cấu nguyên khối (đúc tại chỗ) công trình ngầm chịu tĩnh tải.....	159
4.2.1. Thiết kế hình học một số loại kết cấu nguyên khối công trình ngầm thường dùng.....	159
4.2.2. Xác định kích thước sơ bộ và kích thước tính toán.....	161
4.2.3. Tải trọng tính toán.....	163
4.1.4 Hoạt tải	166
4.3. Tính toán kết cấu nguyên khối công trình ngầm dạng vòm đặt trực tiếp lên đất đá.....	167
4.4. Tính toán kết cấu công trình ngầm nguyên khối hình vòm tường thẳng theo thuyết biến dạng cục bộ của Winkler – phương pháp của S.N. Naumốp.....	171
4.4.1 Tính vòm.....	171
4.4.2 Tính tường bên	174
4.4.3 Tính kết cấu công trình ngầm liên tục.....	182
4.5. Tính toán kết cấu hình móng ngựa.....	183
4.5.1 Chọn sơ đồ tính toán.....	183
4.5.2 Tính toán nội lực.....	184
4.6. Tính toán kết cấu nguyên khối hình tròn.....	202
4.7. Tính toán kết cấu công trình ngầm bằng phương pháp thay thanh.....	205

4.8. Tính toán kết cấu công trình ngầm theo mô hình nền biến dạng toàn bộ- mô hình bán không gian đàn hồi (phương pháp của Đavudốp).	213
4.8.1. Các khái niệm chung	213
4.8.2. Tính toán kết cấu công trình ngầm có tường cứng	214
4.8.3. Tính vòm	215
4.8.4. Tính toán bản đáy	223
4.8.5. Tính toán tường cứng	224
4.8.6. Các trường hợp riêng trong tính toán kết cấu công trình ngầm	235
4.8.7. Tính toán bản đáy phẳng	239
4.8.8. Ví dụ về thiết kế kết cấu công trình ngầm	239
4.9. Tính toán kết cấu lắp ghép chịu tải trọng tĩnh.	256
4.9.1. Đặc điểm tính toán kết cấu lắp ghép	256
4.9.2. Đánh giá, phân loại kết cấu lắp ghép	257
4.9.3. Tính toán kết cấu lắp ghép	261
4.10. Đặc điểm tính toán và bố trí cốt thép trong công trình ngầm.	271
4.11. Phân tích kết cấu hầm theo NATM.	273
4.11.1. Các khái niệm cơ bản về phân tích kết cấu và hàm thi công theo phương pháp NATM	273
4.11.2. Phương pháp không chế hội tụ-phân tích kết cấu và hàm thi công theo phương pháp NATM.....	278
4.12.2. Các phần mềm dựa trên cơ sở các phương pháp của cơ học kết cấu.	300
4.12.3. Tính toán kết cấu và hàm trên máy tính - phương pháp thay thanh.	300
CHƯƠNG 5: THÔNG GIÓ TRONG ĐƯỜNG HẦM.....	304
5.1. Các khái niệm chung.	304
5.2. Các tham số thông gió trong hầm.....	304
5.2.1 Các giới hạn tầm nhìn do khói.....	306
5.2.2 Yêu cầu khí sạch làm tan khói.....	306
5.2.3. Các giới hạn lượng CO	307
5.2.4 Yêu cầu khí sạch để làm sạch khí CO	308
5.3. Với hầm đường bộ theo cách tính của CHLB Nga.....	309
5.4 Với đường hầm đường sắt (TC CHLB Nga)	310
5.5. Tính toán lượng gió cần thiết.....	311
5.6. Thông gió tự nhiên	313
5.7. Tác dụng piston của đoàn tàu đối với thông gió trong hầm đường sắt	316
5.8. Thông gió nhân tạo:	318
5.8.1. Thông gió dọc:.....	318
5.8.2. Thông gió ngang:.....	319
5.8.3. Hệ thống thông gió bán ngang (Thông gió hỗn hợp):	320
5.8.4. Máy quạt gió:.....	322
TÀI LIỆU THAM KHẢO	325
PHỤ LỤC	327

DANH MỤC HÌNH VẼ

Hình 1. 1 Các thành phần của đường hầm theo mặt cắt dọc	17
Hình 1. 2 Bố trí lối ra vào hầm trên đường cao tốc theo tiêu chuẩn Nhật Bản và châu Âu.	18
Hình 1. 3 Sự tồn tại của các lớp phong hóa và ảnh hưởng tới chọn tuyến hầm.	21
Hình 1. 4 Bố trí hầm trong các lớp uốn nếp và giá trị áp lực.	21
Hình 1. 5 Cao độ đặt hầm.	22
Hình 1. 6 Các tham số cơ bản khi lựa chọn cao độ đặt hầm.	22
Hình 1. 7 Hình dạng vỏ hầm phụ thuộc vào chức năng của nó.	22
Hình 1. 8 Một số hình dạng vỏ hầm cho loại công trình ngầm tiết diện lớn dạng buồng.	23
Hình 1. 9 Xác định các kích thước mặt cắt ngang hầm.	24
Hình 1. 10 Khổ hầm đường bộ	25
Hình 1. 11 khổ giới hạn đường cao tốc theo TCVN 5729: 2012	25
Hình 1. 12 Ví dụ về phác họa khuôn trong (tĩnh không) hầm.	27
Hình 1. 13 Tĩnh không hình vòm tường thẳng đường bộ hai làn xe (TC châu Âu)	27
Hình 1. 14 Một số loại hầm xuyên núi hay gặp.....	28
Hình 1. 15 Một số giải pháp chọn tuyến hầm.....	28
Hình 1. 16 Các phương án kết cấu khi tuyến bố trí dọc theo sườn núi.	28
Hình 1. 17 Bố trí hướng dốc trong hầm.....	29
Hình 1. 18 Cửa hầm.....	30
Hình 1. 19 Khổ hầm cho tuyến.....	31
Hình 1. 20 Khổ hầm	32
Hình 1. 20 Khổ giới hạn theo tiêu chuẩn CH Liên bang Nga cũ.....	32
Hình 1. 22 Hầm đường bộ điển hình và chiều rộng lề	32
Hình 1. 23 Ví dụ mặt cắt tiêu chuẩn của hầm đường bộ TC Nhật Bản (hai làn xe có phần đường kiểm tra)	33
Hình 1. 24 Mặt cắt ngang tiêu chuẩn của hầm đường bộ TC Nhật Bản (ba làn xe có lối đi bộ)	33
Hình 1. 25 Phương án vách trần và bảo đảm thông gió, bố trí thiết bị bên trên.....	33
Hình 1. 26 Phương án vách trần và bảo đảm thông gió, bố trí thiết bị bên trên.....	34
Hình 1. 27 Nửa mặt cắt ngang hầm- khổ hầm.	36
Hình 1. 28 Nửa mặt cắt ngang hầm- tĩnh không.	36
Hình 1. 29. Mặt cắt ngang hầm vị trí đỗ xe khẩn cấp trong đá loại CII (Dự án Hầm Đèo Cả) 37	
Hình 1. 30. Mặt cắt ngang hầm vị trí đỗ xe khẩn cấp trong đá loại CI (Dự án Hầm Đèo Cả). 37	
Hình 1. 31. Mở rộng hầm tại đoạn tránh và chỗ quay xe (Dự án Hầm đường bộ Núi Vung).. 37	
Hình 1. 32. Mặt cắt ngang hầm đường ngang lối thoát hiểm cho xe (Dự án Hầm Núi Vung). 38	
Hình 1. 33. Mặt cắt ngang hầm đường ngang lối thoát hiểm cho khách bộ hành (Dự án Hầm Núi Vung).....	38
Hình 1. 34. Hệ thống thiết bị trong hầm đường bộ (Mỹ)	39
Hình 1. 35. Ví dụ về chống thấm và rãnh thoát nước.....	40
Hình 1. 36. Ví dụ về các chi tiết của hệ thống rãnh thoát.	41
Hình 1. 37. Các loại buồng kho trong hầm (TC hầm GT CHLB Nga).	42
Hình 1. 38. Kích thước một số loại buồng- hang trong hầm.	42
Hình 1. 39. Xác định độ dốc đầu hầm.	43
Hình 1. 40. Khổ hầm đường sắt đường sắt theo tiêu chuẩn CH Liên bang Nga cũ áp dụng cho một số đường sắt Việt Nam.	44
Hình 1. 41. Ví dụ về một tĩnh không hầm đường sắt của Hungary.....	45
Hình 1. 42. Ví dụ về một mặt cắt ngang hầm đường sắt đơn theo Tiêu chuẩn Nhật (hướng tuyến thẳng).....	46
Hình 1. 43. Ví dụ về một mặt cắt ngang hầm đường sắt đôi theo Tiêu chuẩn Nhật (hướng tuyến cong)	46

Hình 1. 44. Một số loại kết cấu vỏ hầm.....	46
Hình 1. 45. Kết cấu vỏ hầm là chubin gang	46
Hình 1. 46. Cửa hầm đường sắt	47
Hình 1. 47. Các loại buồng, hầm cắt trong hầm đường sắt	47
Hình 1. 48. Một số tính không hầm đường sắt điển hình	47
Hình 1. 49. Hầm bộ hành.....	48
Hình 1. 50. Lối lên xuống kết hợp xe thô sơ.	48
Hình 1. 51. Biển chỉ dẫn và mái che cầu thang	48
Hình 1. 52. Chiều sáng trong hầm	48
Hình 1. 53. Hầm bộ hành Plescot (CH Sec)	49
Hình 1. 54. Hầm dành cho người đi bộ kết nối với ga tàu điện ngầm ở Mỹ	49
Hình 1. 55. Hầm bộ hành qua đường trục dạng tuyến.....	50
Hình 1. 56. Hầm bộ hành có các nhánh lên hai phía	50
Hình 1. 57. Sơ đồ hầm bộ hành dạng tuyến hình chữ T và hình chữ Y	51
Hình 1. 58. Hầm bộ hành bố trí theo sơ đồ chữ X chữ I	51
Hình 1. 59. Hầm bộ hành bố trí theo dạng chữ nhật và theo chu vi giao cắt	52
Hình 1. 60. Hầm bộ hành bố trí theo dạng tròn và dạng đa giác	52
Hình 1. 61. Các dạng trắc dọc hầm bộ hành.....	53
Hình 1. 62. Trắc dọc hai mái dốc của hầm bộ hành	53
Hình 1. 63. Sự liên hệ giữa hầm bộ hành với đường hầm GT.....	54
Hình 1. 64. Kết cấu cầu thang lối đi (a, b) và dạng bậc thang (c)	55
Hình 1. 65. Ví dụ về các loại mặt cắt ngang hầm cho người đi bộ	56
Hình 1. 66. Hầm bộ hành bằng bê tông cốt thép dạng vòm (đổ tại chỗ, lắp ghép).	56
Hình 1. 67. Hầm bộ hành bằng bê tông cốt thép dạng tròn (đổ tại chỗ, lắp ghép).	56
Hình 1. 68. Hầm bộ hành bằng bê tông cốt thép dạng hình chữ nhật	56
Hình 1. 69. Vỏ hầm bằng các khối xây.	57
Hình 1. 70. Kết cấu hầm cho người đi bộ đúc từ các đốt nguyên nhịp thông thủy đến 4m.	57
Hình 1. 71. Hầm bộ hành bằng thép	57
Hình 1. 72. Hầm bộ hành bằng gang	58
Hình 1. 73. Kết cấu đường dốc BTCT toàn khối.....	59
Hình 1. 74. Kết cấu đường dẫn bằng BTCT lắp ghép.	59
Hình 1. 75. Các sơ đồ cơ cấu thoát nước trong hầm	60
Hình 1. 76. Sơ đồ vị trí đặt hầm so với mặt nước của nguồn chứa nước.	61
Hình 1. 77. Phân loại các phương pháp xây dựng công trình ngầm dưới nước	62
Hình 1. 78. Bến vượt và hầm vượt dưới nước qua Vịnh Xurap Nhật Bản.....	63
Hình 1. 79. Hầm đường sắt nằm dưới nước Xeyken Nhật Bản.....	63
Hình 1. 80. Chiều sâu đặt hầm và các cao độ đặc trưng cho hầm vượt dưới nước thi công theo phương pháp: a, Khiên đào; b, Hạ đoạn.	65
Hình 1. 81. Mặt cắt địa chất của hầm dưới nước.....	66
Hình 1. 82. Các tuyến cong đặc trưng.	67
Hình 1. 83. Hầm đường sắt vượt có trắc dọc đa giác nhiều cạnh (nhiều mái dốc).....	68
Hình 1. 84. Hầm đường bộ có đường cong đứng trong giới hạn hạ đoạn.	68
Hình 1. 85. Mặt cắt ngang hầm có chiều sâu đặt khối hạ được cắt giảm.	70
Hình 1. 86. Kết cấu vỏ hầm đường bộ dạng tròn, thông gió ngang.	70
Hình 1. 87. Phối cảnh Hầm đường bộ Thủ Thiêm qua sông Sài Gòn	71
Hình 1. 88. Phối cảnh Interier hầm đường bộ Thủ Thiêm qua sông Sài Gòn	71
Hình 1. 89. Trắc dọc hầm đường bộ Thủ Thiêm (sơ đồ).....	71
Hình 1. 90. Các Phương pháp thi công hầm đường bộ Thủ Thiêm.....	71
Hình 1. 91. Kết cấu khối hạ hầm đường bộ Thủ Thiêm.....	71
Hình 1. 92. Các bước thi công và phối cảnh hầm đường bộ Thủ Thiêm.	72
Hình 1. 93. Các sơ đồ phân tích ảnh hưởng của các khối hạ.....	73
Hình 1. 94. Khối hạ có mặt cắt ngang hình tròn.....	75

Hình 1. 95. Trình tự đổ bê tông khối hạ có độ nổi lớn	75
Hình 1. 93. Mặt cắt ngang hầm dưới nước cho đường bộ	77
Hình 1. 97. Mặt cắt ngang hầm dưới nước ở Mắc xoen-phương án	77
Hình 1. 98. Mặt cắt ngang hầm kép tại cảng Mắc Xoen cũ	79
Hình 1. 99. Thép ứng suất trước trong khối hạ (Hầm qua vịnh Havan)	79
Hình 1. 100. Bãi đúc khối hạ	79
Hình 1. 101. Các khối hạ sau khi đúc	80
Hình 1. 102. Đổ bê tông khối hạ	80
Hình 1. 103. Công tác đào giá cho đổ bê tông khối hạ	80
Hình 2. 1. Minh họa lõi khoan	94
Hình 2. 2. Ví dụ xác định RQD	96
Hình 2. 3. Biểu đồ phân loại đất đá theo Q-system	104
Hình 2. 4. Biểu đồ phân loại khối đá theo thời gian tự ổn định của Lauffer	105
Hình 3. 1. Trạng thái ứng suất ban đầu trong đất đá được xem là đàn hồi	116
Hình 3. 2. Trạng thái ứng suất ban đầu trong đất đá rời rạc	117
Hình 3. 3. Sơ đồ tính theo bài toán phẳng của lý thuyết đàn hồi	119
Hình 3. 4. Các thành phần ứng suất trong khối đá trong hệ tọa độ cực	119
Hình 3. 5. Biểu đồ phân bố ứng suất σ_r và σ_θ	121
Hình 3. 6. Sự hình thành các vùng ứng suất LCXQKH sau khi đào hầm	125
Hình 3. 7. Mô hình toàn bộ trọng lượng cột đất đá	126
Hình 3. 8. Mô hình một phần trọng lượng cột đất đá	127
Hình 3. 9. Thuyết tạo vòm của M.M. Protodjakonop	129
Hình 3. 10. Sơ đồ xác định tải trọng thẳng đứng	131
Hình 3. 11. Sơ đồ tính toán vùng mất ổn định quanh hầm theo K. Terzaghi	132
Hình 3. 12. Biểu đồ áp lực hông	133
Hình 3. 13. Sơ đồ tính áp lực nền theo Terzaghi	134
Hình 3. 14. Sơ đồ tính áp lực nền	134
Hình 3. 15. Sơ đồ phân bố áp lực nền	136
Hình 3. 16. Tải trọng tác dụng lên giếng	136
Hình 3. 17. Tải trọng tác dụng lên hầm nghiêng	137
Hình 3. 18. Tải trọng tác dụng lên công trình ngầm chạy qua sườn núi	138
Hình 3. 19. Hình ảnh minh họa về trụ bảo vệ	148
Hình 3. 20. Sơ đồ tính trụ bảo vệ	149
Hình 3. 21. Các mặt phá hỏng tới hạn	152
Hình 3. 22. Phân bố ứng suất	152
Hình 3. 23. Hình dạng ổn định của khoang hầm	152
Hình 3. 24. Thiết bị đo áp lực trên mặt đá	155
Hình 3. 25. Khung đo đơn giản, sử dụng khi đào gương trước, các điểm đo được gắn trên khung	155
Hình 3. 26. Cột đo chuyển vị theo phương hướng tâm	156
Hình 3. 27. Tế bào áp lực Philip	156
Hình 3. 28. Tế bào đo áp lực Maihak	156
Hình 3. 29. Thiết bị đo áp lực loại tế bào dầu Ranki của Mỹ	157
Hình 4. 1. Các kích thước cơ bản cho kết cấu có đáy phẳng	160
Hình 4. 2. Các kích thước cơ bản cho kết cấu có đáy cong	160
Hình 4. 3. KC hầm ga ba nhịp Kita narashimo Tuyến Toyo Kosoku-Nhật	161
Hình 4. 4. Kích thước sơ bộ và kích thước tính toán	162
Hình 4. 5. Áp lực nước ngầm	164
Hình 4. 6. Sơ đồ tính toán tải trọng do trọng lượng bản thân của vòm	165
Hình 4. 7. Các kích thước và tải trọng tác dụng	166
Hình 4. 8. Cấu tạo và tính toán kết cấu công trình ngầm dạng vòm thoải kê trực tiếp trên nền đất đá	167

Hình 4. 9. Hệ cơ bản tính vòm.	167
Hình 4. 10. Sơ đồ tính chuyển vị đơn vị tại nền.	168
Hình 4. 11. Xác định chuyển vị đơn vị ở chân vòm.	169
Hình 4. 12. Trường hợp tổng quát.	171
Hình 4. 13. Xác định.	171
Hình 4. 14. Sơ đồ.	172
Hình 4. 15. Sơ đồ tính.	175
Hình 4. 16. Sơ đồ tính tường bên là tường đàn hồi.	176
Hình 4. 17. Sơ đồ tính toán.	177
Hình 4. 18. Sơ đồ tính toán dầm chịu tải trọng bất kỳ.	179
Hình 4. 19. Sơ đồ tính chuyển vị đơn vị.	180
Hình 4. 20. Tường mềm.	181
Hình 4. 21. Sơ đồ tính phản lực trên vòm.	182
Hình 4. 22. Sơ đồ tính toán kết cấu nguyên khối công trình ngầm.	184
Hình 4. 23. Hệ cơ bản tính nội lực.	185
Hình 4. 24. Sơ đồ.	185
Hình 4. 25. Sơ đồ tính toán Δ_h	187
Hình 4. 26. Sơ đồ tính kết cấu hình tròn.	203
Hình 4. 27. Hệ cơ bản.	203
Hình 4. 28. Phương pháp thay thanh.	206
Hình 4. 29. Sơ đồ tính vòm 3 khớp phía trên vỏ hầm.	208
Hình 4. 30. Sơ đồ vành khớp dưới tác dụng của áp lực chủ động (a) và nội lực (b).	209
Hình 4. 31. Nội lực trong vòm 3 khớp dưới tác dụng của mô men đơn vị $M_1=1$	209
Hình 4. 32. Nội lực trong phần vành khớp dưới tác dụng của mô men đơn vị $M_1=1$	210
Hình 4. 33. Nội lực trong vòm dưới tác dụng của mô men đơn vị $M_4=1$	210
Hình 4. 34. Nội lực trong vành khớp còn lại dưới tác dụng của mô men đơn vị $M_4=1$	211
Hình 4. 35. Biểu đồ mô men đơn vị tại 4 thanh dưới.	211
Hình 4. 36. Biểu đồ mô men.	213
Hình 4. 37. Sơ đồ tính.	214
Hình 4. 38. Hệ cơ bản.	214
Hình 4. 39. Quy luật thay đổi tiết diện và dấu nội lực.	216
Hình 4. 40. Hệ cơ bản tính vòm.	216
Hình 4. 41. Sơ đồ tính toán các chuyển vị.	218
Hình 4. 42. Hệ cơ bản tính toán các chuyển vị.	218
Hình 4. 43. Sơ đồ tính nội lực trên vòm.	220
Hình 4. 44. Sơ đồ tính chuyển vị của các ẩn số đơn vị tại chân vòm.	221
Hình 4. 45. Sơ đồ tính tường bên.	222
Hình 4. 46. Sơ đồ tính nội lực trên vòm.	223
Hình 4. 47. Sơ đồ tính bản đáy.	224
Hình 4. 48. Sơ đồ tính toán tường bên công trình ngầm.	225
Hình 4. 49. Sơ đồ tính dầm trên bản mặt phẳng đàn hồi.	225
Hình 4. 50. Hệ cơ bản tính dầm trên nền đàn hồi.	226
Hình 4. 51. Chuyển vị điểm K.	226
Hình 4. 52. Sơ đồ tính và hệ cơ bản tính dầm trên lớp đàn hồi.	228
Hình 4. 53. áp lực trong đất đá tại chiều sâu y.	228
Hình 4. 54. Sơ đồ tính toán và hệ cơ bản để tính tường.	231
Hình 4. 55. Trường hợp riêng tính toán tường.	236
Hình 4. 56. Trường hợp riêng tính tường đàn hồi.	237
Hình 4. 57. Kết cấu lắp ghép hình mũ tên từ gỗ ván.	258
Hình 4. 58. Liên kết các tấm trong khung gỗ hình chữ nhật bằng gỗ ván.	258
Hình 4. 59. Kết cấu hình mũ tên dạng vòm 3 thanh.	259
Hình 4. 60. Khung gỗ dầm.	259

Hình 4. 61. Liên kết các tấm trong khung gỗ hình chữ nhật bằng gỗ dầm.....	259
Hình 4. 62. Kết cấu lắp ghép bằng bê tông cốt thép dạng hình vòm tường thẳng và các chi tiết	260
Hình 4. 63. Vá hàm từ các phân tử (phần tử) lắp ghép và các mối nối.	261
Hình 4. 64. Chi tiết mối nối bulông.....	261
Hình 4. 65. <i>Chi tiết phân tử lắp ghép.</i>	261
Hình 4. 66. Sơ đồ tính khung lắp ghép như dầm đơn giản.....	262
Hình 4. 67. Sơ đồ tính và hệ cơ bản tính khung lắp ghép hình vòm tường thẳng	263
Hình 4. 68. Áp lực đất đá và sơ đồ tính.....	265
Hình 4. 69. Hệ cơ bản.....	265
Hình 4. 70. Sơ đồ tính chuyển vị.....	267
Hình 4. 71. Tính kết cấu hình tròn bốn khớp	270
Hình 4. 72. Các phương án bố trí cốt thép.....	272
Hình 4. 73. Quá trình cơ học và trình tự phá hủy xung quanh một hang ngầm gây bởi áp lực trong quá trình phân bố lại ứng suất (theo Rabcewicz 1964).....	274
Hình 4. 74. Phân bố ứng suất xung quanh một hang ngầm dưới áp lực thủy tĩnh (theo Kastner, trích dẫn bởi Rabcewicz 1964).....	275
Hình 4. 75. Các đường cong tương tác đất đá xung quanh hang đào (đất nền) -hệ chống đỡ (theo Fenner & Pacher, trích dẫn bởi Rabcewicz 1973).....	275
Hình 4. 76. Các khía cạnh thiết kế chung cho NATM	277
Hình 4. 77. So sánh cấu tạo vỏ hầm theo NATM và Mô truyền thống	278
Hình 4. 78. Đường cong phản ứng nền và quan hệ giữa áp lực gia cố và chuyển vị (Hoek et al., 1995).....	278
Hình 4. 79. Mô tả các giai đoạn trong xây dựng hầm	279
Hình 4. 80. Đường cong chuyển vị của nền và ảnh hưởng của sự giải phóng ứng suất theo các giai đoạn	280
Hình 4. 81. Các đặc trưng phá hủy của các loại đá có chất lượng khác nhau	283
Hình 4. 82. Sơ họa đường hầm.....	284
Hình 4. 83. Mô hình tính toán.	284
Hình 4. 84. Các thành phần cơ bản của phương pháp convergence - confinement	284
Hình 4. 85. Chuyển vị hướng kính của biên hầm không chống (E.Hoek 1999)	292
Hình 4. 86. Các giá trị của hệ số λ tại các giai đoạn khác nhau trên khoang đào.	292
Hình 4. 87. Hệ thống chống đỡ bằng vì thép hình và vỏ bê tông.....	294
Hình 4. 88. Đường cong biến dạng tải trọng điển hình của neo xác định bằng thí nghiệm kéo một thanh neo cơ học dài 2m, đường kính 2.5cm.	295
Hình 4. 89. Ảnh hưởng của kết cấu chống hỗn hợp	296
Hình 4. 90. Mối quan hệ giữa biến dạng của nền và chuyển vị u_0	297
Hình 4. 91. Thiết kế hệ thống gia cố trong phân tích phần tử hữu hạn trên Phase 2.....	298
Hình 4. 92. Sơ đồ chia các đoạn-tạo đường gãy khúc	301
Hình 5. 1. Hệ số độ dốc f_i	308
Hình 5. 2. Hệ số tốc độ f_v	309
Hình 5. 3. Thông gió tự nhiên	315
Hình 5. 4. Sơ đồ thông gió dọc.....	318
Hình 5. 5. Sơ đồ thông gió dọc sử dụng quạt đặt dọc hầm.....	318
Hình 5. 6. Sơ đồ sử dụng giếng đứng để thông gió.	319
Hình 5. 7. Sơ đồ thông gió ngang; 6. Kênh ngang	320
Hình 5. 8. Sơ đồ thông gió bán ngang; 4 Kênh hút; 5 Kênh đẩy.....	321
Hình 5. 9. Sơ đồ nguyên lý thông gió kiểu giếng trong điều kiện thời tiết khắc nghiệt:.....	322
Hình 5. 10. Sơ đồ thông gió kiểu cửa; 1-buồng máy quạt, 2. Quạt; 3.Rãnh gió.	322

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 1. 1 Các vấn đề khi thi công khu vực đầu hầm (tiêu chuẩn Nhật Bản).....	18

Bảng 1. 2 Hệ số m để xác định độ dốc tối đa trong hầm.....	43
Bảng 1. 3 Một số hầm dưới nước xây dựng đầu tiên trên thế giới.....	60
Bảng 1. 4. Phân loại các khối hạ theo các đặc trưng cấu tạo.....	74
Bảng 2. 1. Trình tự điều tra khảo sát hầm xuyên núi 83	
Bảng 2. 2. PP Nghiên cứu địa chất công trình tùy thuộc chiều sâu.....	85
Bảng 2. 3. Các nội dung chi tiết của các phương pháp khảo sát.	85
Bảng 2. 4. Các đặc trưng cơ lý cơ bản của đất và đá.....	90
Bảng 2. 5. Các hệ thống phân loại đá điển hình.....	91
Bảng 2. 6. Hệ số kiên cố f_{kp} của đất đá theo M. M. Protodjakonov	92
Bảng 2. 7. Phân loại cấp đất đá theo Terzaghi	93
Bảng 2. 8. Tương quan giữa RQD và chất lượng đá.....	94
Bảng 2. 9. Hệ thống phân loại khối đá của Bieniawski	97
Bảng 2. 10. Chỉ dẫn đào và chống theo giá trị RMR cho đường hầm đào trong đá.....	98
Bảng 2. 11. Ví dụ xác định giá trị RMR.....	99
Bảng 2. 12. Phân loại đất đá theo hệ Q [11].....	100
Bảng 2. 13. Chỉ số ESR theo dạng công trình [11]	104
Bảng 2. 14. Phân loại của hệ thống RMI.....	106
Bảng 2. 15. So sánh tương quan phân loại khối đá giữa NATM và các hệ thống phân loại Q, RMR	107
Bảng 2. 16. Bảng phân loại đứt gãy và khe nứt kiến tạo.....	109
Bảng 2. 17. Hệ số độ gồ ghề mặt khe nứt.....	110
Bảng 3. 1 Các hằng số cơ bản 114	
Bảng 3. 2: Giá trị hệ số áp lực hông ngắn hạn và dài hạn.	117
Bảng 3. 3: Hệ số điều chỉnh ứng suất K ở góc khoang chữ nhật.....	124
Bảng 3. 4: ứng suất trên hang đào hình chữ nhật	124
Bảng 3. 5: hệ số động đất.	138
Bảng 3. 6: công trình ngầm không chống.....	150
Bảng 3. 7: Đất trích làm việc trong chế độ ánh sáng phản xạ.	154
Bảng 3. 8: Tính năng kỹ thuật một số đất trích làm việc trong chế độ ánh sáng tới.	154
Bảng 4. 1. Giá trị β 161	
Bảng 4. 2. Hệ số vượt tải	165
Bảng 4. 3. Hệ số β_1	173
Bảng 4. 4. Các hệ số A, B, C, D, F và G.	205
Bảng 4. 5. Các hệ số A_1 , B_1 , C_1	205
Bảng 4. 6. Giá trị β_1	219
Bảng 4. 7. Giá trị η_h	229
Bảng 4. 8. Giá trị của η_v	229
Bảng 5. 1. Các giới hạn tầm nhìn cho phép 306	
Bảng 5. 2. Luật khói thải ở Châu Âu và Mỹ.....	306
Bảng 5. 3. Các giới hạn CO cho phép.	307
Bảng 5. 4. Tỷ lệ không khí.	307
Bảng 5. 5. Luật khói thải và thải CO ở châu Âu và Mỹ	309
Bảng 5. 6. Các trở lực của cục bộ trong hầm	315
Bảng 5. 7. Phương pháp thông gió hầm đường sắt (TC CHLB Nga)	321

TỔNG QUAN

1. Định nghĩa

Công trình ngầm là thuật ngữ dùng để chỉ tất cả các loại công trình được xây dựng dưới mặt đất, trong đất đá. Khi công trình ngầm có chiều dài lớn hơn nhiều so với chiều rộng, mặt cắt ngang ít hoặc không thay đổi và có độ dốc dọc không quá 15%, thì được gọi là hầm. Trong tiếng Anh, hầm được gọi là "tunnel" và trong tiếng Nga là "туннель".

Về định nghĩa, hầm có thể được hiểu là công trình nhân tạo nằm trong lòng đất, có một hoặc cả hai đầu nối thông với mặt đất và được sử dụng vào các mục đích như giao thông, dẫn nước, hoặc bố trí các hệ thống kỹ thuật khác. Hầm có thể được xây dựng nằm ngang hoặc nghiêng; trong trường hợp công trình được xây dựng theo phương thẳng đứng, nó được gọi là giếng.

Ngày nay, hầm được sử dụng rộng rãi trong nhiều lĩnh vực khác nhau của nền kinh tế, đặc biệt là ở các quốc gia phát triển. Đa số các công trình hầm, đặc biệt là hầm lớn, phục vụ cho mục đích giao thông, như hầm đường sắt, hầm đường bộ, hầm đường thủy (hầm vượt sông hoặc biển), và hầm đô thị (hầm tàu điện ngầm, hầm vượt...). Các hầm khác cũng có vai trò quan trọng trong nền kinh tế, như hầm thủy điện, hầm thủy lợi, công trình ngầm chứa xăng dầu, kho tàng, và các công trình- hầm phục vụ an ninh-quốc phòng, v.v.

Nhiều công trình loại này có thiết kế hỗn hợp, phục vụ cho cả đường sắt và ô tô, hầm kết hợp giao thông và cấp thoát nước, hoặc kết hợp giao thông với các dịch vụ như siêu thị, giải trí, kho tàng, v.v. Trong việc 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, làm kho tàng, bể chứa, gara, bãi đỗ xe và cho 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 :

STT	Đặc điểm công trình	Phân loại
1	Hầm trên đường giao thông	- Hầm đường sắt - Hầm xe điện ngầm - Hầm đường ô tô - Hầm cho người đi bộ - Hầm đường thủy...
2	Hầm thủy lợi	- Hầm trong các trạm thủy điện, thủy tích điện - Hầm thủy nông: hầm dẫn nước tưới tiêu, cải tạo đất. - Hầm trên các đường cấp thoát nước - Hầm đường thủy
3	Hầm để bố trí các hệ thống kỹ thuật, đặc biệt quan trọng trong thành phố, các khu dân cư, khu công nghiệp ...	- 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...
4	Hầm trong công nghiệp khai thác mỏ	- Hầm giao thông - Hầm thoát nước - Hầm thông gió...
5	Hầm có ý nghĩa đặc biệt	- Hầm dùng cho mục đích quân sự: hầm phòng tránh, hầm chiến lược, hầm chứa máy bay, tàu thuyền...

		- 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...
6	Theo khu vực xây dựng	- Hầm qua núi - Hầm đồng bằng - Hầm trong thành phố...

2. Phân loại hầm theo phương pháp thi công

Có rất nhiều phương pháp thi công hầm, phụ thuộc vào nhiều yếu tố như chiều sâu đặt hầm, điều kiện địa chất thủy văn của tuyến, các yếu tố kinh tế, lịch sử và công nghệ. Các phương pháp thi công hầm có thể được phân loại như sau:

a. Thi công hầm bằng phương pháp lộ thiên

Phương pháp lộ thiên (hay còn gọi là đào hở, đào trần) thường được áp dụng cho các hầm đặt nông, có mặt bằng đủ rộng để triển khai các công tác thi công trên mặt đất. Tùy thuộc vào đặc điểm công trình và điều kiện địa chất thủy văn, có thể áp dụng một số phương pháp thi công cụ thể như: phương pháp đào hở móng, phương pháp dùng vòm chống di động, đào hoặc hạ giếng, phương pháp tường trong đất...

Quá trình xây dựng thường bao gồm các bước chính như sau:

- Đào và chống vách.
- Lắp ghép các cấu kiện hoặc đổ bê tông vỏ hầm toàn khối, lắp đặt các lớp phòng nước (nếu có).
- Lắp và lèn đất đá bên trên và xung quanh công trình, hoàn thiện.

Một trong những phương pháp thi công hầm vượt chướng ngại nước lộ thiên là thi công hầm chìm.

b. Thi công hầm bằng phương pháp đào kín (đào ngầm)

Khi thi công hầm bằng phương pháp đào kín, tùy thuộc vào đặc điểm công trình và điều kiện địa chất thủy văn, có thể áp dụng một trong các phương pháp sau: phương pháp mở (bao gồm cả khoan nổ truyền thống), phương pháp khiên đào (phương pháp khoan đào), phương pháp kích đẩy, các phương pháp đặc biệt (phương pháp giếng chìm hơi ép, phương pháp làm lạnh, phương pháp phun vữa, phương pháp nổ ép...).

Thi công hầm theo phương pháp mở

Phương pháp này còn được gọi là phương pháp khoan nổ, đào mở, đào moi, hay đào chui. Phương pháp này thường được áp dụng khi xây dựng các đường hầm có tiết diện ngang dạng bất kỳ, trong hầu hết các điều kiện địa chất thủy văn. Quá trình thi công gần giống như đào hầm lò khai thác mỏ và khoáng sản, bao gồm các bước đào hang dẫn, mở rộng hang, chống đỡ vách hang, đổ vỏ hầm, lắp đặt thiết bị và hoàn thiện.

Phương pháp đào mở bao gồm việc đào hang toàn bộ tiết diện hoặc từng bộ phận, kết hợp với việc thay thế đất đá đào đi bằng các vòm chống tạm. Khi đào toàn bộ tiết diện, vỏ hầm thường được xây bằng bê tông toàn khối đổ tại chỗ hoặc lắp ghép các cấu kiện đúc sẵn. Khi đào

hang từng bộ phận, đầu tiên đào một hoặc nhiều hang dẫn có tiết diện nhỏ, sau đó tiến hành mở rộng tới đường biên thiết kế của công trình.

Để vỏ hầm tiếp xúc với đất đá, người ta tiến hành ép vữa xi măng vào sau vỏ hầm. Một số phương pháp thi công đặc trưng bao gồm:

- Phương pháp vòm tựa: Đào đất đá và đổ bê tông vỏ theo từng phần từ trên vòm xuống.
- Phương pháp đào mở rộng toàn bộ gương: Đào và thu dọn đất đá từ trên xuống, còn đổ vỏ hầm từ dưới lên.
- Phương pháp nhân đỡ và đào đất đá theo chu vi.

Thi công hầm theo phương pháp khiên đào

Phương pháp này được áp dụng trong các điều kiện địa chất thủy văn phức tạp, với đất đá mềm yếu, không ổn định và chiều dài công trình lớn. Khiên đào là một máy liên hợp có hệ thống cơ giới để đào, bóc dỡ đất đá, và lắp ghép vỏ hầm. Đồng thời, nó cũng đóng vai trò như một khung chống tạm vững chắc, giúp bảo vệ công trình trong quá trình thi công.

Khiên đào có nhiều hình dạng khác nhau như tròn, chữ nhật, elip... Trong đó, loại hình tròn được sử dụng phổ biến nhất. Các ưu điểm của phương pháp này là không cần chia gương đào thành nhiều phần, không cần chống tạm, và giảm được sự chuyển dịch đất đá xung quanh, làm giảm áp lực đất đá.

Thi công hầm theo phương pháp NATM

NATM (New Austrian Tunneling Method) là phương pháp thi công hầm hiện đại, trong đó đất đá xung quanh hầm được liên kết thành một kết cấu vòm chống. Mục đích của phương pháp này là tạo ra sự cân bằng mới trong khối đá xung quanh hầm và kiểm soát quá trình này một cách an toàn và hiệu quả về mặt kinh tế. Phương pháp này đã được áp dụng thành công tại các công trình như hầm đường bộ Hải Vân, hầm Đèo Ngang và hầm Đèo Cánh Sừng.

Phương pháp NATM thường được áp dụng trong điều kiện đất đá tốt, nhưng nếu đất đá yếu, rời rạc, chi phí sẽ tăng lên do cần sử dụng các phương pháp phụ trợ.

Thi công hầm theo phương pháp kích đẩy

Phương pháp kích đẩy thường được sử dụng cho các công trình ngầm như đường ống kỹ thuật, với các đoạn ống được đẩy vào đất theo chiều dài nhất định. Phương pháp này thích hợp với các đường hầm có đường kính nhỏ và chiều sâu không lớn, thường được áp dụng trong những khu vực mà phương pháp đào hở không thích hợp.

Bản chất của phương pháp này là hạ giếng ngang, trong đó các vì chống tubin kín được lắp đặt và ép vào gương hầm khi tiến hành đào.

Thi công hầm theo các phương pháp đặc biệt

Với mật độ công trình ngày càng tăng trong các thành phố lớn, các phương pháp thi công hầm lộ thiên trở nên khó khăn và không hiệu quả. Thay vào đó, các phương pháp đào kín như khiên đào và các phương pháp đặc biệt đang được nghiên cứu và áp dụng mạnh mẽ. Các phương pháp đặc biệt này bao gồm:

- Phương pháp giếng chìm hơi ép: Được sử dụng khi xây dựng móng sâu dưới các thiết bị nặng hoặc trụ cầu. Phương pháp này tạo ra một áp lực khí nén trong giếng chìm để ngăn nước ngầm vào hầm.

- Phương pháp làm lạnh: Sử dụng trong đào hầm, hạ giếng hoặc mở lò đứng trong các khu vực đất cát có nước. Phương pháp này giúp loại bỏ dòng chảy và nguy cơ cát chảy, nhưng có nhược điểm là chi phí cao và khó khăn trong việc đào đất đông lạnh.

- Phương pháp phun vữa: Sử dụng để xử lý tính thấm nước của đất trong quá trình thi công hầm, vữa có thể là xi măng, sét, bitum hoặc nhựa tổng hợp

- Phương pháp nổ ép thường áp dụng để xây dựng những công trình hầm có khẩu độ nhỏ.

Công nghệ thi công hầm theo các phương pháp kể trên có ảnh hưởng nhiều đến công tác thiết kế: thiết kế hệ thống mang tải trong NATM gồm hệ đất đá xung quanh hầm cùng với hệ gia cố (bê tông phun, neo ...) cũng như lớp vỏ hầm bên trong cùng, thiết kế kết cấu chống đỡ tạm ban đầu cũng như vỏ hầm chịu lực chính trong các công nghệ khác ngoài NATM. Sự ảnh hưởng đó đọc giả có thể thấy được trong các chương được trình bày trong tập sách này bao gồm:

Chương 1. Bình đồ và tuyến.

Chương 2. Khảo sát địa chất công trình, các tính chất cơ lý của đất đá và phân loại đất đá.

Chương 3. Áp lực đất đá.

Chương 4. Kết cấu công trình ngầm.

Chương 5. Thông gió trong đường hầm.

Nội dung các chương đều có đề cập tới đặc điểm về thiết kế kết cấu trong các loại công trình hầm thường gặp là hầm đường bộ, hầm đường sắt, hầm vượt, hầm dưới nước và hầm Tàu điện ngầm vv...

Trong các công trình hầm, có nhiều công tác cần thiết khác phục vụ cho việc khai thác bình thường của hầm: cấp điện, cấp nước, chiếu sáng, thông tin tín hiệu, phòng chữa cháy vv... Do điều kiện hạn hẹp cho nên trong tập sách này chỉ giới thiệu công tác thông gió, các công tác còn lại, đọc giả tìm hiểu trong các tài liệu liên quan khác.

Tập sách này chủ yếu phục vụ cho công tác thiết kế kết cấu, phần thi công hầm không được đề cập đến và nhóm tác giả dự định sẽ trình bày trong một tập sách khác tiếp theo.

CHƯƠNG 1. BÌNH ĐỒ VÀ TUYẾN

1.1. Các khái niệm chung

Các công trình ngầm hiện đang được xây dựng ở trên thế giới cũng như ở Việt Nam rất đa dạng, giáo trình này chỉ đề cập tới một số loại hầm giao thông phổ biến là hầm đường bộ, hầm đường sắt, một số khái niệm cơ bản về các loại hầm mới đang được xây dựng ở nước ta như hầm vượt trong thành phố, hầm dưới nước vv... Các vấn đề thuộc các loại hầm không nêu ở trên, người đọc tham khảo các tài liệu chuyên sâu khác.

Hầm giao thông: hầm đường bộ (hầm xuyên núi, hầm vượt, hầm chui,...) hay hầm đường sắt... hay hầm tàu điện ngầm (phần chạy ngầm) nằm trên tuyến thuộc dự án, do đó chúng phải tuân thủ các yêu cầu kỹ thuật cho toàn tuyến, các yêu cầu kỹ thuật cho toàn tuyến thường được trình bày chi tiết trong các Dự án (Quy mô và tiêu chuẩn kỹ thuật chủ yếu) và các giáo trình thuộc chuyên ngành, trong khuôn khổ tài liệu này chỉ giới thiệu chủ yếu các đặc điểm của các loại hầm trên khi bố trí trên tuyến và không đi sâu và phân tích các yêu cầu đó.

Hầm trong giao thông cũng giống như cầu là *phương tiện vượt chướng ngại khi thiết kế các tuyến*.

Khi thiết kế hầm, việc lựa chọn bình đồ và tuyến là khâu rất quan trọng, cần tuân thủ các nguyên tắc cơ bản chung của thiết kế thường bao gồm các nội dung chính sau:

- Việc thiết kế hầm cần đảm bảo yêu cầu vĩnh cửu cũng như các yêu cầu về khai thác, an toàn, điều kiện vệ sinh môi trường,
- Giao thông trong hầm phải đảm bảo thông suốt, liên tục, chi phí duy tu ít,
- Việc thiết kế hầm phải dựa trên các cơ sở kinh tế kỹ thuật xác đáng của tuyến đường cũng như của riêng công trình hầm,
- Việc thiết kế hầm phải dựa trên các tài liệu đo đạc, khảo sát địa hình, địa chất công trình, địa chất thủy văn,
- Trong thiết kế cần lưu ý để đảm bảo việc thi công hầm với tốc độ nhanh, có khả năng thi công cơ giới hoá, công xường hóa cao.

Các chướng ngại khi đi tuyến thường gồm: chướng ngại cao, chướng ngại bằng, sông, biển.

Chướng ngại cao: đồi núi, đỉnh phân thủy v.v..., khi vạch tuyến phải đi vòng, kéo dài tuyến kết hợp đường đào sâu và dùng hầm;

Khi không áp dụng giải pháp hầm, nếu đi vòng, tuyến bị kéo dài và độ dốc tăng (với đường sắt thường làm xấu đi các điều kiện khai thác của tuyến).

Khi kéo dài tuyến kết hợp với đào sâu, chiều dài tuyến có thể ngắn hơn nhưng thường đòi hỏi độ dốc lớn. Phải có các biện pháp bảo vệ những phần tuyến ở trên cao (Đặc biệt ở vùng nhiệt đới có nhiều mưa bão, trong đó có Việt Nam rất đặc thù cho loại khí hậu này), cần nhiều giải pháp bảo vệ tuyến như xây tường chắn, chống sụt lở, đá lăn, đá đổ và do đó trong nhiều trường hợp chúng cũng không rẻ.

Vượt chướng ngại bằng hầm cho phép rút ngắn tuyến đáng kể, giảm độ dốc do đó có thể tăng tải trọng tiêu chuẩn và vận tốc xe chạy, cải thiện các điều kiện kỹ thuật cũng như các điều kiện khai thác. Song đòi hỏi vốn đầu tư lớn, do đó tuyến giao thông cần được lựa chọn trên cơ sở so sánh các phương án theo các chỉ tiêu kinh tế và kỹ thuật.

Các chướng ngại bằng: vùng sụt lở, đất phủ, vùng băng hà ở xứ lạnh, ao hồ, sông ngòi, eo biển, các điểm đông dân cư, các vùng xây dựng dày đặc v.v... Để vượt các chướng ngại này cũng có thể sử dụng giải pháp Hầm.

Khi vượt các chướng ngại nước: có thể có các phương án (PA) cầu hay hầm; So với PA cầu, PA hầm có ưu điểm: không phải bố trí khổ thông thuyền, tránh được ảnh hưởng của gió, mưa 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. Tuy nhiên nó có các nhược điểm: thông gió, chiếu sáng, thoát nước nhân tạo, thời hạn thi công kéo dài do diện thi công hẹp, giá thành thường lớn.

Về an toàn trong thi công thì cho tới nay khi kỹ thuật và công nghệ thi công hầm đã có những tiến bộ đáng kể thì có thể nói là như nhau, phương án hầm lại không bị ảnh hưởng của thời tiết.

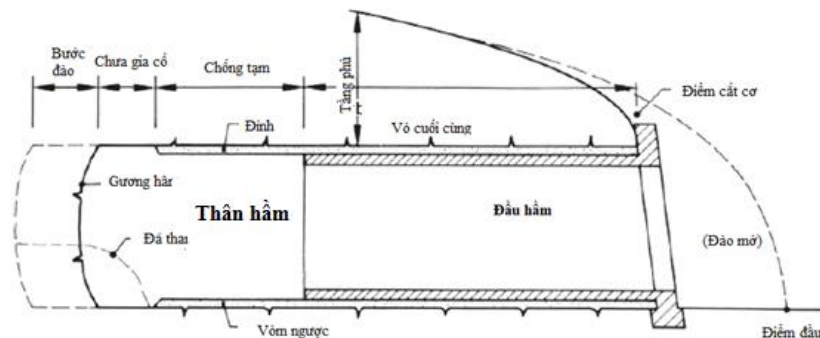
Lựa chọn phương án hầm hay phương án cầu cũng được tiến hành trên cơ sở so sánh kinh tế kỹ thuật với các luận cứ khoa học.

Trong xây dựng và phát triển các thành phố hiện đại: giao thông, bảo vệ môi trường sinh thái, vệ sinh thành phố công trình ngầm nói chung và công trình hầm nói riêng đóng vai trò quan trọng tăng khả năng thông xe nhờ phân luồng bằng cầu vượt hay hầm.

Dùng đường sắt treo chỉ phù hợp trong vùng xây dựng có mật độ thưa- phương án hầm vẫn hợp lý.

Bố trí chung hầm

Xét theo chiều dày tầng phủ (chiều dày đất đá bên trên công trình ngầm), hầm được chia thành các phần như trên hình 1.1: đầu hầm (lối ra vào) và phần còn lại là thân hầm.



Hình 1. 1 Các thành phần của đường hầm theo mặt cắt dọc

Chọn vị trí hầm

Vị trí hầm được lựa chọn theo các tiêu chuẩn kinh tế kỹ thuật, địa hình, địa chất công trình và địa chất thủy văn, điều kiện thông gió, yêu cầu an ninh quốc phòng, quy mô của tuyến đường.

Vị trí hầm trên trắc dọc được lựa chọn dựa trên cơ sở so sánh tính kinh tế giữa phương án hầm và đường đào, điều kiện ổn định hiện tại và lâu dài của đường đào và hầm.

Vị trí đặt hầm tốt nhất là tại khu vực có địa chất tốt, trong trường hợp đặt trong tầng đất đá phủ thì chiều dày của tầng đất đá này phải đủ dày (hình 1.2.).

Vị trí của hầm phải đảm bảo điều kiện dễ duy tu, ít ảnh hưởng đến điều kiện môi trường.

Thiết kế khu vực cửa hầm

Vị trí cửa hầm trên đường bộ cũng như đối với hầm nói chung được quyết định bởi các yếu tố chính là tuyến - bình đồ và trắc ngang của đường, điều kiện địa hình, địa chất của khu vực cửa hầm, chiều dày tầng phủ tại vị trí cửa hầm cũng được lựa chọn sao cho đảm bảo ổn định của khối đất đá bên trên như đã nêu trên.

Vị trí và dạng của cửa hầm được lựa chọn và thiết kế trên cơ sở đảm bảo khả năng chịu lực, ổn định của mái dốc của khu vực cửa hầm và công trình lân cận, tùy thuộc vào điều kiện địa hình và địa chất khu vực cửa hầm, phương pháp xây dựng, kết cấu và dạng của mặt cắt lộ thiên của hầm.

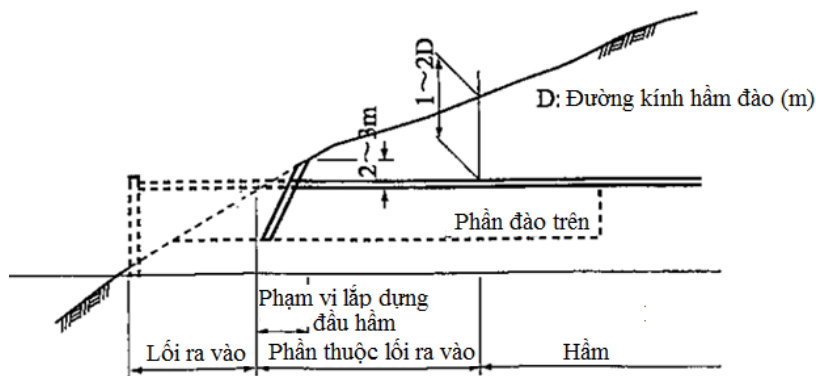
Thông thường, khu vực cửa hầm là khu vực có chiều dày lớp đất đá phủ bằng 1-2D tại đó khó phát triển vòm đất đá (D là đường kính khai đào quy đổi), tại khu vực này hệ thống chống đỡ phải đảm bảo khả năng chịu tác dụng của toàn bộ tải trọng của tầng đất đá phủ trên (hình 1.2).

Ở khu vực cửa hầm cần bố trí cốt thép chịu lực cho vỏ hầm và thường bố trí vòm ngược ở khu vực này.

Vị trí của cửa hầm

Vị trí cửa hầm được xác định từ những thông số về kết cấu và kinh tế, có xét tới 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.



Hình 1. 2 Bố trí lối ra vào hầm trên đường cao tốc theo tiêu chuẩn Nhật Bản và châu Âu.

Một số khuyến cáo về lựa chọn đầu hầm có thể tham khảo theo tiêu chuẩn Nhật Bản như trong bảng 1.1. dưới đây.

Bảng 1. 1 Các vấn đề khi thi công khu vực đầu hầm (tiêu chuẩn Nhật Bản).

Các vấn đề	Các giải pháp cần nhắc
Mái dốc hồng hoặc trượt lở	Việc thi công khu vực cửa hầm có thể làm cho mái dốc bị hư hỏng hoặc trượt lở, do việc đào hầm làm tơi lớp đất và ta luy đào trong quá trình thi công cửa hầm. Khi có hiện tượng này xảy ra, cần tiến hành các biện pháp bảo vệ mái dốc trước khi đào hầm.

Áp lực đất đá không đối xứng	Áp lực đất đá không đối xứng có thể tác động lên mặt cắt hầm và ứng suất lớn có thể xảy ra trong hầm tùy theo vị trí của mái dốc và hầm. Trừ phi hầm ổn định, cần tiến hành các biện pháp cân bằng áp suất mặt đất bằng cách sử dụng đất đắp hoặc tạo đối trọng để ổn định mái dốc.
Đất không đủ khả năng chịu tải	Đôi khi tại khu vực cửa hầm có độ sâu tầng phủ nhỏ, trọng lượng cột đất đá có thể tác động lên hầm. Lớp đất tại cửa hầm gồm các trầm tích không cố kết hoặc khu vực phong hóa cao nên lớp nền thường bị lún hoặc biến dạng do đất không đủ khả năng chịu tải. Vì vậy, thiết kế không chỉ chú ý đến kết cấu cửa hầm mà còn xét đến phương pháp thi công đảm bảo đạt được khả năng chịu tải của đất theo yêu cầu.
Sập gương hầm	Tại khu vực cửa hầm có chiều dày tầng phủ nhỏ, không đủ hình thành vòm áp lực, đất nền không đủ khả năng chịu tải do bị phong hóa hoặc là đất không cố kết nên có thể gây ra hiện tượng sập gương hầm. Do vậy, việc thiết kế cần tính toán đến ổn định gương hầm.
Lún	Tại khu vực cửa hầm, lớp đất thường yếu và cố kết kém, Thậm chí khi đất có chứa các khối đá cứng, các vùng nứt nẻ hoặc đứt gãy có thể kéo theo việc nứt toàn bộ. Vì vậy, trong mọi trường hợp, thời gian tự ổn định của gương hầm ngắn. Để tránh gương hầm sập cần nghiên cứu phương pháp đào hoặc phương pháp phụ trợ thích hợp.
Đá rơi, đất đá vỡ vụn hoặc lũ, tuyết lở	Khu vực cửa hầm cần được thiết kế tại địa điểm không bị đá rơi, đất đá vỡ vụn hoặc lũ, tuyết lở. Khi không thể tránh đặt cửa hầm tại các vị trí trên cần phải có các biện pháp ngăn chặn phù hợp.
Công trình xây dựng lân cận	Cần phải nghiên cứu ảnh hưởng của việc thi công hầm lên các công trình hiện hữu trong khu vực lân cận chẳng hạn như nhà cửa, đường bộ, đường sắt và các tác động tiếng ồn, khí thải sau khi hầm được đưa vào sử dụng.

Khi đưa hầm vào sử dụng, ngoài các đặc điểm đã nêu trên đây, cửa hầm còn là nơi thường chịu ảnh hưởng của các hiểm họa thiên nhiên và khí tượng, chẳng hạn như đá lở, tuyết lở, và động đất vv... Đặc biệt trong thời chiến, đây là nơi yếu và dễ bị phá hoại nhất do chiều dày tầng phủ mỏng và dễ bị quan sát, phát hiện bởi các phương tiện đánh phá của đối phương.

Để có được hiệu ứng vòm áp lực đất xung quanh hầm, theo tiêu chuẩn thiết kế của nhiều nước, độ dày tối thiểu của lớp phủ tại đỉnh vòm hầm phải lớn hơn 2D (TC Nhật), D là đường kính hầm. Vị trí của cửa hầm có thể được tính theo đánh giá dưới dạng giản đồ theo mặt cắt ngang và dọc xung quanh cửa hầm phải có độ dày lớp phủ tại đỉnh vòm lớn hơn 5m. Chiều dài cửa hầm là nơi có hệ thống chống đỡ có tải trọng lớn được quyết định như là khoảng cách tính từ cửa hầm có độ dày lớp phủ nhỏ hơn 2 lần đường kính hầm (xem hình 1.2) hay lớn hơn 5m theo giản đồ.

Chọn cao độ đặt hầm và bố trí hầm trên mặt bằng và trên trục dọc

Mặt bằng của hầm về nguyên tắc càng bố trí thẳng càng tốt, song tùy điều kiện địa chất, điều kiện thi công có thể bố trí thẳng hoặc cong hoặc một phần cong và phần còn lại bố trí thẳng, trong đó đoạn cong nên bố trí ở gần các cửa hầm.

Bán kính cong trong hầm và các thông số hình học khác trên đường cong được thiết kế theo quy định của tuyến đường, song bán kính đường cong trên mặt bằng của hầm theo TCVN, nhỏ nhất là 250m, trường hợp địa hình đặc biệt khó khăn cũng không nhỏ hơn 150m.

Bố trí trắc dọc hầm có độ dốc càng nhỏ càng tốt, sao cho không cản trở sự thoát nước tự nhiên trong hầm. Độ dốc dọc trong hầm tối thiểu là 0.4%, trường hợp đặc biệt cũng không dưới 0.3%. Độ dốc dọc tối đa được thiết kế theo quy định của tuyến đường, song không nên quá 4% để đảm bảo yêu cầu thông gió cơ học, trường hợp đặc biệt cũng không quá 6% (TCVN và TC Nhật Bản).

Độ dốc một chiều có thể được bố trí khi chiều dài hầm không lớn. Trường hợp hầm dài nên bố trí độ dốc hai chiều, có thể dốc vào hoặc dốc ra thường là dốc ra tạo điều kiện cho thoát nước (xem hình 1.17 ở sau). Vị trí đổi dốc được thiết kế đường cong đứng theo yêu cầu chung của trắc dọc tuyến đường.

Khi có hai tuyến hầm đặt gần nhau hoặc tuyến hầm đặt gần công trình khác, vị trí của tuyến hầm cần được kiểm tra ảnh hưởng lẫn nhau về kết cấu của chúng.

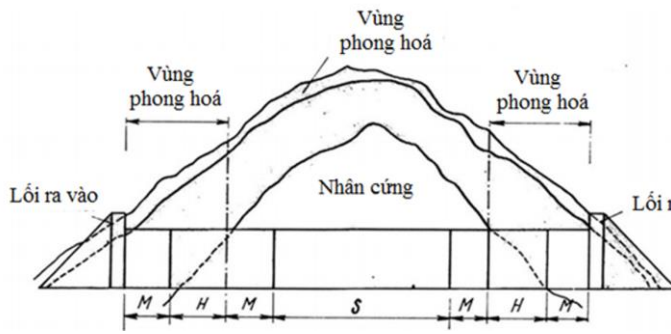
Các yếu tố chính, quyết định cao độ đặt hầm và vị trí cửa hầm là bình đồ, tuyến, trắc dọc và mặt cắt ngang hầm, điều kiện địa hình và địa chất khu vực cửa hầm. Nói chung, điều kiện địa hình và địa chất khu vực cửa hầm thường rất phức tạp, không đáp ứng được khả năng tự chống đỡ của đất đá, hơn nữa chiều dày tầng phủ khu vực cửa hầm thường là mỏng, không thuận lợi cho việc đào hầm.

Khi vượt chướng ngại cao thì 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 (hình 1.5 và hình 1.6). Quyết định cao độ hầm phụ thuộc vào nhiều yếu tố và cần được cân nhắc thận trọng.

Đa số các trường hợp càng lên cao thì độ dốc sườn núi càng lớn. Do đó ở dưới chân núi, khi nâng cao độ hầm không lớn thì chiều dài hầm có thể rút ngắn khá nhiều còn ở phần giữa 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 vận tốc, độ ẩm, hướng của gió thịnh hành có ý nghĩa rất lớn trong việc thông gió tự nhiên cho hầm;

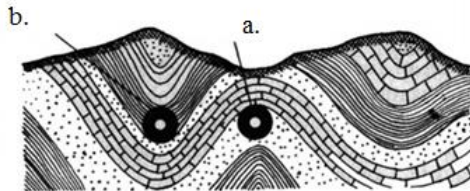
Tuy nhiên các yếu tố địa chất, địa chất thủy văn có ý nghĩa quyết định, đó là độ ổn định của sườn dốc, các hiện tượng trượt, đứt gãy, castor, hiện tượng đất phủ v.v... Khi xuất hiện các hiện tượng trên đòi hỏi phải có các giải pháp đặc biệt để bảo vệ tuyến. Trong nhiều trường hợp giá thành của những giải pháp này rất đắt. Ngoài ra, còn phải xem xét cả hiện tượng xói mòn đường. Hiện tượng này càng tăng khi đưa tuyến lên cao.

Có ý nghĩa hơn cả là yếu tố địa hình khu vực, trước tiên là địa hình khối núi mà hầm xuyên qua (hình 1.3, hình 1.4).



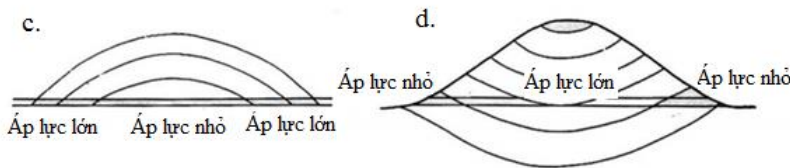
H - Điều kiện áp lực lớn
M - Điều kiện áp lực trung bình
S - Điều kiện áp lực nhỏ

Hình 1. 3 Sự tồn tại của các lớp phong hóa và ảnh hưởng tới chọn tuyến hầm.



Bố trí hầm tại các vị trí lõi a. và lõm b.

Hình 1. 4 Bố trí hầm trong các lớp uốn nếp và giá trị áp lực.



Loại giao thông cũng ảnh hưởng tới 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. 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.

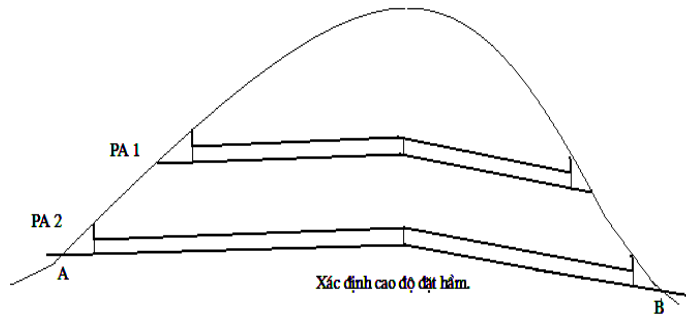
Việc so sánh phương án bao gồm cả đường dẫn và hầm giữa hai điểm không chế A, B. Ngoài phạm vi này, tuyến đường là giống nhau. Mặc dù phương án hầm đỉnh có chiều dài đường dẫn lớn hơn nhưng giá thành xây dựng C_2 vẫn thường nhỏ hơn giá thành xây dựng phương án hầm đáy C_1 nhưng chi phí khai thác hàng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

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

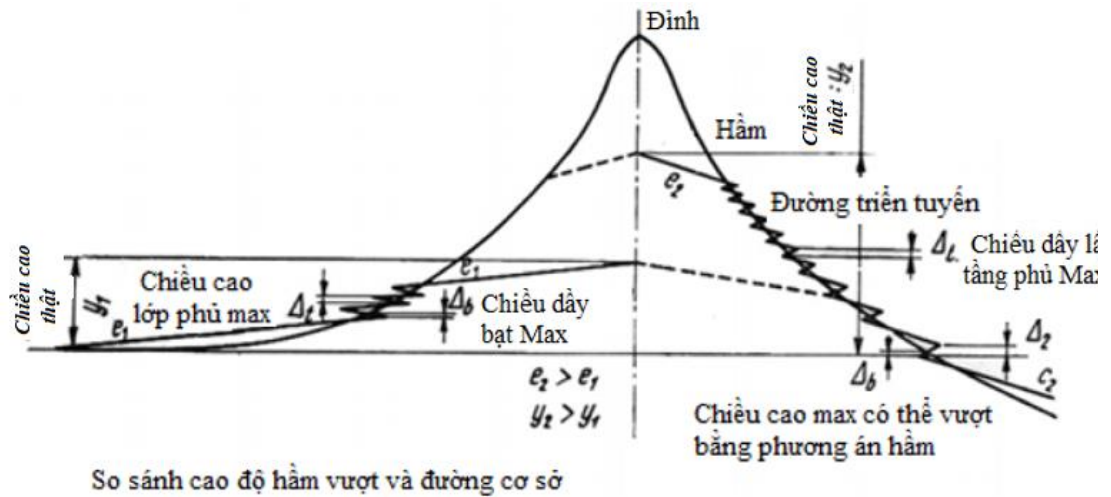
$$n = \frac{C_1 - C_2}{E_2 - E_1}$$

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

Sau khi đã chọn được cao độ đặt hầm thì chiều dài hầm được xác định nhờ các vị trí cửa.



Hình 1. 5 Cao độ đặt hầm.

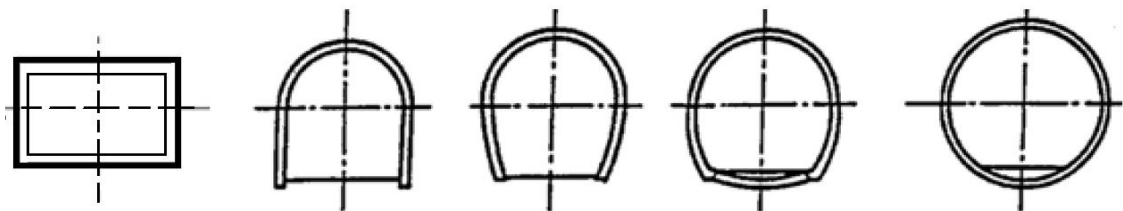


Hình 1. 6 Các tham số cơ bản khi lựa chọn cao độ đặt hầm.

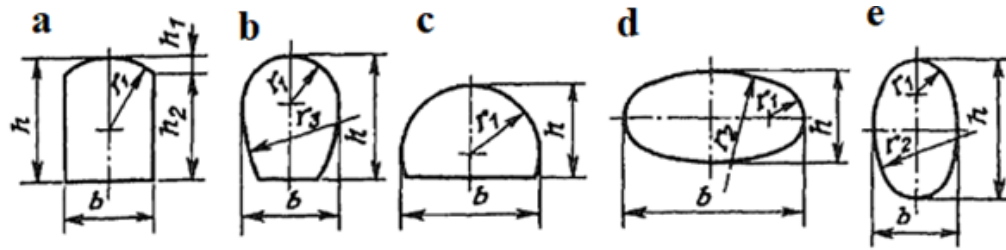
1.2. Mặt cắt ngang hầm

1.2.1 Khái niệm chung

Việc lựa chọn hình dạng mặt cắt ngang hầm tùy thuộc yêu cầu sử dụng của hầm, cần đảm bảo ổn định của khoang hầm ở mức độ cao nhất có thể. Ngoài ra, vỏ hầm phải đảm bảo được yêu cầu giảm thiểu mô men uốn trong vỏ hầm cũng như chi phí xây lắp là thấp nhất. Các yếu tố khác cũng là cơ sở để lựa chọn tiết diện hầm là: thông gió, an toàn, quản lý rủi ro và tránh quá tải, hình dạng hợp lý của mặt cắt ngang hầm về phương diện cơ học sẽ được trình bày chi tiết hơn trong mục phân tích trạng thái ứng suất - biến dạng trong khối đá lân cận xung quanh khoang hầm tại chương 3 – Áp lực đất đá.



Hình 1. 7 Hình dạng vỏ hầm phụ thuộc vào chức năng của nó.



a. Dạng vòm tường thẳng b. Dạng vòm cong
c. Dạng nửa đường tròn d. Dạng êlip e. Dạng Ôvan

Hình 1. 8 Một số hình dạng vỏ hầm cho loại công trình ngầm tiết diện lớn dạng buồng.

Các dạng mặt cắt ngang cơ bản được sử dụng chủ yếu trong đường hầm là hình tròn, hình hộp (trong đào lộ thiên) và hình vòm (tường thẳng, hình móng ngựa hay còn gọi là hình vòm tường cong) xem Hình 1.7 và 1.8.

Hình dạng của hầm phụ thuộc nhiều vào phương pháp xây dựng hầm-công nghệ xây dựng hầm và điều kiện đất đá. Ví dụ, dạng mặt cắt ngang hình hộp (Hình 1.7) thường được xây dựng bằng phương pháp đào hở (cut and cover), phương pháp hầm chìm (immersed).

Dạng mặt cắt ngang hình tròn thường được sử dụng trong các hầm thi công bằng phương pháp đào cơ giới (TBM), phương pháp mở.

Với các dạng đường cong trơn hệ số điều chỉnh (bán kính của đường tròn liên tiếp không lớn hơn 5 ($r_1/r_2 < 5$) và bán kính cong nhỏ nhất không dưới 1,5m. Chú ý rằng trong điều kiện đất yếu thì phần chịu tải của vỏ hầm lớn cũng xuất hiện ở nền hầm, do vậy nên thiết kế vòm ngửa để tăng khả năng chịu tải của vỏ hầm.

Với dạng nhiều đường cong ghép nối có thể tham khảo các xác định các tham số như trình bày dưới đây.

Có thể áp dụng các công thức sau đây để xác định sơ bộ kích thước hình học của hầm sau đây (Hình 1.9):

$$\sin \beta = \frac{r_1 - r_2}{r_3 - r_2}$$

$$c = \sqrt{r_3^2 - 2r(r_3 - r_1) - r_2^2}$$

$$\text{Diện tích mặt cắt ngang } A = \frac{\pi}{2} r_1^2 + \left(\frac{\pi}{2} - \beta\right) r_2^2 + \beta r_3^2 - (r_2 - r_1)c; \quad (\beta: \text{rad})$$

$$\text{Chiều cao: } h = r_1 + r_3 - c$$

$$\text{Chiều rộng nhịp: } 2a = 2r_1$$

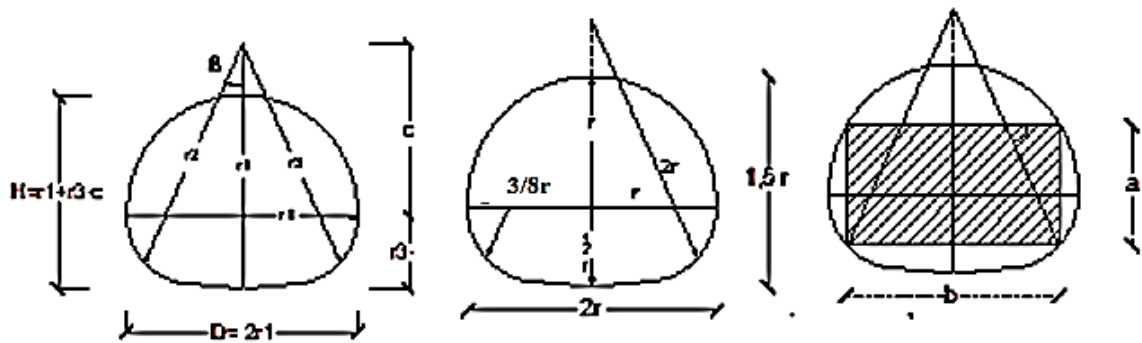
Một cách xác định tiết diện của hầm nữa là dựa trên cách dựng hình chữ nhật (Hình 1.9), nghĩa là bằng cách chọn r_1 , r_2 , r_3 như sau:

- Chọn r_1

$$\text{- Xác định } r_3 = \frac{1}{\sin \delta} \left(a + c - \sqrt{r_1^2 - \frac{b^2}{4}} \right)$$

- Chọn r_2 , ví dụ $r_2 = r_3/5$

$$\text{- Xác định giá trị } \cos \delta = \frac{1}{\sin \delta} \left(a + c - \sqrt{r_1^2 - \frac{b^2}{4}} \right)$$



Hình 1. 9 Xác định các kích thước mặt cắt ngang hầm.

Kích thước hầm và mặt cắt ngang cũng như bên trong hầm được xác định theo chức năng và mục đích sử dụng. Mặt cắt ngang hầm sẽ phải phù hợp theo kích thước hầm, thiết bị thông gió, thiết bị chiếu sáng, thiết bị cấp cứu, các biển báo, vv.... và dung sai cho phép của các sai sót trong thi công.

Các yếu tố sau đây phải được xem xét khi thiết kế mặt cắt ngang hầm:

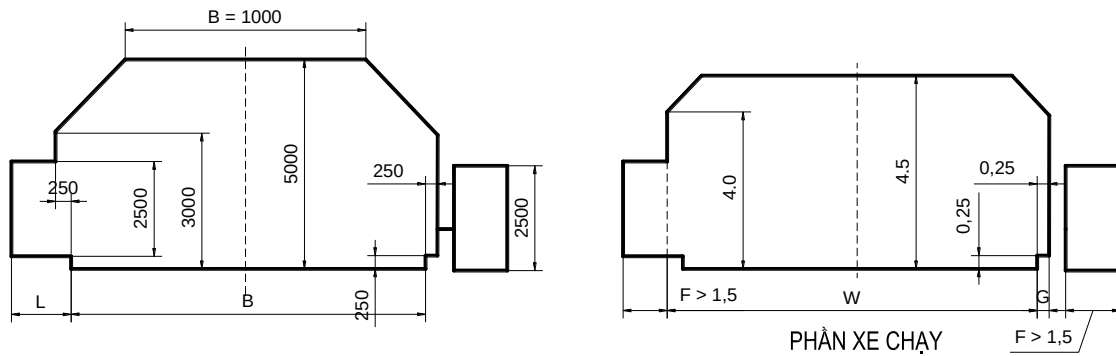
- Lượng giao thông dự báo,
- Vận tốc thiết kế,
- Số làn xe,
- Chiều rộng các làn xe,
- Chiều rộng của lề đường,
- Khu vực phòng hộ,
- Chiều rộng của khu vực phòng hộ,
- Khổ hầm.

Việc xây dựng mặt cắt ngang hầm thường được thực hiện bắt đầu từ khổ hầm.

1.2.2 Khổ giới hạn kiến trúc (gabarit-khổ hầm), khuôn trong của hầm (tĩnh không).

Theo TTCVN 4054: 2005, mục (4.10.1) tĩnh không được định nghĩa là giới hạn không gian nhằm đảm bảo lưu thông cho các loại xe. Không cho phép tồn tại bất kỳ chướng ngại vật nào, kể cả các công trình thuộc về đường như biển báo, cột chiếu sáng... Trong khi đó khổ giới hạn hay khổ hầm được hiểu là khoảng trống có kích thước giới hạn về chiều cao, chiều rộng của hầm để đảm bảo các điều kiện vận tải an toàn theo tiêu chuẩn đường bộ hiện hành. Khổ hầm là một đường biên (chu vi) 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 hầm và xây vữa.

Khổ giới hạn sau đây gọi tắt là khổ hầm được quy định theo tiêu chuẩn, ví dụ với đường bộ, khổ hầm của các cấp đường được quy định (theo mục 4.10.2 TTCVN 4054) như hình 1.10.



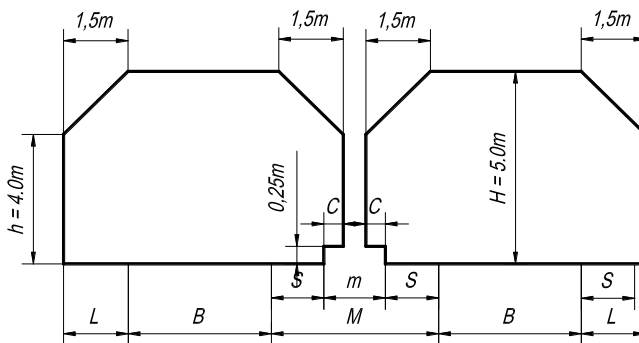
Khổ giới hạn theo TC Nga cũ

Khổ giới hạn theo TCVN 4054:2005

Hình 1. 10 Khổ hầm đường bộ

Với các hầm cải tạo, gặp trường hợp khó khăn có thể cho phép giữ lại tĩnh không cũ nhưng không được thấp hơn 4,30m. Trong trường hợp này phải thiết kế khung giá hạn chế tĩnh không đặt trước chỗ tĩnh không bị hạn chế ít nhất là 20m.

Ví dụ về khổ giới hạn cũng như các thuật ngữ được sử dụng trong TCVN 5729:2012 cho đường cao tốc như trên hình 1.11 dưới đây:



CHÚ DẪN

m – chiều rộng dải phân cách
M – chiều rộng dải giữa
S – chiều rộng dải an toàn phía trong;
B – chiều rộng phần xe chạy (mặt đường), tính bằng mét;
L – chiều rộng lề cứng (không kể phần lề trồng cỏ);

Hình 1. 11 khổ giới hạn đường cao tốc theo TCVN 5729: 2012

Các trị số m, M, S, B, L được xác định tùy thuộc vào cấp đường cao tốc và kiểu cấu tạo dải phân cách; Trị số C được quy định bằng 0,3m với cấp 120 và cấp 100, bằng 0,25m với cấp 80 và cấp 60. H=5,0m là chiều cao giới hạn tĩnh không kể từ điểm cao nhất trên bề mặt phần xe chạy B (trị số H nên cộng thêm từ 0,1m đến 0,2m để dự phòng tòn cao mặt đường trong hầm khi sửa chữa; h - phần cao tĩnh không ở mép ngoài của lề.

h=0,4m là chiều cao từ điểm cao nhất trên bề mặt phần xe chạy B theo mép ngoài của phần thẳng đứng của lề cứng. **Khuôn trong của hầm (tĩnh không)**, từ **khổ giới hạn** sẽ tiến hành lựa chọn **khuôn trong** hay tạm gọi là **tĩnh không hầm**, cần chọn sao cho đủ bố trí các đường dẫn gió và các thiết bị khai thác cần thiết trong không gian giữa khổ hầm và vỏ hầm. Diện tích của đường dẫn gió xác định theo tính toán.

Hình dạng khuôn trong của vỏ hầm, ngoài việc thỏa mãn những yêu cầu về khai thác, còn phải hợp lý về phương diện chịu lực, phù hợp với vật liệu và phương pháp thi công vv... Điều kiện địa chất và địa chất thủy văn nơi đặt hầm là yếu tố quyết định nhiều nhất đối với việc chọn khuôn trong vỏ hầm và trong đa số các trường hợp nó quyết định hình dạng, vật liệu và kết cấu vỏ cũng như phương pháp thi công. Yêu cầu quan trọng khi thiết kế mặt cắt ngang hầm là cố gắng sao cho diện tích mặt cắt ngang S là nhỏ nhất: S_{min} .

Bê tông là vật liệu chủ yếu làm vỏ, bê tông chịu nén tốt, cần chọn vỏ sao cho trong các tiết diện của nó ứng suất nén là chủ yếu, muốn thế đường cong áp lực phải gần với trục vỏ.

Khi chân vòm là bất động thì trục hợp lý của vòm là trùng với đường cong áp lực.

Nếu tải trọng phân bố đều hướng tâm thì đường cong áp lực là đường tròn. khi tải thẳng đứng phân bố đều thì nó là đường cong parabol bậc hai.

Tuy nhiên điều đó khó thực hiện được trong thực tế do: chân vòm không cố định tuyệt đối, tải trọng phân bố phức tạp, co ngót của bê tông, lưu biến v.v...

Từ đó những nguyên tắc cơ bản chọn khuôn trong vỏ có thể sơ bộ tóm tắt gồm:

- Trục của vỏ là đường tròn;
- Khi tải trọng thẳng đứng chiếm ưu thế, vòm phải đủ cao và có dạng parabol bậc hai, đỉnh vòm có độ cong lớn hơn phần dưới;
- Khi áp lực hông lớn: tường nên cong về phía địa tầng.

Một số loại khuôn trong hầm thoả mãn các yêu cầu trên như sau:

- Trong đá cứng: (q là chính và không lớn) tường thẳng đứng, vòm 1 hay 3 tâm (loại này có sai lệch lớn giữa trục vòm và đường cong áp lực);
- Khi có áp lực hông, khuôn trong thường có dạng đường cong ba hay 5 tâm.
- Trong địa tầng không ổn định, ngâm nước-vỏ kín đáy có vòm ngựa hay tròn;

Cần cố gắng để cốp pha khuôn trong vỏ ít bị thay đổi. Chỉ thay đổi khi:

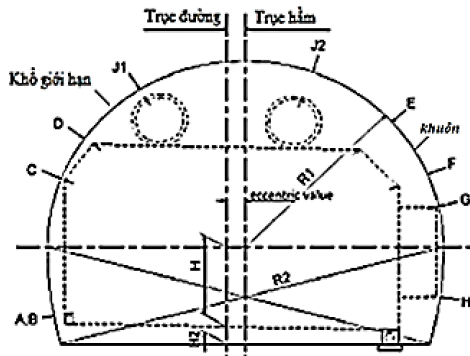
- Áp lực đất đá hay thủy văn thay đổi đột ngột;
- Khi gặp các đới phá hoại kiến tạo hay các hiện tượng trượt địa chất.

Từ khuôn trong vỏ hầm (hay tĩnh không) và chiều dày vỏ có thể xác định khuôn ngoài hầm và từ đó mặt cắt ngang hầm.

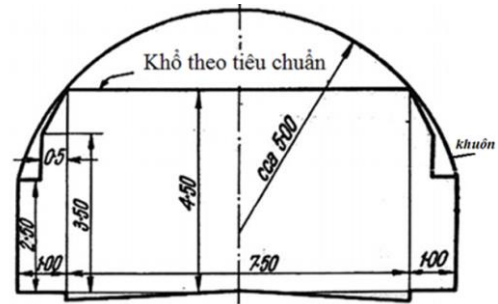
Ngoài các yêu cầu trên về phương diện ổn định là chính, cần thoả mãn các nguyên tắc chung khác như dưới đây.

Nguyên tắc xác định đường cong bao mặt cắt ngang hầm:

- Đảm bảo các yêu cầu về tĩnh không trong hầm. Tương quan giữa bề rộng trong hầm và chiều cao tĩnh không.
- Đảm bảo đủ khoảng không trống để lắp đặt thiết bị (quạt phản lực, biển báo, đèn chiếu sáng, các công trình tiện ích khác...).
- Diện tích mặt cắt đào là nhỏ nhất.
- Đảm bảo sự chuyển tiếp êm thuận giữa các đường cong, tránh sự tập trung ứng suất, biến dạng.
- Thuận tiện cho công tác chế tạo hệ thống chống đỡ bằng thép hình, ván khuôn thi công vỏ hầm....



Hình 1.12 Ví dụ về phác họa khuôn trong (tĩnh không) hầm.



Hình 1.13 Tĩnh không hình vòm tường thẳng đường bộ hai làn xe (TC châu Âu)

1.2.3 Đặc điểm bình đồ và trắc dọc hầm đường bộ.

Hầm đường bộ được hiểu là hầm trên đường bộ là một bộ phận của tuyến đường bộ để mở rộng khả năng vạch tuyến và cải thiện điều kiện khai thác.

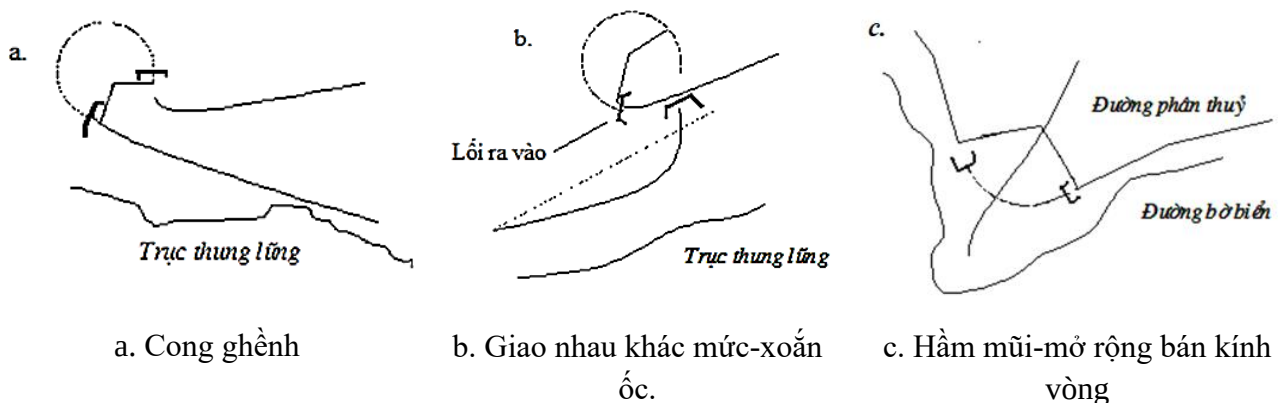
Vạch tuyến hầm -lập bình đồ và trắc dọc hầmđường bộ- phải được thiết kế đảm bảo chức năng và mục đích của hầm như là một phần của tuyến đường theo địa hình, địa chất, điều kiện đất đai và môi trường dựa trên kết quả đo đạc tại hiện trường.

Việc lập tuyến hầm đường bộ cần được thực hiện theo chức năng của hầm ví dụ như là theo các điều kiện địa chất, vị trí của hầm, kiểm soát an toàn trong và sau quá trình thi công, ảnh hưởng tới môi trường và điều kiện kinh tế, vv...

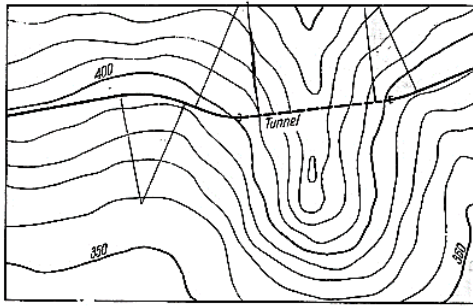
Mặt bằng và mặt cắt dọc của phần tuyến ở trong hầm đường bộ được thiết kế theo những tiêu chuẩn của tuyến đường lộ thiên có xét tới những đặc điểm khi đi ngầm. Nên bố trí phần tuyến này trên đường thẳng. Tuy nhiên trong nhiều trường hợp việc bố trí trên đường cong là không tránh khỏi.

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 bổ sung một số điểm dưới đây:

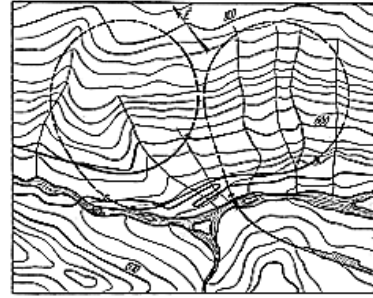
Khi thiết kế hầm trên đường bộ cố gắng bố trí chúng trên đường thẳng. Những hầm trên đường cong là không tránh khỏi khi triển tuyến, có những nhược điểm sau: cần phải mở rộng phần xe chạy (mặt đường) với tầm nhìn xác định để đảm bảo thông xe an toàn; gây khó khăn cho công tác cấm tuyến khi xây dựng; 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. Trên hình 1.14. là một số loại hầm đường bộ xuyên núi thường gặp.



Hình 1. 14 Một số loại hầm xuyên núi hay gặp.



1



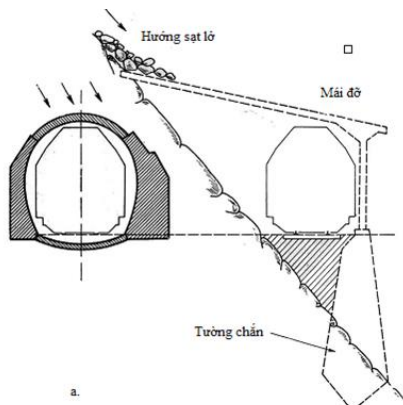
2



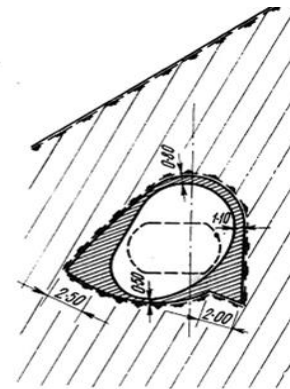
3

1. Tuyến thẳng
2. Tuyến vòng xoắn
3. phối cảnh

Hình 1. 15 Một số giải pháp chọn tuyến hầm



a. Hầm treo.



b. Giải pháp không đối xứng.

Hình 1. 16 Các phương án kết cấu khi tuyến bố trí dọc theo sườn núi.

Bán kính cong trong hầm theo quy phạm thường không nhỏ hơn 600m.

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

TCVN quy định: Bán kính cong trong hầm và các thông số hình học khác trên đường cong được thiết kế theo quy định của tuyến đường, song bán kính đường cong trên mặt bằng của hầm nhỏ nhất là 250m, trường hợp địa hình đặc biệt khó khăn cũng không nhỏ hơn 150m.

Phải mở rộng khổ hầm trên đường cong do đó tăng khối lượng đào và xây vữa, làm phức tạp công tác đo đạc xác định tuyến;

Do những lý do trên 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.

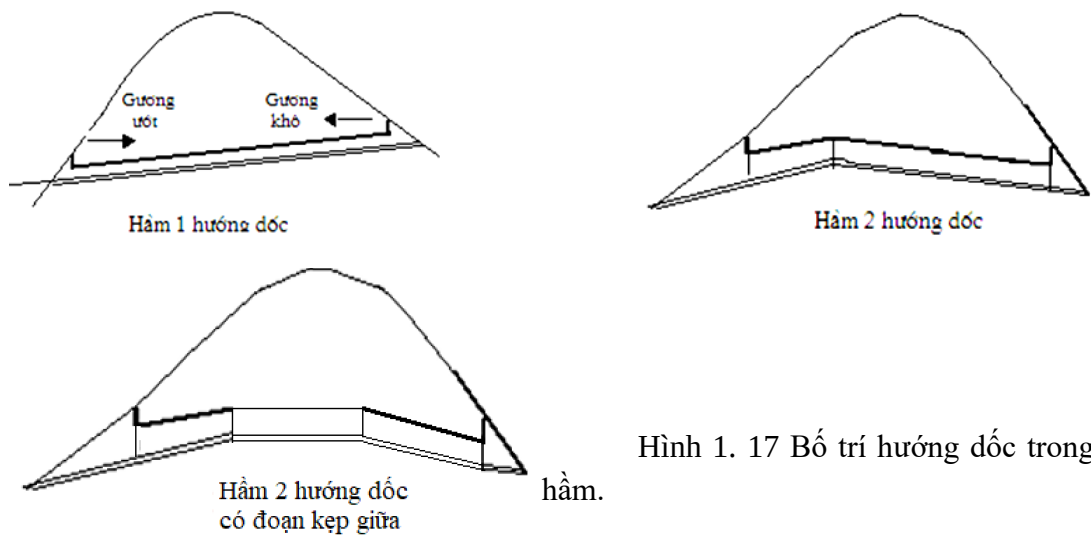
Trên mặt cắt dọc hầm có thể sử dụng một hay hai hướng dốc (hình 1.17).

Trắc dọc một hướng dốc sử dụng cho những hầm trên tuyến vượt dốc cao (hầm cong ghềnh, xoắn ốc), hầm mũi cũng như hầm ngắn xuyên núi.

Ưu điểm của hầm có một mái dốc do có chênh cao giữa hai cửa nên đảm bảo có chênh áp do nhiệt nên thông gió tự nhiên tốt, nhanh chóng thoát nước ra khỏi hầm do có độ dốc lớn nhưng lại gây khó khăn cho việc thoát nước nếu thi công theo chiều xuống dốc (gió vừa phải không được mạnh quá, ảnh hưởng tới sức khỏe của công nhân). Vì vậy hầm một dốc thường sử dụng chủ yếu cho 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.

Trắc dọc hai hướng dốc dùng cho hầm xuyên núi, hầm dưới nước (qua sông, hồ...) và trắc dọc của đường xe điện ngầm.

Tiêu chuẩn thiết kế hầm của Nhật Bản quy định: Đối với các hầm dài hơn 1000m phải thiết kế độ dốc từ hai phía để tránh trường hợp nước thải đổ về một phía của hầm, nó còn cho phép rút ngắn thời gian thi công bằng cách đào từ hai phía của hầm đến chỗ giao dốc.



Hình 1.17 Bố trí hướng dốc trong hầm.

Hầm hai hướng dốc phức tạp 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 là khó khăn vì không có chênh áp lực do nhiệt.

Ở những vùng có điều kiện khí hậu khắc nghiệt thì việc xây dựng những hầm một hướng dốc với độ dốc không nhỏ hơn 0,6% để thoát nhanh nước thấm vào có ý nghĩa quan trọng.

Theo điều kiện thoát nước ở trong hầm độ dốc không nhỏ hơn 0,3%, chỉ trong điều kiện hết sức đặc biệt mới sử dụng $i = 0,2\%$;

Những đoạn nằm ngang kẹp giữa hai hướng dốc của hầm thường dài 200-400m. 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 0.3%.

Theo TCVN: Bố trí trắc dọc hầm có độ dốc càng nhỏ càng tốt, sao cho không cản trở sự thoát nước tự nhiên trong hầm. Độ dốc dọc trong hầm tối thiểu là 0.4%, trường hợp đặc biệt cũng không dưới 0.3%. Độ dốc dọc tối đa được thiết kế theo quy định của tuyến đường, song

không nên quá 0,4% để đảm bảo yêu cầu thông gió cơ học, trường hợp đặc biệt cũng không quá 0,6%.

Mặt cắt dọc hầm nên thiết kế có chênh cao giữa hai cửa để cải thiện luồng gió tự nhiên. Khi hầm núi dài <300m 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, đặc điểm của mặt cắt dọc được chọn trên cơ sở so sánh các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật các phương án.

Những hầm triển tuyến để vượt chênh 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.

Các hạng mục cần phải được xem xét trong quá trình lựa chọn mặt cắt ngang đối với hầm đường bộ là:

- Lượng giao thông dự báo.
- Vận tốc thiết kế.
- Số làn xe.
- Chiều rộng của các làn xe.
- Chiều rộng của lề đường.
- Khu vực kiểm tra.
- Chiều rộng của khu vực kiểm tra.
- Khổ giới hạn của hầm.



Cửa hầm đường bộ Đèo Cả



Cửa hầm đường bộ giao cầu

Hình 1. 18 Cửa hầm

1.2.4 Mặt cắt ngang hầm đường bộ

Lựa chọn hình dạng và kích thước mặt cắt ngang hầm đường bộ được lựa chọn theo cách đã trình bày ở trên, đặc biệt chú ý tới các thiết bị sử dụng trong khai thác hầm gồm: thiết bị thông gió, phòng hòa, chiếu sáng, cứu nạn, thông tin tín hiệu, các loại biển báo, vv... và dung sai cho phép trong thi công.

Tĩnh không tối thiểu của các cấp đường được xác định theo khổ giới hạn, quy định (theo mục 4.10.2 TTCVN 4054) như hình 1.10.

Khổ hầm trên đường ô tô lấy như trên hình 1.18, 1.19 đến hình 1.27, hình 1.10, tùy thuộc vào cấp đường, loại giao thông, chiều dài hầm và điều kiện địa phương phần xe chạy K được lấy rộng 7 - 8m. Về cả hai phía của đường xe chạy đều có dải bảo vệ rộng 25cm cao 25cm để loại trừ khả năng va chạm thùng xe vào tường của vỏ hầm. Về một phía của phần xe chạy có bố trí đường cho người phục vụ rộng 100cm (kể cả dải bảo vệ)

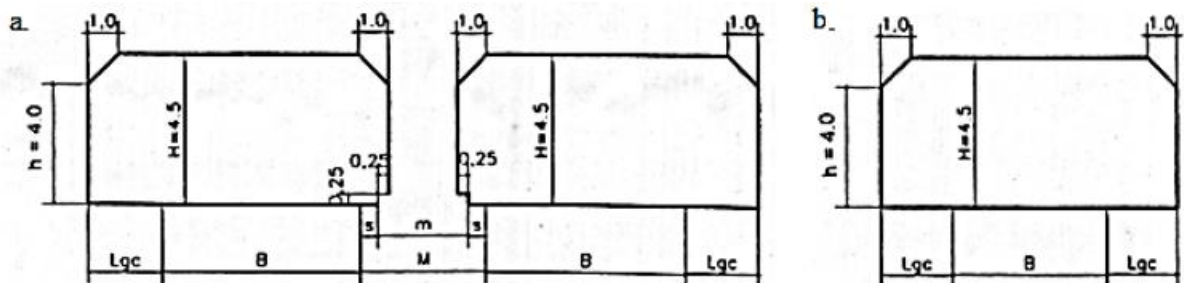
Chiều cao của khổ hầm kể từ mặt xe chạy trên một bề rộng ở giữa bằng $(K-1)m$, là 4,5m. Cũng trên biên ngoài của dải bảo vệ là 3,0m.

Đường đi bộ ở một phía rộng 1m có thể phục vụ cho 1000 người đi bộ trong 1 giờ. Khi mật độ người đi bộ lớn hơn thì phải bố trí đường đi bộ ở cả hai phía với bề rộng 1m.

Khi tổ chức cho người đi bộ qua hầm ô tô, nồng độ khí CO do ô tô thải cần hạ thấp theo yêu cầu của quy trình. Hợp lý hơn cả là ngăn cách riêng. Khi bố trí ô tô trên đường cong thì phần xe chạy cũng phải mở rộng. Trị số mở rộng lấy phụ thuộc vào bán kính như sau:

Bán kính cong (m)	Độ mở rộng (m)
700-500	0,4
500-450	0,5
400-200	0,6

Với đường ô tô vượt đường sắt, chiều cao khổ giới hạn phụ thuộc vào khổ đường sắt và loại đầu máy và lấy theo tiêu chuẩn 22 TCN 272.



chú dẫn: Kích thước tính bằng mét

a) Đường $V_{tk} \geq 80$ km/h có dải phân cách giữa;

b) Đường các cấp không có dải phân cách giữa;

B - Chiều rộng phần xe chạy;

L_{gc} - Chiều rộng phần lề gia cố.

m - phần phân cách;

s - phần an toàn (gia cố);

M - Chiều rộng dải phân cách;

M, m, s - các giá trị tối thiểu.

H - chiều cao tính không, tính từ điểm cao nhất của phần xe chạy (chiều cao tính không này chưa xét đến chiều cao dự trữ nâng cao mặt đường khi sửa chữa, cải tạo, nâng cấp);

h - phần cao tính không ở mép ngoài của lề.

$H = 4,75$ m, $h = 4,00$ m với đường cấp I,II,III

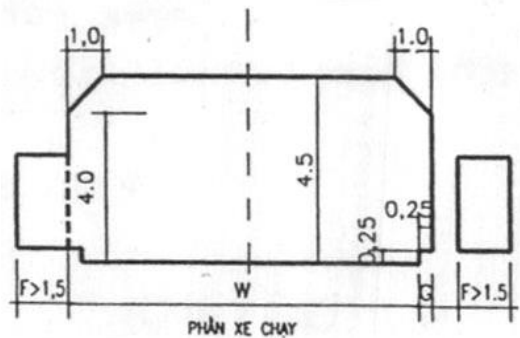
$H = 4,50$ m, $h = 4,00$ m với đường các cấp còn lại.

Hình 1. 19 Khổ hầm cho tuyến

Tĩnh không trong hầm theo tiêu chuẩn thiết kế hầm hiện hành và được mô tả như Hình 1.12.

Phần lè đất được chuyển thành không gian để đặt lan can phòng hộ.

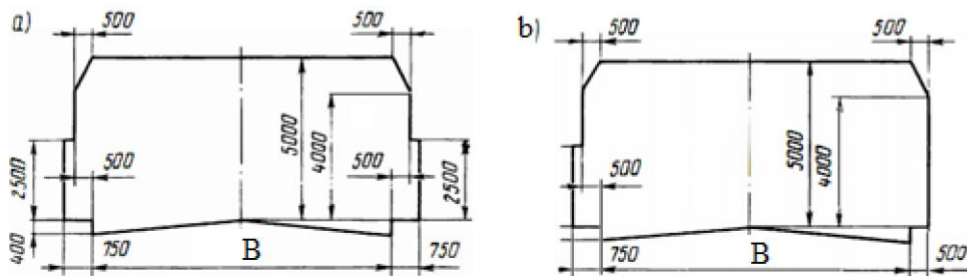
Kích thước tính bằng mét.



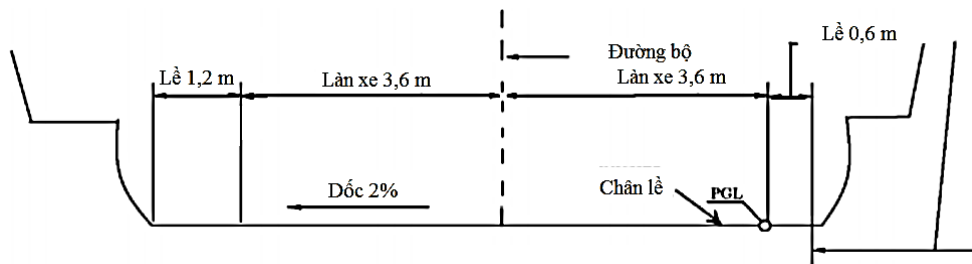
Chú thích: Bên trái là trường hợp đường đi bộ và làn xe đạp gắn liền với phần xe chạy, bên phải là trường hợp tách rời.

Hình 1. 20 Khổ hầm

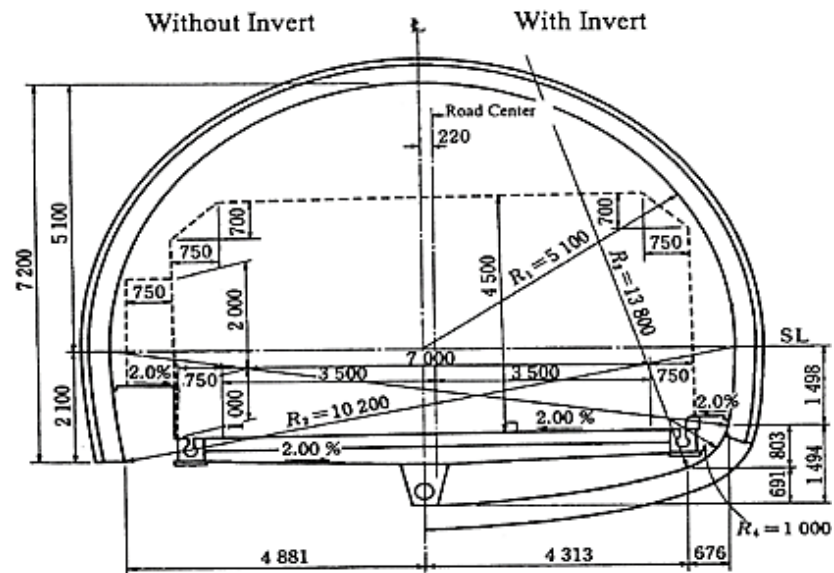
Hình dạng kích thước mặt cắt ngang của hầm được xác định bởi công dụng của nó; Không gian bên trong cần đảm bảo cho phương tiện giao thông, người đi lại làm việc bình thường, đủ bố trí các trang thiết bị cần thiết. Vì thế mặt cắt ngang của hầm phải thoả mãn khổ hầm quy định đối với từng loại giao thông, dưới đây là một số ví dụ về khổ và mặt cắt ngang hầm đường bộ.



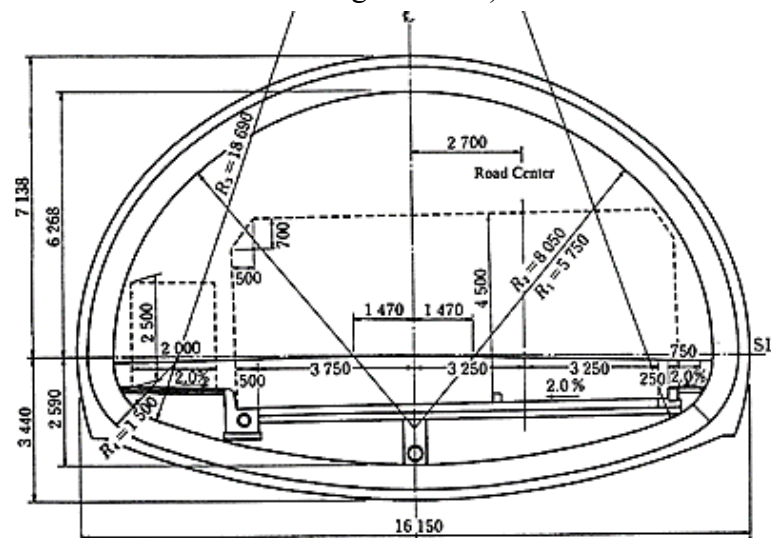
Hình 1. 21 Khổ giới hạn theo tiêu chuẩn CH Liên bang Nga cũ



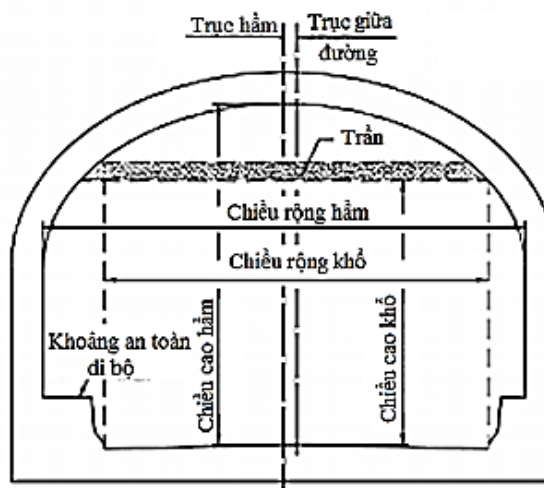
Hình 1. 22 Hầm đường bộ điển hình và chiều rộng lè



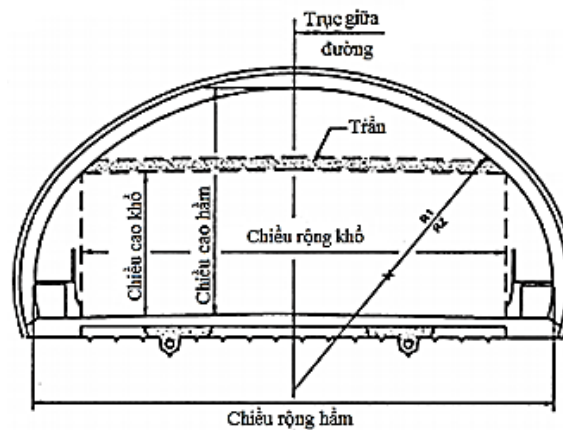
Hình 1. 23 Ví dụ mặt cắt tiêu chuẩn của hầm đường bộ TC Nhật Bản (hai làn xe có phần đường kiểm tra)



Hình 1. 24 Mặt cắt ngang tiêu chuẩn của hầm đường bộ TC Nhật Bản (ba làn xe có lối đi bộ)



Hình 1. 25 Phương án vách trần và bảo đảm thông gió, bố trí thiết bị bên trên.



Hình 1. 26 Phương án vách trần và bảo đảm thông gió, bố trí thiết bị bên trên.

Một số ví dụ về các yêu cầu kỹ thuật cho tuyến thuộc các dự án hầm xuyên núi Hải Vân, Đèo Cả như sau:

Quy mô và tiêu chuẩn kỹ thuật chủ yếu:

- Quy trình qui phạm thiết kế: Tiêu chuẩn thiết kế đường cao tốc TCVN 5729-1997; Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05.
- Tốc độ thiết kế: 80km/h
- Bán kính cong nằm tối thiểu $R_{min}=500m$.
- Bán kính đường cong nằm R_{min} : 250m.
- Độ dốc dọc I_{max} : 4%
- Qui mô cầu: Thiết kế vĩnh cửu bằng thép và BTCT DƯL
- Cấp độ đất: Cấp 7, thang MSK-64
- Quy mô mặt cắt ngang:
 - Bề rộng nền đường: $B_n = 24,0m$, bề rộng mặt đường: $B_m = 22,5m$.
 - Bề rộng cầu: $B = 24,0m$,
 - Bề rộng hầm: bố trí 2 hầm cách nhau 30m, mỗi hầm rộng 10,9m (cho 2 làn xe $2 \times 3,5m$ + 2 dải an toàn $0,5m + 1,0m$ + 2 làn công vụ $2 \times 1,8m$).
- Phần đặc thù cho hầm:
 - Chiều cao tĩnh không hầm là 5m, vỏ hầm bằng BTCT đổ tại chỗ.
 - Bố trí các hầm ngang cách khoảng 225m cho khách bộ hành và 900m cho phương tiện lưu thông; bố trí các hốc đỗ xe, làn dừng xe khẩn cấp cách nhau 450m; các hốc tường để thiết bị cứu hỏa được trang bị các vòi nước chữa cháy...
 - Thông gió trong hầm: Sử dụng hệ thống quạt phản lực và hệ thống lọc bụi tĩnh điện.
 - Các thiết bị an toàn và vận hành hầm: Hệ thống phân phối và cung cấp điện, hệ thống tín hiệu, biển báo, chiếu sáng, thông gió hầm, mạng điện thoại khẩn cấp, mạng thông tin vô tuyến, CCTV, SCADA, và các thiết bị khác.

- Hệ thống phòng cháy chữa cháy: bồn chứa nước và các thiết bị liên quan, vòi chữa cháy và đường ống, bình chữa cháy.

- Xử lý chất thải: Chất thải được xử lý trước khi đổ ra môi trường.

Thiết kế mặt cắt ngang hầm trong một số các dự án khác ở Việt Nam được lựa chọn như sau:

Phần hầm chính

Quy mô mặt cắt ngang phù hợp với hồ sơ lập dự án được phê duyệt.

Xây dựng 2 hầm riêng biệt cho mỗi chiều xe chạy.

Mặt cắt ngang mỗi hầm được thiết kế đảm bảo tính không cho 2 làn xe chạy $2 \times 3.5\text{m}$, tổng chiều rộng mặt đường xe chạy trong hầm $B_m = 8.5\text{m}$, chiều cao tính không $H = 5.0\text{m}$.

Phần lề người đi bộ mỗi phía rộng 1.20m , chiều cao tính không $H = 2.0\text{m}$.

Tổng bề rộng trong hầm: $B = 10.9\text{m}$ bao gồm:

2 làn xe chạy : $2 \times 3.5\text{m}$

Chiều rộng lề người đi : $2 \times 1.2\text{m}$

Dải an toàn : 0.5m

Làn thoát hiểm : 1.0m

Độ dốc thông thường trên mặt cắt ngang: bố trí mặt cắt ngang riêng biệt cho mỗi chiều xe chạy, trên mặt cắt ngang hầm bố trí cùng độ dốc ngang, độ dốc ngang thông thường $i = 2\%$. Trong phạm vi hầm không bố trí dốc siêu cao.

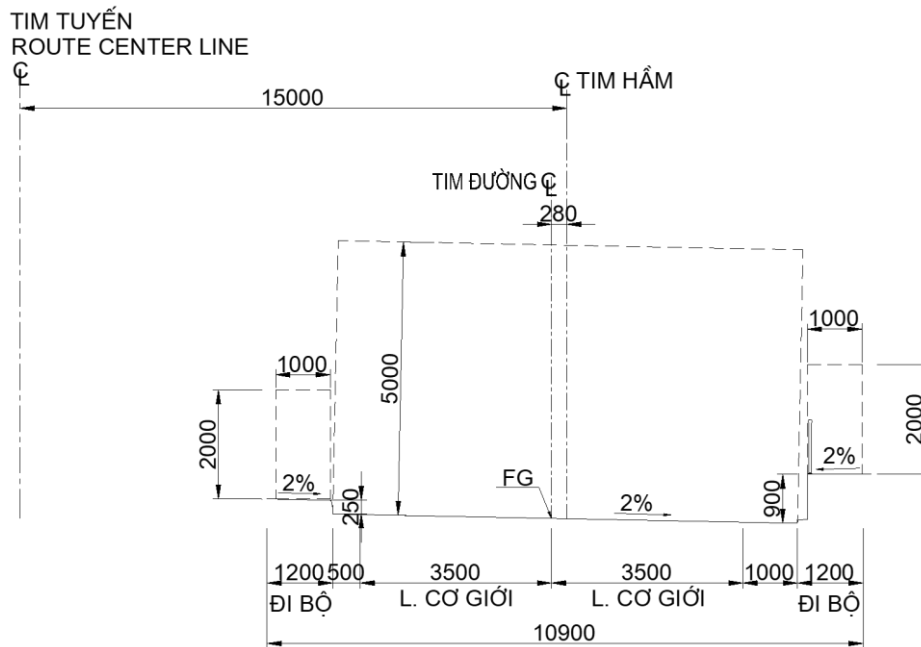
Kết quả thiết kế đường cong bao mặt cắt ngang hầm xem trên hình 1.27 và hình 1.28. Các kết quả này được thực hiện trên cơ sở mặt cắt ngang được xây dựng ở bước lập Dự án.

Từ các yêu cầu về tính không trong hầm: hầm có bề rộng lớn hơn hai lần chiều cao tính không, vì vậy sử dụng kiểu cấu tạo đường cong 3 tim trong hầm là phù hợp.

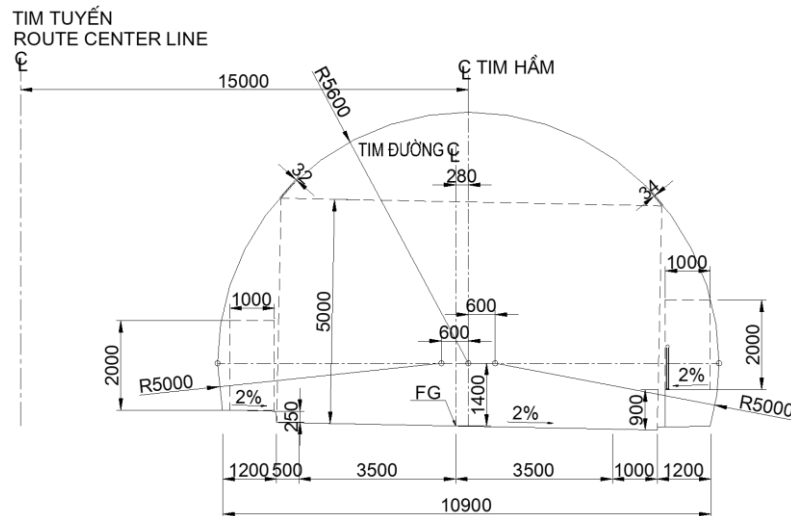
Từ các yêu cầu về diện tích mặt cắt đào là nhỏ nhất, đủ khoảng không để bố trí thiết bị, các công trình tiện ích vv..., đảm bảo sự chuyển tiếp êm thuận giữa các đường cong. Tư vấn đã nghiên cứu một số trường hợp sử dụng các thông số khác nhau để xây dựng mặt cắt hầm (bán kính vòm, bán kính tường, độ lệch ngang của tim hầm so với tim đường, cao độ tim vòm hầm so với cao độ mặt đường xe chạy vv...) và lựa chọn mặt cắt có diện tích đào là nhỏ nhất.

Kết quả xây dựng mặt cắt ngang hầm phù hợp với với mặt cắt ngang ở bước dự án, cụ thể như sau:

Khoảng cách giữa tim hầm và tim đường là 0.28m , tim vòm hầm cách cao độ mặt đường xe chạy tại tim đường là 1.4m , bán kính vòm hầm là 5.6m , bán kính tường hầm là 5m . Tim vòm và tim tường hầm đều nằm trên đường nằm ngang phân chia tường và vòm hầm, tim tường hầm cách tim hầm 0.6m theo hướng ngang.



Hình 1. 27 Nửa mặt cắt ngang hàm- khở hàm.



Hình 1. 28 Nửa mặt cắt ngang hàm- tĩnh không.

Độ dốc siêu cao lấy theo bán kính đường cong nằm và tốc độ thiết kế theo Tiêu chuẩn thiết kế. Độ dốc siêu cao lớn nhất không quá 8 % và nhỏ nhất không dưới 2 %.

Trong đường đào, độ dốc dọc tối thiểu là 0,5 % (khi khó khăn là 0,3 % và đoạn dốc này không kéo dài quá 50 m).

1.3 Các công trình khác trong hầm đường bộ

Trong hàm cần thiết phải bố trí các công trình khác phục vụ cho quá trình khai thác, các công trình đó gồm (xem các hình 1.29 đến hình 1.38.):

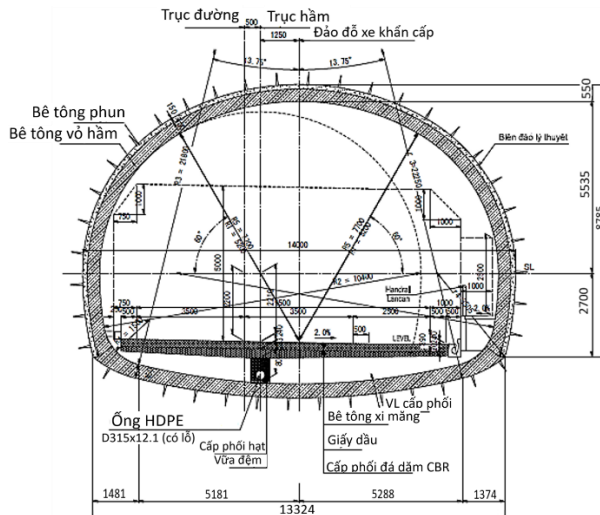
1.3.1 Chỗ đỗ xe khẩn cấp

Chỗ đỗ xe khẩn cấp (hình 1.29; hình 1.30) là phần xây dựng bên phải đường xe chạy phục vụ việc tạm thời dừng xe trong trường hợp khẩn cấp. Việc bố trí chỗ đỗ xe khẩn cấp phụ thuộc vào lưu lượng xe, năng lực giao thông của hầm, số làn xe, độ dốc của hầm v.v...

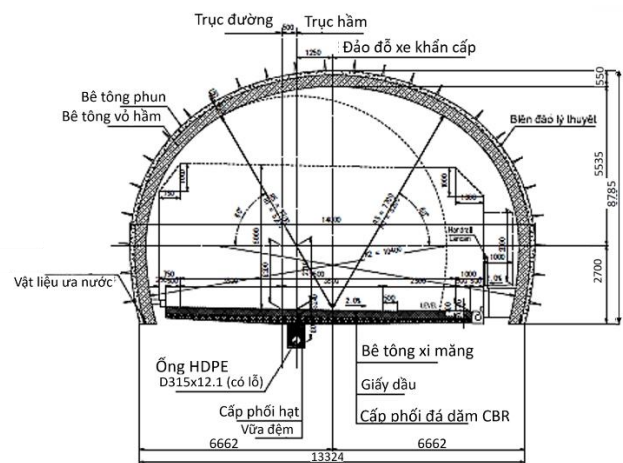
Mặt cắt ngang hầm trong khu vực chỗ đỗ xe khẩn cấp được xây dựng ở một bên hoặc hai bên của hầm phải phù hợp với tính không của hầm.

Chỗ đỗ xe khẩn cấp có chiều rộng mặt đường là 3.0m; cao độ bằng cao độ của đường xe chạy, chiều cao tính không là 4,9m và chiều dài bằng 40m.

Thoát nước chỗ đỗ xe khăn cấp hướng ra phía đường xe chạy.



Hình 1. 29. Mặt cắt ngang hầm vị trí
đỗ xe khẩn cấp trong đá loại CII (Dự án Hầm
Đèo Cả)

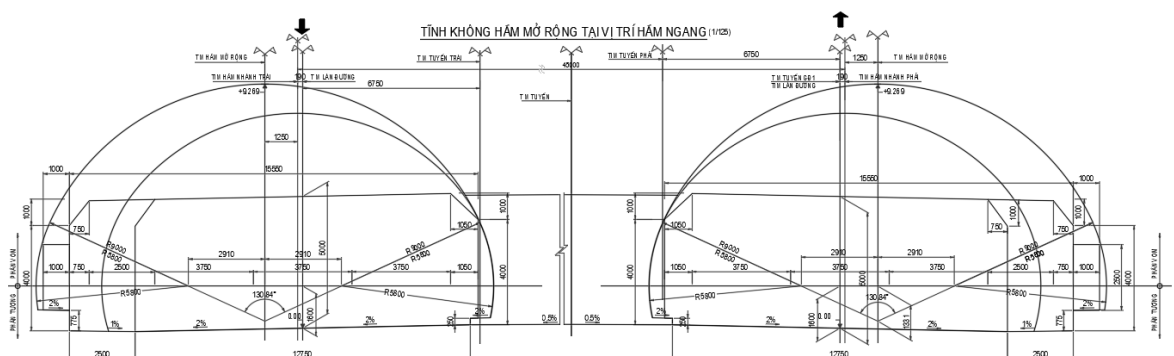


Hình 1. 30. Mặt cắt ngang hầm vị trí đổ xe khẩn cấp trong đá loại CI (Dự án Hầm Đèo Că).

1.3.2 Chỗ quay xe

Chỗ quay xe là đoạn vòng xe khi cần thiết. Tùy điều kiện kinh tế- kỹ thuật để xây dựng chỗ quay xe cho phù hợp.

Mở rộng hàm tại đoạn tránh



Hình 1. 31. Mở rộng hầm tại đoạn tránh và chỗ quay xe (Dự án Hầm đường bộ Núi Vung).

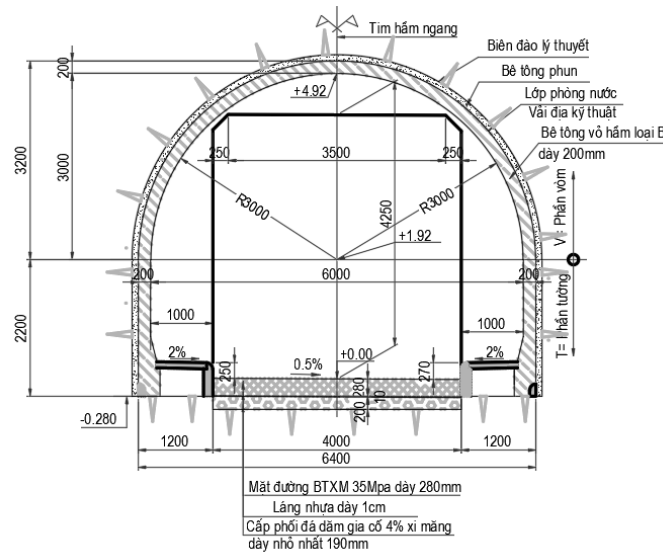
Mặt bằng chỗ quay xe có thường là đối xứng với chiều rộng là 24.0m (gồm chiều rộng đường xe chạy và mặt bằng quay xe) và chiều dài là 40.0m, chiều cao tính không chỗ quay xe là 4,9m.

Thoát nước chỗ quay xe hướng ra phía mặt đường xe chạy.

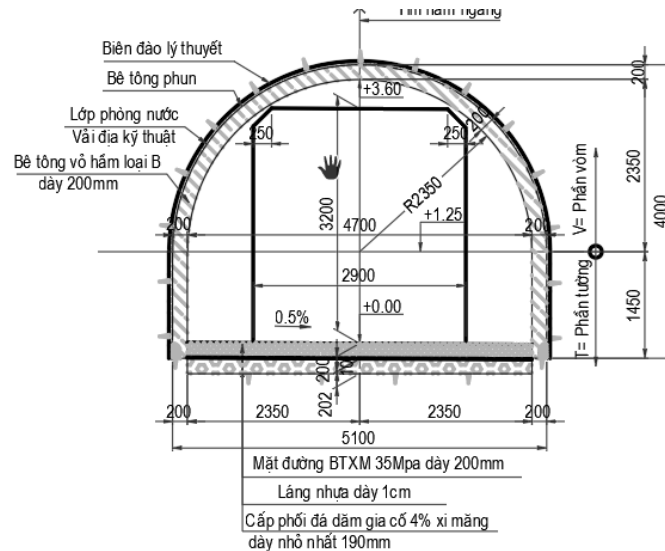
1.3.3 Đường ngang

Đường ngang (Hình 1.32, 1.33.) là đường nối giữa hai đường hầm với nhau hoặc nối hầm với bên ngoài trong trường hợp xe không qua được đường hầm.

Đường ngang cho xe ô tô có độ dốc dọc không nhỏ hơn 0,5% và không lớn hơn 4%, chiều cao tính không là 4,90m.



Hình 1. 32. Mặt cắt ngang hầm đường ngang lối thoát hiểm cho xe (Dự án Hầm Núi Vung).



Hình 1. 33. Mặt cắt ngang hầm đường ngang lối thoát hiểm cho khách bộ hành (Dự án Hầm Núi Vung).

Đường ngang cho người đi bộ có độ dốc dọc không nhỏ hơn 0,5% và không lớn hơn 10,0% và có chiều cao tính không là 2.20m.



Hình 1. 34. Hệ thống thiết bị trong hầm đường bộ (Mỹ)

1.3.4 Các bộ phận công trình khác trên mặt cắt ngang

Hệ thống chiếu sáng trong hầm (Hình 1.34) được bố trí theo tính toán thiết kế, ít nhất phải cao hơn tính không yêu cầu là 20cm.

Hệ thống thông gió trong hầm được bố trí phụ thuộc vào tính toán thiết kế, đường kính ống thông gió nhỏ nhất là 80cm, hầm càng dài thì cần có ống thông gió lớn hơn.

Các biển tín hiệu giao thông thường đặt trên lề của phần đường người đi bộ, trường hợp đặc biệt có thể đặt bên trên của khổ tĩnh không trong hầm.

Tín hiệu chỉ đường đặt trên bờ tường hai bên đường xe chạy.

Các cửa mở của các đường thoát hiểm, cấp cứu và thiết bị chữa cháy không được bố trí sát với đường xe chạy.

Hệ thống điện, hệ thống chữa cháy và các trang bị khác không được bố trí sát khổ giới hạn trong hầm.

Đường cho người đi bộ và xe đạp trong hầm về nguyên tắc phải được bố trí riêng và khác mức với đường cho xe cơ giới, nếu có thì chiều rộng thường là 2m, còn ở hầm có ít phương tiện giao thông thì chiều rộng đường cho người đi bộ và xe đạp ít nhất là 1,2m.

Chiều rộng của phần đường công vụ dựa theo tiêu chuẩn cấu tạo chung của hầm, vị trí tiếp nối phần đường công vụ với phần đường xe chạy hoặc đến dải đỗ xe khẩn cấp phải có gờ chắn bánh.

Đường thoát hiểm từ hầm ra ngoài ít nhất rộng 1.2m và cao 2.20m.

1.3.5 Hệ thống phòng nước và thoát nước

Hệ thống phòng nước và thoát nước trong hầm (Hình 1.35; Hình 1.36) được thiết kế căn cứ vào điều kiện địa hình, địa chất thủy văn, lưu lượng cụ thể để đảm bảo yêu cầu ngăn nước mặt, nước ngầm chảy vào hầm và thấm vào trong hầm cũng như lượng nước yêu cầu dùng cho cứu hỏa khi có cháy trong hầm.

Hệ thống thoát nước trong hầm phục vụ việc gom và dẫn nước ngầm từ núi và đường xe chạy ra cửa hầm.

Trong hệ thống thoát nước hỗn hợp, nước ngầm (từ núi chảy xuống) cũng như nước mặt (nước mưa chảy vào cửa hầm hoặc xe cộ kéo nước tràn vào) và nước thải được chảy theo hệ

thống thoát nước chính của hầm. Ở hệ thống thoát nước tách riêng thì nước ngầm, nước mặt và nước thải được chia và thoát theo các đường thoát riêng rẽ.

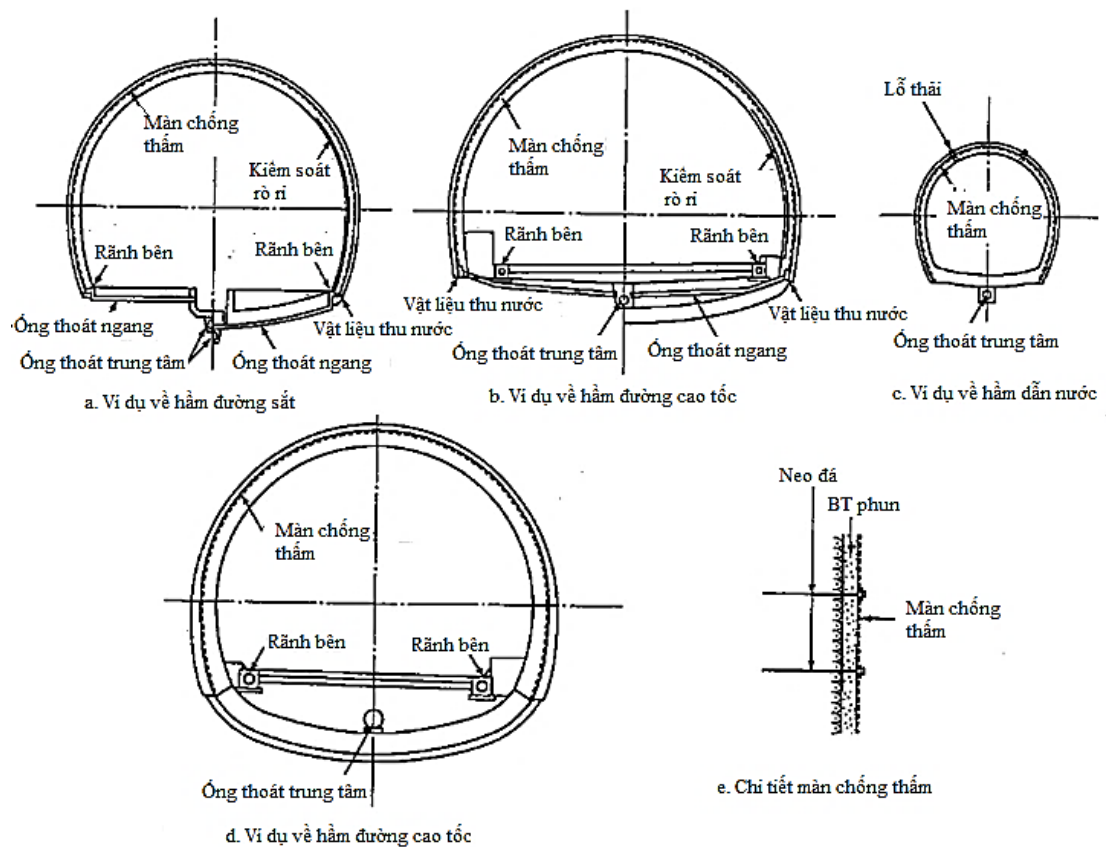
Bố trí hệ thống thoát nước cần chú ý đến các điều kiện cụ thể, khả năng kiểm soát và bảo quản, cần bố trí bên ngoài đường xe chạy và không được gây trở ngại cho giao thông.

Đường thoát nước dọc chính của hầm có đường kính ống nhỏ nhất là 30cm và độ dốc bằng độ dốc của hầm nhưng nhỏ nhất là 0.3%, khoảng cách giữa các hố ga tối đa là 50m. Độ dốc ngang của đáy hầm để nước chảy vào rãnh dọc không nhỏ hơn 0.2%.

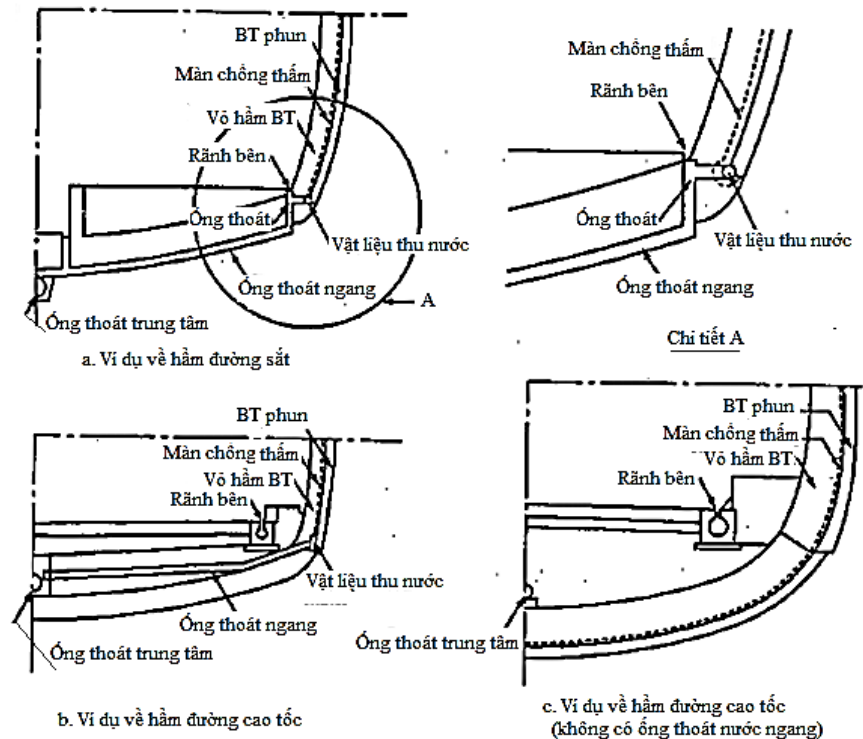
Đường thoát nước ngầm chảy từ đất đá núi có đường kính nhỏ nhất là 15cm, độ dốc nhỏ nhất là 0.5%, hố ga cách nhau tối đa là 100m.

Đường thu nước ngang có kích thước phù hợp với đường rút dọc, nhưng có đường kính nhỏ nhất là 15cm và có độ dốc nhỏ nhất là 0,5%.

Cần giữ cho nước trên đường xe chạy dẫn đến các hố thu được sạch, lượng chất bẩn có hại không vượt quá quy định theo các tiêu chuẩn hiện hành.



Hình 1. 35. Ví dụ về chống thấm và rãnh thoát nước.



Hình 1. 36. Ví dụ về các chi tiết của hệ thống rãnh thoát.

1.3.6 Hệ thống cấp điện và cấp nước

Nguồn điện cao thế, đường cáp, đường dẫn nước vv..., dùng để thông gió, chiếu sáng, hệ thống thông tin tín hiệu, thiết bị đóng đường vv..., được lấy từ lưới điện quốc gia hoặc từ các trạm phát riêng xây dựng gần hầm, đường điện được đặt trong những kênh chứa riêng.

Các đường cấp nước, đường điện, đường dây thông tin được đặt dưới phần đường công vụ, phía trên đây bằng tấm bê tông cốt thép và được bảo vệ để không bị cháy.

Khoảng cách giữa các đường ống bảo vệ cáp không quá 10cm; ở những đoạn thẳng thì ít nhất cứ 50m thì đào một bể (hố ga) kéo cáp qua, chỗ đường cong thì ngắn hơn. Bố trí đường điện cao thế phải đảm bảo khoảng cách an toàn cho các dây cáp và đường dẫn nước.

Mọi bộ phận kim loại của hầm khi chôn xuống đất phải được nối liền nhau, phải thiết kế chống sét cho hầm và bố trí đúng khoảng cách đặt dây tiếp đất khi đào hầm.

Việc cấp nước trong hầm được lấy từ đường dẫn nước nằm dưới phần đường công vụ và phải có hệ thống van trong từng đoạn để khi ống vỡ vẫn có khả năng cấp một phần nước theo nhu cầu.

1.3.7 Các bộ phận phục vụ an toàn khai thác

Việc lựa chọn hệ thống tín hiệu, hệ thống điều khiển và các thiết bị đóng đường căn cứ vào mật độ xe qua hầm, chiều dài hầm, mặt bằng và mặt cắt dọc của tuyến hầm. Các thiết bị này phải hoạt động liên tục, thông suốt trong mọi thời gian.

Buồng điện thoại, buồng gọi cấp cứu và các đường thông tin được bố trí ở mặt bên của tường hầm.

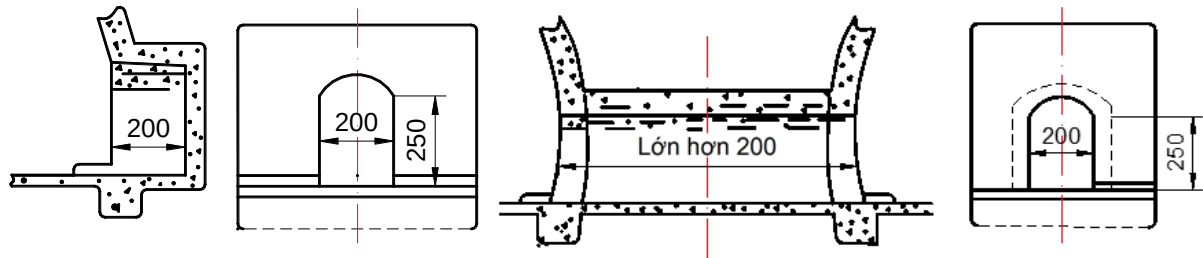
Các trạm tín hiệu cần đặt ở ngoài hầm. Trường hợp đặc biệt có thể đặt các tín hiệu trong hầm nếu xét thấy cần thiết.

Cần bố trí tín hiệu bằng biển báo để báo trước cho lái xe biết sắp tới hầm cũng như tình trạng của đoạn đường dẫn tới hầm và đoạn đường sau hầm, hệ thống tín hiệu báo dừng, tín hiệu báo giảm tốc độ, tín hiệu báo được đi để điều khiển xe cộ qua lại hầm.

Hệ thống tín hiệu đóng đường dùng ánh sáng.

Hệ thống kiểm soát xe vào hầm được bố trí ở khu vực cửa hầm để bảo vệ các hệ thống thiết bị trong hầm không bị hư hỏng do các xe quá cao.

Trong hầm đường ô tô dài trên 100m cần bố trí các phương tiện cứu hỏa như thùng đựng cát, bình khí cacbonic v.v..., đặt tại các hang tránh xe, trong hầm dài dưới 100m thì bố trí các phương tiện cứu hỏa ở hai đầu hầm.

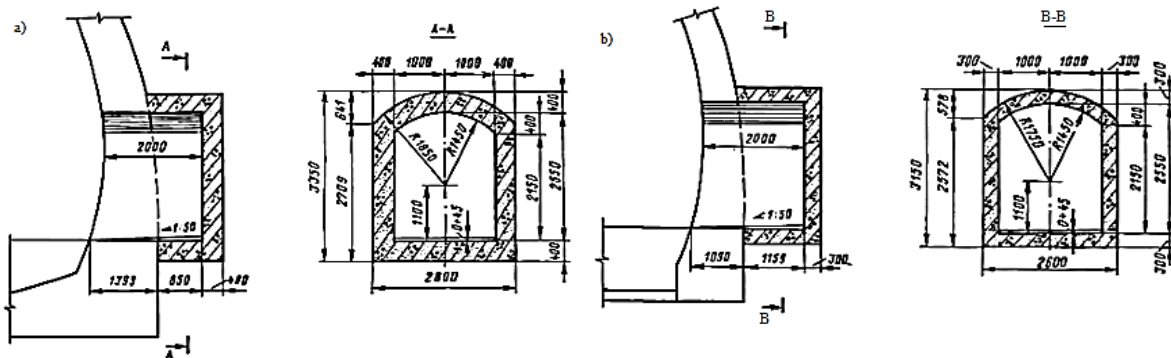


a. Trong một hầm

b. Giữa hai hầm

Hình 1. 37. Các loại buồng kho trong hầm (TC hầm GT CHLB Nga).

Hệ thống thiết bị này không được giới thiệu chi tiết ở đây, bạn đọc có thể tham khảo trong các TCVN hiện hành hoặc trong các tài liệu chuyên sâu khác.



Kết cấu buồng cho người trong đất đá yếu a) và cứng b).

Hình 1. 38. Kích thước một số loại buồng- hang trong hầm.

1.4. Hầm đường sắt

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 thiết 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 yếu tố (vận tốc chạy tàu, mức độ choán kín hết tiết diện hầm của đoàn tàu trong hầm, sức cản của vỏ hầm đối với không khí v.v.) và thường lấy 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:

$$i_h = m \cdot i_p - i_{ek}$$

Ở đây: i_h - là độ dốc trong hầm;

i_p - là độ dốc không chế của tuyến đường;

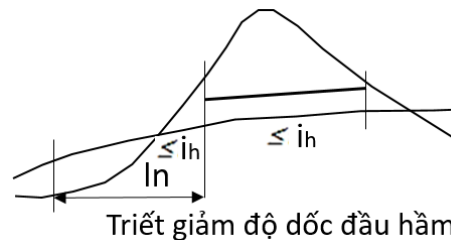
i_{ek} - là độ dốc tương đương với sức cản trên đường cong;

m-hệ số triết giảm độ dốc trong hầm, lấy theo bảng dưới đây:

Bảng 1. 2 Hệ số m để xác định độ dốc tối đa trong hầm.

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

Việc triết giảm độ dốc (hình 1.39) tiến hành không chỉ ở trong hầm mà còn áp dụng cho cả đoạn dốc ngoài cửa với chiều dài bằng chiều dài đoạn hoà ở những chỗ thay đổi của tuyến để giảm sức cản cho đoàn tàu trước khi vào hầm theo chiều lên dốc.

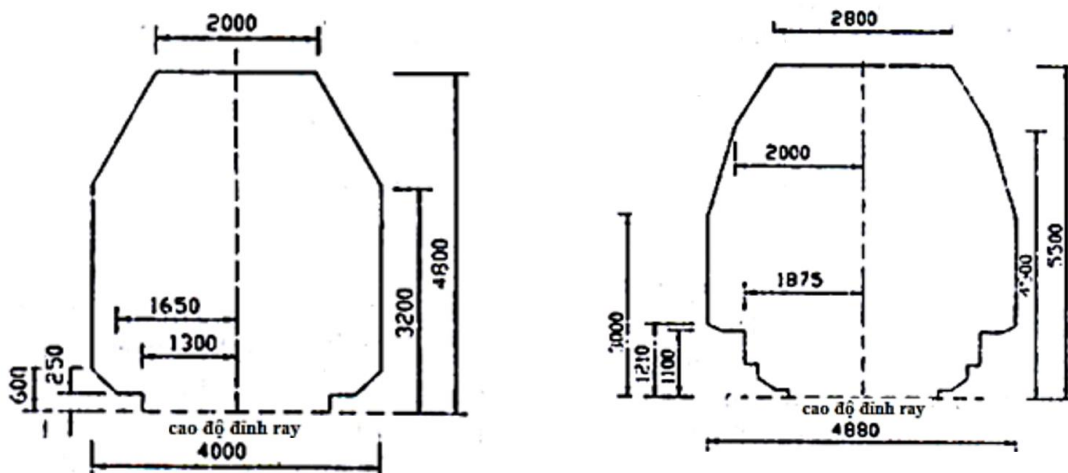


Hình 1. 39. Xác định độ dốc đầu hầm.

Chiều dài đoạn hoà l_n lấy tùy thuộc vào độ dốc không chế cho tuyến loại I và loại II bằng 1250m, 1050m hay 850m.

Mặt cắt ngang.

Một số loại Khố hầm đường sắt Việt nam hiện hành theo tiêu chuẩn cũ (Hình 1.40): khố có khoảng cách giữa hai mép trong của ray là 1435mm. Khoảng cách giữa các tim tuyến là 4000mm, chiều cao của khố 6550mm



Khổ giới hạn cho đường 1000mm Khổ giới hạn cho đường 1435mm
 Hình 1. 40. Khổ hầm đường sắt đường sắt theo tiêu chuẩn CH Liên bang Nga cũ áp dụng cho một số đường sắt Việt Nam.

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

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

Siêu cao thường không lớn hơn 16cm.

Trong đó V: là vận tốc lớn nhất của đoàn tàu (đối với đường tàu cấp I V = 160Km/h; vận tốc tối thiểu là 25Km/h).

R- là bán kính cong (m).

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

$$dl = (\Delta H / G).H;$$

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 tính như sau:

$$d_2 = \frac{L^2 - l^2}{8R};$$

$$d_3 = \frac{l^2}{8R};$$

Ở đây:

- H là chiều cao từ đỉnh ray đến đỉnh khổ hầm; (cm),
- G là khoảng cách giữa hai tim ray, lấy bằng 150cm,
- ΔH là độ siêu cao (cm),
- L là khoảng cách giữa hai đầu toa xe, lấy bằng 24 - 26m,
- l là khoảng cách giữa hai trục bánh xe của toa xe, lấy bằng 18m.

Độ mở rộng tổng cộng đối với hầm đường đơn là :

$$d = d_1 + d_2 + d_3$$

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

$$d'_l = \frac{\Delta H_{ngoai} - \Delta H_{trong}}{G} H$$

Khuôn trong vỏ hầm

Ngoài các yếu tố về khổ hầm, khi chọn hình dạng bên trong cần xét tới điều kiện thi công, khai thác và kinh tế.

Giữa vỏ và khổ hầm cần bố trí tất cả các trang thiết bị cần thiết cho khai thác công trình; đảm bảo an toàn cho nhân viên phục vụ và sửa chữa.

Thường với đường sắt, tàu điện ngầm thường có kể tới bố trí hệ thống chiếu sáng, thông tin, tín hiệu cấp điện v.v...

Cho tới nay chưa có quy định mẫu. vì vậy ở đây chỉ xét các ví dụ:

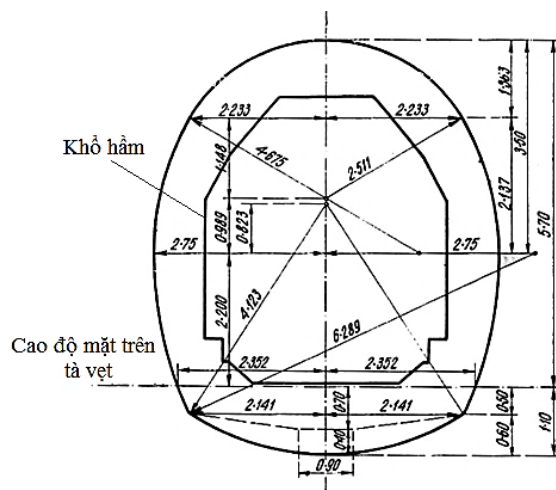
Hầm đường sắt theo thiết kế của Liên Xô cũ (Hình 1.40; 1.41), của Nhật (hình 1.42, hình 1.43.): gồm 1 đèn pha; 2- đèn chiếu sáng chung, hộp đấu lưới điện, đèn và cũi tín hiệu 5 nút bấm báo sự cố vv...

Khi dùng đầu máy điện để treo dây dẫn, ở trong phần vòm của vỏ hầm có bố trí những hốc rộng 60cm cách nhau 20m dọc theo trục hầm. Trong đất đá cứng khi không có áp lực bên tác dụng lên kết cấu (áp lực hông - $f_{KP} > 4$) có thể cấu tạo tường thẳng đứng. Trong trường hợp này, các thiết bị nên bố trí trong phần vòm vách hầm có thể ốp sát vào phần thẳng đứng của khổ hầm.

Việc tạo nên các hốc nằm trong phần vòm để treo dây dẫn điện như đã kể trên thường gây khó khăn trong thi công, tốt hơn hết là tận dụng không gian thừa bên trên đỉnh vòm và không cần phải thay đổi hình dạng khuôn trong 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 các điểm tiêu chuẩn của khổ hầm tới khuôn trong vỏ hầm cần có khoảng dự trữ, đề phòng sai lệch do thi công. Khoảng dự trữ này được quyết định bởi điều kiện địa chất và phương pháp đào hầm. Ví dụ trong đá cứng đào theo phương pháp đào một lần toàn bộ gương, lượng dự trữ nhỏ hơn trong đất đá yếu thi công bằng phương pháp đào - chống từng bộ phận. Ở những điểm góc phía trên của khổ hầm có thể lấy 150-100mm; ở những chỗ chuyển từ phần nghiêng sang phần thẳng đứng của khổ hầm 0-100mm.

Để đảm bảo an toàn cho người phục vụ, trong hầm đường sắt dọc theo hai bên vách có bố trí các hang tránh: rộng 2m, sâu 1m, cao (tính từ đỉnh vòm của hang ngách) 2m, cách nhau 60m bố trí xen kẽ giữa hai vách hầm.

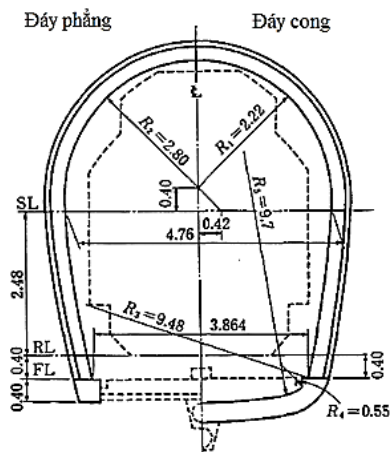


Hình 1. 41. Ví dụ về một tỉnh không hàm đường sắt của Hungary.

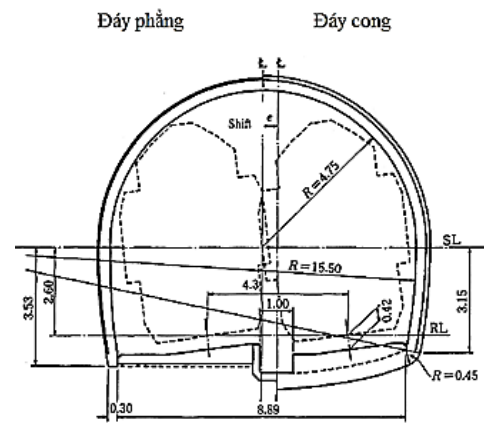
Đề bố trí các thiết bị phục vụ duy tu bảo dưỡng, sửa chữa, trong hầm cần bố trí các hầm (buồng) ngách cách nhau 300m. kích thước của buồng kho này rộng 4m, cao 2,8m, sâu 2,5m. Khi hầm dài 300-400m thì chỉ bố trí có một buồng ở giữa (xem hình 1.37 1.38).

Trong những hầm tròn (hầm dưới nước) thường bố trí sàn tránh rộng 0,7m, cao hơn mặt ray không quá 1m và cách nhau 30 m dọc theo hai bên hầm thay cho hàng tránh.

Để đảm bảo tầm nhìn, hang ngách và sàn tránh được sơn hay ốp gạch màu trắng.

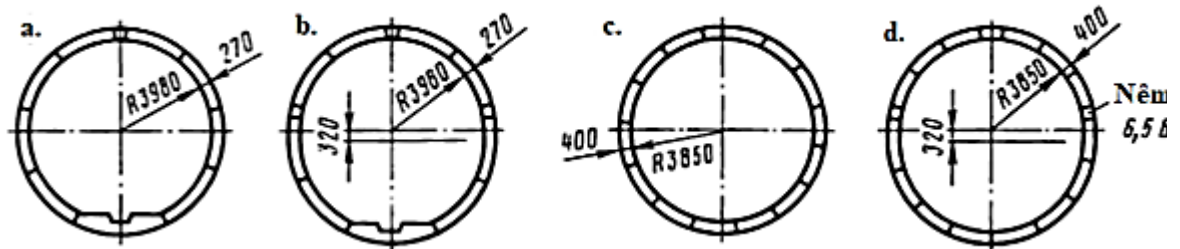


Hình 1. 42. Ví dụ về một mặt cắt ngang hầm đường sắt đơn theo Tiêu chuẩn Nhật (hướng tuyến thẳng)



Hình 1. 43. Ví dụ về một mặt cắt ngang hầm đường sắt đôi theo Tiêu chuẩn Nhật (hướng tuyến cong)

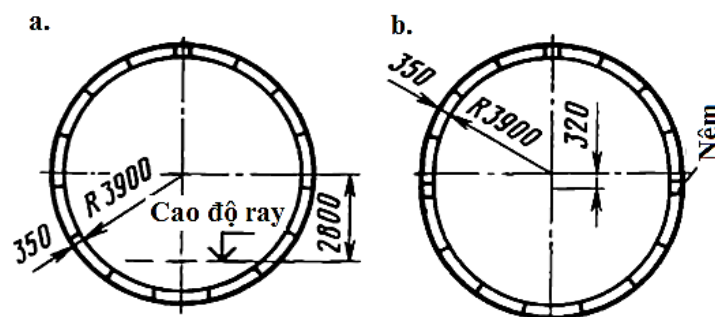
Một số ví dụ về các loại các loại kết cấu vỏ hàm khác xem trên các hình vẽ 1.44 đến hình vẽ 1.48.



a, b: Vỏ hàm BTCT đúc sẵn kiểu khối cho hàm đường sắt đơn cho đoạn tuyến thẳng và đoạn tuyến cong tương ứng.

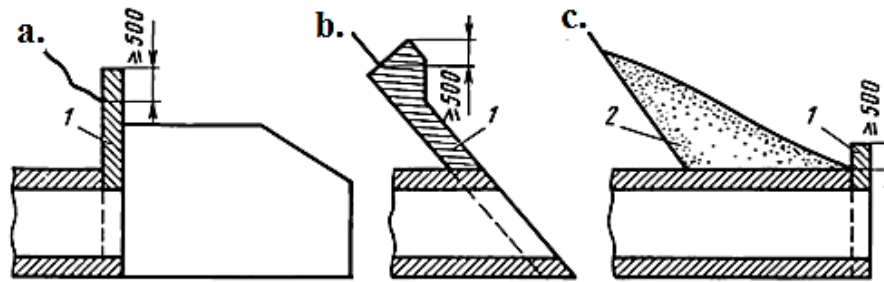
c, d: Vỏ hàm BTCT đúc sẵn kiểu chubin cho hàm đường sắt đơn cho đoạn tuyến thẳng và đoạn tuyến cong tương ứng.

Hình 1. 44. Một số loại kết cấu vỏ hàm.



Hình 1. 45. Kết cấu vỏ hàm là chubin gang

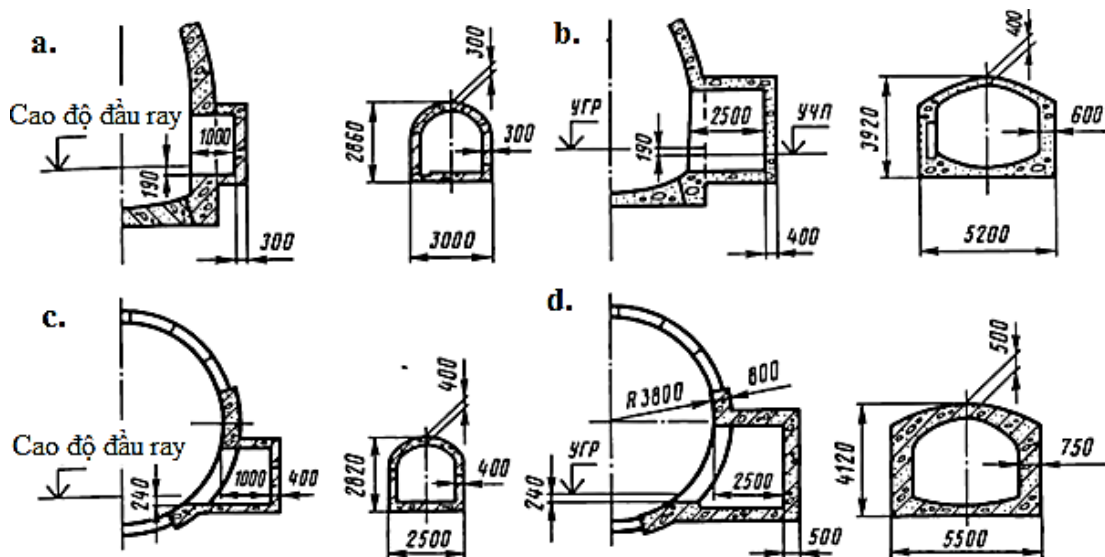
Vỏ hàm là chubin gang cho đoạn thẳng a. và cong b. TC CHLB Nga.



Hình 1. 46. Cửa hầm đường sắt

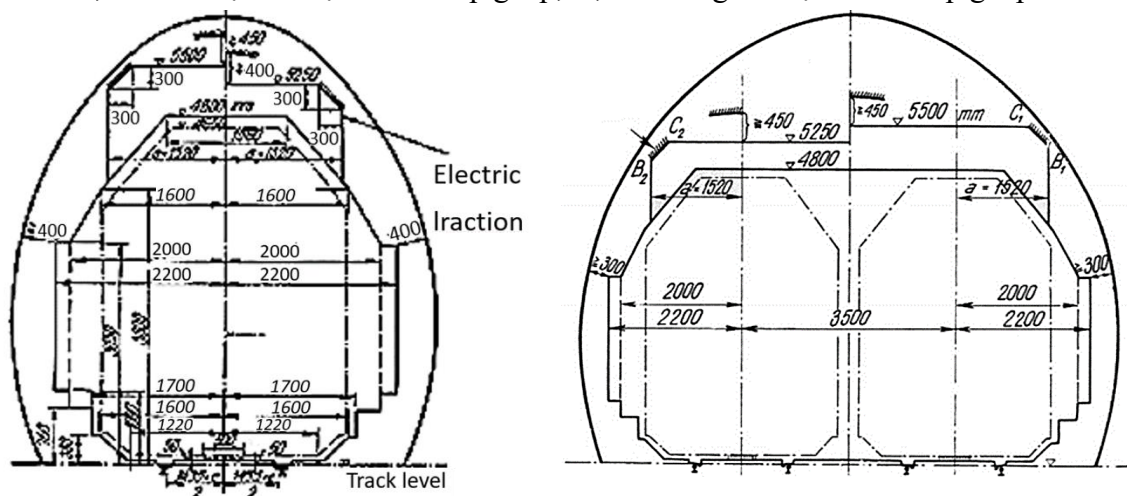
a. Cửa thẳng trực tiếp; b. Cửa xiên; c. Cửa nhô có phần đắp.

1. Tường chắn đầu hầm; 2. Lớp đắp.



Hình 1. 47. Các loại buồng, hầm cắt trong hầm đường sắt

a., b. Hầm cắt đúc tại chỗ và lắp ghép; c., d. Buồng đúc tại chỗ và lắp ghép.



Hình 1. 48. Một số tính không hầm đường sắt điển hình

1.5. Hầm vượt, hầm chui.

Hầm vượt đường hiện đang được xây dựng nhiều, góp phần làm giảm ách tắc giao thông hiện nay tại các đô thị, cũng như vượt các chương ngại cần thiết ở các địa hình khác; Để đáp

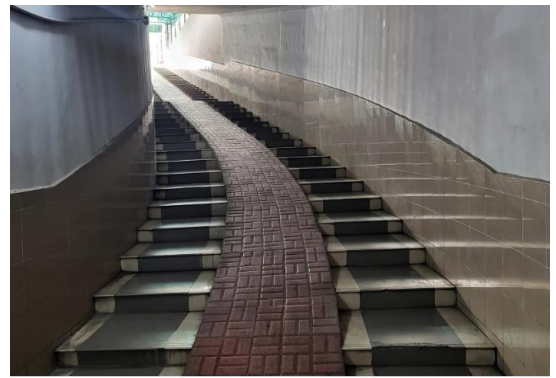
ứng nhu cầu xây dựng loại công trình này, dưới đây sẽ trình bày một số khái niệm cơ bản về loại hầm này.

Trong khi từ ngữ chuyên môn còn chưa được thống nhất và không có từ điển chuyên ngành chính thống, có thể tạm hiểu hầm chui là hầm thi công theo phương pháp đào kín để vượt chướng ngại, Hầm vượt cũng để vượt chướng ngại song thi công theo phương pháp đào hở, thậm chí có thể là đắp. Trong các loại hầm đô thị hầm chui, hầm vượt bộ hành đã được xây dựng tại Hà Nội và TP Hồ Chí Minh, và một số thành phố lớn khác.

Hầm bộ hành (kể cả đào kín và đào hở) là loại hầm dành riêng cho người đi bộ khi cần phải vượt qua các chướng ngại vật nhằm đảm bảo an toàn cho người qua lại. Hầm bộ hành bao gồm nhiều bộ phận: vỏ hầm, cầu thang lối lên xuống, đường dẫn, mái che, chiếu sáng, thông gió, thoát nước vv. Một số ví dụ về hầm bộ hành xem trên hình 1.52, hình 1.53.



Hình 1. 49. Hầm bộ hành



Hình 1. 50. Lối lên xuống kết hợp xe thô sơ.

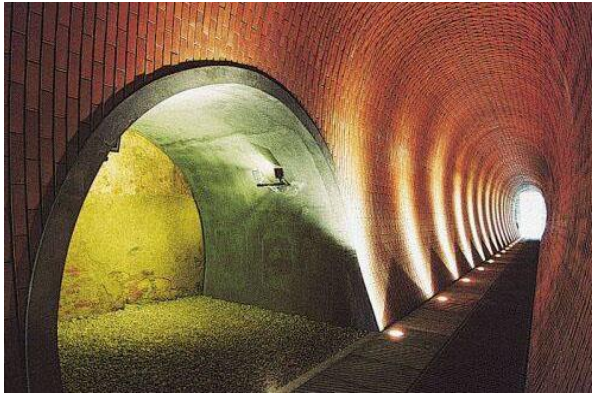


Hình 1. 51. Biển chỉ dẫn và mái che cầu thang

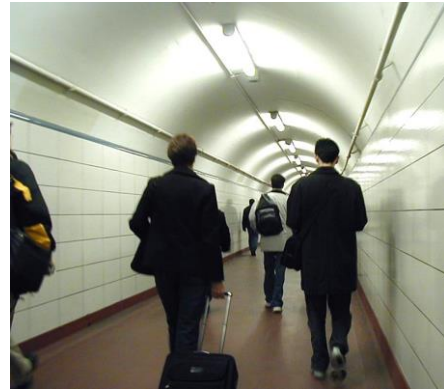


Hình 1. 52. Chiếu sáng trong hầm

Trên thế giới, nhất là tại các nước phát triển, loại hình vận tải hành khách công cộng được hoàn thiện, số lượng khách bộ hành ngày càng cao. Hầm bộ hành trong thành phố trở thành một trong các kết nối giữa không gian công cộng khác như quảng trường, nhà ga, cảng hàng không... hoặc vượt các chướng ngại vật (đường cao tốc, siêu thị, khu di tích ...). Nhiều hầm bộ hành được coi là các công trình mang tính mỹ thuật cao, là không gian kết nối các vị trí trong thành phố.



Hình 1. 53. Hầm bộ hành Plescot (CH Sec)



Hình 1. 54. Hầm dành cho người đi bộ kết nối với ga tàu điện ngầm ở Mỹ

Hầm bộ hành đã và đang được xây dựng có hiệu quả tại thủ đô Hà Nội, thành phố Hồ Chí Minh và nhiều thành phố khác.

1.5.1 Đặc điểm vị trí của hầm dành cho người đi bộ.

Việc xây dựng các hầm dành cho người đi bộ và xe đạp cho phép vượt qua các tuyến đường có mật độ giao thông lớn và tốc độ cao như đường sắt, đường cao tốc hoặc các nút giao cắt có lưu lượng xe qua lại đông và phức tạp.

Các hầm bộ hành trong thành phố thường được xây dựng trong các trường hợp sau:

- Qua các tuyến của đường cao tốc và đường trục giao thông.
- Trên các đường, phố có phương tiện chuyển động có điều khiển hoặc lưu lượng khách bộ hành qua phần đường dành cho xe cơ giới trên 3000người/ 1giờ và khi chiều rộng của đường lớn (>14m) .
- Trên các đường, phố không có điều khiển chuyển động của các phương tiện giao thông, khi cường độ giao thông của ô tô lớn hơn 600xe/1giờ (khi có giải phân cách lớn hơn 100xe/1giờ) trong cả hai hướng và đồng thời giao thông bộ hành qua phần xe chạy lớn hơn 1500người/1giờ.
- Tại các giao điểm, các vị trí tiếp cận hoặc phân nhánh của đường và phố, tại những quảng trường lớn, nơi cường độ dòng giao thông gây khó khăn, mất tự do và không an toàn cho người đi bộ ở cùng mức với các phương tiện giao thông cơ giới khác.
- Tại các vị trí có nhiều dòng người đi bộ nhất: gần ga tàu điện ngầm, đường sắt, đường ô tô, cảng hàng không, các sân vận động, công viên, trung tâm thương mại, các cơ sở giải trí...
- Tại các cụm phân nhánh giao thông ở các độ cao khác nhau.
- Tại các vị trí giao nhau của các tuyến đường sắt đô thị, các đoạn đường nối của tàu điện ngầm hoặc tàu điện cao tốc (tại các ga và các đoạn đường giữa hai ga).
- Tại các vị trí giao nhau của các vật cản cao và lớn (gò, đồi, khối đắp, đê, đập, sông, nơi chứa nước dự trữ.).

Lựa chọn vị trí xây dựng hầm chui, hầm vượt phụ thuộc nhiều vào điều kiện địa hình, điều kiện và cấu tạo địa chất.

Một số đặc điểm về quy hoạch mặt bằng cho hầm đi bộ

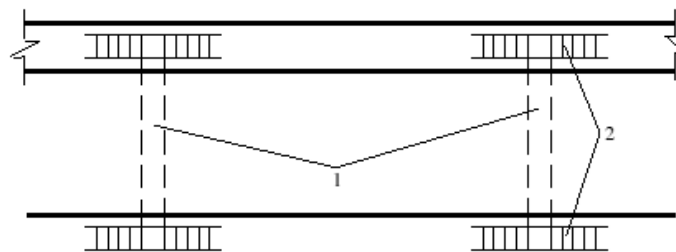
Mặt bằng hầm cho người đi bộ có thể quy hoạch theo nhiều phương án khác nhau tùy thuộc vào các điều kiện cụ thể về nhiều phương diện của vị trí xây dựng, dưới đây là một số

quy hoạch phổ thông đã được áp dụng tại nhiều nước trên thế giới và ở Việt Nam (Hình 1.55. đến Hình 1.60).

(1) Quy hoạch mặt bằng dạng tuyến

Giải pháp quy hoạch đường hầm bộ hành rất đa dạng và phụ thuộc chủ yếu vào điều kiện địa hình và xây dựng đô thị. Khi vượt qua đường cao tốc và đường trục có chuyển động liên tục cũng như đường sắt hoặc qua vật cản cao và lớn, người ta thường xây dựng đường ngầm bộ hành độc lập dạng tuyến. Chúng được bố trí vuông với trục phần đường xe chạy cách nhau 400 -500m theo tuyến đường trục (hình 1.55).

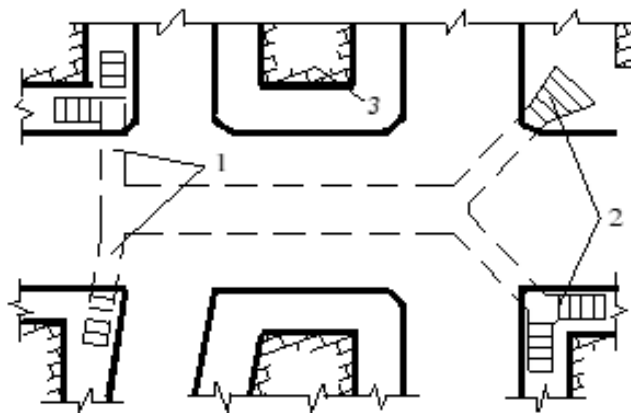
Với đô thị Hà nội, tại một số đường trục như QL32, QL1, các phố Chùa Bộc, Đại Cồ Việt, đặc biệt tại cổng một số trường ĐH Công Đoàn, ĐH Quốc Gia ...đây là những điểm có thể xây dựng loại hình hầm bộ hành dạng tuyến hợp lý.



Hình 1. 55. Hầm bộ hành qua đường trục dạng tuyến

1. hầm đi bộ 2. lối lên xuống

Trong tương lai cùng với việc tăng dòng người đi bộ, có thể có nhu cầu xây dựng thêm đường hầm bộ hành giữa các lối đi lại đang tồn tại. Trong một số trường hợp, khi chiều rộng hành lang tại các khu riêng biệt dọc đường trục không đủ để dành cho người đi bộ, đường vượt được xây dựng dọc đường trục có các nhánh đi lên hai phía. Các nhánh này có thể mở rộng vào các tuyến phố nhỏ hơn, cho phép người đi bộ có thể vượt qua phần đường dành cho xe cơ giới mà không cần phải bố trí cùng mức (hình 1.56) .

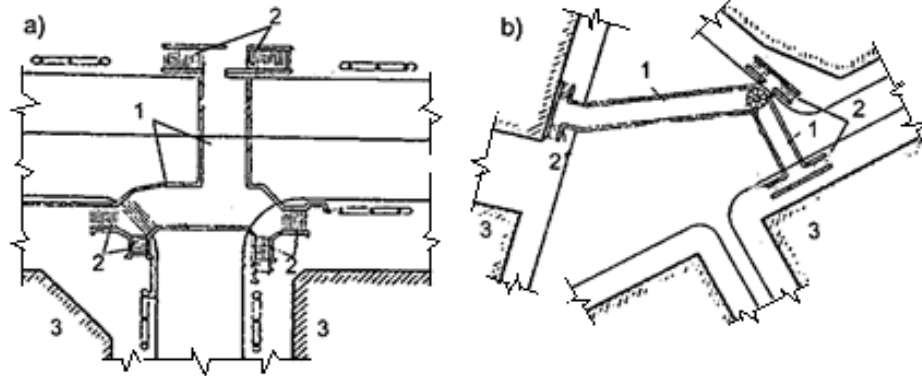


Hình 1. 56. Hầm bộ hành có các nhánh lên hai phía

1. Đường hầm 2. Lối lên xuống 3. Các công trình xây dựng

Đường hầm độc lập dạng tuyến có thể được xây dựng cả tại giao điểm đường trục ô tô tại các quảng trường và được bố trí theo hướng dòng bộ hành chính. Tại các điểm tiếp cận dạng chữ T và Y cũng như tại các phân nhánh của hai đường trục, hầm dành cho người đi bộ có hành

lang phân nhánh tiếp cận nhau tạo thành góc và lối lên xuống ở phố lân cận. Vì thế cần cố gắng liên kết tất cả các hành lang để không dùng đường vượt nổi (hình 1.57.).

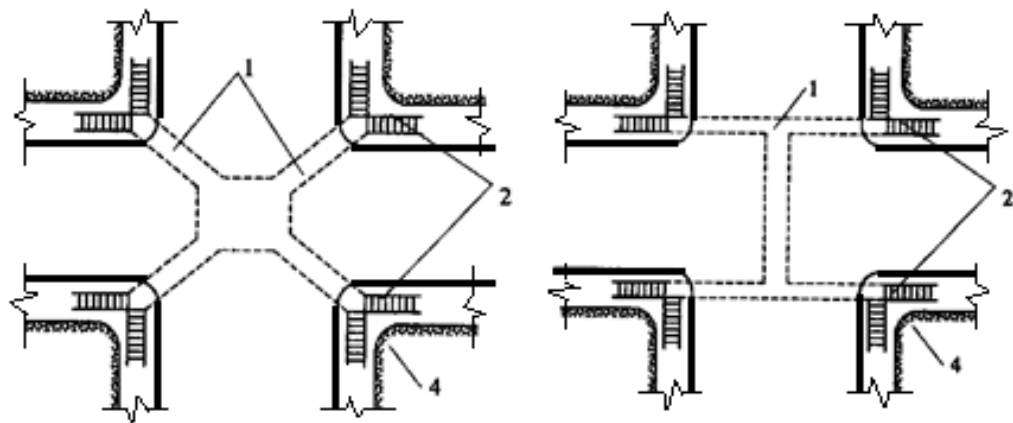


Hình 1. 57. Sơ đồ hầm bộ hành dạng tuyến hình chữ T và hình chữ Y

1. đường hầm 2. lối lên xuống 3. các công trình xây dựng

Quy hoạch mặt bằng qua các nút giao cắt

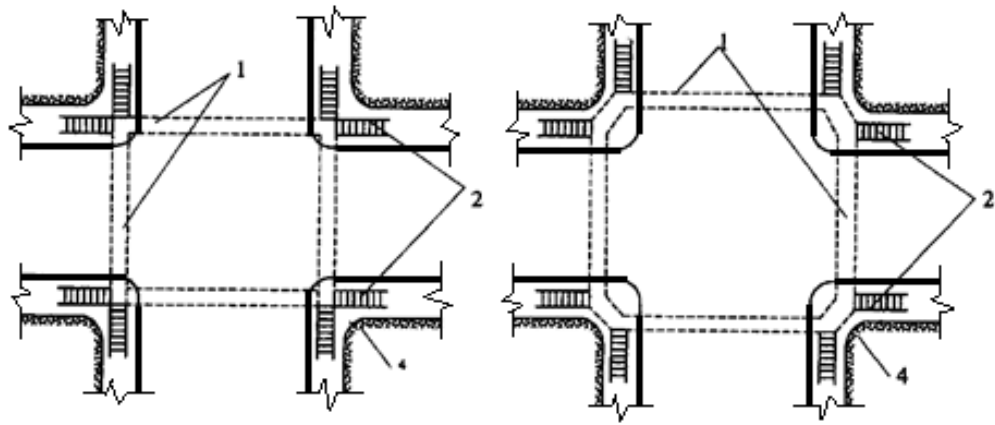
Các nút giao cắt của hầm bộ hành có thể là các ngã tư, quảng trường, nhà ga. Khi dòng người đi bộ chủ yếu theo hướng chéo, đường ngầm tại ngã tư thẳng được xây dựng theo sơ đồ chữ X, chúng cắt qua một trong các đường trục, nhưng đảm bảo đoạn cắt hai đường trục là ngắn nhất mặc dù sơ đồ hầm kiểu này làm tăng chiều dài lối đi lên xuống. Điểm đặc biệt của sơ đồ quy hoạch như vậy là sự tồn tại các dòng đi bộ chéo nhau ở vùng trung tâm, nên chỗ giao cắt được mở rộng



Hình 1. 58. Hầm bộ hành bố trí theo sơ đồ chữ X chữ I

1. đường hầm 2. lối lên xuống 4. các công trình xây dựng

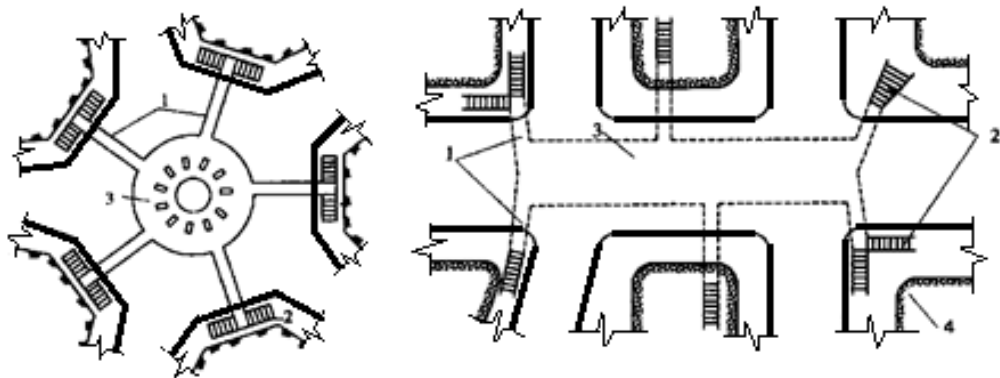
Đôi khi hầm vượt được bố trí theo chu vi giao điểm hoặc theo hình chữ nhật, cắt tất cả các phố đi qua giao điểm, trong đó có thể xuất hiện dòng đi bộ không đều theo từng tuyến ngầm và kéo dài một số tuyến đi bộ khá nhiều. Loại sơ đồ bố trí hầm bộ hành như vậy phù hợp với các tuyến phố có cả hai phố là phố chính với số lượng phương tiện tham gia giao thông đông và phức tạp (hình 1.59.).



Hình 1. 59. Hầm bộ hành bố trí theo dạng chữ nhật và theo chu vi giao cắt

1. đường hầm 2. lối lên xuống 4. các công trình xây dựng

Đường hầm dành cho người đi bộ được xây dựng trong tổ hợp chung cùng đường hầm giao thông cơ giới để phân nhánh giao thông ở các cao độ khác nhau. Tại các khu đất lớn, nơi hội tụ của 4,5 hoặc nhiều hơn các đường trục và tuyến phố, các đường hầm bộ hành có thể có sơ đồ quy hoạch khá phức tạp. Chúng có thể là hình đa giác hoặc có dạng đường cong trên mặt bằng hoặc được cấu tạo từ nhiều hành lang thẳng và cong ... Tại các khu vực có diện tích lớn, tốt nhất nên xây dựng phòng phân phối trung tâm, tiếp cận với nó là các hành lang riêng biệt dẫn đến tất cả các vỉa hè, các bến đỗ của các phương tiện giao thông công cộng, toà thị chính, các trung tâm thương mại (hình 1.60.).



Hình 1. 60. Hầm bộ hành bố trí theo dạng tròn và dạng đa giác

1. đường hầm 2. lối lên xuống 3. phòng phân phối 4. công trình xây dựng

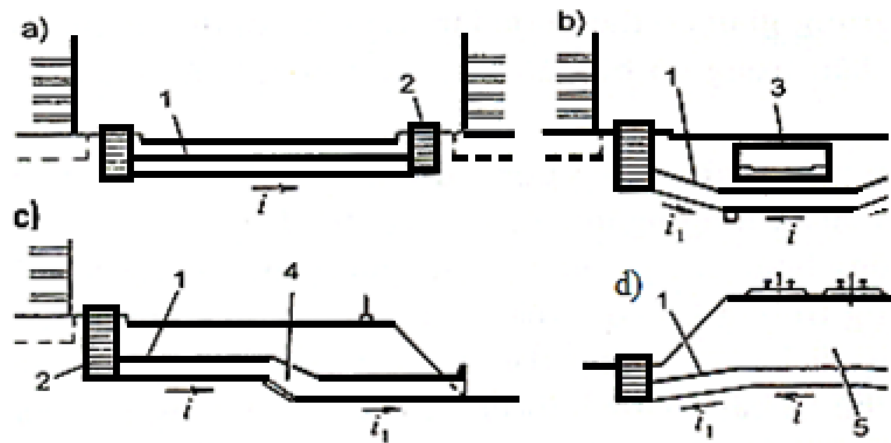
Phòng trung tâm cho phép phân bố đều các dòng người đi bộ và còn dùng để bố trí các cửa hàng, các ki ốt, quán cafe, nhà hàng ăn, tủ trưng bày... Phòng trung tâm có thể là hình tròn, chữ nhật, đa giác, ô van hoặc dạng khung kín bất kì tại khu vực có tổ chức giao thông vòng tròn. Phòng phân phối trung tâm có thể hở cho phép thông gió tự nhiên và lấy ánh sáng.

1.5.2 Đặc điểm về trắc dọc của hầm bộ hành

Các hầm dành cho người đi bộ thường có trắc dọc một hướng dốc. Khi cắt chương ngại vật nào đó có thể bố trí hầm theo hai hay nhiều độ dốc có trắc dọc lùi hoặc lồi.

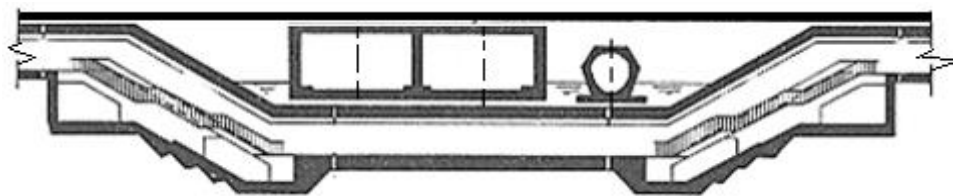
Trong các trường hợp riêng biệt (khi bố trí lối vào và lối ra ở các độ cao khác nhau, khi lắp đặt hầm dưới đường giao thông) đường hầm có thể có trắc dọc hình gấp khúc có cầu thang hoặc đường lẩn trong hầm. Không phụ thuộc vào dạng trắc dọc, độ dốc dọc của hầm ít nhất là 0.4% và cao nhất là 4%, còn độ dốc ngang khoảng 0.4%~1% theo hai hướng kể từ trục . Trong

trường hợp cần thiết cho phép bố trí hầm theo độ dốc dọc bằng không và cho độ dốc ngang theo một hướng không nhỏ hơn 1% (hình 1.61, hình 1.62.).



Hình 1. 61. Các dạng trắc dọc hầm bộ hành

a. một độ dốc ; b. hai hướng dốc lõm ; c. gãy khúc; d. hai hướng dốc lồi
1. đường hầm 2. lối xuống 3. đường ngầm giao thông 4. cầu thang 5. nền đường



Hình 1. 62. Trắc dọc hai mái dốc của hầm bộ hành

Độ sâu đặt hầm được chọn nhỏ nhất có xét đến sự lắp đặt mạng kỹ thuật ngầm. Điều này tạo nên sự cần thiết giảm chiều cao lên xuống đường hầm người đi bộ. Cũng mục tiêu này cần tận dụng địa hình tự nhiên của địa điểm xây dựng

1.5.3 Đặc điểm về lối lên xuống của hầm bộ hành

Lối lên xuống của hầm bộ hành có thể là ngang nghiêng hay đứng.

Nếu đường hầm dành cho người đi bộ cắt một vật cản cao nào đó và độ cao nền đường vượt trùng với mặt đất thì không cần lối vào và lối ra đặc biệt. Trong tất cả các trường hợp còn lại để kết nối hầm dành cho người đi bộ với mặt đất cần phải xây dựng lối lên xuống. Phụ thuộc vào chiều sâu đặt hầm, địa hình khu vực, khu đất trống, đặc điểm xây dựng, cường độ dòng người đi bộ và các thông số khác...người ta sử dụng đường lăn, cầu thang, băng chuyền, thang máy hoặc các lối vào ra thích hợp. Lối vào và ra có thể chỉ được bố trí ở hai đầu theo đường hầm cũng như ở các vị trí trung gian, có thể dọc theo đường hầm hoặc vuông góc theo phương dọc trục; chúng có thể được xây dựng trực tiếp trên các vỉa hè, trên tầng đầu tiên hoặc dưới tầng hầm của toà nhà, cũng có thể kết hợp với các công trình ngầm khác như ga ra tàu điện ngầm, nhà máy.. Điều này cho phép người đi bộ không những vượt qua dưới ngầm các đường trục mà còn trực tiếp đi từ đường vượt sang các công trình khác.

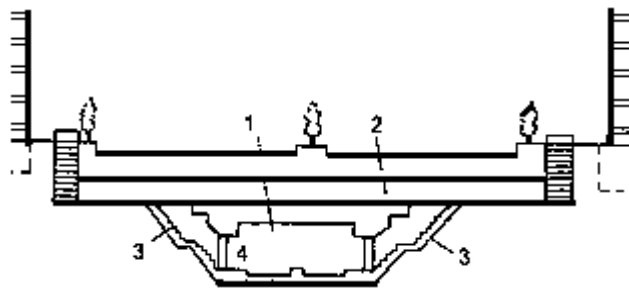
Khi cường độ giao thông của người đi bộ nhỏ hơn 7000 người/giờ và chiều sâu đặt hầm nhỏ hơn 3 -3.2m nên xây dựng cầu thang vào và ra, bố trí trên vỉa hè cạnh phần đường xe chạy của mặt phố hoặc trên khoảng lùi so với đường xe chạy. Trong trường hợp thứ nhất, giữa các lan can của lối xuống và mặt ngoài của thành cần có dải an toàn rộng 0.5 ~ 0.75m. Khi bố trí

lối đi ở khoảng lùi so với khoảng xe chạy cần dự kiến lối đi rộng ít nhất 3.0 m cho người đi bộ không hướng về lối vượt ngầm.

Nếu chiều rộng vỉa hè nhỏ, còn cường độ giao thông của người đi bộ cao, lối đi lại của người đi bộ có thể xây dựng trên tầng một của toà nhà cao tầng (trung tâm thương mại, cao ốc). Lúc đó có thể sử dụng thang bộ xoay có thể xoay sang hướng ngược lại, chiếm diện tích ít hơn các loại thang thường.

Các đường hầm bộ hành cắt qua đường trục ô tô rộng có một số luồng xe chạy, được phân chia bằng dải cây trồng hoặc cụm hoa nhỏ, có thể có lối vào và ra trung gian. Mức độ cần xây dựng các lối vào và ra trung gian xuất hiện cả ở đường sắt để đi ra sân đường tàu. Lối xuống trung gian có thể được làm để kết nối đường hầm bộ hành với đường hầm giao thông, bên trong có bến đỗ của ô tô bus hoặc tàu điện ngầm (hình 1.63.).

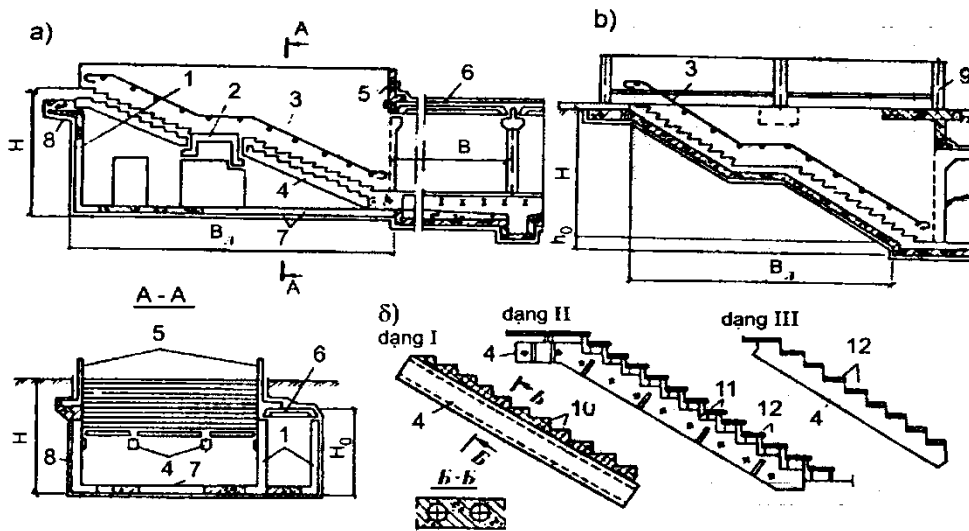
Khi dòng người đi bộ chủ yếu theo một hướng với cường độ không lớn, có thể xây dựng lối lên xuống độc lập theo từng cạnh của đường hầm. Khi có vỉa hè đủ rộng hoặc dải cây xanh, cũng như khi có diện tích trống hoặc các ga đường sắt, cầu thang lên xuống có thể được bố trí dọc trục đường hầm. Trong trường hợp này, tốt nhất là tạo cho đường hầm dạng phân nhánh trên mặt bằng để tăng khả năng thông thoát. Tại những khu vực đã xây dựng, nên bố trí các cầu thang kép cho lối lên xuống vuông góc với trục đường hầm hoặc cái nọ nối tiếp cái kia theo các góc khác nhau.



Hình 1. 63. Sự liên hệ giữa hầm bộ hành với đường hầm GT

1. đường hầm GT 2. hầm bộ hành 3. lối lên xuống
4. bến đỗ các PTGT

Khi bố trí cầu thang lên xuống tại vị trí tiếp giáp của hai phố, nên tạo cho chúng đường cong hoặc đường gãy khúc trên mặt bằng. Thân bậc thang cần phải có độ dốc nhỏ hơn 1:3,3. Kích thước bậc thang phải lựa chọn hợp lý để đảm bảo dòng người đi bộ được thông thoát. Chiều dài khu vực chiếu nghỉ giữa các thân cần ít nhất 1.5m. Các bậc và khu vực chiếu nghỉ được xây dựng theo độ dốc 1.5% để thoát nước. Khu vực trên của cầu thang lên xuống, để tránh ngập nước cần phải cao hơn vỉa hè. Kết cấu cầu thang của hầm bộ hành có thể có một hoặc hai đợt thang và được gộp vào trong hình hộp chữ nhật cấu tạo từ khối tường và máng, liên kết với nhau bằng cách hàn các thép chờ sẵn và nhồi các khe hở bằng bê tông (hình 1.64.).



Hình 1. 64. Kết cấu cầu thang lối đi (a, b) và dạng bậc thang (c)

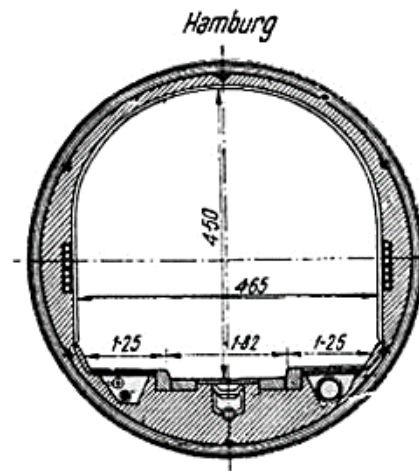
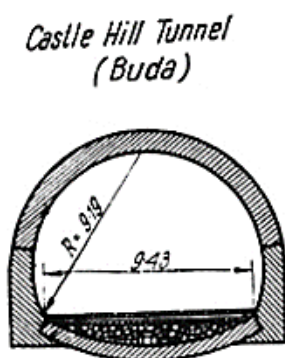
1. khối tường 2. diện tích cầu thang 3. tay vịn 4. cốn thang 5. tường chắn 6. khối mái 7. khối móng 8,12. lớp cách nước 9. phòng nổi 10,11. nền và bậc thang

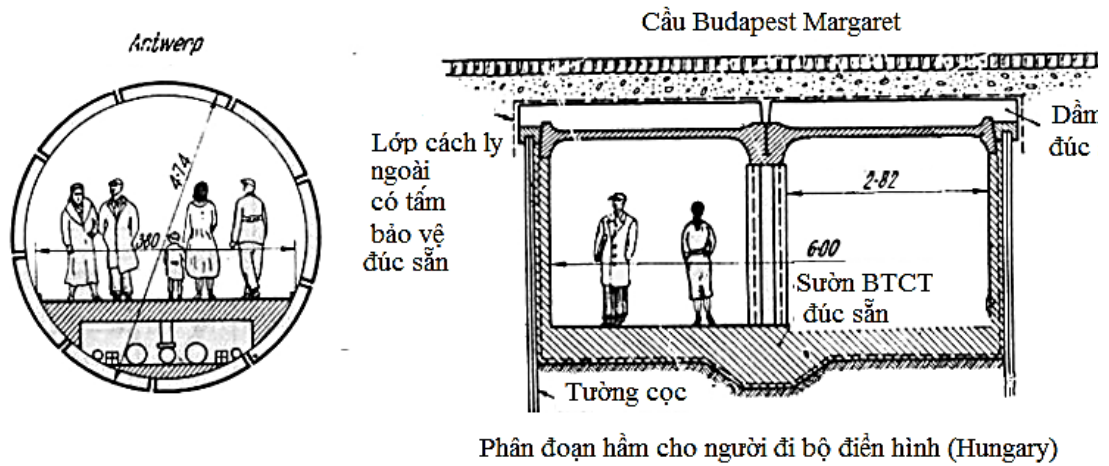
1.5.4 Đặc điểm mặt cắt ngang của hầm bộ hành và đường dẫn.

Đặc điểm mặt cắt ngang của hầm bộ hành

Cũng như các đường hầm giao thông cơ giới, hầm bộ hành có thể có mặt cắt ngang hình chữ nhật, vòm, elíp, hình tròn v.v...

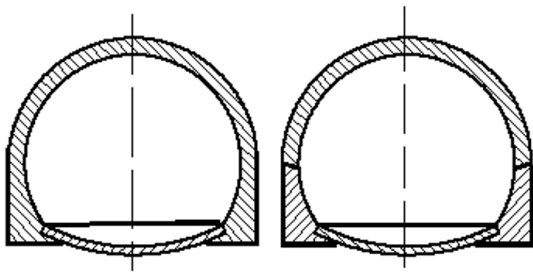
Kết cấu chịu lực thường xuyên của công trình ngầm được dùng để tiếp nhận tất cả các tải trọng cũng như để bảo vệ công trình khỏi nước ngầm. Vật liệu dùng để xây dựng công trình ngầm, cần phải có độ bền cao, chống cháy và chống ăn mòn hoá chất và điện hoá. Do kết cấu công trình ngầm phức tạp nên thời hạn sử dụng của chúng cần phải tăng hơn so với công trình trên mặt đất, và vật liệu để gia công sản xuất kết cấu cũng phải bền hơn. Các vật liệu thoả mãn các yêu cầu trên là gạch, đá xây, các loại bê tông, bê tông cốt thép, thép, gang.



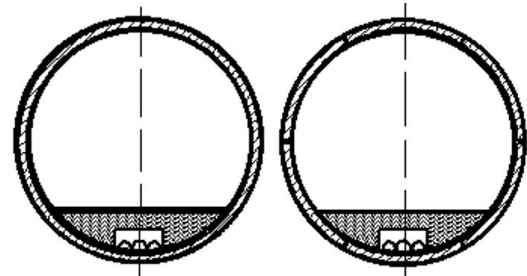


Hình 1. 65. Ví dụ về các loại mặt cắt ngang hầm cho người đi bộ

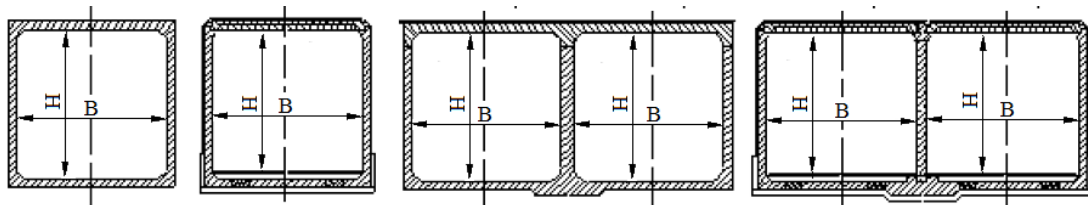
Tuỳ theo từng loại vật liệu làm hầm và các điều kiện địa chất, tính chất sử dụng, công nghệ thi công mà hầm bộ hành có các dạng khác nhau cho phù hợp. Từ hình 1.66 đến hình 1. 68. thể hiện mặt cắt ngang hầm tuỳ thuộc theo từng loại vật liệu.



Hình 1. 66. Hầm bộ hành bằng bê tông cốt thép dạng vòm (đổ tại chỗ, lắp ghép).



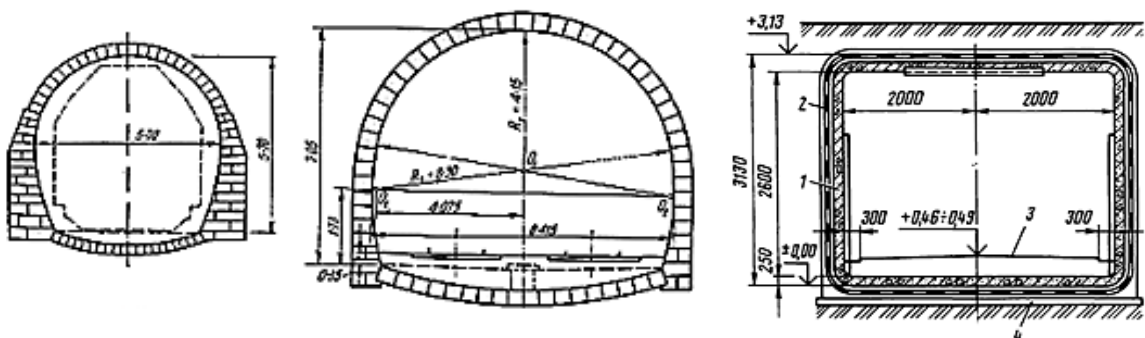
Hình 1. 67. Hầm bộ hành bằng bê tông cốt thép dạng tròn (đổ tại chỗ, lắp ghép).



Dạng đơn (đổ tại chỗ, lắp ghép)

Dạng đôi (đổ tại chỗ, lắp ghép)

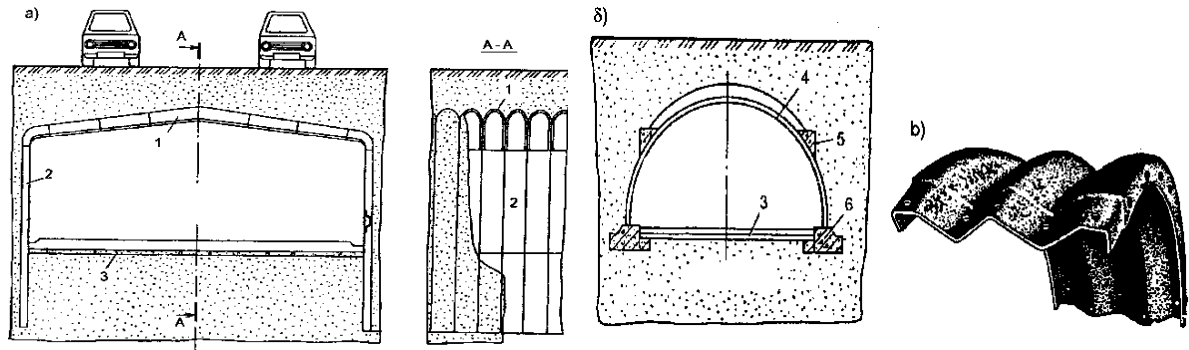
Hình 1. 68. Hầm bộ hành bằng bê tông cốt thép dạng hình chữ nhật



Hình 1. 69. Vỏ hầm bằng các khối xây.

Hình 1. 70. Kết cấu hầm cho người đi bộ đúc từ các đốt nguyên nhịp thông thủy đến 4m.

1. Đốt hầm; 2. Lớp chống thấm; 3. Lớp mặt đường; 4. Lớp lót nền

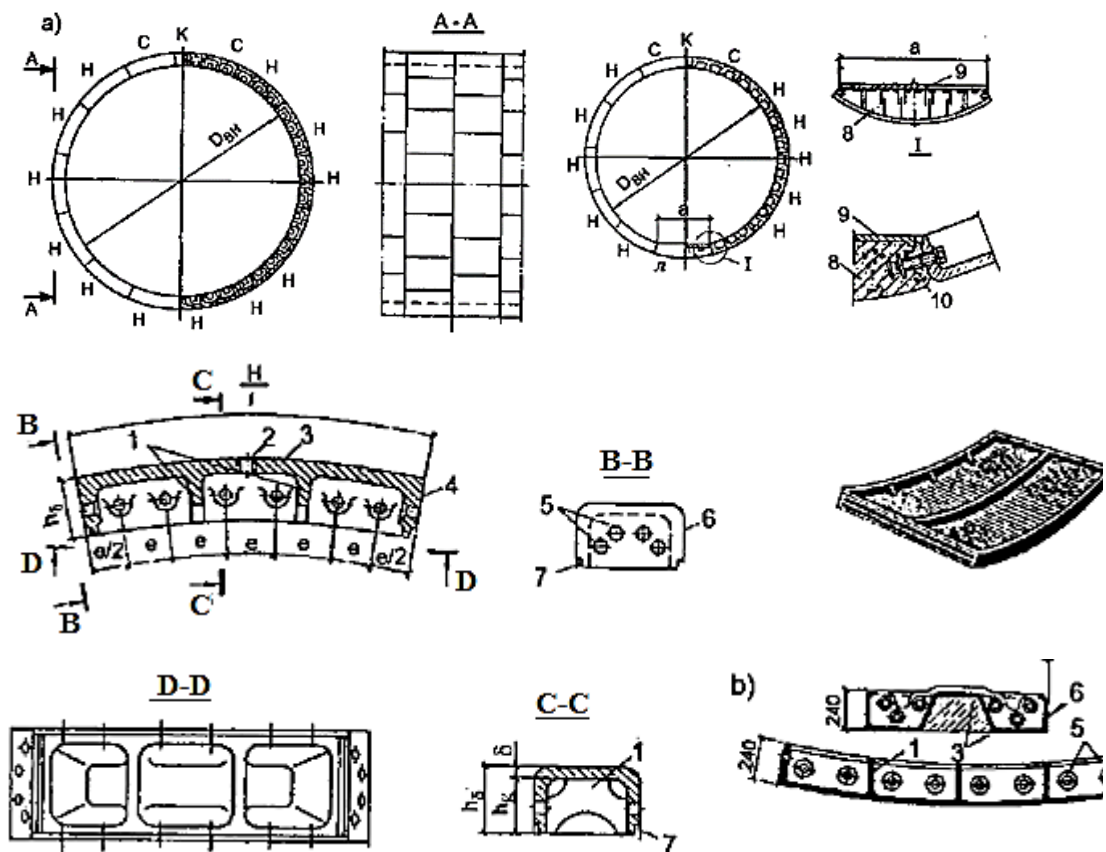


Hình 1. 71. Hầm bộ hành bằng thép

Bằng các cấu kiện thép tấm

Bằng các tấm thép lượn sóng CDC

1. cấu kiện mái, 2. cừ thép, 3. Máng, 4. nhánh uốn song, 5. dầm viền đế, 6. móng



a. gang thông thường, b. gang giảm nhẹ

1. gang dạng sóng, 2. sườn cứng, 3. lỗ bơm vữa, 4. vỏ, 5. mặt hướng tâm, 6. lỗ bu lông, 7. mặt vòng, 8. rãnh, 9. khối BTCT, 10. tấm gang, 11. bu lông neo

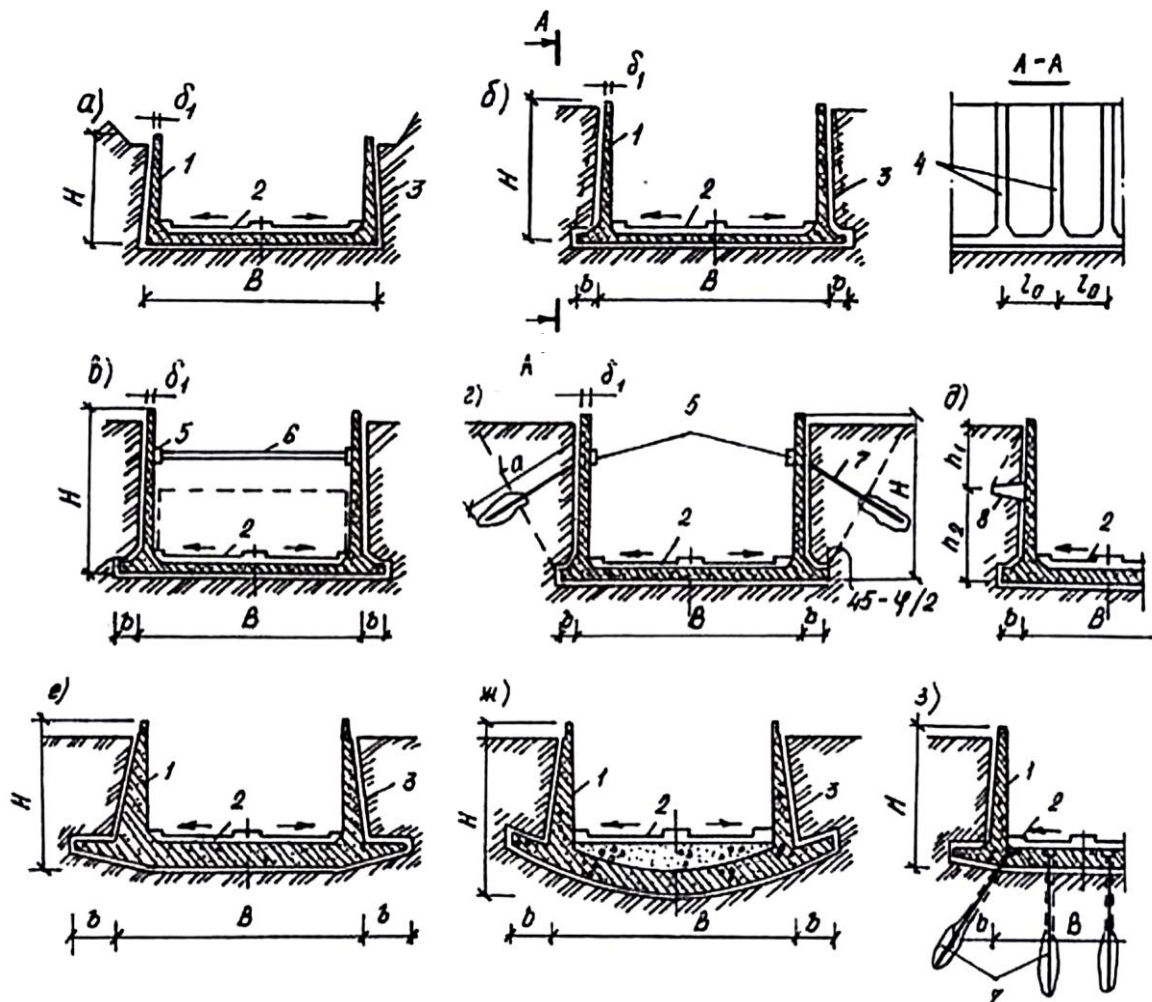
Hình 1. 72. Hầm bộ hành bằng gang

Đặc điểm mặt cắt ngang của đường dẫn.

Phần lối vào và ra của đường ngầm giao thông đô thị để làm các đường dẫn, cầu thang, đường lăn, băng chuyền, nối phần ngầm kín với các đường trục nổi được làm theo dạng đào lộ thiên. Trong các trường hợp khu đất trên công trình ngầm đủ rộng rãi, có thể thi công hố đào lộ thiên với mái dốc tự nhiên. Mái dốc thường được trồng cỏ hoặc tạo dáng trang trí.

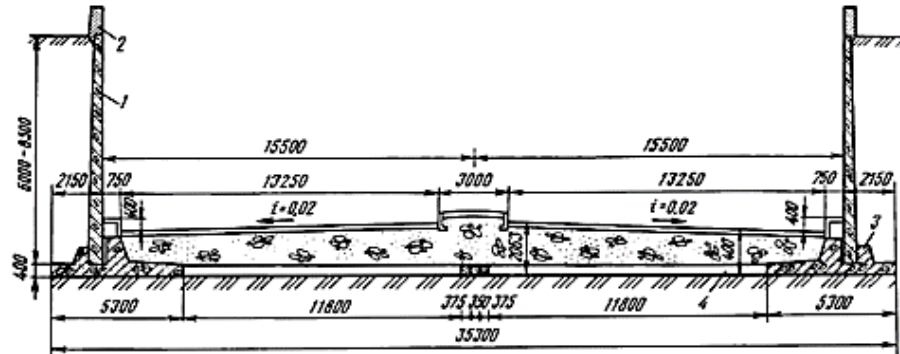
Trong phần lớn các trường hợp, công trình giao thông ngầm đô thị được bố trí tại khu vực có mật độ xây dựng cao, do đó tại đoạn đường dẫn cần phải xây dựng kết cấu tường chắn chịu lực. Nó có kết cấu khung cứng hình chữ nhật không khép kín phía trên và có chiều cao thay đổi. Tường đường rẽ có thể gia cường mái dốc hố đào trên toàn chiều cao hoặc chỉ ở phần dưới, còn phần trên để mái dốc tự nhiên.

Phụ thuộc vào điều kiện địa chất công trình và xây dựng đô thị, có nhiều kết cấu đường dẫn khác nhau làm từ BTCT toàn khối hoặc lắp ghép cũng như hỗn hợp lắp ghép - toàn khối. Sử dụng BTCT toàn khối, trong nhiều trường hợp, có thể hợp lý hơn lắp ghép do chiều cao tường đường dẫn thay đổi liên tục. Kết cấu BTCT toàn khối có mặt cắt chữ U và có tường bên chiều dày thay đổi - chuyển dần sang tấm máng ở phía dưới. Kết cấu như vậy là rất đơn giản và được sử dụng khi chiều sâu đường dẫn nhỏ ($H < 3\sim 4\text{m}$) (hình 1.73; hình 1.74).



Hình 1. 73. Kết cấu đường dốc BTCT toàn khối

a, c, e, f: có tường công xon; b: có thanh giằng; d, g, h: có neo và công xon giảm tải. 1.khung; 2. phần xe chạy; 3. lớp chống thấm; 4. tường chống; 5. sườn; 6. thanh giằng; 7. neo; 8. công xon.



Hình 1. 74. Kết cấu đường dẫn bằng BTCT lắp ghép.

1. Khối tường chắn; 2. Thanh giằng đúc tại chỗ; 3. Khối nền dầm móng; 4. Dầm chống xô ngang.

Khi chiều sâu lớn, ổn định tường bên khó đảm bảo do chúng phải tiếp nhận lực ngang của đất. Trong trường hợp này, người ta xây dựng công xon phân máng đưa về phía đất để chống lại mô men gây lật và bố trí sườn cứng trung gian - tường chống cách nhau 2~4 m dọc tường đứng. Khi đó, độ cứng của kết cấu được tăng lên nhiều và tường có thể được giảm nhẹ. Cũng với mục đích đó, có thể bố trí tấm công xon giảm tải theo chiều cao tường. Nếu chiều cao tường lớn ($H > 8 \sim 10\text{m}$), người ta sử dụng giằng ngang bố trí trên kích thước tiệm cận của kết cấu. Để truyền tải đều, giằng cần có sườn liên tục - đường bộ BTCT toàn khối trên tường dọc. Tuy nhiên, việc xây dựng các giằng sẽ rất nặng nề, vì vậy biện pháp tốt nhất là sử dụng neo đất.

Khi xây dựng kết cấu đường hầm trong đất no nước, để đảm bảo ổn định chống đẩy nổi, người ta tăng trọng lượng kết cấu bằng cách tăng trọng lượng của tường và máng hoặc đặt thêm tải trên máng theo dạng cong để tránh tăng chiều cao tường.

Một biện pháp chống đẩy nổi rất hiệu nghiệm cho kết cấu đường hầm đó là neo chúng vào đất. Để làm điều đó, người ta sử dụng neo đất đặc biệt, cọc đóng bê tông hoặc cọc xoắn thép v.v... Sử dụng phương pháp đó cho phép giảm nhẹ được kết cấu đường hầm và thay vào khối lớn người ta sử dụng kết cấu tường mỏng có sườn.

1.5.5 Đặc điểm về hệ thống kỹ thuật trong hầm bộ hành

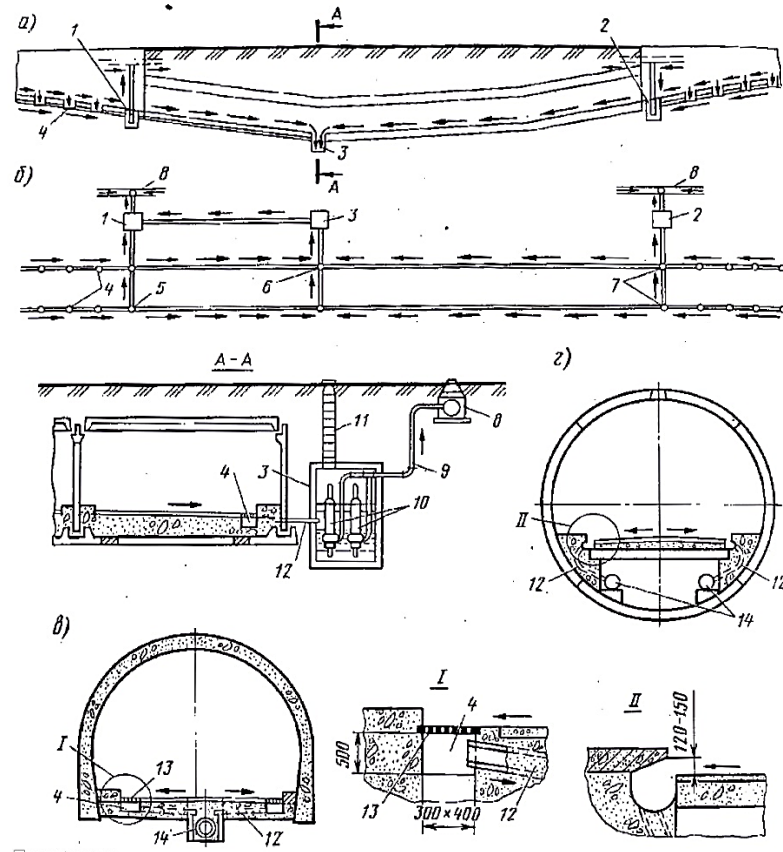
Mặt đường cho người đi

Trong đường hầm bộ hành, mặt đường người đi được thiết kế với độ dốc dọc và ngang hầm theo điều kiện thoát nước của khu vực xung quanh hầm. Thông thường, với hầm bộ hành người ta thường sử dụng mặt đường người đi là các tấm granit có trang trí hoạ tiết hay đơn giản là các tấm bê tông đúc sẵn. Mặt đường người đi được thiết kế tương đối đơn giản, với độ nhám và độ bằng phẳng vừa phải, chiều dày của mặt đường khoảng 5 -7cm.

1.5.6 Hệ thống thoát nước trong hầm

Do đường hầm nằm trong lòng đất nên việc thông thoát nước mặt chảy vào cũng như nước ngầm không thể thực hiện tự nhiên được mà phải thông qua một hệ thống các thiết bị thoát nước như hố ga, rãnh thoát nước, máy bơm (hình 1.75).

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. Thoát nước có thể áp dụng trong đá ổn định với những hiện tượng rửa, xói mòn; không nguy hiểm cho việc lắp ráp và khai thác các thiết bị thoát nước (khi đổ bê tông, xi măng hoá, vv. . .)



Hình 1. 75. Các sơ đồ cơ cấu thoát nước trong hầm

a. Mặt cắt dọc đứng; b. Mặt bằng; c., d., e. Mặt cắt ngang;

1, 2. Các trạm bơm nước cạnh cửa chính; 3. Các trạm bơm nước trong hầm; 4. Các hố thu nước; 5, 7. Các bể tập trung; 8. Đường ống dẫn nước mưa; 9. Đường ống áp lực; 10. Máy bơm; 11. Giếng thăm; 12. Ống chuyển tiếp; 13. Lưới; 14. Ống thoát nước.

1.6 Hầm dưới nước

Lịch sử xây dựng hầm dưới nước trên thế giới có thể tham khảo bảng 1.3 dưới đây.

Bảng 1. 3 Một số hầm dưới nước xây dựng đầu tiên trên thế giới.

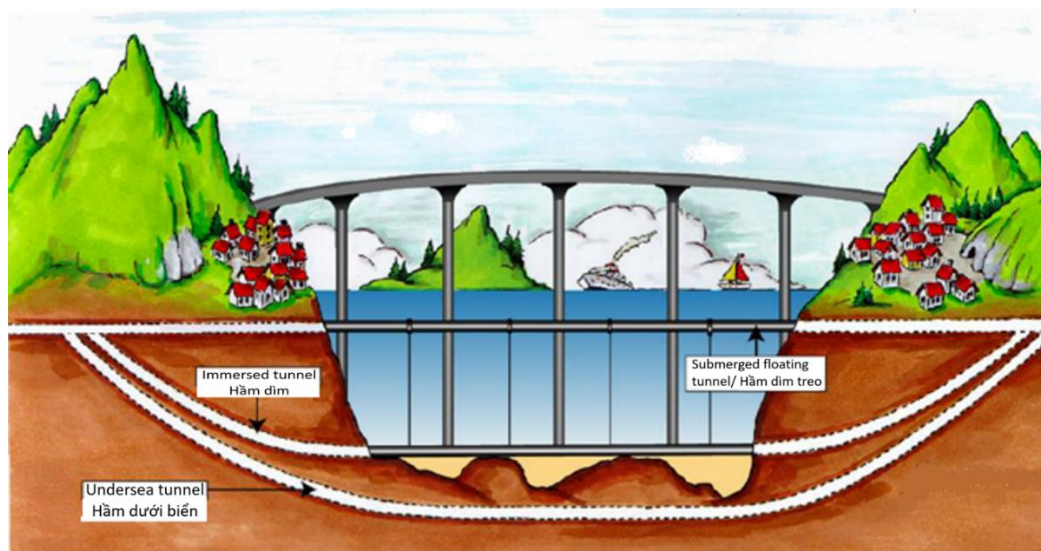
Số thứ tự	Nước	Năm hoàn thành	Số thứ tự	Nước	Năm hoàn thành

1	USA	1910	7	Sweden	1968
2	USA	1912	8	Bỉ	1969
3	USA	1914	9	Argentina	1969
4	Cuba	1956	10	Hồng Kông	1972
5	Canada	1959	11	Trung Quốc	1984
6	Pháp	1967	12	Australia	1993

Trong mấy năm gần đây, cùng với sự phát triển của xã hội, hòa đồng với thế giới, Việt Nam bắt đầu xây dựng nhiều công trình ngầm. Những công trình Hầm giao thông qua sông đã và đang được Chính phủ xem xét cho xây dựng là Hầm Đường bộ Thủ Thiêm, Đà Nẵng, các hầm đường sắt đô thị qua sông Hồng và Hầm đường sắt Long An... Với điều kiện địa hình và địa lý của Việt Nam, các loại hầm vượt sông và biển, các đường hầm dưới nước, chắc chắn sẽ được xây dựng nhiều hơn.

Để đáp ứng nhu cầu giảng dạy, học tập, chúng tôi biên soạn thêm phần này làm tài liệu tham khảo cho độc giả quan tâm đến vấn đề này. Do điều kiện biên soạn giáo trình có hạn, phần này chỉ giới thiệu những vấn đề mang tính chất khái niệm. Các nội dung chi tiết hơn người đọc tìm trong cuốn “Hầm dưới nước” của nhóm tác giả.

1. 6.1 Các phương pháp xây dựng công trình ngầm dưới nước.

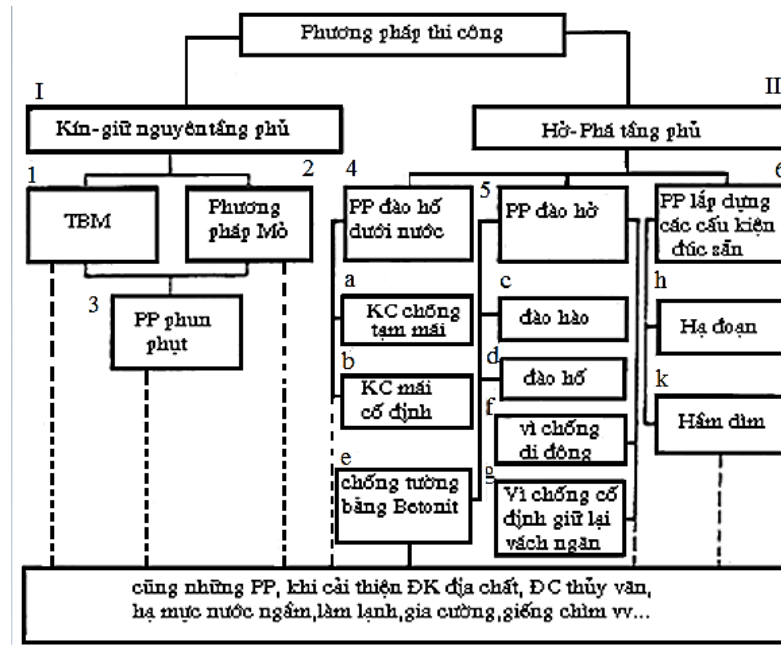


Hình 1. 76. Sơ đồ vị trí đặt hầm so với mặt nước của nguồn chứa nước.

Hầm dưới nước trong lĩnh vực giao thông vận tải có thể hiểu là hầm vượt, nó có thể nằm tại cao độ nhất định so với mặt nước như trên hình 1.76: trong nước, trên mặt đáy nguồn nước hay trong đất. Việc phân loại dưới đây chủ yếu là cho các loại hầm đặt trong đất.

Các phương pháp xây dựng công trình ngầm dưới nước phụ thuộc vào nhiều yếu tố: địa hình, địa chất, địa chất thủy văn và các điều kiện cụ thể khác tại vị trí xây dựng.

Trong Hình 1. 77. dưới đây giới thiệu cách phân loại các phương pháp xây dựng công trình ngầm dưới nước (CTNDN).



Hình 1. 77. Phân loại các phương pháp xây dựng công trình ngầm dưới nước

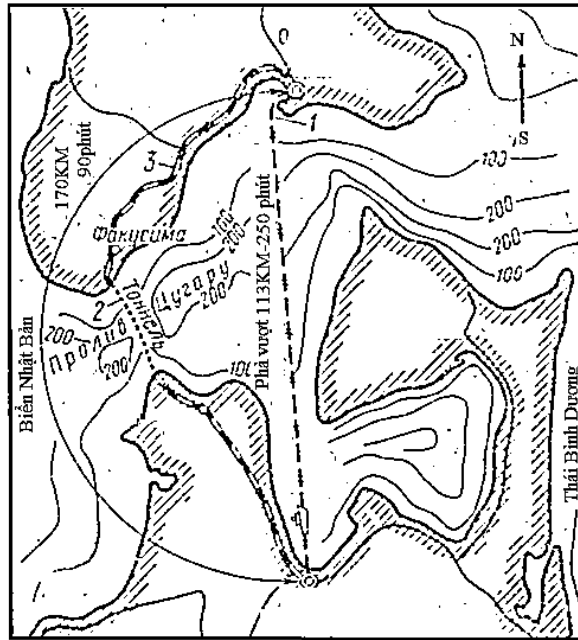
Cách phân chia như vậy không những chỉ áp dụng cho các phương pháp thi công các CTNDN, mà còn áp dụng cho cả các phương pháp thi công khác như PP Mỏ và v.v... Nếu nói chính xác chỉ cho phần hầm vượt chạy dưới nước (HVDN) thì có các phương pháp hố đào dưới nước và phương pháp hạ đoạn.

Phương pháp thi công có ảnh hưởng rất nhiều đến phần lớn các quá trình xây dựng hầm vượt dưới nước như: hình dạng và kích thước mặt cắt ngang, đặc điểm cấu tạo vỏ hầm và quan trọng hơn cả là chiều sâu đặt hầm và trắc dọc hầm (đôi khi cả mặt bằng hầm). Bởi vậy việc lựa chọn phương pháp thi công hầm dưới nước không thể chỉ kể đến các điều kiện cụ thể tại nơi xây dựng như đã nêu trên mà còn phải xét tới các yêu cầu đặt ra cho hầm trong quá trình khai thác.

Một vấn đề rất đáng quan tâm cho các nhà thầu, là ý nghĩa và các yêu cầu đối với khả năng kỹ thuật về tính chất của các phương tiện thi công cơ giới đã có cũng như khả năng có được các trang thiết bị cần thiết do phương pháp thi công đòi hỏi, vật tư cũng như cấu kiện đúc sẵn và cuối cùng là đội ngũ cán bộ, công nhân kỹ thuật chuyên ngành có tay nghề cao.

Khi chiều dài HVDN lớn, các điều kiện tại vị trí cụ thể thường sẽ thay đổi theo chiều dài hầm vì vậy, khi thi công HVDN thường gặp hai hay ba, đôi khi nhiều hơn nữa các phương pháp (biện pháp) thi công.

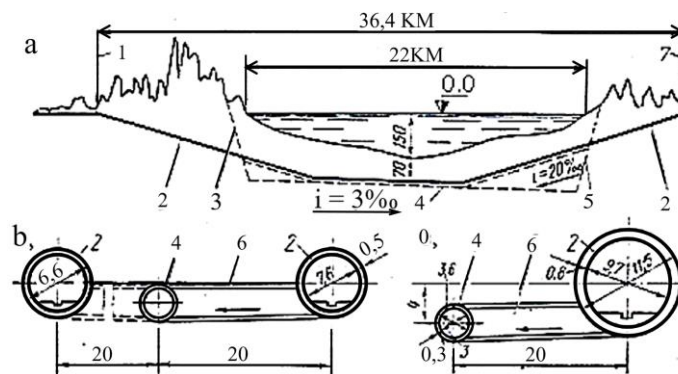
Tiếp theo sẽ giới thiệu ngắn gọn một ví dụ về những giải pháp trong xây dựng hầm đường sắt dưới nước có quy mô rất lớn tại Nhật Bản- Hầm Xeyken nằm dưới Vịnh Xurap giữa hai đảo Khonxju và Khokaido (Hình 1.78).



Hình 1. 78. Bến vượt và hầm vượt dưới nước qua Vịnh Xurap Nhật Bản

Hầm Xeyken này là phương tiện vượt chướng ngại nước của tuyến đường sắt thay cho bến vượt phà, bến phà này không có độ tin cậy cao và có tên là bến phà Xurap, trong những điều kiện bão tố cực kỳ khắc nghiệt giữa các thành phố Aomory và Khakodate với tổng chiều dài toàn tuyến là 113Km (Hình 1.80). Dù phải tăng chiều dài tuyến lên tới 170Km, thời gian vượt chướng ngại nước giảm từ 250 xuống còn 90 phút, và quan trọng hơn cả là quá trình vượt chướng ngại được điều hòa, ổn định.

Hầm Xeyken (Hình 1.79) có tổng chiều dài 36,4Km có phần chiều dài dưới đáy biển là 22Km ở độ sâu 150m. Chiều dày tầng phủ nhỏ nhất tính từ đỉnh kết cấu là 70m. Độ dốc lớn nhất là 2%. Phương pháp đào hầm dưới nước chủ đạo là loại pilot dạng tròn, là tổ hợp cơ giới đường kính ngoài 3,6M.



Hình 1. 79. Hầm đường sắt nằm dưới nước Xeyken Nhật Bản.

- a, Mặt cắt dọc theo trục dọc hầm,
- b, Mặt cắt ngang khi hai hầm đơn,
- c, Mặt cắt ngang khi một hầm đôi.

1 & 7, Lối ra vào, 2, Hầm đường sắt, 3, 3&5, Đoạn hầm nghiêng, 4, Hầm ngang, 5, 6 Hầm nối.

Hầm dạng Pilot đảm bảo cho người thiết kế thi công thử công cụ, có thể khắc phục được tất cả các mặt cắt địa chất dọc theo tuyến hầm, kể cả các điều kiện địa chất thủy văn mà trong

trường hợp này có ý nghĩa rất quan trọng. Sau đây sẽ giới thiệu cách giải quyết những vấn đề có liên quan tới thiết kế mặt cắt ngang cho hầm vượt. Để thiết kế, hai phương án mặt cắt ngang hình tròn được đề xuất; Phương án thứ nhất là hai hầm đơn có mặt cắt ngang, hình tròn, đường kính ngoài là 8,6M; Phương án thứ hai là một hầm đôi có mặt cắt ngang hình tròn, đường kính ngoài là 11,3M. Các công việc: xác định cao độ đặt hầm và lựa chọn phương án thi công cho từng đoạn hầm được thực hiện đồng thời cho cả hai phương án mặt cắt ngang đã nêu trên.

Trong nhiều hầm giao thông dưới nước được thi công theo phương pháp TBM và Khiên đào có 6 hầm tàu điện ngầm của hệ thống tàu điện ngầm Xanh Pêtecua (Lêningrat cũ) chạy dưới sông Nheva vào những năm 1956-1966 là rất đặc thù. Cả 6 hầm này đều được đặt trong đá gốc và có chiều sâu đặt hầm lớn. Một số hầm được thiết kế với độ dốc dọc hầm lớn, đặc trưng hơn cho các hầm đường bộ dưới nước. Điều đó đặt ra những vấn đề cần phải đặc biệt chú ý khi tổ chức thi công. Tổ hợp đào hầm cơ giới bao gồm khiên đào kiểu hành tinh với áp lực không khí trong hầm tương đối lớn đảm bảo cho các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật có giá trị cao với chất lượng công trình là tuyệt đối.

Ví dụ về xây dựng hầm dưới nước theo công nghệ khiên đào cho trường hợp hầm đặt nông là hai hầm vượt đường bộ dưới nước qua sông Temza gần London nằm trong kỷ Aliuvie, dùng khiên đào không cơ giới. Hầm thứ nhất nằm giữa hai thành phố Dertford và Perflit (1957-1962) đòi hỏi phải có thực hiện gia cường đất đá tại chỗ, và được tiến hành từ trên mặt đất xuống. Hầm thứ hai nằm giữa hai thành phố là Poplar và Greenvitr (1960-1965) được thi công có gia cường đất đá từ hai hầm đào trước có đường kính nhỏ (hang dẫn-hầm Pilot) nằm ở phía trên và nằm ở phía dưới mặt cắt ngang hầm chính.

Một trong những phương pháp đào hầm dưới nước có triển vọng nhất là áp dụng khiên đào (TBM) kín có cơ chế đào phá và bốc xúc đất đá là cơ thủy khí, cho phép đào hầm trong những điều kiện địa chất thủy văn phức tạp nhất mà không cần sử dụng khí ép. Tất cả các phương pháp đào hầm kín khác được áp dụng trong đào hầm dưới nước rất hạn chế.

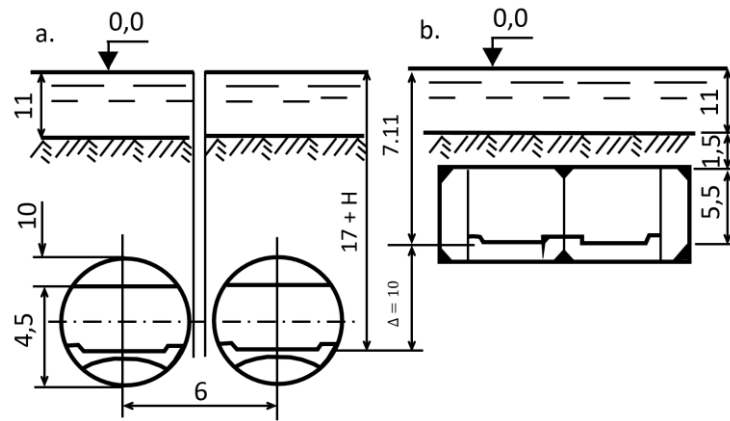
Phương pháp đào hở (lộ thiên) cho phép xây dựng hầm với mặt cắt ngang có dạng chữ nhật hay gần với hình dạng đó và có chiều rộng (nhịp hay khẩu) độ lớn. Nhờ ưu điểm này mà trong một hầm dưới nước có thể bố trí hết tất cả các đường sắt của tuyến hầm đường sắt hay tất cả các dải chuyển động của hầm đường bộ tập trung theo hướng vượt này... Có thể sử dụng được những loại kết cấu kinh tế trong xây dựng, đặc biệt là cho những đoạn hầm nằm dưới nước và thuận tiện trong khai thác.

Chiều sâu đặt hầm nhỏ nhất, đặc trưng cho phương pháp đào hầm hở, cho phép rút ngắn được chiều dài các đoạn nghiêng thi công với độ dốc dọc tới hạn cho phép. Và do đó phương pháp đào hở cho phép rút ngắn chiều dài hầm một cách đáng kể so với các phương pháp đào kín khác. Ví dụ chênh lệch cao độ tính cho phần tàu chạy (cao độ đầu ray-đường sắt) trong hầm tròn thi công theo phương pháp khiên đào với chiều sâu đặt hầm trung bình, có thể giảm đi 10m nếu thi công bằng phương pháp đào hở với hầm có dạng hình chữ nhật.

Đối với hầm đường bộ nếu chọn góc nghiêng trắc dọc là 4% thì chiều dài trong trường hợp thứ nhất lớn hơn trường hợp thứ hai là 500m. Khi góc nghiêng nhỏ hơn hay khi chiều sâu đặt hầm lớn hơn thì sự chênh lệch chiều dài hầm trong hai trường hợp nêu trên sẽ tăng lên.

Trong số nhiều các phương pháp thi công hầm lộ thiên hiện nay, phương pháp được áp dụng nhiều nhất là phương pháp hạ đoạn (hay đoạn hầu như đã hoàn thiện hết tất cả các khâu trong xây lắp).

Các phân tổ không gian của HVDN- đoạn sẽ hạ hay khối hạ, được sản xuất trên các sàn nổi, pôngtông khô trên cạn hay để nổi trong nước, trong hố đào sát bờ vv...



Hình 1. 80. Chiều sâu đặt hầm và các cao độ đặc trưng cho hầm vượt dưới nước thi công theo phương pháp: a, Khiên đào; b, Hạ đoạn.

Đồng thời với các công việc nêu trên, người ta thực hiện công tác chuẩn bị mặt bằng, hố đào hay hào đào dọc theo trục hầm dưới nước, chúng thường có mặt cắt ngang dạng hình thang. Để đào thường sử dụng các thiết bị nổi chuyên dùng, có thể sử dụng nổ phá dưới nước làm tơi đất, các khối hạ được cố định chắc chắn, kiểm tra kín và độ nổi và được lai kéo đến vị trí hạ. Trong trường hợp đơn giản nhất có thể sử dụng cần cẩu nổi để hạ các khối hạ. Mỗi khối hạ được hạ, đặt trên nền hay móng đã được chuẩn bị trước và được kết nối với đoạn (khối hạ) đã hạ trước đó. Trong những trường hợp cần thiết có thể thực hiện các công việc khác nhau từ phía bên trong của đoạn (khối hạ), chèn tải thêm hay trát chít các khe nối. Tại công đoạn cuối cùng, tiến hành san lấp đất đá trở lại hố đào, tạo tầng phủ trên các đoạn (khối hạ), đôi khi còn bổ xung thêm các kết cấu đặc biệt bảo đảm mức độ bảo vệ cần thiết cho hầm, tránh bị phá hỏng hay chèn tải phụ giữ cho hầm cố định, không bị đẩy nổi.

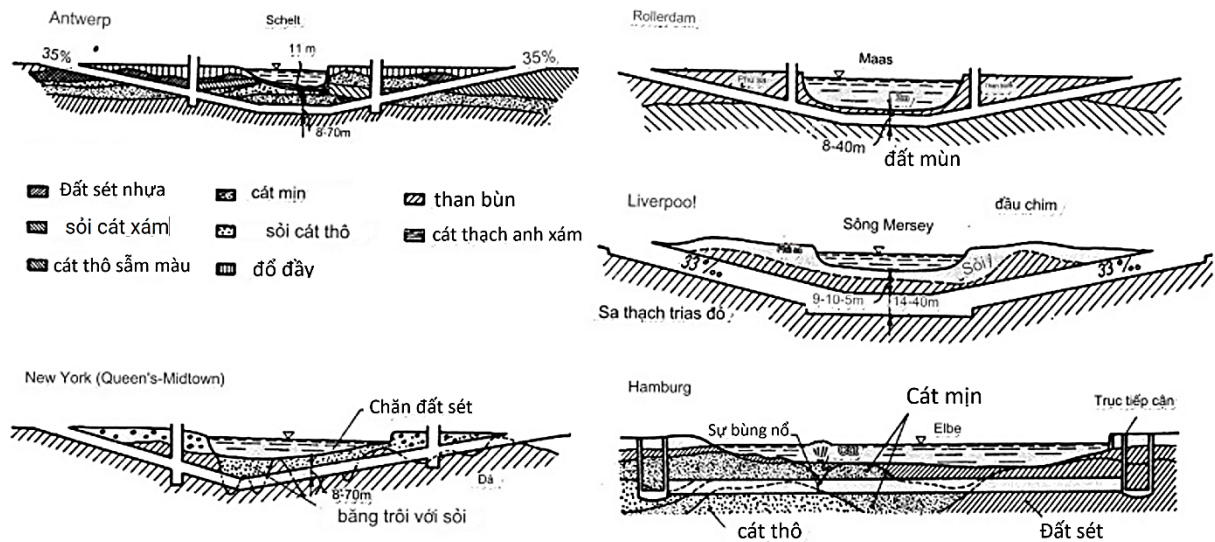
Phương pháp hạ đoạn cho phép đặt hầm trực tiếp trong sông, kênh, vịnh vv... với đất đá là bất kỳ. Trong một số trường hợp, các đoạn (khối hạ) có thể đặt cao hơn một phần hay toàn bộ so với đáy của nguồn chứa nước. Thậm chí có thể cao hơn, khi hạ trên lớp phủ chuyên dụng được chuẩn bị trước-đập. Thay vì lớp đất đá phủ liên tục, có thể cấu tạo các gối đỡ và trong trường hợp này, các đoạn (khối hạ) được hạ và tạo thành hệ hầm-cầu.

Các đoạn HVDN thi công theo kiểu hạ đoạn là những cấu kiện đúc sẵn lớn nhất trong thực tế thi công các công trình từ những cấu kiện chế thức. Nhờ đó phương pháp này cho phép sử dụng rộng rãi các phương tiện xây lắp cơ giới có hiệu quả nhất.

Do sử dụng được những thành tựu mới của khoa học kỹ thuật trong xây dựng hầm dưới nước cho nên phương pháp hạ đoạn có chi phí lao động thấp, kinh tế và có vận tốc cao. Thông thường với các hầm giao thông với đoạn (khối hạ) dưới nước dài 0,5km là 2,5-3 năm.

1.6.2. Đặc điểm tuyến và mặt cắt ngang.

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



Hình 1. 81. Mặt cắt địa chất của hầm dưới nước.

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 250-500m thường làm dạng hai mái dốc với độ dốc 3‰ từ giữa ra hai cửa.

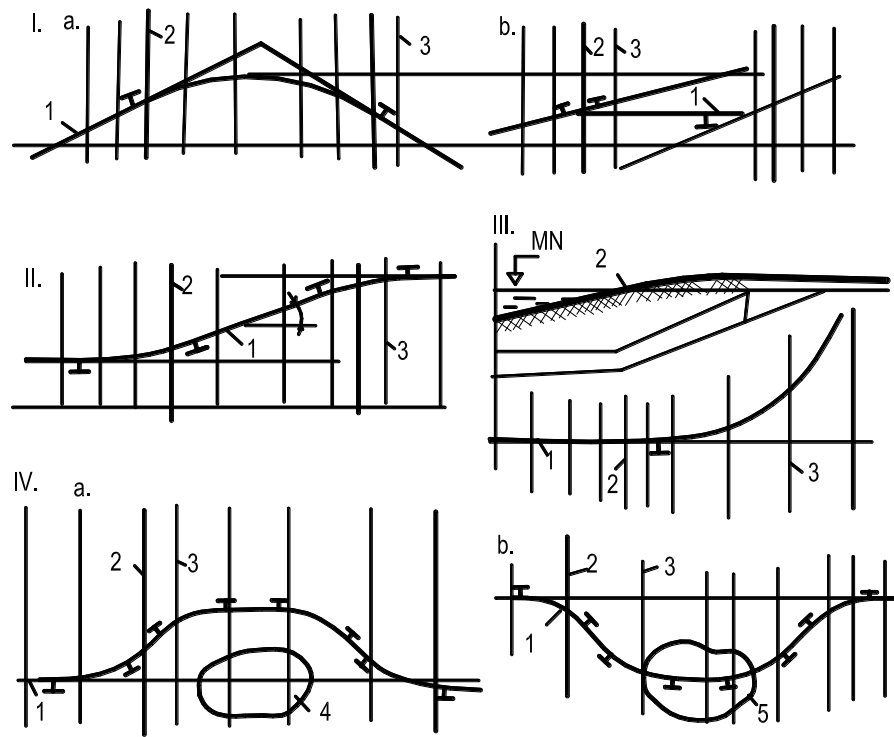
Đối với hầm trên đường ô tô nếu có thông gió tốt, chế độ nhiệt điều hoà, không có lún, mặt đường hoàn thiện thì điều kiện khai thác sẽ tốt hơn phân lộ thiên của tuyến. Hệ số bám (trừ hai đoạn mới dẫn vào khoảng 75-125m) đạt tới 0,4 - 0,5. Sức cản không khí lên ô tô không lớn. Vì thế theo điều kiện sức bám thì độ dốc trong hầm không hạn chế. Trong những hầm có chiều dài lớn hơn 300m thì độ dốc trong hầm không nên lớn hơn 4‰ 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.

Cố gắng lựa chọn tuyến HVDN sao cho vuông góc với trục của nguồn chứa nước. Cách lựa chọn như vậy thuận túy chỉ xuất phát từ luận cứ sao cho chiều dài hầm là ngắn nhất. Khác với thiết kế theo phương án vượt bằng cầu, vấn đề thủy lực của dòng chảy và các điều kiện tàu chạy trong trường hợp này không còn có ý nghĩa quan trọng nữa. Bởi vậy và trong thực tế người ta đã gạt bỏ các phương án có liên quan tới vấn đề nêu trên, ví dụ khi mặt bằng phức tạp, giá thành xây dựng 1m đoạn nổi lên bờ (hầm dẫn) cao hơn nhiều so với đoạn hầm chạy dưới nước thì trong trường hợp này tốt hơn cả là chọn phương pháp thi công là hầm chìm cho đoạn chính chạy dưới sông. Ví dụ về hầm có góc nghiêng lớn là hầm vượt cho đường bộ Hamburg cắt sông Enbơ bởi góc nghiêng 38°.

Thuận lợi hơn cả cho thi công và khai thác HVDN là khi tuyến của nó là thẳng. Nhưng trong một số trường hợp, nhất là khi hầm đặt nông, không thể tránh được các đoạn cong. Các trường hợp đặc trưng nhất có thể xem trên hình Hình 1.82.

I. Địa hình xây dựng tại hai bờ không cho phép xây dựng các hầm dưới nước trên một đường thẳng. Chúng cắt nhau với một góc tù (Hình 1.82a) hay hai đường đi cạnh nhau (Hình 1.82b).

Tương ứng với nó, trên mặt bằng trục hầm có dạng cong với góc nội tiếp như đã nêu ở trên. Hoặc là sẽ tạo dạng chữ S với các đoạn cong nằm đầu đó trên trục hầm tùy thuộc vào các thông số hình học của nó, đặc điểm thi công và điều kiện tại chỗ.



Hình 1. 82. Các tuyến cong đặc trưng.

1, Trục hầm vượt. 2, Đường biên bờ; 3, Đường đồng mức; 4, Chướng ngại cục bộ; 5, Đảo.

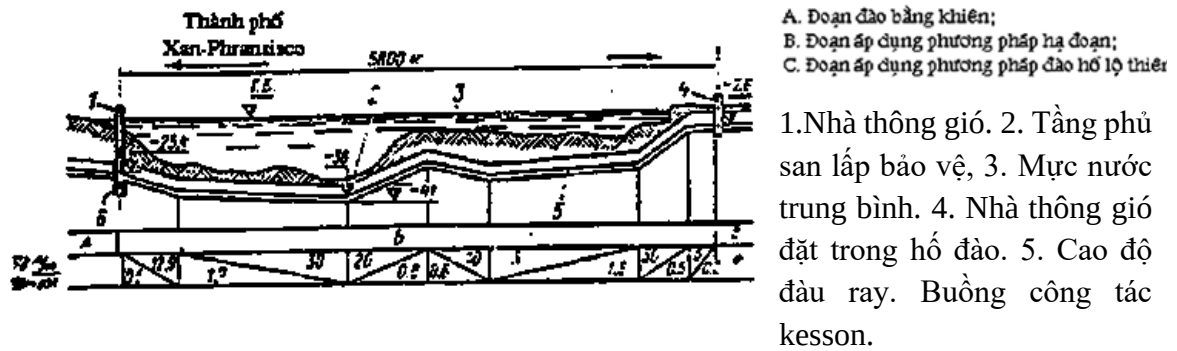
II. Cần thiết (do điều kiện địa hình) phải có đường dẫn vuông góc bờ, khi cắt trục nguồn nước bởi góc xiên (II). Trong trường hợp này các đoạn cong sẽ nằm gần đoạn bờ nghiêng ở đáy và trên mặt bằng trục hầm có dạng chữ S kéo dài.

III. Bờ rất dốc và trên mặt bằng buộc phải quay trục hầm trở lại gần với hướng của các đường địa hình đồng mức (III). Điều đó cho phép giảm chiều dài đường dẫn (lối lên mặt đất) và bằng cách đó giảm chiều dài HVDN.

IV. Với mục đích cải thiện điều kiện thi công bằng phương pháp hạ đoạn, cần khắc phục chướng ngại cục bộ (IVa). Hay ngược lại cần uốn chỉnh tuyến sao cho tận dụng được những điều kiện thuận lợi đặc biệt của địa hình (IVb), để tổ chức các mặt bằng xây dựng trung gian khi đào bằng khiên hay bố trí các nhà thông gió.

Trắc dọc hầm thường có dạng hai mái dốc cong xuống ở giữa. Nhưng trong trường hợp hầm dài thi công bằng phương pháp hạ đoạn, có thể có dạng đa giác với nhiều mái dốc khác nhau và được xác định bởi cao độ đáy của nguồn nước dọc theo trục hầm và điều kiện sao cho chiều sâu phần đào dưới nước là nhỏ nhất.

Ví dụ điển hình cho trường hợp này là hầm đường sắt có chiều dài 5,8km dưới vịnh San phrasisco (Hình 1.83.). Trắc dọc của nó có dạng đa giác và việc bố trí tuyến trên mặt bằng có các đoạn đáy hầm nguy hiểm do chấn động, buộc phải nắn cong trục hầm cả trên mặt bằng và trên mặt đứng. Vì thế trong số 57 khối hạ có 15 khối cong trên mặt bằng và 4 khối cong trong mặt đứng, còn hai khối hạ là cong trong cả hai mặt phẳng.



Hình 1. 83. Hầm đường sắt vượt có trắc dọc đa giác nhiều cạnh (nhiều mái dốc).

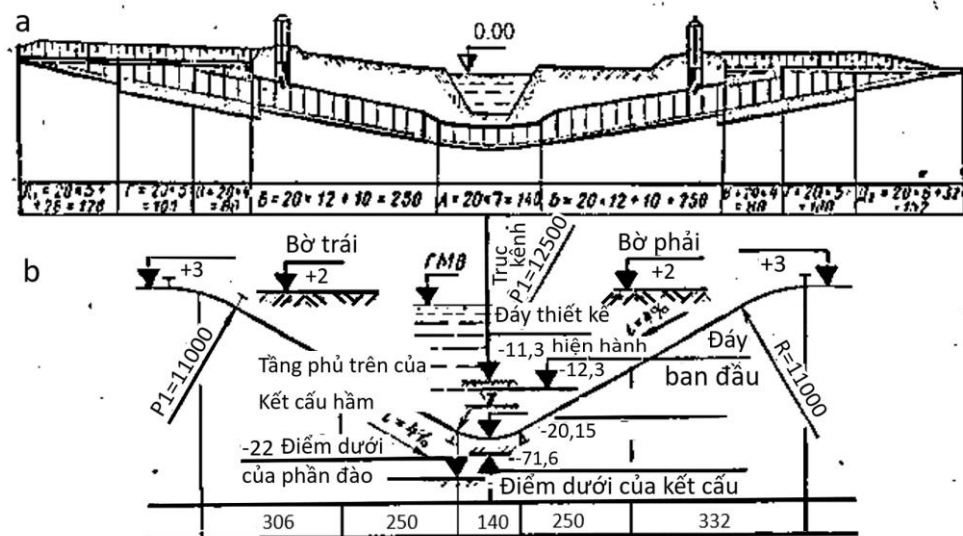
Độ dốc tối thiểu của hầm dưới nước là 0,003, còn trong một số trường hợp đặc biệt, nếu được cấp phép thì 0,002. Độ dốc lớn nhất cho hầm đường sắt dưới nước cũng giống như khi thiết kế các hầm mỏ phụ thuộc vào góc dốc không chế chủ đạo và khả năng mềm hóa góc dốc đó. Nhưng do tàu luôn chạy vào hầm dưới một góc dốc cho nên không cần thiết phải mềm hóa góc dốc trên các đoạn dẫn trước cửa.

Góc dốc lớn nhất cho các hầm đường bộ dưới nước được trình bày trong các tiêu chuẩn của các nước và nó phải đáp ứng được các yêu cầu của tuyến đi nổi. Đồng thời khi lựa chọn độ dốc dọc lớn nhất cần chú ý các điểm sau đây:

Thứ nhất, ảnh hưởng quyết định của góc dốc là đến chiều dài đoạn vượt và do đó là giá thành xây dựng và các chi phí trong khai thác.

Thứ hai là tính chất khả thi và sự hợp lý về phương diện kinh tế của hầm vượt trên một đoạn vượt ngắn tạo ra những điều kiện giao thông bộ thuận lợi nhất, cho phép giải quyết vấn đề đặt ra ngay cả khi tăng độ dốc cho phép so với tuyến chính đi lộ thiên.

Trong thực tế xây dựng hầm quốc tế thì góc dốc lớn nhất cho các hầm đường bộ vượt cho tuyến quốc gia là 3,5-5,0% cho một số hầm đô thị là 6,0%.



Hình 1. 84. Hầm đường bộ có đường cong đứng trong giới hạn hạ đoạn.

Chiều dài các phần tử trên trắc dọc và yêu cầu kết nối được chọn theo tiêu chuẩn của tuyến đi lộ thiên. Các điểm gãy trên trắc dọc thường được bố trí trùng với các chỗ nổi của các

khối hạ vì nếu bố trí ở các chỗ khác sẽ làm phức tạp thêm cho việc cấu tạo bản thân các khối hạ và cả cấu tạo nền cho khối đó. Nhưng đã có trường hợp nếu phải giới hạn chỉ đặt một đoạn dưới nước, khối hạ có chiều dài 140m, hợp lý hơn sẽ là bố trí bán kính đường cong trong mặt đứng là 2250m, kết nối các phần tử trên trục dọc với độ dốc nghịch 4% trong giới hạn chiều dài của khối (Hình 1.84.). Từ ba giải pháp cấu tạo khả thi trong trường hợp này - khối thẳng trên mặt đứng nhưng có chiều cao tăng, gầy (góc) và khối cong trên mặt đứng được thực thi. Nó cũng làm phát sinh những khó khăn đáng kể cho công trình và lắp đặt khối, đặc biệt khi tạo mặt bằng, chuẩn bị nền cho khối, nhưng thay vào đó nó là phương án kinh tế nhất về phương diện khối lượng công tác.

Trường hợp hiếm hoi khác nữa về khối hình cong là HVDN tại Phransisco đã nêu trên.

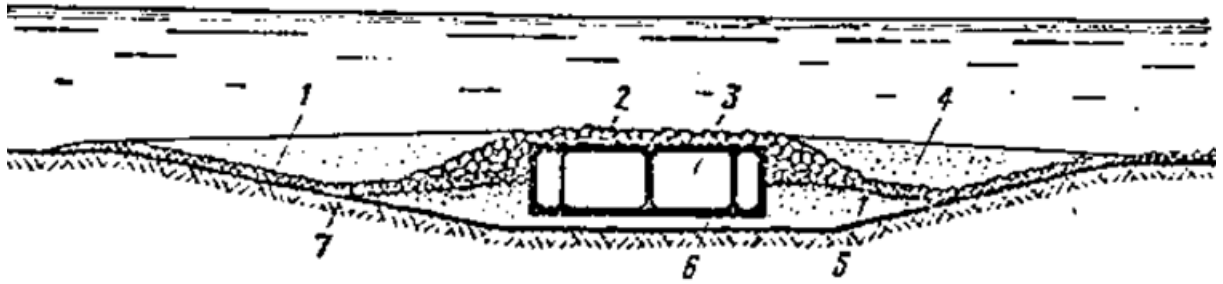
Cùng với độ dốc dọc lớn nhất, chiều sâu đặt hầm là yếu tố có ảnh hưởng quyết định tới các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật của phương án hầm vượt dưới nước. Khi áp dụng các phương pháp xây dựng hầm kín, chiều sâu đặt hầm được chọn là nhỏ nhất, đảm bảo an toàn khi tiến hành các công tác đào ngầm. Khi xây dựng hầm theo phương pháp hạ đoạn hay phương pháp đào hào hay đào hố-lộ thiên, chiều sâu đặt hầm thường được chọn sao cho phía trên kết cấu còn lại một lớp đất đá bảo vệ có chiều dày 1,5-2,0m tính từ cao độ thiết kế của đường xói của đáy nguồn nước. Đôi khi theo các điều kiện cụ thể, chiều dày lớp bảo vệ được tăng lên, ví dụ tới 4,0m, còn trong một số các trường hợp đặc biệt, hầm có lớp bảo vệ bằng đá xếp có thể cao hơn cả đáy hầm tự nhiên nếu nó đáp ứng được chiều dài tuyến vượt là ngắn nhất và điều kiện địa chất thủy văn cho phép (Hình 1.84). Có những thiết kế, trong đó để đảm bảo cho chiều sâu đặt hầm là nhỏ nhất, đôi khi hầm được đặt trên đập thay vì được đặt trong hố đào (Hình 1.85.) (Hầm dưới vịnh Boxpho tại Thổ Nhĩ Kỳ và Kanxo tại Canada). Cũng dễ thấy rằng những giải pháp như vậy thường áp dụng cho các nguồn chứa nước sâu và dòng chảy nhỏ.

Hình dạng và mặt cắt ngang công trình hầm được xác định bằng :

1. Chức năng của loại hầm đó,
2. Phương pháp thi công,
3. Điều kiện địa chất công trình,
4. Vật liệu vỏ hầm,
5. Hệ thống thông gió,
6. Đặc điểm sự làm việc tĩnh học của kết cấu vỏ hầm.

Các đặc trưng kể trên và sự lựa chọn phối hợp giữa các đặc trưng đó đã làm cho các loại mặt cắt ngang và kết cấu vỏ hầm vượt dưới nước trong giai đoạn hiện tại là rất đa dạng.

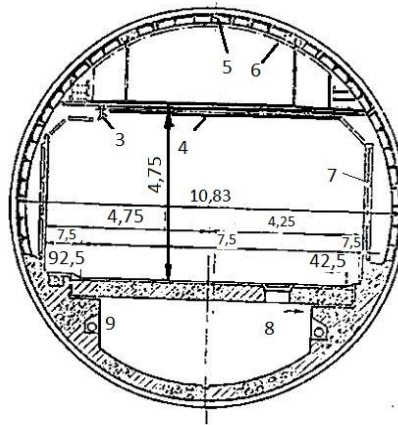
Như vậy trong nhiều trường hợp cần xem xét không chỉ một loại mặt cắt ngang của hầm đơn lẻ mà phải xem xét, cân nhắc trong một mối quan hệ tương hỗ nhất định. Lựa chọn mặt cắt ngang hầm tối ưu và loại kết cấu vỏ hầm tương ứng với nó chỉ có thể thực hiện được bằng thiết kế phương án. Lập và phân tích kỹ lưỡng các phương án khả thi. Trong đó phải xây dựng các chỉ tiêu thực và chỉ tiêu tài chính và các chỉ tiêu khai thác của kết cấu vỏ hầm và như vậy cho toàn bộ hầm.



1 và 2 Lớp đá xếp. 3. Khối hạ. 4. Lớp cát san hô. 5. Lớp sỏi san phủ. 6. Lớp lót. 7. Tấm BTCT xếp.

Hình 1. 85. Mặt cắt ngang hầm có chiều sâu đặt khối hạ được cắt giảm.

Một trong những hình dạng mặt cắt ngang đặc trưng nhất của hầm vượt dưới nước là hình tròn (Hình 1.86.)



Hình 1. 86. Kết cấu vỏ hầm đường bộ dạng tròn, thông gió ngang.

Hình dạng này có khả năng chịu lực tốt và rất phù hợp với phương pháp thi công bằng khiên (TBM). Nhưng khi thi công bằng phương pháp hạ đoạn thì dạng vỏ hầm tròn và dạng đa giác nhiều cạnh đòi hỏi phải tăng chiều sâu hố đào và thường dẫn đến hạ cao độ phân đường chạy (đầu ray) của hầm một cách không cần thiết và do đó dẫn đến tăng chiều dài của hầm vượt.

Hình dạng phổ biến nhất hiện nay là tiến gần tới dạng hộp chữ nhật, nó rất thuận lợi khi chế tạo khối từ vật liệu BTCT, chiều sâu đặt hầm và chiều dài là ngắn nhất, đồng thời cho phép sử dụng sơ đồ thông gió hiện hành bất kỳ trong xây dựng các đường hầm hiện nay.

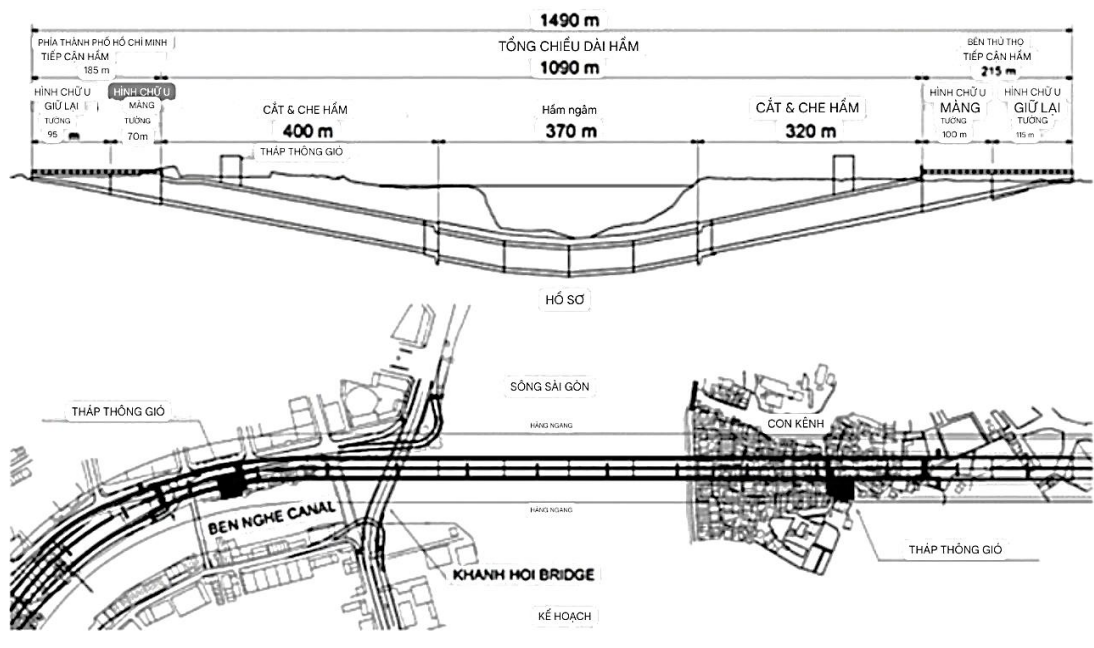
Một số chi tiết về thiết kế tuyến, mặt cắt ngang và phương án thi công Hầm Thủ Thiêm xem trên các hình: Hình 1.87. đến Hình 1.92.



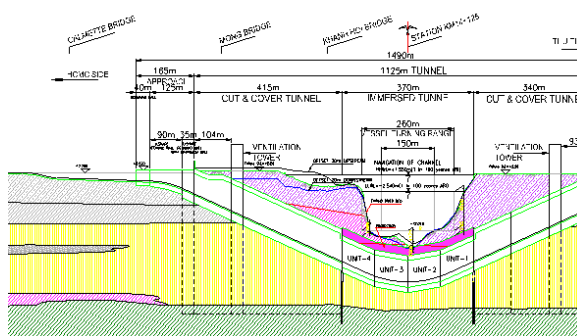
Hình 1. 87. Phối cảnh Hầm đường bộ Thủ Thiêm qua sông Sài Gòn



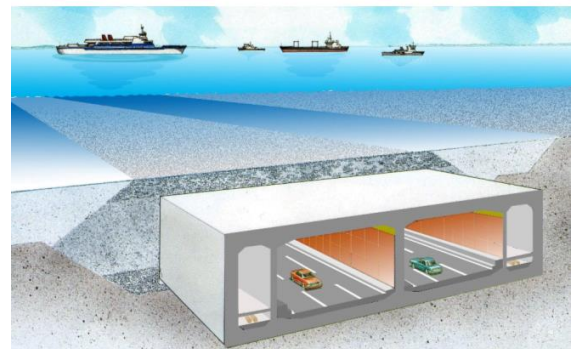
Hình 1. 88. Phối cảnh Interior hầm đường bộ Thủ Thiêm qua sông Sài Gòn .



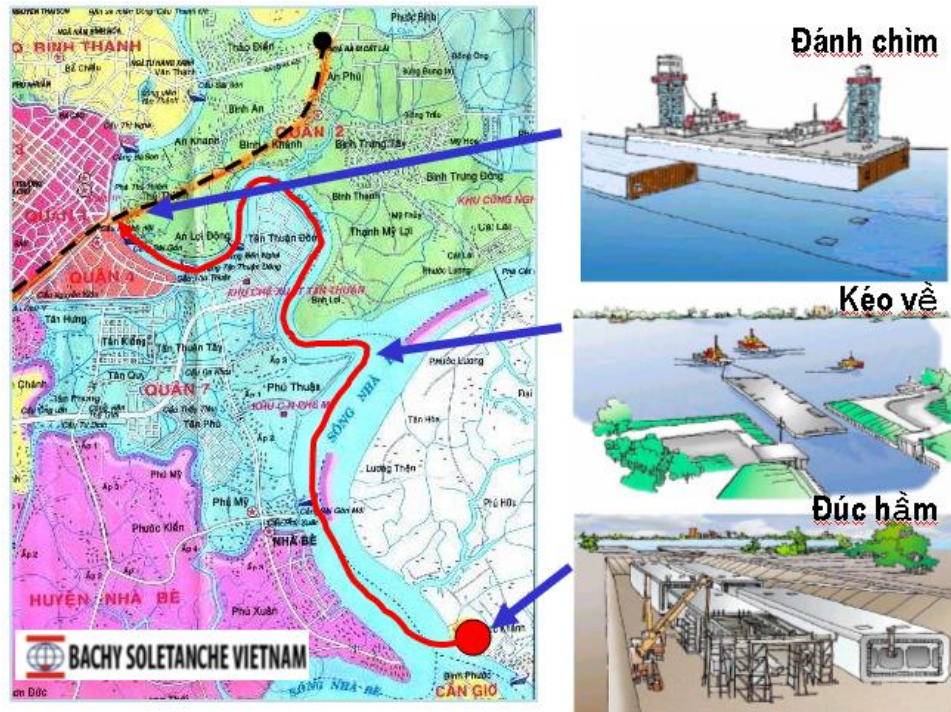
Hình 1. 89. Trắc dọc hầm đường bộ Thủ Thiêm (sơ đồ).



Hình 1. 90. Các Phương pháp thi công hầm đường bộ Thủ Thiêm.



Hình 1. 91. Kết cấu khối hạ hầm đường bộ Thủ Thiêm



Hình 1.92. Các bước thi công và phối cảnh hầm đường bộ Thủ Thiêm.

1.6.3. Các khối hạ.

1.6.3.1. Các loại khối hạ cơ bản và phân loại kết cấu.

Lựa chọn hình dạng mặt cắt ngang và vật liệu kết cấu khối hạ có ảnh hưởng quyết định tới các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật trong xây dựng và khai thác hầm dưới nước. Điều đó được thể hiện bằng kết quả phân tích và so sánh các dữ liệu trên Hình 1.93. dưới đây:

1. Chiều dài hầm vượt L được tìm phụ thuộc tuyến tính vào chiều sâu của điểm thấp nhất của lớp áo đường trong hầm.

2. Chiều cao của khối hạ h_c với Gabarit (khổ hầm) đã cho được xác định theo hai kích thước sau đây:

- Độ nhô lớn nhất của kết cấu so với đường gabarit (khổ hầm);
- Độ hạ thấp nhất của nó so với cao độ mặt đường.

Với kích thước thứ nhất h_n ngoài chiều dày bản nóc còn cộng thêm chiều cao ống gió và chiều dày mái treo tách ra khỏi phần tàu chạy. Chiều cao phần thứ hai h_d bao gồm chiều dày áo đường, lớp balat hay lớp nền dưới đó, chiều cao ống gió dưới và chiều dày bản đáy cùng với chiều dày của khối hạ phần tại đáy.

3. Chiều cao khối hạ h_c và chiều cao lớp nền dưới nó h_o có ảnh hưởng quyết định tới chiều sâu hố đào H_d .

4. Nếu trong quá trình thiết kế cần thiết phải tăng diện tích mặt cắt ngang của nó, thì cần cố gắng sao cho tăng chiều rộng của mặt cắt ngang.

Hình 1.93.b cho thấy nếu tăng tiết diện bằng cách tăng chiều cao thì sẽ tăng khối lượng đào lên gần gấp ba lần so với tăng theo chiều rộng.

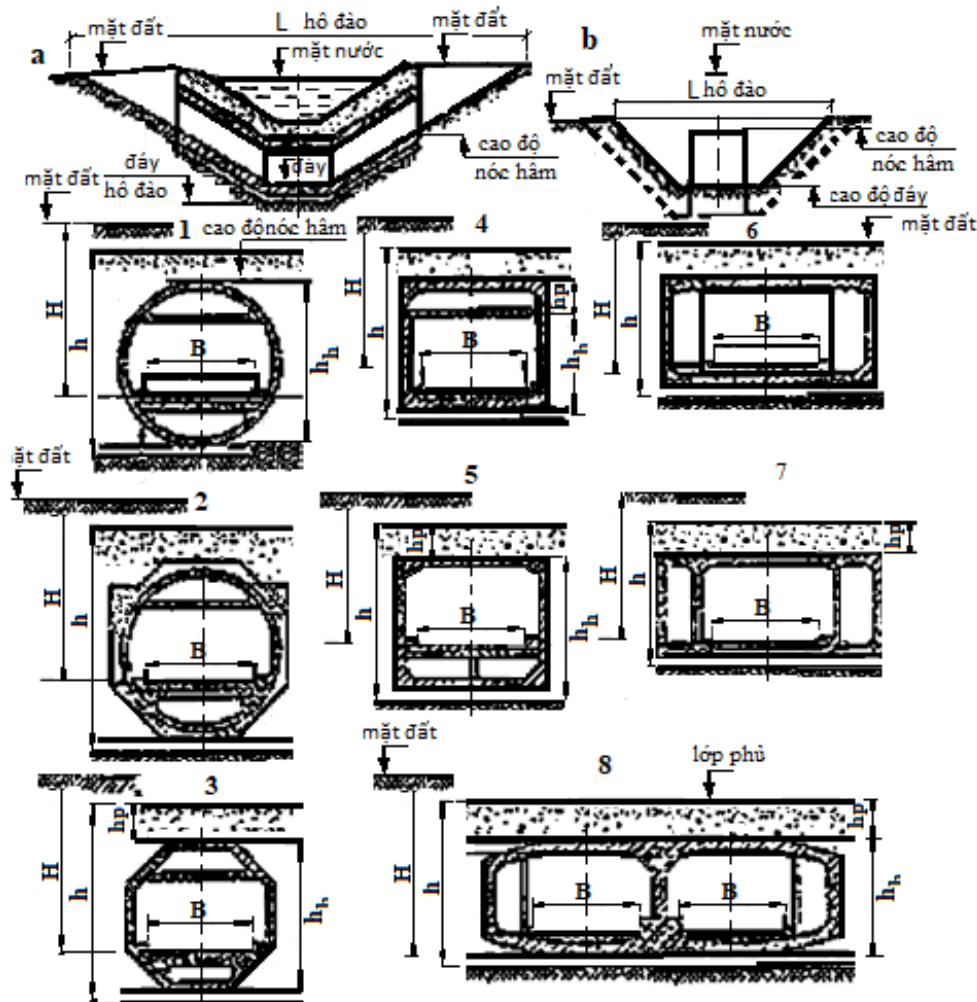
Sự đa dạng về cấu tạo, các chủng loại khối hạ hiện hành, đòi hỏi phải có sự phân loại chúng theo các sơ đồ nhất định để có thể xây dựng những tiền đề qua đó có thể hiểu biết những quy luật quan trọng nhất khi cấu tạo chúng.

Công tác hệ thống hóa trên cơ sở phân tích các ví dụ thực tế về các khối hạ đối với các hầm vượt dưới nước đã được xây dựng và đã được thiết kế đã và đang được thực hiện. Dưới đây giới thiệu một số cách phân loại theo các dấu hiệu về đặc trưng cấu tạo.

1.6.3.2. Khối hạ dạng tròn

Những khối như vậy xem trong (Hình 1.93. loại 1) có thể thấy rằng chúng được sử dụng dưới hai phương án cấu tạo.

Phương án thứ nhất là dưới dạng trụ BTCT tròn với lớp chống thấm từ bên ngoài. trong những công trình loại này đã làm trước đây, các màng chống thấm bao gồm nhiều lớp được dán vào nhau, vật liệu màng thường là các lớp màng dán mỏng ruberoid hay hydroizola, dán bằng bitum mát tít nóng. Sau này sử dụng nhựa dán chống thấm tương tự như trên, nhưng có sử dụng vải thủy tinh. Ngày nay sử dụng cả lớp chống thấm ngoài bằng lớp chống thấm dán nóng từ nhựa tổng hợp Epoxit có cốt là sợi thủy tinh. Để bảo vệ lớp chống thấm bằng bitum dán này chống các tác động cơ học, thường cấu tạo thêm lớp bảo vệ, Lớp chống thấm kiểu màng có độ bền vững cao hơn có thể không cần lớp bảo vệ.



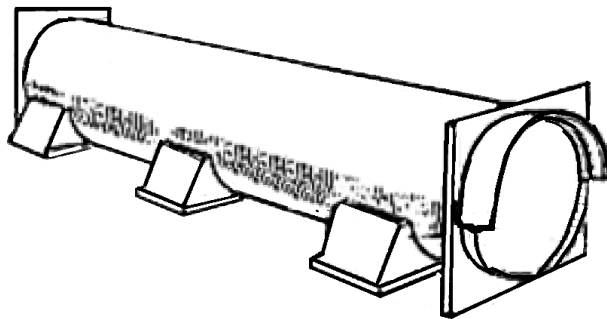
Hình 1. 93. Các sơ đồ phân tích ảnh hưởng của các khối hạ.

Phương án thứ hai của khối hạ dạng tròn là các vỏ thép đồng tâm có đường kính khác nhau được lồng vào nhau và liên kết với nhau bằng các sườn dọc và ngang, khoảng trống giữa các vỏ được nhồi đầy bằng vữa bê tông. Đôi khi người ta đổ thêm một lớp áo bê tông cốt thép bên trong. Các mối nối thép từ bên ngoài được xử lý chống gỉ và ăn mòn bằng lớp bê tông hay lớp vữa trát có lưới thép hàn vào đó hay nối bằng nhiều cách khác nhau khác. Tại đầu và đuôi các khối hạ cấu tạo các ô để dễ dàng lắp ghép dưới nước (Hình 1.94).

Khối hạ dạng hình tròn có khả năng chịu lực tốt nhất trong các lớp đất phủ rời, bão hòa nước, trong điều kiện áp lực thủy tĩnh tương đối lớn. Điều này được thấy qua chiều dày của khối hạ là nhỏ nhất so với tất cả các khối hạ còn lại vì nó làm việc trong điều kiện chịu nén.

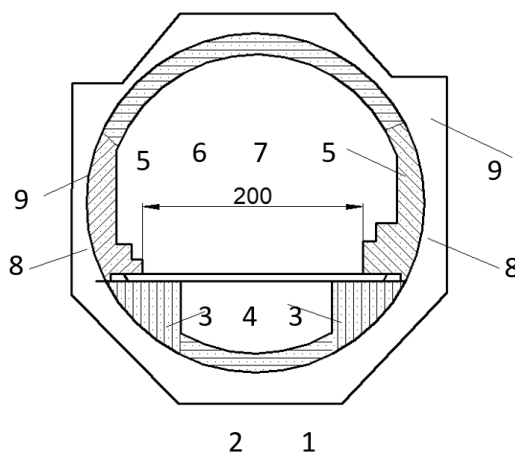
Nhược điểm chính của khối hạ dạng này là khả năng sử dụng tiết diện kém, thừa diện tích không sử dụng mà trong các hầm giao thông đường bộ thường là lớn còn trong hầm đường sắt thì nhỏ hơn.

Trong trường hợp thông gió ngang, chúng thường được sử dụng để bố trí các rãnh gió. Nhưng hiện nay, đã có nhiều phương pháp thông gió mạnh, cho nên điều đó không phải là sự cần thiết. Nhưng đồng thời với việc tăng chiều cao, như đã nêu trên, dẫn đến tăng khối lượng các công tác đất ở dưới nước và trong hầu hết các trường hợp đã dẫn đến tăng chiều dài của hầm vượt. Trong trường hợp hầm đường sắt đơn, hệ số sử dụng tiết diện của hình tròn là lớn, chiều cao kết cấu hầu như không khác gì so với loại hình hộp chữ nhật.



Hình 1. 94. Khối hạ có mặt cắt ngang hình tròn

1. Vỏ thép trụ tròn. 2. Các gối lắp ghép ; 3. Cửa sổ hình chữ nhật ; 4. Bán trụ thép nổi.



Hình 1. 95. Trình tự đổ bê tông khối hạ có độ nổi lớn

1.6.3.3. Khối hạ dạng hình hộp đa giác nhiều cạnh.

Hầu hết những vấn đề được giới thiệu trên đây, đúng với những hầm dưới nước đã được xây dựng nhiều có sử dụng vỏ bê tông cốt thép dạng tròn phía bên trong (đôi khi thêm vỏ thép), vành ngoài là vỏ thép dạng đa giác nhiều cạnh và không gian giữa chúng được nhồi vữa bê tông (Hình 1.94., Hình 1.95.).

Ưu điểm chính của khối hạ loại này (có 10 góc-cạnh) là khối hạ có khung thép nhẹ đặt trên sàn thép trên bờ, sau khi hạ xuống nước mới thực hiện và hoàn thiện nốt các công đoạn còn lại. Việc nhồi bê tông được thực hiện trước và trong quá trình hạ, thậm chí ngay cả sau khi đã hạ đoạn xuống dưới nước vào vị trí của nó. Công tác đổ bê tông dưới nước thường được thực hiện theo phương pháp chuyển dịch ống đứng (rút ống).

Ưu điểm đáng chú ý của khối hạ dạng này là tính nổi của nó. Nó đáng được chú ý trong hai trường hợp:

Trường hợp thứ nhất: vận chuyển trên nước đi xa.

Ví dụ gặp trong trường hợp thứ nhất là khi thi công hai hầm đường bộ dưới nước tại Mỹ, chúng được sản xuất tại Bang Têchzax trên sàn nổi, được vận chuyển qua Đại tây dương trên khoảng cách 2500km đến vị trí xây dựng cầu- hầm vượt qua Vịnh Trexapicxky.

Trường hợp thứ hai: Khi hạ đoạn trong điều kiện nước nông.

Trong những trường hợp tương tự chỉ có những khối hạ kéo nổi với độ chìm nhỏ nhất mới có thể lai dắt tới vị trí hạ mà không có khó khăn gì đáng kể và không phát sinh thêm khối lượng phụ cho công tác san dọn đáy. Tại đó khối sẽ được hạ dần dần vào vị trí nền đã được chuẩn bị trước. Bê tông được nhồi sau khi khối đã được đặt chính xác trên nền, cố định theo đúng thiết kế (Hình 1.95).

Đối với những khối hạ như vậy, ổn định chống đẩy nổi của khối rất dễ được đảm bảo mà không cần có sự chất tải phụ nào khác. Bởi vậy chiều dày tầng phủ nhỏ nhất chỉ cần được xác định trên cơ sở đảm bảo cho kết cấu chống được tác động phá hoại cơ học. Nếu không có sự cần thiết phải nâng cao độ nổi của khối, thì có thể hạ thấp mạn bên của các khối bằng cách cắt các nút (góc) hông trên (Hình 1.93.) đường đứt trên sơ đồ 2) và mặt cắt ngang trở thành đa giác 8 cạnh (bát giác) tính theo biên ngoài.

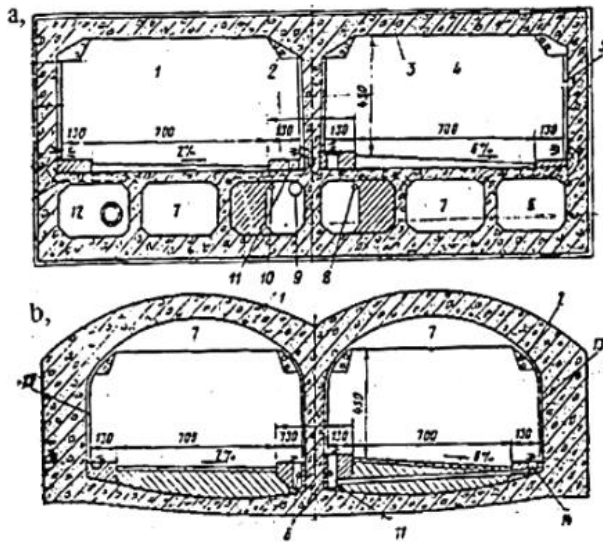
Phương án khác của khối hạ bát giác (Hình 1.93 loại 3) về bản chất không khác nhiều so với khối hạ dạng tròn. Nhưng chiều cao tổng thể của khối hạ sẽ giảm đi nhờ cắt các phần tử trên và dưới. Bù lại chiều dày của kết cấu chịu lực lại phải tăng lên do xuất hiện mô men uốn trong các phân tử kết cấu vỏ.

Ưu điểm lớn nhất của các phương án về dạng mặt cắt ngang nêu trên là ở chỗ, kích thước theo chiều rộng của hố đào dưới nước là ngắn nhất và do đó khối lượng công tác nền cũng là nhỏ nhất. Trong trường hợp, nếu sử dụng bê tông nghèo làm nền và đá hay sỏi làm lớp phủ, thì các loại hình dạng nói trên cũng có ý nghĩa và các công tác hoàn thiện tương đối đơn giản, do chỉ có dạng hai mái bên nghiêng.

1.6.3.4. Khối hạ dạng hình hộp chữ nhật.

Vật liệu chủ yếu cho dạng này là BTCT. Chúng thường được sản xuất trên các sàn công tác khô và được hoàn chỉnh đến mức có thể chịu lực được. Có một số ngoại lệ; Trong số đó phải kể tới hầm vượt dưới nước qua sông Maas tại thành phố Rôtecđam, là hầm vượt đầu tiên trên thế giới có dạng kết cấu BTCT dưới dạng khung vuông. Do chiều sâu nước không đủ và trọng lượng khối hạ lớn cho nên người ta phải thực hiện theo hai bước giống như khối hạ đa giác nhiều cạnh. Đầu tiên, trên sàn tiến hành lắp dựng vỏ thép của khối hạ và tiến hành đổ bê tông đến

chiều cao của một nửa tường, thực hiện bước hai sau khi đưa khối hạ ra vùng nước sâu và sau đó đưa lên phương tiện lai dắt nổi.



Hình 1. 96. Mặt cắt ngang hầm dưới nước cho đường bộ

1. Kết cấu vỏ hầm; 2. Đèn chiếu sáng; 3. Màng chống thấm; 4. Tín hiệu đường; 5. Lớp trát phủ tường; 6. Hành lang cấp; 7. Rãnh gió chủ; 8&10. Cấp nước; 9. Thoát nước; 11. Rãnh thoát nước; 12. Hành lang cho ống; 13. Rãnh gió ngang; 14. Rãnh thoát nước.

Hình 1. 97. Mặt cắt ngang hầm dưới nước ở Mắc xoen-phương án.

Phần bên trái là đoạn đường thẳng

Phần bên phải trên đoạn đường cong

a, Trong khu vực hạ đoạn

b, Trên khu vực bờ

Đôi khi do kích thước khối hạ nhỏ, có thể áp dụng giải pháp sàn đỡ là phương tiện lai dắt luôn.

Theo sơ đồ chịu lực thì dạng hộp chữ nhật là loại kết cấu khung. Do đó các phân tố của nó được tính toán và chịu nội lực uốn (mô men giữa nhịp và tại các nút-gối), lực dọc và lực cắt.

Từ những loại mặt cắt hộp chữ nhật của các loại khối hạ kể trên, loại đơn giản nhất và kinh tế nhất là loại có chiều rộng và chiều cao nhỏ nhất, tức là thực hiện bao viền trực tiếp tốt nhất biên ngoài của gabarit. Phương án này phù hợp nhất với sơ đồ thông gió dọc. Nó có thể được lựa chọn cho các hầm đường bộ tương đối ngắn, khi cường độ chuyển động của dòng không khí bị giới hạn. Nhưng nó lại đặc trưng hơn đối với hầm tàu điện ngầm và hầm chui cho người đi bộ. Đôi khi người ta tiến hành uốn chỉnh các góc vuông ở trên nhằm mục đích luôn cấp dễ hơn mà không gây hư hỏng cho kết cấu chịu lực của hầm, hay các góc vuông ở phía dưới để cho nhịp dẩy nhỏ đi.

Với sơ đồ thông gió ngang hay sơ đồ thông gió hỗn hợp (bán dọc hay bán ngang), trong tiết diện mặt cắt ngang hầm cần bố trí các rãnh thông gió chủ. Nhìn chung, chúng có thể bố trí trên hay dưới phần tàu chạy (theo biên-chu vi hầm tròn). Nhưng với cách lựa chọn như vậy, như đã nêu ở trên, khó cấu tạo với những phương án khả thi khác, nhược điểm của nó là ở chỗ tăng khối lượng phần hồ đào dưới nước và kéo dài hầm vượt, chỉ trong một số trường hợp hạn hữu mới có thể có được các chỉ tiêu tính toán cân bằng. Bởi thế, các loại hình dạng như vậy không xem xét kỹ ở đây và được trình bày trên hình 1.93.

Dạng mặt cắt ngang, loại bố trí rãnh gió trên (hay nhiều rãnh thông gió trên- tùy thuộc và sơ đồ thông gió, đảm bảo giảm đáng kể kích thước hồ đào so với dạng hình tròn. Nhưng với chiều dày tầng phủ đã được xác định nhỏ nhất bên trên hầm, chiều sâu hầm tàu chạy và từ đó chiều dài hầm vượt hầu như không thay đổi so với phương án dạng hình tròn. Chúng thậm chí có thể tăng lên do chiều dày nóc tăng. Các phân tố của kết cấu chịu lực, đặc biệt là tường bên cũng rất dày so với dạng hình tròn hay dạng đa giác nhiều cạnh, và do đó cũng đòi hỏi khối

lượng vật liệu lớn hơn. Vì vậy, hình dạng loại này chỉ được cân nhắc cho những đoạn hầm, trong đó cao độ phần xe chạy không phụ thuộc vào chiều cao của khối hạ, ví dụ như khi chiều dày tầng đất đắp là lớn và được xác định bằng độ dốc dọc cho cả đoạn. Một ví dụ minh họa cho vấn đề vừa nêu trên đây là hầm đường bộ vượt qua vịnh Ei tại Amsteddam (Hình 1.96; Hình 1.97). Giải pháp tương tự có thể áp dụng cho những trường hợp, ví dụ khi bố trí rãnh thông gió phía trên đường tàu chạy, sẽ rất hợp lý nếu theo các điều kiện kết nối với với hệ tổng thông gió tại các khu vực phụ cận với hầm vượt.

Mặt cắt ngang với cách bố trí thông gió ở dưới như vậy (xem Hình 1.93. loại 5 và hình 101b) cho phép có được hầm với chiều dài là ngắn nhất. Đồng thời nó cũng đòi hỏi phải thực hiện các công tác hỗ trợ khác như là cấu tạo kết cấu phần tàu chạy và tầng đáng kể khối lượng công tác đất ở dưới nước. Do đó, việc áp dụng nó là rất hạn chế. Ví dụ thực tế sau đây sẽ cho thấy một đặc điểm cần được lưu ý: thiết kế hầm đường bộ dưới nước đầu tiên tại Maastricht có khối hạ hai nhịp cho bốn làn xe chạy, ống thông gió được bố trí dưới phần xe chạy (Hình 1.97). Việc thiết kế mặt cắt như vậy đã đòi hỏi phải giới hạn chiều rộng của khối hạ để có thể sử dụng các phương tiện nổi đang có, không cần phải thay đổi phần nổi ra vào của nó.

Với những nội dung trình bày trên, có thể thấy loại kết cấu này đảm bảo kết nối phần chạy dưới nước một cách đơn giản với phương pháp thi công là phương pháp Mỏ trên các đoạn kè bờ, có mái dạng vòm (Hình 1.96b). Thực ra với loại mái này nên đặt rãnh thông gió trên, và điều đó không có gì là phức tạp đáng kể đối với nút thông gió trong hầm. Vì việc đưa gió vào được thực hiện qua giếng nằm trực tiếp trên chỗ nối giữa hai đoạn.

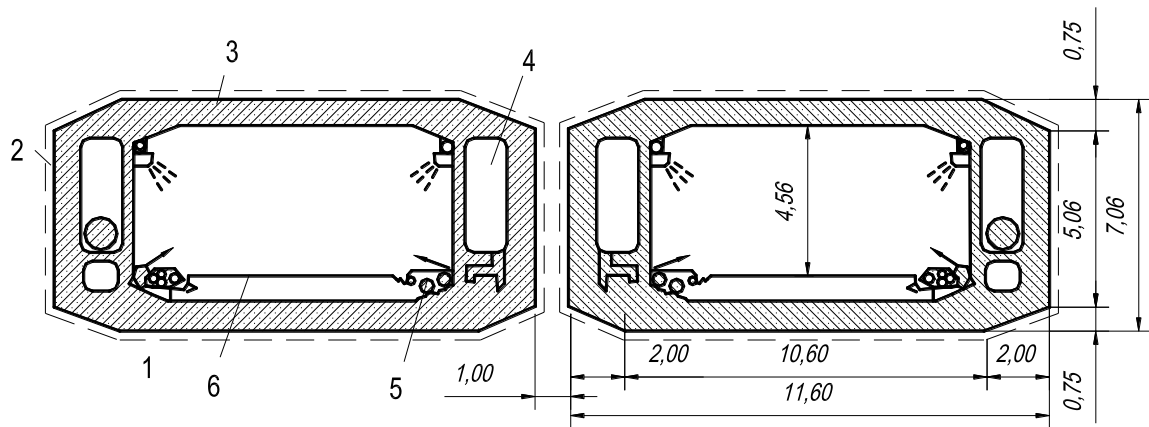
Cho dù có nhiều vấn đề như đã trình bày trên đây, trong quá trình nghiên cứu tiếp theo hầm vẫn được chia ra thành hai kết cấu độc lập song song (Hình 1.97). Người ta đồng ý với việc tăng gấp đôi số lượng khối hạ, tăng chiều rộng nền dưới các khối hạ và khối lượng công việc dưới nước khi hạ đoạn và tăng khối lượng công tác chống thấm cho các mặt và một phần nào đó phức tạp hơn trong khai thác, sử dụng hầm kép loại này. Nhưng điều đó lại cho phép bố trí rãnh gió tại bên hông phần xe chạy như trình bày trên mặt cắt ngang của khối hạ Hình 1.93 loại 6 và 7. Cùng với khối lượng hồ đào dưới nước ít nhất, nó đảm bảo cho chiều cao hầm là thấp nhất, nó có ý nghĩa đáng kể khi vận chuyển chúng lên các phương tiện nổi với mực nước trong khu vực xây dựng hầm là nông.

So sánh các dạng mặt cắt ngang có bố trí rãnh thông gió ở bên hông, (loại 6 và 7 trên Hình 1.93 này) có thể rút ra những điểm sau đây :

Cả hai loại này có các chỉ tiêu xây dựng hầm hợp lý và đảm bảo điều kiện khai thác tương đối tốt (về phương diện thông gió, lắp đặt các hệ thống chuyển đổi và đường ống kỹ thuật chủ tại các vị trí cục bộ, thành phần và nội dung các công tác trong quá trình thi công và các công tác thoát nước vv...).

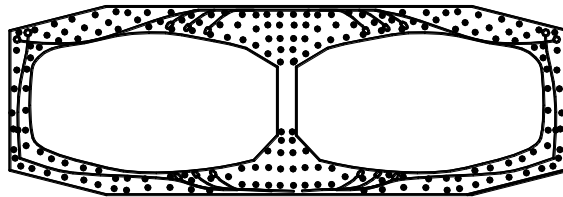
Trong xây dựng, khối hạ loại 6 là đơn giản hơn, nó là loại khung một nhịp có vách nhẹ, tách rãnh gió riêng. Trong khi đó, loại 7 có nhịp nhỏ hơn, cho phép giảm chiều dày mái và chiều dày tổng thể của đáy và từ đó có những ưu điểm rõ ràng.

Việc giảm chiều dày của các phần tử của các khối hạ tiếp theo đó, có thể đạt được nhờ sử dụng bê tông cốt thép dự ứng lực (Hình 1.99). Phù hợp hơn cả là khi tạo ứng suất trước phải kể đến kết cấu loại 6, bởi vì biểu đồ nội lực tác dụng trong mái một nhịp của nó và trong bản đáy có các đoạn đổi dấu ít hơn so với khung ba nhịp loại 7.



Hình 1. 98. Mặt cắt ngang hầm kép tại cảng Mắc Xoen cũ.

1.Kè đỡ bằng thép (chống thấm bản đáy); 2. Lớp chống thấm dán nhiều lớp. 3.Lớp bê tông bảo vệ dày 5-10cm; 4. Hành lang cho gió tươi; 5. Hành lang phục vụ và ống nước; 6. Bê tông áo đường.



Hình 1. 99. Thép ứng suất trước trong khối hạ (Hầm qua vịnh Havan)

Trong các hình vẽ từ 1.100 đến 1.103 dưới đây giới thiệu một số loại kết cấu khối hạ, công tác đổ bê tông và lai đất, hạ khối.



Hình 1. 100. Bãi đúc khối hạ



Hình 1. 101. Các khối hạ sau khi đúc



Hình 1. 102. Đổ bê tông khối hạ.



Hình 1. 103. Công tác đà giáo cho đổ bê tông khối hạ.

Câu hỏi chương 1

1. Hãy nêu các đặc điểm thiết kế bình đồ và tuyến hầm?
2. Hãy nêu cơ sở thiết kế khu vực cửa hầm?
3. Hãy nêu cơ sở thiết kế mặt cắt ngang hầm và cách lựa chọn lựa chọn mặt cắt ngang hầm?
4. Các xác định khổ giới hạn kiến trúc (gabarit-khổ hầm), khuôn trong của hầm (tĩnh không)?
5. Hãy nêu đặc điểm bình đồ và trắc dọc hầm đường bộ?
6. Hãy nêu cơ sở thiết kế mặt cắt ngang hầm và cách lựa chọn lựa chọn mặt cắt ngang hầm đường bộ?
7. Trình bày các công trình khác trong hầm đường bộ?
8. Hãy nêu các bộ phận phục vụ an toàn khai thác?
9. Hãy nêu đặc điểm bình đồ và trắc dọc hầm đường sắt?
10. Hãy nêu các xác định mặt cắt ngang hầm đường sắt?
11. Hãy nêu đặc điểm bình đồ và trắc dọc hầm dưới nước?
12. Hãy trình bày mặt cắt ngang hầm dưới nước?

CHƯƠNG 2. KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH, CÁC TÍNH CHẤT CƠ LÝ VÀ PHÂN LOẠI ĐẤT ĐÁ.

2.1. Ý nghĩa và nội dung của công tác khảo sát địa chất công trình trong xây dựng đường hầm.

Do hầm nằm trong lòng đất nên điều kiện tự nhiên của khối địa tầng có ảnh hưởng đáng kể tới việc xác định: kết cấu, thời hạn, giá thành xây dựng, phương tiện và phương pháp thi công.

Mục đích của khảo sát địa chất thông thường bao gồm những vấn đề sau:

- Xác định nguồn gốc hình thành và điều kiện hiện tại của đất đá gồm có địa chất khu vực (sự phân tầng, cấu trúc, phân loại của các loại đá và các đặc trưng chung của chúng).
- Tập hợp các dữ liệu về thủy văn và thông tin về khí và nhiệt độ của đất (nước ngầm, các đới chứa nước, khí,...)
- Xác định các tính chất cơ lý của đất đá dọc theo tuyến hầm.
- Xác định các đặc trưng cơ học có thể ảnh hưởng đến độ bền của đá theo vị trí xây dựng dự kiến, các rủi ro có thể xuất hiện trong xây dựng.

Các thăm dò có thể được mở rộng:

- Khảo sát tầng phủ
 - Xác định vị trí và chất lượng của lớp đất đá bên dưới.
 - Xác định điều kiện thoát nước mặt
- Trong một số điều kiện, cần khảo sát mở rộng khi có các yếu tố sau:
- Chiều dày tầng đất phủ mỏng.
 - Hầm qua khu vực đô thị.
 - Nằm dưới mực nước ngầm.
 - Hầm nghiêng hay thẳng đứng.
 - Khu vực cửa hầm.
 - Các kết cấu, công trình lân cận có thể bị ảnh hưởng.
 - Mặt cắt hầm lớn hoặc vị trí hai hầm gần nhau.

Trình tự điều tra khảo sát chung được minh họa trong bảng 2.1 dưới đây; Bảng này được trích dẫn từ "tiêu chuẩn Nhật Bản cho đường hầm xuyên núi", nhưng nó thường được áp dụng cho tất cả các dự án xây dựng đường hầm.

Các khảo sát cho xây dựng đường hầm được thực hiện trong những thời gian khác nhau, bắt đầu từ giai đoạn đầu tiên của lập kế hoạch và còn tiếp tục cả sau khi kết thúc xây dựng. Các mục tiêu và độ chính xác có thể thay đổi trong quá trình xây dựng. Trong tiêu chuẩn này các giai đoạn khảo sát chia thành:

- Khảo sát quyết định tuyến
- Khảo sát cho thiết kế và lập kế hoạch xây dựng
- Khảo sát trong giai đoạn thi công
- Đôi khi có giai đoạn khảo sát sau khi xây dựng hầm.

Bảng 2. 1. Trình tự điều tra khảo sát hầm xuyên núi

Trình tự khảo sát và thi công	Vạch tuyến	Khảo sát thiết kế và thi công	Khảo sát trong quá trình thi công	Khảo sát sau thi công
Mục tiêu cơ bản	Thu thập các dữ liệu cần thiết để chọn một hướng tuyến thích hợp nhất từ các điều kiện địa chất/địa lý, và các điều kiện môi trường khác.	Thu thập các dữ liệu cơ bản cần thiết cho thiết kế ban đầu, lập kế hoạch thi công, dự toán v.v..	Phỏng đoán và kiểm tra những vấn đề nảy sinh trong quá trình thi công, thay đổi thiết kế, quản lý thi công, thu thập số liệu đền bù cần thiết trong tương lai.	Kiểm tra các vấn đề phát sinh trong thi công và sau thi công. Thu thập số liệu đền bù và các phương pháp chống hư hỏng.
Nội dung	Khảo sát tổng quát	Khảo sát địa chất chi tiết, khảo sát với xem xét ảnh hưởng môi trường, khảo sát trang thiết bị cần thiết cho thi công.	Đo đạc trong hầm chủ yếu là quan trắc đất đá, hành vi của chống đỡ. Khảo sát và đo đạc ở khu vực xung quanh hầm và môi trường chủ yếu để đánh giá ảnh hưởng của thi công và các biện pháp giải quyết.	Khảo sát và đo đạc khu vực xung quanh hầm và môi trường chủ yếu để đánh giá tác động của thi công và các biện pháp giải quyết.
Vùng khảo sát	Vùng khảo sát bao gồm tất cả các tuyến đề xuất	Hầm và khu vực xung quanh hầm, bao gồm hiện trường có thể liên quan.	Hầm và khu vực thi công mà biết trước bị chịu ảnh hưởng của thi công.	Khu vực chịu ảnh hưởng của thi công xung quanh hiện trường có sự cố.

Để nghiên cứu đầy đủ khối địa tầng, khảo sát địa chất công trình cần giải quyết các nội dung chính nhưng không giới hạn tùy thuộc vào yêu cầu kỹ thuật đối với công trình cụ thể sau:

- 1- Xác định ổn định của khối địa tầng mà hầm đi qua;
- 2- Phân tích các tính chất cơ lý của đất đá trong vùng lân cận xung quanh đường hầm (LCXQKH).
- 3- Đặc điểm nước ngầm trong khu vực xây dựng hầm;
- 4- Đặc điểm của khí ngầm (hơi);
- 5- Xác định t^0 trong hầm.
- 6- Đặc điểm của áp lực địa tầng vv.

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 tỷ mỉ và chính xác về độ sâu, thể nằm, chiều dày và tính chất của các lớp địa tầng.

Trong xây dựng hầm thường áp dụng các phương pháp nghiên cứu địa chất sau đây (Bảng 2.2.):

Hố đào : Một trong những phương pháp cổ điển và đơn giản, nó có ưu điểm là thấy được trực tiếp loại đá đào qua, thể nằm, nhược điểm chính là chiều sâu hố đào hạn chế (vài chục mét) do đó thường chỉ bao quát được lớp đất đá nằm bên trên.

Giếng đào là bước phát triển tiếp theo của phương pháp hố đào, nó có chiều sâu lớn, có thể đến hàng trăm mét. Phương pháp này cho các số liệu tin cậy và cụ thể, song nó đòi hỏi nhiều thời gian và chi phí khá đắt.

Hang khảo sát, thường áp dụng khi hầm đặt trên sườn núi, hang đôi khi đặt dọc theo tuyến hầm làm hang dẫn sau này, nó cho số liệu cụ thể, tin cậy nhưng đòi hỏi thời gian và tốn kém.

Khoan : dùng máy, là phương pháp phổ biến, nhanh và kinh tế và có thể thực hiện ở chiều sâu lớn, đường kính lỗ khoan không nhỏ hơn 7,5cm. Thường có các loại đường kính sau đây :

- + Khi chiều sâu từ 100 - 150m d = 10-15cm
- + Khi chiều sâu từ 150 - 200m d = 20-25cm
- + Khi chiều sâu từ 200 - 400m d = 25-30cm

Dù kết quả khảo sát bằng khoan kém chính xác hơn so với hang hay giếng song cũng gần với thực tế.

Ngoài ra còn sử dụng các phương pháp khác nữa như địa vật lý, siêu âm, phương pháp chấn động vv. Khi công trình ở sâu > 600m phương pháp duy nhất hiện là địa vật lý; Các chi tiết về các phương pháp khảo sát xem bảng 2.3 dưới đây.

Bảng 2. 2. PP Nghiên cứu địa chất công trình tùy thuộc chiều sâu

Chiều sâu đặt hầm	PP Nghiên cứu địa chất công trình
Hầm đặt nông < 75m	Đào hố, giếng, hang, khoan thăm dò
Hầm đặt sâu trung bình 75-300m	Đào giếng, hang, khoan thăm dò, địa vật lý;
Hầm đặt sâu 300-600m	Đào hang, khoan thăm dò, địa vật lý;
Hầm đặt sâu > 600m	Đào hang, địa vật lý;

Chú ý rằng với đoạn đầu hầm (gần cửa) có chiều sâu không lớn, áp dụng các phương pháp khảo sát cho hầm đặt nông;

Khối lượng khảo sát, số lượng hang, lỗ khoan tùy thuộc vào chiều dài hầm;

Khả năng đưa các trang thiết bị để khảo sát (đào hang, khoan...) tùy thuộc vào điều kiện địa chất của khu vực.

Nhiều vấn đề khác cần bổ xung thêm tùy thuộc vào chức năng của đường hầm (thủy lợi, giao thông v.v...)

Mỗi giai đoạn thiết kế đòi hỏi mức độ chính xác và chi tiết của các số liệu khảo sát địa chất công trình ở mức độ khác nhau. Ví dụ thiết kế sơ bộ ở mức độ 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 có mặt cắt địa chất dọc, ngang nơi hầm cắt qua cần đủ số liệu để tính toán giá thành công trình, thiết kế kỹ thuật ở mức độ chi tiết hơn.

Tiến hành khảo sát bằng phương pháp phù hợp với điều kiện khu vực cho phép đưa ra các tóm tắt về các vấn đề địa chất để tham khảo khi chọn tuyến đường hầm. Các kết quả khảo sát sơ bộ là những dữ liệu quan trọng để lập kế hoạch khảo sát chi tiết tiếp theo và thường được thực hiện cùng với các tài liệu khảo sát, phân tích ảnh hàng không, khảo sát bề mặt.

Tiêu chuẩn thiết kế hầm xuyên núi của Nhật bản khuyến cáo như sau (điều 11) về các vấn đề địa chất:

- (1) Cấu tạo địa chất tổng thể, sự phân bố và các đặc điểm của địa chất dọc tuyến hầm.
- (2) Phân loại đất đá và đánh giá đất đá dựa trên kết quả khảo sát.
- (3) Địa hình và địa chất tại vị trí cửa hầm, các tài liệu tham khảo cơ bản về các vấn đề có thể xảy ra và biện pháp xử lý.
- (4) Đánh giá sự ổn định của gương, thiết kế hệ thống chống đỡ, chọn các phương pháp phụ trợ.
- (5) Sự phân bố và các đặc điểm của những điều kiện địa chất đặc biệt, dự báo những vấn đề và hiện tượng, các tài liệu tham khảo cơ bản về các biện pháp xử lý.

Bảng 2. 3. Các nội dung chi tiết của các phương pháp khảo sát.

Phương pháp	Các hạng mục khảo sát	Các cách sử dụng kết quả để lập kế hoạch và thiết kế	Các khó khăn khi khảo sát
Nghiên cứu tài liệu	1. Điều kiện địa lý, địa chất thủy văn của vùng định xây dựng 2. Lịch sử các thảm họa đã xảy ra và phác thảo khả năng xây dựng.	1. Các vấn đề và vùng địa chất phức tạp được định rõ ở giai đoạn chọn tuyến. 2. Đưa ra các vấn đề cần làm rõ lúc khảo sát bề	1. Các dữ liệu có thể không sẵn có phụ thuộc vào từng khu vực 2. Các bản đồ thường không đủ chính xác

Phương pháp	Các hạng mục khảo sát		Các cách sử dụng kết quả để lập kế hoạch và thiết kế	Các khó khăn khi khảo sát
			mặt hay khảo sát chi tiết sau này.	3. Thông tin trên các bản đồ thường không liên quan đến mục đích nghiên cứu.
Phân tích chụp ảnh trên không	1. Đất đá không ổn định xung quanh khu vực cửa hầm. 2. Cấu trúc địa chất, đặc biệt ở đường biên của đứt gãy. 3. Địa chất ở bề mặt trước khi có sự thay đổi nhân tạo.			– Đảm bảo được chính xác tiêu chuẩn nhưng phải kiểm tra lần nữa bằng khảo sát trên mặt đất.
Khảo sát địa chất bề mặt	1. Sự phân bố, các đặc điểm và sự ổn định địa chất bề mặt 1. Sự phân bố và các đặc điểm đất nền 3. Sự phân bố và kiểu cấu trúc địa chất.		1. Lập bản đồ địa chất cắt ngang và cắt dọc và kiểm tra sự phân bố xung quanh và đặc điểm của đất đá xung quanh tuyến. 2. Đánh giá chất lượng an toàn và khả năng xây dựng ngoại vi tuyến hầm.	1. Bản đồ địa chất chỉ là một cách thể hiện các kết quả khảo sát, cần kiểm tra trong giai đoạn khảo sát sau này. 2. Bị ảnh hưởng rất lớn bởi độ chính xác của bản đồ địa lý.
Thăm dò địa vật lý	Thăm dò địa chấn	1. Vận tốc sóng đàn hồi của đất đá 2. Vị trí, quy mô và vận tốc của đới có vận tốc chậm	1. Để biết rõ bề dày và các đặc điểm các lớp trầm tích không cố kết, lớp phong hóa 2. Để biết rõ điều kiện khối đá ở cao trình đào 3. Để biết rõ vị trí, quy mô, điều kiện và tính liên tục của đứt gãy, đới nứt nẻ và lớp đất 4. Nghiên cứu phân loại đất	1. Khi khu vực có vận tốc chậm là hẹp thì sẽ giảm độ chính xác của phân tích 2. Đánh giá phân bố địa chất, mức độ phong hóa và phát triển của nứt nẻ phải kết hợp với các khảo sát khác và phải đánh giá tổng hợp

Phương pháp		Các hạng mục khảo sát	Các cách sử dụng kết quả để lập kế hoạch và thiết kế	Các khó khăn khi khảo sát
		Sức bền đặc trưng của đất đá và phân bố mặt cắt ngang của chúng	- Để biết rõ bề dày sườn tích và lớp phong hóa - Để biết rõ cấu trúc địa chất và các đặc điểm từ sức bền đặc trưng - Phát hiện dải mỏng của đất mềm - Để biết rõ các tính chất và quy mô của đứt gãy - Nghiên cứu phân bố và các tính chất của nước ngầm và tầng ngậm nước.	- Các tính chất địa chất và địa lý ở hiện tượng ảnh hưởng rất lớn đến độ chính xác của khảo sát - Kết quả không trực tiếp quan hệ đối với độ bền cơ học của đất đá.
	Thăm dò điện			
	Khoan khảo sát	- Sự phân tầng và phân bố của đất đá. - Vị trí, phạm vi, các tính chất, tính liên tục, đứt gãy, đới nứt nẻ, lớp mềm yếu - Loại đá, mức độ phong hóa và biến đổi, các tính chất nứt nẻ và khe nứt - Tình trạng nước ngầm, áp suất và lưu lượng dòng chảy	- Trực tiếp khảo sát địa chất để kiểm tra chi tiết phân bố và các tính chất của đất đá. - Nghiên cứu phân loại đất đá, các phương pháp đào, chống đỡ và bê tông vỏ hầm, lượng thuốc nổ sử dụng.	– Đây là khảo sát chính xác và cần kết hợp với trắc địa trên mặt đất, khảo sát địa vật lý
	Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn	- Kiểm tra xem xét độ ổn định quanh cửa hầm và các vị trí và chiều dày tầng phủ mỏng - Để biết rõ độ sâu của đá và lớp chịu tải	- Tính mềm và chặt - Lấy mẫu và phân loại đất	- Thường không áp dụng cho đá và lớp cuội sỏi - Khi giá trị N lớn hơn 50 thì khó phân biệt chính xác

Phương pháp		Các hạng mục khảo sát	Các cách sử dụng kết quả để lập kế hoạch và thiết kế	Các khó khăn khi khảo sát
Thí nghiệm lỗ khoan	Thí nghiệm tải trọng trong lỗ khoan	Hệ số biến dạng, hệ số đàn hồi....	Phân tích biến dạng đất đá.	1. Chọn lựa máy móc thí nghiệm hợp lý đối với các điều kiện địa chất và đường kính lỗ khoan là cần thiết 2. Lựa chọn vị trí bao gồm các trạng thái địa chất đặc trưng bằng đánh giá lõi khoan là cần thiết.
	Thí nghiệm thấm	- Các tính chất thủy văn của đất	1. Đánh giá và dự đoán dòng chảy bất thường và ổn định của tầng ngậm nước. 2. Đánh giá ổn định gương đào trong đất không cố kết.	1. Giá trị đo được được đánh giá thô do vậy cần diễn giải chú thích. 2. Chọn thí nghiệm hợp lý là cần thiết cho từng điều kiện đất đá.
	Thí nghiệm vận tốc carota	- Sự phân bố vận tốc đàn hồi thẳng đứng của đất đá	1. Gián tiếp ước tính phân loại đất đá, mức độ phong hóa, biến đổi, phát triển của nứt nẻ 2. Để biết rõ lớp có vận tốc thấp	1. Đôi khi không đo được khi không có nước ngầm 2. Đôi khi lớp có vận tốc thấp không đo được dưới mực nước ngầm
	Thí nghiệm	- Độ bền đặc trưng biến kiến của các thành tường lỗ khoan	1. Để biết rõ phân bố địa chất bằng độ bền đặc trưng 2. Đánh giá điều kiện nước ngầm ở tầng ngậm nước	1. Khả năng bị hạn chế ở dưới mực nước ngầm 2. Không đo được trong ống vách
	Lỗ khoan TV	1. Điều kiện địa tầng Phạm vi, các tính chất, đường phương, góc dốc của đứt gãy và các nứt nẻ 2. Điều kiện nước ngầm	1. Thăm tra ổn định gương hầm bằng điều kiện của các nứt nẻ và đường phương/góc dốc củ chúng 2. Nghiên cứu điều kiện dòng chảy của khu vực.	- Kết thúc và dọn kỹ lỗ khoan là cần thiết

Phương pháp	Các hạng mục khảo sát	Các cách sử dụng kết quả để lập kế hoạch và thiết kế	Các khó khăn khi khảo sát
Thí nghiệm trong phòng	1. Các đặc tính cơ– lý của đá tạo thành: khối lượng riêng, vận tốc sóng đàn hồi, độ bền nén.. 2. Các đặc tính khoáng vật của đá tạo thành: thành phần khoáng vật, tính vụn, hàm lượng sét,... 3. Các đặc tính cơ – lý của đất: thành phần hạt, độ ẩm, độ sệt..	1. Để biết rõ mức độ phá hỏng của đá do nứt nẻ 2. Để biết rõ các đặc tính cơ học của đá. 3. Đánh giá và dự đoán đất bị ép vất 4. Đánh giá ổn định của các trầm tích không cố kết 5. Đánh giá ổn định tự đứng vững ở gương hầm của đất không cố kết.	1. Khi mẫu không có vết nứt thì giá trị không thể huệu đặc trưng đại diện của đất đá. 2. Kết quả thí nghiệm thay đổi lớn đo độ ẩm của mẫu đá mềm. 3. Thí nghiệm cơ học có xu hướng bị ảnh hưởng lớn do xáo trộn mẫu khi lấy mẫu.

2.2. Các tính chất cơ lý của đất đá với bài toán thiết kế công trình ngầm

a). Đá

Đá là tổ hợp có quy luật của các loại khoáng vật, có thể là một thể địa chất có lịch sử hình thành riêng biệt. Các loại đá được phân loại theo thành phần khoáng vật, nguồn gốc thành tạo. Theo nguồn gốc thành tạo có thể phân ra: macma, đá trầm tích và đá biến chất.

Đá macma (magma) được hình thành từ kết quả nguội lạnh, đông cứng của dung dịch silicat nóng chảy (dung dịch macma) và được chia (theo nguồn gốc thành tạo) làm hai loại macma chính: macma xâm nhập và macma phun trào – macma phun xuất.

Đá macma xâm nhập được thành tạo khi dung dịch macma nguội đi và các tinh thể khoáng vật kết tinh chậm bên trong vỏ Trái Đất. Các tinh thể kết tinh rõ ràng, các đá loại này thường có cấu tạo đặc sít.

Đá macma phun xuất được thành tạo khi dung dịch macma phun trào lên trên bề mặt đất; có sự giải phóng các chất khí có trong dung dịch macma một cách mãnh liệt, các đá macma phun xuất thường có cấu tạo rỗng xốp.

Đá trầm tích được tạo ra từ sự lắng đọng của các mảnh vụn hoặc các chất hữu cơ, hay các chất kết tủa hóa học (các chất còn lại sau quá trình bay hơi), được nối tiếp bằng sự kết đặc của các chất cụ thể và quá trình xi măng hóa. Quá trình xi măng hóa có thể diễn ra tại hoặc gần bề mặt Trái đất, đặc biệt là đối với các loại trầm tích giàu cacbonat.

Đá biến chất được tạo ra từ sự thay đổi của bất kỳ loại đá nào (bao gồm cả đá biến chất đã hình thành trước đó) đối với các điều kiện thay đổi của môi trường như nhiệt độ và áp suất so với các điều kiện nguyên thủy mà các loại đá đó được hình thành. Các điều kiện nhiệt độ và áp suất này luôn luôn cao hơn so với các chỉ số của chúng ở bề mặt Trái Đất, và phải đủ cao để có thể thay đổi các khoáng chất nguyên thủy thành các dạng khoáng chất khác hoặc thành các dạng khác của cùng một khoáng chất (ví dụ bằng sự tái kết tinh).

Khoáng vật $\Rightarrow$ xuất hiện dưới dạng tinh thể trong tự nhiên, các chất rắn vô cơ kết tinh, có thành phần hóa học cố định hoặc thay đổi với một số giới hạn cố định. Khoáng vật thành tạo đá phải là một cấu trúc rắn và kết tinh.

Sự khác biệt giữa đá và khoáng vật:

+ Khoáng vật: Tồn tại tự nhiên là chất rắn vô cơ với thành phần hóa học xác định và cấu trúc tinh thể cụ thể

+ Đá: tổng hợp của một hoặc nhiều khoáng vật. Một số đá chỉ gồm một khoáng vật (ví dụ như đá vôi với canxit), trong khi một số khác chứa nhiều khoáng vật.

Các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu đá bao gồm: Cường độ, cấu trúc, màu sắc, cấu tạo, thành phần hạt, tên đá và các thông số biến dạng của đá.

Đặc tính của khối đá được đánh giá dựa trên 3 yếu tố sau:

- + Mức độ phong hóa của khối đá
- + Tính không liên tục của khối đá
- + Trạng thái nứt nẻ của khối đá

b). Đất

Đất là một sản phẩm đặc biệt được hình thành do sự tác động của khí quyển, thủy quyển, sinh quyển, năng lượng bức xạ mặt trời lên bề mặt thạch quyển (vỏ Trái Đất); được hình thành do các quá trình phong hóa đá gốc, phân hủy xác động thực vật và sự bồi lắng của các mảnh vụn, hoặc quá trình trầm tích.

Bảng 2. 4. Các đặc trưng cơ lý cơ bản của đất và đá

Đất	Đá
- Mật độ đất ở điều kiện khô và ướt - Hàm lượng nước - Phân bố cỡ hạt - Thể tích lỗ rỗng/độ chặt của đất - Độ mài mòn (hình dạng hạt và độ cứng) - Giới hạn Atterberg (khi có thành phần sét) - Phân tích thành phần khoáng vật – tại những khu vực liên quan - Độ dính - Tính thấm - Góc ma sát trong - Độ bền cắt của đất ở điều kiện không thoát nước - Tính có ngót và trương nở	- Mật độ đá - Thạch học - Độ mài mòn, hàm lượng hạt quartz (thạch anh) - Phân tích khoáng vật học - Mô đun đàn hồi và hệ số poisson - Độ dính - Tính thấm - Góc ma sát trong - Độ bền nén một trục - Độ bền kéo - Độ bền nén ba trục - Tính trương nở/ép vát - Tính phân phiến/phân lớp - Nứt nẻ - Khả năng ổn định

2.3. Phân loại đất đá trong xây dựng công trình ngầm

Trong xây dựng công trình vai trò của khối đá theo khía cạnh tương tác với công trình có thể tạm chia thành 2 nhóm:

Nhóm thứ nhất – khối đá làm nền, móng công trình: các công trình đường, cầu, bến cảng, sân bay khi đó khối đá đóng vai trò như nền móng của công trình. Công trình có thể đặt trực tiếp lên nền đá trong trường hợp móng nông và cũng có thể đặt gián tiếp lên nền đá trong trường hợp móng cọc và mũi cọc đặt vào khối đá.

Nhóm thứ hai – khối đá là môi trường xung quanh cho công trình: các công trình như mái dốc, hầm/công trình ngầm. Khối đá đóng vai trò như một bộ phận cấu thành công trình (mái dốc taluy của đường) hoặc đóng vai trò như môi trường xung quanh công trình (hầm đường bộ, đường sắt).

Mục đích của phân loại khối đá:

- + Chỉ ra đầy đủ các thông số tác động tới đặc trưng phản ứng của khối đá.
- + Phân chia mỗi hệ tầng khối đá thành các loại đá với tính chất khác nhau
- + Cung cấp các cơ sở để hiểu rõ đặc điểm của mỗi loại khối đá khác nhau
- + Đưa ra các chỉ dẫn chống giữ cho các công trình ngầm trong mỏ và các công trình ngầm dân dụng khác
- + Tạo một cơ sở thống nhất để các kỹ sư và các nhà địa chất cùng làm việc (trên cơ sở các phân loại khối đá đã có)
- + Làm cơ sở để thiết kế công trình ngầm theo phương pháp phân loại khối đá – hay còn gọi là phương pháp kinh nghiệm sẽ được đề cập chi tiết trong chương 5.

Ưu điểm của phân loại khối đá:

- Cải thiện công tác điều tra khảo sát do giảm bớt yêu cầu các dữ liệu đầu vào cần thiết (chỉ chú ý tới các thông số kỹ thuật phục vụ cho công trình)
- Cung cấp những thông tin có chất lượng cho mục đích thiết kế.
- Góp phần đưa ra những ý kiến kỹ thuật chính xác và tạo sự hợp tác có hiệu quả giữa các bên trong một dự án.

Về cơ bản, các thông số sau được xem là những thông số quan trọng nhất đối với hệ thống phân loại khối đá:

- + Độ bền của đá, nó thường lớn hơn độ bền của khối đá. Do tính chất quan trọng của ứng suất nén trong các lĩnh vực kỹ thuật liên quan tới khối đá, nên độ bền nén đơn trục là một thông số rất phổ biến.
- + Chỉ số RQD, là một chỉ số mang tính số lượng thường được sử dụng rộng rãi trong địa kỹ thuật khối đá, nó đưa ra được sự so sánh về đặc tính phản ứng của khối đá trong những điều kiện địa chất khác nhau.
- + Các thông số địa chất được thu thập trong quá trình điều tra khảo sát địa chất như là khoảng cách giữa các khe nứt, hướng khe nứt, điều kiện khe nứt (độ nhám bề mặt, chiều dài khe nứt, độ mở khe nứt, tính phong hoá thành khe nứt, chất lấp nhét).
- + Điều kiện nước ngầm.
- + Trường ứng suất nguyên sinh
- + Các đứt gãy hoặc nếp uốn lớn.

Bảng 2. 5. Các hệ thống phân loại đá điển hình

Tên hệ thống phân loại	Tác giả, năm đề xuất, nước	Phạm vi áp dụng chính
Hệ thống phân loại đất đá của Protodjakonov	Protodjakonov, 1926, Liên xô cũ	Xây dựng hầm và mỏ
Hệ thống phân loại tải trọng khối đá của Terzaghi.	Terzaghi, 1946, Mỹ.	Hầm được chống bằng khung thép.
Thời gian ổn định không chống của Lauffer	Lauffer, 1958, Úc	Biện pháp chống giữ để thi công hầm
Phương pháp đào hầm mới của Áo (NATM)	Rabcewicz, Muller và Pacher, 1958–64, Áo.	Thiết kế và thi công trong dựa trên điều kiện ứng suất – biến dạng cho phép của nền
Hệ thống phân loại thống nhất của đất và đá	Deer et al., 1969, Mỹ.	Đánh giá đất, đá dựa trên những thành phần từ nhỏ đến lớn

Chỉ số chất lượng khối đá (RQD)	Deer et al., 1967, Mỹ.	Cơ sở để nhận diện lỗi đá; dùng những hệ thống phân loại khác nhau.
Phân loại theo chỉ số của khối đá (RMR)	Bieniawski, 1973 – 1989, Mỹ. Unal và Ozkan 1990	Ứng dụng rộng rãi trong các công trình: hầm, khai thác mỏ, ổn định mái dốc, nền móng công trình.
Hệ thống phân loại chất lượng khối đá Q	Barton et al, ...1974 (2002), Nauiy.	Thiết kế khung chống trong khai đào công trình ngầm (Hầm, mỏ, nền móng công trình)
Phân loại dựa trên thông số địa kỹ thuật	ISRM, 1981, Quốc tế.	Phổ biến chung
Hệ thống phân loại chỉ số đá khối (RMi)	Palmstrom, 1995, Thụy Điển.	Công trình hầm
Chỉ số cường độ địa chất (GSI)	Hoek và Brown, 1997, Canada	Thiết kế khung chống trong khi đào công trình ngầm.

2.3.1. Các phương pháp đánh giá theo tải trọng khối đá

Nguyên tắc chung của nhóm phân loại theo tải trọng khối đá là xác định vùng phá hủy của khối đá ở nóc hầm do trọng lượng của nó gây sập lở hầm. Trong đó phương pháp của Protodjakonov và Terzaghi là hai phương pháp phân loại phổ biến nhất.

Phương pháp phân loại của Protodjakonov được sử dụng rộng rãi ở các nước Liên Xô (cũ), và các nước thuộc khối XHCN (cũ).

Còn phân loại của Terzaghi phổ biến ở Bắc Mỹ và các nước Tây Âu, Nhật Bản.

2.3.1.1. Phân loại đất đá theo Protodjakonov

Protodjakonov [1] đưa ra phương pháp phân loại của mình năm 1926, dùng tính toán cho môi trường rời, có ma sát trong, có hoặc không có lực liên kết. Ông đưa ra công thức xác định vòm phá hủy của khối đá trên nóc hầm với việc sử dụng hệ phân cấp vật liệu đá theo hệ số bền vững (hoặc hệ số kiên cố) " f_{kp} ".

Hệ số kiên cố (f_{kp}) là một chỉ tiêu cơ bản, tổng hợp các đặc trưng cơ học của đá và không xác định trực tiếp được bằng thực nghiệm. Đá được chia làm 10 cấp, có trị số f_{kp} thay đổi từ 0,3 đến 20 (Bảng 2.6).

$$f_{kp} = tg\phi + \frac{C}{\sigma} \quad (2.1)$$

Trong đó: ϕ – góc ma sát trong của đất đá; C – lực dính kết; σ – ứng suất nén trên đơn vị diện tích. Với đất đá rời ($C=0$) thì $f_{kp} = tg\phi$; trong đất đá cứng lực dính kết thực C được thay bằng lực dính phân tử. Trong trường hợp này Protodjakonov đề nghị xác định hệ số độ cứng của đất đá theo độ bền nén khi ép vỡ R (kg/cm²) theo công thức:

$$f_{kp} = \frac{R}{100} \quad (2.2)$$

Bảng 2. 6. Hệ số kiên cố f_{kp} của đất đá theo M. M. Protodjakonov

Cấp đất đá	Mức độ bền chắc của đất đá	Tên đất đá	Hệ số độ cứng (f_c)	Dung trọng γ (t/m ³)	Góc nội ma sát ϕ (độ)

I	Chắc nhất	Quartzit, bazan tươi mới, chặt sít	20	2,8 – 3,0	87 ⁰
II	Rất chắc	Granit rắn chắc, Porfia thạch anh, phiến sillit, cát kết	15	2,6 – 2,7	75 ⁰
III	Chắc	Granit chắc, cát kết và đá vôi chắc, cuội kết chắc, ...	10	2,5 – 2,6	82 ⁰ 30
IIIa	Chắc	Granit không chắc, đá vôi, cát kết, đá hoa, đolômit	8	2,5	80 ⁰
IV	Khá chắc	Cát kết thường, quặng sắt...	6	2,4 – 2,8	75 ⁰
IVa	Khá chắc	Phiến thạch chứa cát	5	2,5	72 ⁰ 30
V	Chắc vừa	Phiến sét, cát kết đá vôi không chắc, cuội kết mềm...	4	2,3 – 2,8	70 ⁰
Va	Chắc vừa	Đá phiến không chắc, đá macrô chặt...	3	2,5	70 ⁰
VI	Khá mềm	Phiến sét mềm, đá phan, muối mỏ, thạch cao	2	2,4	65 ⁰
VIa	Khá mềm	Đá phiến nứt nẻ, than đá nguyên chất...	1,5	1,8 – 2,0	60 ⁰
VII	Mềm vừa	Đất sét chặt sít, than đá mềm	1,0	1,8	45 ⁰
VIIa	Mềm	Cát pha, sét pha, hoàng thổ...	0,8	1,5 – 1,6	35–40 ⁰
VIII	Đất	Đất trồng, than bùn, cát pha nhẹ	0,6	1,5 – 1,8	30 ⁰
IX	Đất rời	Cát, sườn tích, lũ tích, đất đắp...	0,5	1,7	27 ⁰
X	Đất chảy	Đất có thành phần hữu cơ, trạng thái chảy...	0,3	1,4 – 1,5	9 ⁰

2.3.1.2. Phân loại đất đá theo Terzaghi

Phương pháp K. Terzaghi. Terzaghi (1946) [Error! Reference source not found.], [Error! Reference source not found.] là người khởi thảo phương pháp đánh giá giá trị tải trọng của đá để sử dụng cho thiết kế vòm chống thép. Năm 1962, Terzaghi đã bổ sung vào phương pháp phân loại khối đá của mình bằng việc xác định vùng suy yếu trên nóc công trình phụ thuộc vào chiều rộng b và chiều cao h của đường hầm.

Bảng 2. 7. Phân loại cấp đất đá theo Terzaghi

Cấp đất đá	Chiều cao vùng giảm yếu	Phản ứng của đất đá
A – Đá cứng cấu tạo khối	0 – 0,25b	Có thể nổ đá, sập lở nhỏ, không có áp lực bên sườn hầm
B – Đá cứng: + phân lớp ngang + phân lớp đứng	0 – 0,5b 0 – 0,25b	Sập lở nóc, không có áp lực bên sườn hầm

C – Đá cứng, nứt nẻ không đều	0,25 – 0,35 (b+h)	Sập đá nóc, áp lực bên sườn hầm không đáng kể hoặc không có
D – Đá cứng chắc, nứt nẻ; đá cứng và giòn, đứt rời	0,35 – 1,1 (b+h)	Nóc không ổn định, áp lực bên sườn hầm từ nhỏ đến trung bình
E – Đất dính ở gần mặt đất	1,1 – 2,1 (b+h)	Không ổn định, áp lực bên sườn lớn
F – Đất dính ở độ sâu lớn	2,1 – 4,5 (b+h)	Không ổn định, áp lực bên sườn lớn

2.3.2. Các phương pháp đánh giá mức độ ổn định của khối đá

2.3.2.1. Phân loại khối đá theo Deer – Phương pháp RQD

Năm 1963 Deer [**Error! Reference source not found.**], [**Error! Reference source not found.**] đề xuất phương pháp RQD (được gọi là phương pháp chỉ số chất lượng đá – Rock Quality Designation). Từ quan sát và nhận xét cho rằng: Độ dài các lõi đá lấy lên từ lỗ khoan khá phù hợp với độ bền và độ nứt nẻ của khối đá.

Chỉ số chất lượng khối đá (RQD) là chỉ số được xác định dựa trên % tổng chiều dài đoạn thỏi khoan lớn hơn 10 cm trên chiều dài thỏi khoan khảo sát và được xác định theo công thức sau:

$$RQD = \frac{L_p}{L_t} 100\% \quad (2.3)$$

Trong đó:

- L_p : Tổng chiều dài các thỏi khoan có chiều dài không nhỏ hơn 2 lần đường kính lỗ khoan tại đoạn lỗ khoan cần khảo sát.
- L_t : Chiều dài đoạn lỗ khoan cần khảo sát



Hình 2. 1. Minh họa lõi khoan

Dựa vào các quan sát thực nghiệm, Deer sắp xếp các khối đá ra làm 5 loại tương ứng với các giá trị RQD khác nhau và được trình bày trong Bảng 2.8 [Error! Reference source not found.], [Error! Reference source not found.].

Bảng 2. 8. Tương quan giữa RQD và chất lượng đá

RQD	Phân loại chất lượng	Số khe nứt trên 1 m dài (k_{kn})	Tỷ lệ modul biến dạng (kE)	Tỷ số tốc độ
0 ÷ 25	Rất xấu	> 15	—	0.0 ÷ 0.2
25 ÷ 50	Xấu	15 ÷ 8	< 0.2	0.2 ÷ 0.4
50 ÷ 75	Trung bình	8 ÷ 5	0.2 ÷ 0.5	0.4 ÷ 0.6
75 ÷ 90	Tốt	5 ÷ 1	0.5 ÷ 0.8	0.6 ÷ 0.8
90 ÷ 100	Rất tốt	< 1	0.8 ÷ 1.0	0.8 ÷ 1.0

Như vậy RQD thực sự chỉ là một chỉ số phản ánh mức độ nứt nẻ của khối đá, được xác định theo một tuyến khảo sát (trong trường này là lỗ khoan), do đó RQD có thể được xác định theo số liệu đo vẽ ở vách hố đào, vách đường hầm.

$$RQD = 100e^{-d\lambda}(d\lambda + 1) \quad (2.4)$$

e – Lôgarit tự nhiên

d – Chiều dài thời đá quy ước (0.1, 0.2, ...)

λ – Số khe nứt trên một mét chiều dài đo vẽ.

Palmstrom (1982)[Error! Reference source not found.] đã kiến nghị: nếu như không xác định được giá trị RQD từ các lỗ khoan thăm dò hoặc lấy mẫu, có thể tính gián tiếp bằng công thức thực nghiệm (Palmstrom, 1982).

$$RQD = 115 - 3,3J_v \quad (2.5)$$

J_v : là tổng số khe nứt trên một đơn vị thể tích hoặc trên một đơn vị chiều dài.

Công thức (Priest và Hunson–1976):

$$RQD = 100(0,1K_{kn} + 1) \exp(-0,1K_{kn}) \quad (2.6)$$

K_{kn}: là mật độ (hay mô đun) khe nứt = số khe nứt/1m dài đoạn hầm khảo sát (kN/m)

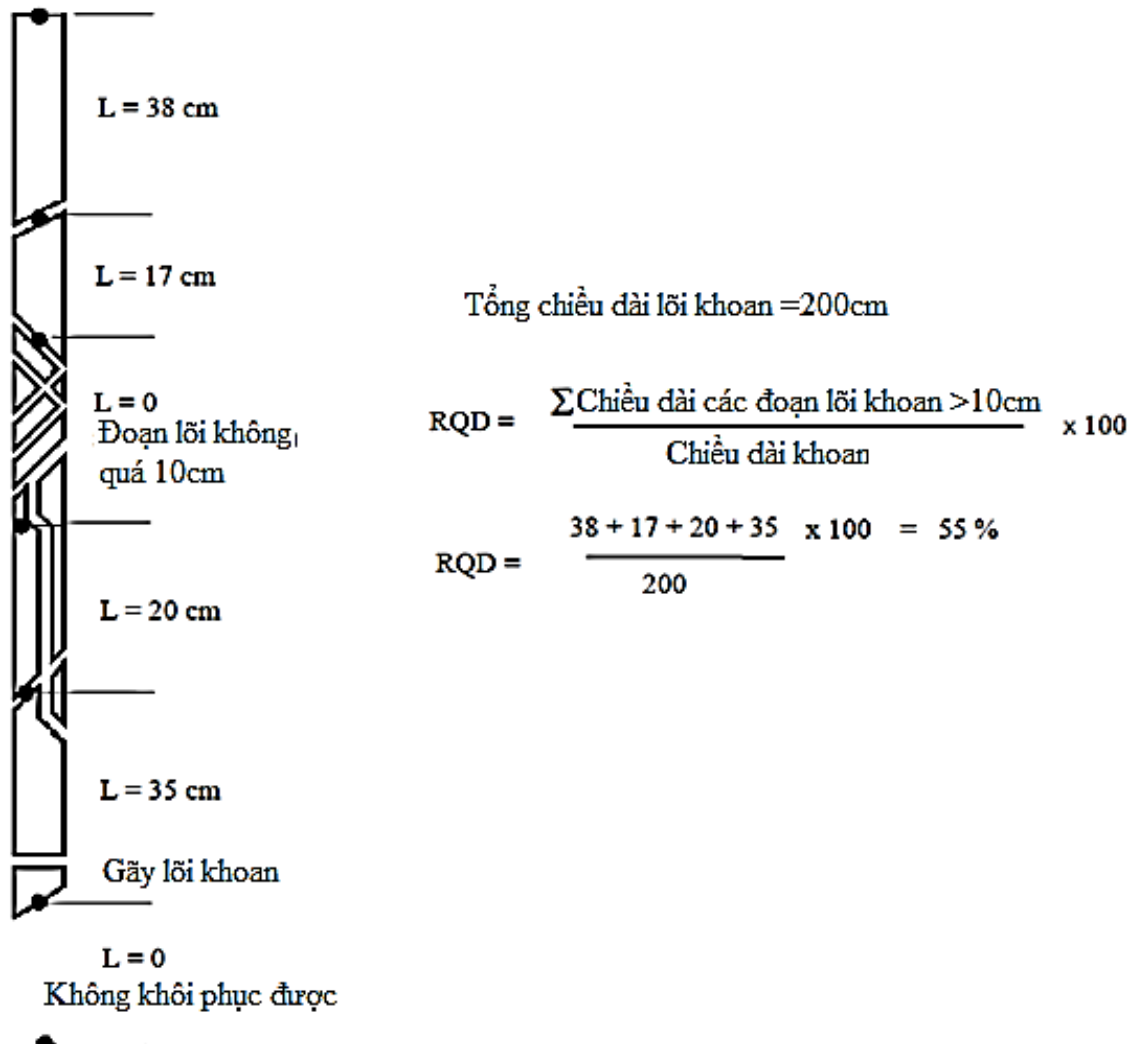
Bằng cách này, từ một số liệu đo vẽ khe nứt của khối đá có thể tính được RQD và đánh giá phân loại được chất lượng khối đá. Điều này gần tương tự với nghiên cứu của Franklin khi tác giả này đề nghị dùng giá trị K_{kn} để phân loại như được nêu ở bảng phân loại khối đá của Deer ở trên, trong bảng này cũng bổ sung thêm kết quả nghiên cứu của Hobbs (1975) và của Onodera (1963) và tương quan giữa chất lượng khối đá với tỷ số mô đun biến dạng của khối đá với mẫu đá (kE), cũng như với tỷ số tốc độ truyền sóng dọc đo tại hiện trường và đo trên mẫu (V_{đk}/V_{đm}).

Nhận xét: Phân loại khối đá của Deer không những là một hệ thống phân loại khối đá độc lập mà nó còn làm cơ sở cho rất nhiều hệ thống phân loại khối đá của các tác giả khác. Theo như sự phân loại của Deer thì chỉ số chất lượng đá RQD có thể được xác định trực tiếp trên lõi khoan hoặc thành hố đào hoặc cũng có thể xác định gián tiếp thông qua mật độ khe nứt hoặc tỷ số tốc độ truyền sóng dọc của mẫu đá và khối đá.

Chỉ số chất lượng RQD không phản ánh hết các đặc điểm của khối đá như phương, hướng cắm của các khe nứt, chất lấp nhét, độ tạo khối, v.v... Xong vì dễ xác định, lại phản ánh sơ bộ được trạng thái của khối đá nên đã được dùng rất phổ biến không những trong phân loại, thiết kế các giải pháp đào chống đỡ hầm, mà còn được dùng như một tham số chủ yếu trong các hệ thống phân loại chi tiết hơn sau này.

Chỉ số chất lượng đá RQD của Deer đã được sử dụng rộng rãi, đặc biệt là ở Bắc Mỹ. Merritt (1972) và Deer (1988) đã liên kết RQD với hệ số tải trọng đá của Terzaghi được dùng trong công trình hầm.

Ví dụ minh họa: Trình tự xác định chỉ số RQD (After Deere, 1989).



Hình 2. 2. Ví dụ xác định RQD

2.3.2.2. Phân loại đất đá theo Bieniawski– phương pháp RMR

Hệ thống phân loại khối đá RMR [**Error! Reference source not found.**] được phát triển đầu tiên bởi Bieniawski năm 1973 và các nhà khoa học, các nhà nghiên cứu công nghiệp ở phía Nam Châu Phi (CSIR), sau đó hệ thống phân loại này tiếp tục được phát triển vào những năm 1976, 1989. Hệ thống phân loại này được áp dụng rộng rãi với mọi công trình: thiết kế đường hầm trong tầng đá mềm và cứng, khai thác mỏ, ổn định mái dốc, nền công trình,... Năm 1989, hệ thống phân loại này đã được phát triển thêm, đưa đến sự phân chia dựa vào đơn vị cấu trúc địa chất ứng với từng loại khối đá. Hệ thống phân loại RMR được dựa trên 6 thông số ảnh hưởng sau:

$$RMR = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6 \quad (2.7)$$

Trong đó:

- + A1: Độ bền nén một trục của đá.
- + A2: Chất lượng lõi đá RQD.
- + A3: Khoảng cách giữa các khe nứt.
- + A4: Trạng thái của các khe nứt.
- + A5: Điều kiện nước ngầm.
- + A6: Hướng của các khe nứt.

Bieniawski [**Error! Reference source not found.**] đã thống kê cách tính các thông số RMR cũng như các nhóm khối đá trên cơ sở Phân loại khối đá theo bảng sau:

Bảng 2. 9. Hệ thống phân loại khối đá của Bieniawski

A. Các thông số và khoảng giá trị phân loại đá									
THÔNG SỐ			KHOẢNG GIÁ TRỊ						
1	Cường độ đá	Chỉ số nén điểm	>10 MPa	4–10 MPa	2–4 MPa	1–2 MPa	Với các giá trị thấp chỉ xét cường độ nén 1 trục		
		Cường độ nén đơn trục	>250 MPa	100–	50–100 MPa	25–50 MPa	5–25MP	1–5MPa	<1MP
	Giá trị – A1		15	12	7	4	2	1	0
2	Chất lượng lõi đá (RQD)		90%–100%	75%–90%	50%–75%	25%–50%	<25%		
	Giá trị – A2		20	17	13	8	3		
	Khoảng cách khe nứt		>2 m	0.6–2.0 m	200–600mm	60–200mm	<60mm		
	Giá trị – A3		20	15	10	8	5		
4	Đặc điểm khe nứt		Bề mặt rất nhám Không đứt đoạn Không nứt nẻ Không phong hóa	Bề mặt nhám nhẹ. Độ mở vết nứt <1mm. Phong hóa	Bề mặt nhám nhẹ Vết nứt >1mm Phong hóa nặng	Bề mặt nhẵn, độ mở vết nứt 1–5 mm Hoặc vết nứt 1– 5mm	Rãnh >5mm Hoặc vết nứt >5mm Liên tục		
	Giá trị – A4		30	25	20	10	0		

	Nước ngầm	Lưu lượng chảy vào 10m	Không có nước chảy	<10	10–25	25–125	>125
		Áp lực nước/ Ứng suất chính lớn	0	<0.1	0.1 – 0.2	0.2 – 0.5	>0.5
		Điều kiện	Hoàn toàn	Ấm ướt	Uớt	Chảy nhỏ	Chảy thành dòng
		Giá trị – A5	15	10	7	4	0

B. Điều chỉnh theo hướng của các khe nứt

6	Hướng nứt và hướng dốc của khe nứt		Rất thuận lợi	Thuận lợi	Tương đối thuận lợi	Không thuận lợi	Rất không thuận lợi
	Giá trị – A6	Hầm và	0	–2	–5	–10	–12
		Nền móng	0	–2	–7	–15	–25
		Mái dốc					–60

C. Phân loại khối đá được xác định từ tổng trị số điểm của các thông số RMR (A =

Điểm số RMR	81 – 100	61 – 80	41 – 60	21 – 40	< 21
Nhóm phân loại	I	II	III	IV	V
Mô tả	Đá rất tốt	Đá tốt	Đá tương đối tốt	Đá xấu	Đá rất xấu

D. Phân loại các nhóm đá chính

Nhóm	I	II	III	IV	V
Khoảng thời gian tự ổn định trung bình (m hầm)	20 năm cho 15m	1 năm cho 10m	1 tuần cho 5 m	1 h cho 2.5m	30 phút cho 1m
Lực dính của khối đá (kPa)	> 400	300 – 400	200 – 300	100 – 200	<100
Góc ma sát trong của khối đá (ϕ)	> 45	35 – 45	25 – 35	15 – 25	<15

E. Phân loại đá theo tình trạng khe nứt

Chiều dài khe nứt	<1m	1–3m	3–10m	10–20m	>20m
Giá trị – A6	6	4	2	1	0
Tính Liên tục (không hở)	Không liên	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1–5 mm	>5 mm
Giá trị – A6	6	5	4	1	0
Độ Gồ ghề	Rất gồ ghề	Gồ ghề	Gồ ghề ít	Phẳng	Nhẵn
Giá trị – A6	6	5	3	1	0
Độ lấp nhét	Không	Lấp nhét cứng 0.1mm	Lấp nhét cứng >5mm	Lấp nhét mềm <5mm	Lấp nhét mềm >5mm
Giá trị – A6	6	4	2	2	0
Độ phong hóa	Không phong	Phong hóa	Phong hóa TB	Phong hóa	Phong hóa hoàn toàn
Giá trị – A6	6	5	3	1	0

F. Ảnh hưởng của đường phương và hướng dốc trong thi công hầm

Đường phương vuông góc với trục của hầm	Đường phương song song với trục của hầm

Góc cắm 45 – 90 ⁰	Góc cắm 20 – 45 ⁰	Góc cắm 45 – 90 ⁰	Góc cắm 20 – 45 ⁰
Rất thuận lợi	Thuận lợi	Rất thuận lợi	Tương đối tốt
Ngược với góc cắm 45 – 90 ⁰	Ngược với góc cắm 20 – 45 ⁰	Góc cắm 0 – 20 ⁰ – Không kể đường phương	
Tương đối tốt	Không thuận lợi	Tương đối tốt	

Hệ thống phân loại đá của Bieniawski đã đề cập đến rất nhiều yếu tố, các đặc điểm của khối đá, chính vì vậy mà sự phân loại khối đá gần với thực tế làm việc của khối đá hơn, làm cơ sở cho việc xác định chỉ tiêu cơ lý của khối đá theo các tiêu chuẩn khác mà điển hình là tiêu chuẩn Hoek – Brown, một tiêu chuẩn được áp dụng rất phổ biến hiện nay. Có thể sử dụng thông số RMR để tính mô đun đàn hồi của khối đá cũng như áp lực khối đá lên công trình ngầm.

Ngoài ra, giá trị RMR còn được sử dụng để xác định giá trị gần đúng của modul biến dạng của khối đá:

$$\text{Với RMR} > 50: E_{\mu} \cong (2 \cdot \text{RMR} - 100) \quad (2.8)$$

$$\text{Với RMR} < 50: E_{\mu} \cong 10^{\left(\frac{\text{RMR}-10}{40}\right)}$$

Hệ thống phân loại RMR được sử dụng rộng rãi trên thế giới bởi các thông số và cách tính toán mang tính tổng quát và được chia thành những trường hợp cụ thể, dễ áp dụng.

Bảng 2. 10. Chỉ dẫn đào và chống theo giá trị RMR cho đường hầm đào trong đá

[theo Bieniawski, 1990]

Loại khối đá	Biện pháp đào	Neo vữa, đường kính 20mm	BTP	Vì thép
Rất tốt, I RMR: 81–100	Đào toàn gương, tiến độ 3.0m	Nói chung không cần chống giữ, nếu cần chỉ sử dụng neo điểm.		
Tốt, II RMR: 61–80	Đào toàn tiết diện, tiến độ 1–1.5m. Chống đỡ hoàn chỉnh cách gương 20m	Neo điểm tại nóc dài 3m, khoảng cách 2.5m kết hợp lưới thép khi cần	BTP dày 50mm tại nóc khi cần	Không
Trung bình, III RMR: 41–60	Đào chia gương (nóc, nền), tiến độ phần gương trên 1.5–3m. Chống đỡ bắt đầu ngay sau mỗi chu kỳ nổ mìn và hoàn chỉnh cách gương 10m	Neo hệ thống dài 4m, khoảng cách 1.5–2m tại nóc và hông, có sử dụng thêm lưới thép tại nóc	BTP dày 50–100mm tại nóc và 30mm tại hông	Không
Đá yếu, IV RMR: 21–40	Chia gương trên và dưới, tiến độ gương trên 1.5–2m. Lắp đặt vỏ chống đồng thời cho 2 phần tại vị trí cách gương	Neo hệ thống dài 4–5m, khoảng cách 1–1.5m tại nóc và hông, kết hợp sử dụng lưới thép	BTP dày 100–150mm tại nóc và 100mm tại hông	Vì chống loại nhẹ hoặc trung bình cách nhau 1.5m tại nơi cần thiết

	10m			
Rất yếu, V RMR ≤ 20	Chia nhiều gương. Tiến độ gương trên 0.5–1.5m. Lắp đặt vỏ chống đồng thời với đào. BTP căng sớm càng tốt ngay sau khi nổ mìn	Neo hệ thống dài 5– 6m, khoảng cách 1– 1.5m tại nóc và hông, kết hợp sử dụng thêm lưới thép. Neo tại phần vòm ngược	BTP dày 150– 200mm tại nóc và hông, 50mm tại gương	Vì chống loại trung bình đến nặng cách nhau 0.75m có sử dụng tấm chèn bằng thép và nếu cần phải sử dụng neo vượt trước. Có vì thép tại vòm ngược

Ví dụ: Hầm được đào trong đá granite phong hóa nhẹ cùng với tập hợp khe nứt chính nghiêng với góc 20° ngược hướng đào hầm. Chỉ số thí nghiệm và lấy mẫu khoan bằng mũi kim cương đưa ra giá trị độ bền nén điểm đặc trưng là 160–180 MPa và RQD trung bình là 90%. Các khe nứt hơi nhám và phong hóa nhẹ với độ mở <1 mm, khoảng cách giữa chúng 400 mm. Điều kiện thi công hầm dự đoán ẩm ướt. Giá trị RMR được xác định như sau:

Bảng 2. 11. Ví dụ xác định giá trị RMR

Các chỉ tiêu đánh giá	Giá trị	Đánh giá ở điều kiện khô	Đánh giá ở điều kiện bão hòa
Độ bền nén đơn trục σ_{ci}	25 MPa	4	4
RQD	70 %	13	13
Khoảng cách khe nứt	0.6-2 m	15	15
Điều kiện khe nứt	1-5 mm	10	10
Nước ngầm	Không có	10	
Hướng khe nứt	Không thuận lợi	0	
RMR	73		

2.3.3.3. Phân loại khối đá của Barton – Phương pháp Q

Phương pháp Q (Quality) do Barton, Lien, Lunde xây dựng năm 1974 cho thiết kế đường ngầm. Giống như Bieniawski làm cho mỏ, sau khi phân tích 200 trường hợp đường hầm Barton và đồng nghiệp đề nghị chọn 6 tham số được cho là cốt lõi nhất để hình thành nên chỉ tiêu chất lượng Q theo quan hệ sau:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SR} \quad (2.9)$$

Trong đó:

RQD – Chỉ số chất lượng đá

J_r – Chỉ số xét tới bề mặt các khe nứt

J_w – Chỉ số xét tới ảnh hưởng của nước ngầm

J_n – Chỉ số xét đến các hệ khe nứt trong đá

J_a – Chỉ số xét đến sự biến đổi của khe nứt

SRF – Chỉ số xét tới sự suy giảm ứng suất

Các chỉ số này dùng để xác định Q, Barton năm 1974 đã đưa ra 3 cặp thừa số với ý nghĩa như sau:

RQD/J_n – Đặc trưng cho cấu trúc của khối đá có kích thước từ 0.5 ÷ 200 cm.

J_r/J_a – Đặc trưng cho độ bền cắt của khối đá.

J_w /SRF – Đặc trưng cho ứng suất hữu hiệu tác dụng vào khối đá.

Bảng 2. 12. Phân loại đất đá theo hệ Q [Error! Reference source not found.]

CHỈ TIÊU CHẤT LƯỢNG ĐÁ (RQD)		
CHẤT LƯỢNG ĐÁ	RQD	GHI CHÚ
Rất xấu	0 – 25	1. Giá trị RQD ≤ 10 (Bao gồm cả giá trị 0). Giá trị 10 sẽ được sử dụng để tính toán. 2. Các giá trị RQD trong khoảng 5% như 100, 95, 90... được sử dụng trong tính toán.
Xấu	25 – 50	
Trung bình	50 – 75	
Tốt	75 – 95	
Cực tốt	90 – 100	
CHỈ SỐ LƯỢNG TẬP HỢP KHE NÚT – J _n		
ĐIỀU KIỆN ĐÁ	J _n	GHI CHÚ
Nguyên khối, không có hoặc ít khe nứt	0.5–1.0	1. Đối chỗ giao cắt: 3xJ _n 2. Đối cửa hầm: 2xJ _n
Một tập hợp khe nứt	2	
Một tập hợp khe nứt và các khe nứt ngẫu nhiên	3	
Hai tập hợp khe nứt	4	
Hai tập hợp khe nứt và 1 khe nứt ngẫu nhiên	6	
Ba tập hợp khe nứt	9	
Ba tập hợp khe nứt và 1 khe nứt ngẫu nhiên	12	
Bốn hay nhiều tập hợp khe nứt và khe nứt ngẫu	15	
Đá bị vỡ vụn, giống như đất.	20	
CHỈ SỐ ĐỘ NHÁM CỦA KHE NÚT – J _r		
ĐIỀU KIỆN ĐÁ	J _r	GHI CHÚ
a. Khi thành khe nứt tiếp xúc với nhau		
b. Khi thành khe nứt tiếp xúc với nhau trước khi bị cắt 10 cm		
A. Các khe nứt gián đoạn	4	1. Cộng thêm 1 nếu khoảng cách trung bình của tập hợp khe nứt có liên quan lớn hơn 3m. 2. J _r =0.5 có thể sử dụng
B. Các khe nứt nhám không quy luật, lượn sóng	3	
C. Các khe nứt trơn và lượn sóng	2	
D. các khe nứt nhẵn và lượn sóng	1.5	
E. các khe nứt nhám hoặc không quy luật, phẳng	1.5	

F.Các khe nứt trơn, phẳng	1.0	khi các khe phẳng, nhẵn có dấu vết xước của sự dịch chuyển, với ĐK các vết đó có tính định hướng.
G.Các khe nứt có mặt trượt phẳng	0.5	
c. Không có sự tiếp xúc thành đá khi cắt		
H.Chiều dày của đới khoáng vật sét đủ để chống lại		
J.Chiều dày của các vật liệu lấp nhét như: cát pha,		
HỆ SỐ BIẾN ĐỔI KHE NÚT – Ja		
ĐIỀU KIỆN ĐÁ	Ja	GÓC MA SÁT
a.Khi thành khe nứt tiếp xúc với nhau		
A.Tiếp xúc chặt, chặt cứng, không mềm, chất lấp nhét không thấm nước	0.75	
B.Các thành khe nứt không biến đổi, bề mặt có sự thay đổi màu sắc	1.0	25°– 35°
C.Thành khe nứt ít biến đổi, khoáng vật lấp nhét là khoáng vật không mềm như các hạt cát, các mảnh đá sét,...	2.0	25°– 30°
D.Phủ khe nứt là bụi hoặc sét cát và các mảnh đá sét nhỏ(không mềm)	3.0	20°– 25°
E.Phủ khe nứt là vật chất mềm, Kaolinit, mica.Ngoài ra clorit, thạch cao, than trì và một lượng nhỏ sét trương nở (Phủ không liên tục, chiều dày ≤1–2mm)	4.0	8°– 16°
b.Thành khe nứt tiếp xúc với nhau khoảng 10 cm trước khi cắt		
F.Trong khe nứt có nhiều hạt cát và sét do đá phân hủy.	4.0	25°– 30°
G.Khe nứt lấp đầy bởi khoáng vật sét không mềm và quá cố kết ở mức độ mạnh (Chiều dày liên tục <5mm)	6.0	16°– 24°
H.Khe nứt lấp đầy bởi khoáng vật sét không mềm và quá cố kết ở mức độ trung bình đến thấp (Chiều dày liên tục <5mm)	8.0	12°–16°
J.Các vật liệu lấp nhét là sét trương nở như Montmoriolit (Chiều dày liên tục <5mm). Giá trị Ja phụ thuộc vào % kích thước hạt sét trương nở và độ dẫn nước.	8–12	6°–12°
c.Thành khe nứt không xảy ra tiếp xúc khi cắt (Khi chuyển dịch)		
K.L.M.Các đới hoặc dải có chứa các sản phẩm phân hủy hoặc các mảnh đá lẫn sét (Đối với sét xem mục G, H, J)	6–8 8–12	6°– 24°
N.Các đới hoặc dải có chứa bụi hoặc các mảnh sét (không mềm)	5	
O. P. R. Các đới hoặc dải có chứa sét dày (Đối với sét xem mục G, H, J)	10–13 12–20	6°– 24°
Giá trị φr : được chọn xấp xỉ theo các chỉ tiêu của khoáng vật và các khoáng vật thứ sinh xuất hiện		
CHỈ SỐ GIẢM BỀN DO NƯỚC TRONG KHE NÚT GÂY NÊN		
MÔ TẢ ĐIỀU KIỆN NƯỚC	Jw	ÁP LỰC XẤP XỈ CỦA NƯỚC (kgf/cm ²)

A.Mặt đào khô hay dòng chảy nhỏ, VD: 5l/m	1.0	<1
B.Dòng chảy trung bình hay thỉnh thoảng áp suất nước đẩy vật liệu lấp nhét từ khe nứt ra ngoài.	0.66	1.0–2.5
C.Dòng chảy lớn hay áp suất cao trong đá cứng từ các khe nứt không có chất lấp nhét.	0.5	2.5–10
D. Dòng chảy lớn hay áp suất cao, đẩy các vật liệu lấp nhét từ khe nứt ra ngoài.	0.33	2.5–10
E.Dòng chảy đặc biệt lớn hay nước có áp sau khi nổ mìn, suy yếu theo thời gian	0.2–0.1	>10
F.Dòng chảy đặc biệt lớn hay nước có áp liên tục không thể nhận thấy sự suy yếu	0.1–0.05	>10

GHI CHÚ:

Các yếu tố C, F là đánh giá sơ bộ. Giá trị J_w tăng lên nếu được tăng cường các biện pháp thoát nước. Không xem xét các vấn đề đặc biệt là nguyên nhân của sự tạo thành băng đá.

CHỈ SỐ XÉT TỚI SỰ SUY GIẢM ỨNG SUẤT (SRF)

MÔ TẢ ĐIỀU KIỆN ĐÁ			SRF	GHI CHÚ
a.Các đới đá yếu giao cắt mặt khai đào, có thể gây nên sự biến dạng của khối đá khi đào hầm.				1.Giảm giá trị SRF đi 25–50% nếu các đới trượt có liên quan chỉ gây ảnh hưởng chứ không giao cắt mặt đào. 2.Đối với ứng suất ở hiện trường lớn không đẳng hướng (nếu đo): $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$, giảm σ_c và σ_t thành $0.8 \sigma_c$; khi $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$, giảm σ_c và σ_t thành $0.6 \sigma_c$ và $0.6 \sigma_t$ (σ_c : độ bền kháng nén nở hông; σ_t : độ bền kéo (nén điểm)); σ_1 và σ_3 : là các ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất. 3.Đối 1 số trường hợp có khoảng cách từ vòm hầm đến bề mặt
A.Sự xuất hiện nhiều lần của các đới đá yếu bao gồm sét hay đá bị phân hủy hóa học, đá xung quanh rất to			10	
B.Các đới đá yếu riêng lẻ bao gồm sét hay đá bị phân hủy hóa học (Độ sâu khai đào $\leq 50m$)			5	
C.Các đới đá yếu riêng lẻ bao gồm sét hay đá bị phân hủy hóa học (Độ sâu khai đào $> 50m$)			2.5	
D.Các đới trượt phức tạp trong đá cứng (sét kết), đá xung quanh bị toi xóp (độ sâu bất kỳ)			7.5	
E.Các đới trượt riêng lẻ trong đá cứng (sét kết) (độ sâu khai đào $\leq 50m$)			5	
F.Các đới trượt riêng lẻ trong đá cứng (sét kết) (độ sâu khai đào $> 50m$)			2.5	
G.Các khe nứt mở rộng, lớn hay có dạng hình khối (độ sâu bất kỳ)			5	
b.Đá cứng có vấn đề về ứng suất	σ_c / σ_1	σ_t / σ_1		3.Đối 1 số trường hợp có khoảng cách từ vòm hầm đến bề mặt
H.Ứng suất thấp, gần bề mặt đất	> 200	13	2.5	
J.Ứng suất trung bình	200–10	13–0.66	1.0	
K.Ứng suất cao, cấu trúc chặt (thường ổn định, có thể không ổn định tường bên)	10 – 5	0.66 – 0.33	0.5–2.0	

L.Đá nổ nhẹ (đá dạng khối)	5 – 2.5	0.33 – 0.16	5 – 10	đất nhỏ hơn chiều rộng hầm. Kiến nghị tăng giá trị SRF từ 2.5 đến 5 cho mỗi trường hợp (xem H)
M.Đá nổ mạnh (đá dạng khối)	< 2.5	<0.16	10 – 20	
c.Đá trương nở, dòng chảy của đá mềm dẻo dưới ảnh hưởng của các ứng suất cao trong đá.				
N. Đá trương nở có ứng suất nhỏ			5 – 10	
O. Đá trương nở có ứng suất lớn			10 – 20	
d.Đá trương nở, tác nhân làm trương nở là do nước				
P.Áp lực trương nở nhỏ			5 – 10	
R. Áp lực trương nở lớn			10 – 20	

Để kết hợp chỉ tiêu chất lượng khối đá Q với lựa chọn yêu cầu chống giữ khi thi công công trình ngầm, Barton đã đề xuất thêm một chỉ tiêu gọi là “Kích cỡ đào tương đương” “Dc” và đưa ra kiến nghị chống đỡ hầm dựa trên chỉ số chất lượng Q và kích thước đào tương đương “Dc” và chỉ số ESR (excavation support ratio) tại hình 2.13 và bảng 2.13

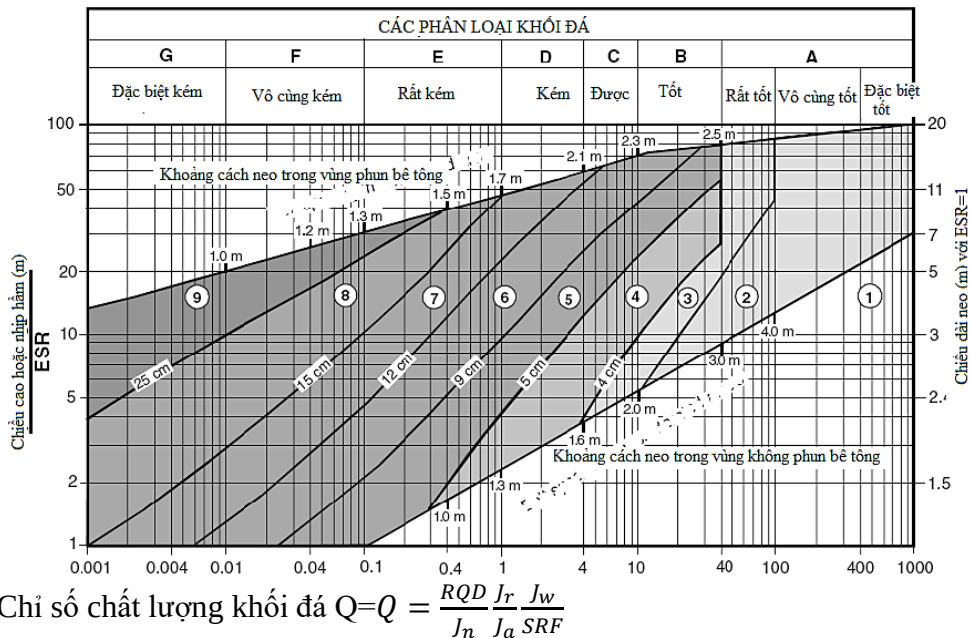
Chỉ số ESR là chỉ số liên quan đến việc mục đích đào hầm và mức độ an toàn, từ đó quyết định đến việc lắp dựng hệ thống chống đỡ để đảm bảo ổn định của khoang hầm.

Bảng 2. 13. Chỉ số ESR theo dạng công trình [**Error! Reference source not found.**]

Loại	Đặc tính chủng loại công trình ngầm	Chỉ số ESR
A	Các công trình tạm thời trong mỏ khai thác lộ thiên	3÷5
B	Các công trình cố định trong mỏ lộ thiên; các đường hầm dẫn nước (đường hầm thủy công) không áp	1.6
C	Các đường hầm giao thông đường bộ có mặt cắt ngang nhỏ; các đường hầm đường sắt; cửa vào của các đường hầm	1.3
D	Các đường hầm giao thông đường bộ và đường sắt có mặt cắt ngang lớn; nhà máy thủy điện	1.0
E	Các nhà máy điện hạt nhân xây dựng ngầm; hệ thống ga đường sắt ngầm; các công trình công cộng, văn hoá, thể thao; nhà máy ngầm	0.8

D_c = Chỉ số chống giữ công trình ngầm ESR (excavation support ratio) /Khẩu độ hoặc chiều cao nhịp hầm.

Từ chỉ số ESR và chiều rộng B của hang đào (khẩu độ hầm) có thể xác định được chiều dài của neo đá $L = \frac{2+0.15B}{ESL}$ [**Error! Reference source not found.**]

**Phân loại gia cố**

① Không cần chống đỡ

② Neo chống đỡ cục bộ

③ Chống đỡ bằng hệ neo

④ Hệ neo+ BTP dày 40 –100mm

⑤ Hệ neo+ BTP sợi thép gia cường dày 40–90mm

⑥ Hệ neo+ BTP sợi thép gia cường dày 90–120mm

⑦ Hệ neo+ BTP sợi thép gia cường dày 120–150mm

⑧ Hệ neo+ BTP sợi thép gia cường >150mm + sườn tăng cường

⑨ Vò BTCT đúc tại chỗ

Hình 2. 3. Biểu đồ phân loại đất đá theo Q-system

Nhận xét:

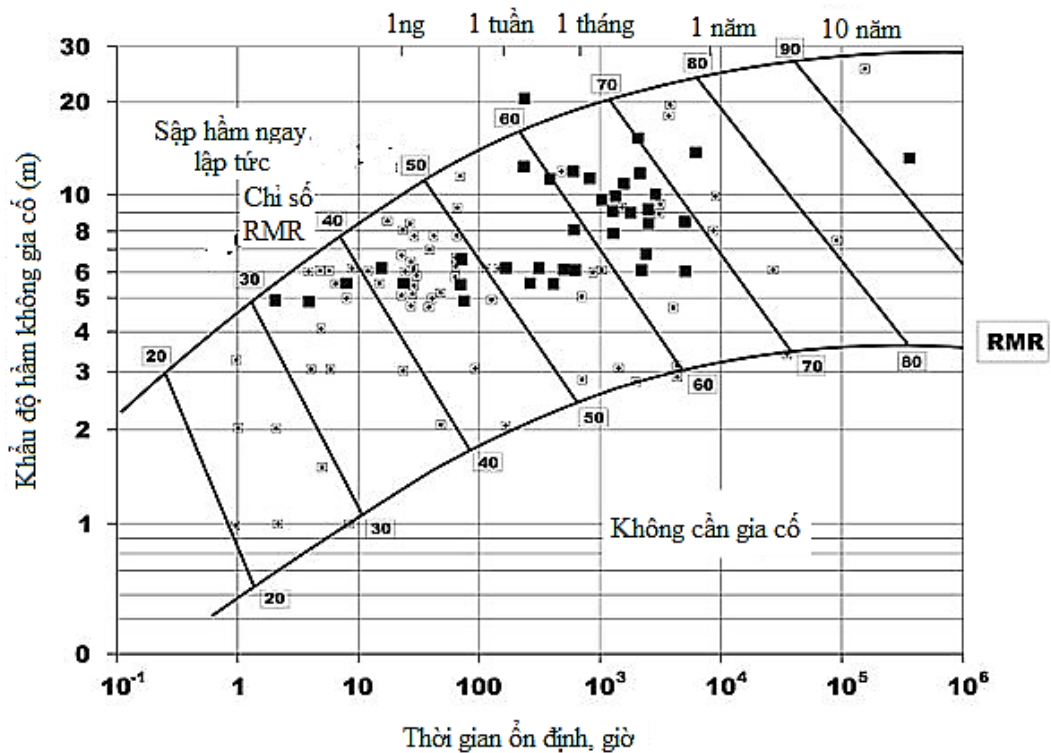
+ Phương pháp phân loại Q: được áp dụng cho việc thiết kế các công trình đường hầm, nó đã đề cập đến rất nhiều các đặc điểm liên quan đến khối đá, nhưng mới chỉ đề cập đến mức độ suy giảm độ bền cơ học mà chưa đề cập tới giá trị của độ bền cơ học của khối đá.

+ Hệ thống phân loại khối đá RMR Bieniawski (1973) và hệ thống phân loại Q của Barton (1974) đã rất thành công trong việc ứng dụng cách phân loại này để xây dựng hàng trăm km các công trình hầm. Cả hai hệ thống phân loại này đều phụ thuộc vào giá trị RQD của hệ thống phân loại của Deer (1964).

2.3.2.3. Phân loại đất đá theo thời gian tự ổn định – phương pháp Lauffer [Error! Reference source not found.], [Error! Reference source not found.]

Phương pháp H. Lauffer. thời gian tự ổn định (*stand-up time*) của khẩu độ hầm đá không có vỏ chống có liên quan với các loại khối đá khác nhau thì khác nhau. Thời gian tồn tại được coi là thời gian đường hầm ổn định không cần vỏ chống, kể từ khi khai đào.

Phân loại nguyên thủy của Lauffer đã được một số tác giả điều chỉnh, nhất là F. Pacher và nnk (1974), và ngày nay tạo thành một phần của NATM. Tư tưởng chính của nó là: nếu tăng khoảng cách không chống đỡ của đường hầm thì thời gian tồn tại ổn định của khối đá sẽ giảm. Lauffer chia khối đá thành 7 loại theo mức độ ổn định từ A đến G trên Hình 2.14, trục tung thể hiện khẩu độ giữa hai vòm chống (*roof span*), trục hoành là thời gian ổn định không cần chống (*stand-up time*). Biểu đồ thể hiện hướng suy giảm ổn định của khối đá theo chiều từ phải sang trái. Các thông số thường gặp trong thi công đường hầm nằm trong vùng kẻ sọc của biểu đồ.



Hình 2. 4. Biểu đồ phân loại khối đá theo thời gian tự ổn định của Lauffer

2.3.2.4. Phân loại đất đá theo RMI – Palmstrom 1995

Palmstrom năm 1995 đưa ra Chỉ số khối đá RMI (Rock Mass Index) dựa trên đặc tính về cường độ của khối đá. Giá trị RMI đưa ra để đánh giá khả năng chống đỡ của khối đá trong các công trình ngầm và các phương pháp xây dựng công trình trong khối đá.

Hệ thống phân loại RMI được xác định dựa trên 2 thông số sau:

$$RMI = \sigma_c J_p \quad (2.10)$$

Trong đó:

σ_c : Cường độ nén 1 trục của đá (MPa)

J_p : Thông số về khe nứt, phụ thuộc vào thể tích của khối đá và đặc tính của khe nứt (độ nhám (gồ ghề), sự biến đổi và kích thước của khe nứt).

Chỉ số khối đá RMI khác so với các hệ thống phân loại khác chủ yếu là đánh giá khối đá dựa trên sự mô tả và chất lượng của chúng được thể hiện bằng chỉ số RMI. Giá trị của Chỉ số này đánh giá tính chất cơ học và đặc tính công trình của khối đá.

Bảng 2. 14. Phân loại của hệ thống RMI

RMI	Cường độ nén 1 trục của khối đá	Giá trị RMI
Cực kỳ thấp	Cực kỳ yếu	<0.001
Rất thấp	Rất yếu	0.001–0.01
Thấp	Yếu	0.01–0.1
Trung bình	Trung bình	0.1–1.0
Cao	Cứng	1.0–10.0
Rất cao	Rất cứng	10–100
Cực kỳ cao	Cực kỳ cứng	>100

2.3.2.5. Chỉ số độ bền địa chất GSI – Tiêu chuẩn phá hủy Hoek Brown.

Hoek (1994, 1995), Hoek và Brown (1997) đã đưa ra hệ thống phân loại mới của khối đá gọi là “Chỉ số độ bền địa chất GSI” (Geological Strength Index, GSI). Hệ thống phân loại GSI có ý nghĩa về mặt thực tiễn hơn hệ thống phân loại Q và RMR khi ứng dụng tiêu chuẩn phá hủy Hoek Brown.

Tiêu chuẩn phá hủy Hoek Brown (HB): là một tiêu chuẩn được lập từ kinh nghiệm cho phép xác định quan hệ tương quan giữa các thành phần ứng suất ở trạng thái giới hạn của khối đá. Mỗi quan hệ này có dạng phi tuyến. Khi dùng tiêu chuẩn phá hoại, khối đá được coi là môi trường liên tục để mô phỏng, tính toán và thiết kế.

Ban đầu tiêu chuẩn phá hủy này dựa trên: “Các kết quả vật liệu đá cứng liên khối có phá hủy giòn của Hoek (1968) kết hợp với mô phỏng của Brown (1970) để áp dụng đối với khối đá có khe nứt trong công trình ngầm. Ban đầu hướng phá hủy của khối đá không được xét tới, mà nó được coi như vật liệu liên tục. Để xác định đường bao độ bền của khối đá nứt nẻ, các tác giả đã dựa vào đường bao độ bền của đá liên khối. Các hệ số này có sự liên hệ với đặc điểm của khối đá: thường thông qua đo đạc, mô tả, nhận dạng và phân loại khối đá.

Theo Hoek –Brown [**Error! Reference source not found.**] thì độ bền khối đá nứt nẻ có thể xác định từ kết hợp kết quả thí nghiệm trong phòng với quan sát mô tả và đo đạc ở hiện trường. Điển hình là sự kết hợp chỉ số đánh giá khối đá RMR của Bieniswsky (1990) với tiêu chuẩn phá hủy Hoek Brown (1988). Tuy nhiên việc kết hợp này không được phù hợp, đặc biệt với đá yếu (RMR <25). Chỉ số GSI được đề xuất sử dụng trong độ bền HB cho việc đánh giá độ bền của khối đá (Hoek, 1995).

Giá trị của $GSI = 0 \div 100$, hệ thống phân loại dùng để phân loại cho các loại đá trong điều kiện ổn định mái dốc, xây dựng các công trình ngầm hoặc nền móng các công trình trên đá. Hệ thống phân loại GSI được phát triển cụ thể hơn trong những năm sau này, GSI được xác định qua mô tả mẫu được thể hiện trong phụ lục số 4 tiếng Anh.

Chỉ số GSI có ưu điểm hơn RMR khi áp dụng vào tiêu chuẩn bền HB ở chỗ:

- + Có điều kiện áp dụng linh hoạt hơn.
- + Chỉ số này được đánh giá dựa trên các quan sát mô tả địa chất nhiều hơn.

Tiêu chuẩn phá hủy được xây dựng dựa trên kinh nghiệm, nên nó liên tục được cập nhật, bản mới nhất có thể kể đến Hoek et al. (2002). Việc tính toán các chỉ tiêu cơ học của khối đá theo tiêu chuẩn HB được dựa trên phần mềm RockLab, trên cơ sở các thông số đầu vào m_i , GSI, D, σ_{ci} được xác định từ thí nghiệm trong phòng và mô tả địa chất chi tiết.

2.3.3. Tương quan các hệ thống phân loại khối đá

Khi xem xét mối quan hệ giữa hai phương pháp phân loại RMR và chỉ số chất lượng Q ở nhiều công trình khác nhau, các nhà địa cơ học nhận thấy rằng hai chỉ tiêu khối đá RMR và Q hoàn toàn không giống nhau.

Vì vậy, khi thiết kế công trình ngầm trong những điều kiện cụ thể, người thiết kế cần phải có những nghiên cứu bổ sung nhằm chính xác hóa phương pháp xác định chỉ tiêu chất lượng của khối đá RMR và Q. Từ hơn 100 trường hợp nghiên cứu, đã chứng minh có thể thiết lập mối quan hệ thực nghiệm ban đầu ngoài ý muốn giữa các hệ thống RMR và Q [**Error! Reference source not found.**].

$$RMR \approx 9 \ln Q + 44 \quad \text{hoặc} \quad Q \approx e^{\frac{(RMR-44)}{9}} \quad (2.11)$$

Theo Barton thì mối quan hệ này được xác định theo công thức sau:

$$RMR \approx 15 \ln Q + 50 \text{ hoặc } Q \approx e^{\frac{(RMR-50)}{15}} \quad (2.12)$$

Tổng hợp các phương pháp có thể xác lập quan hệ giữa các chỉ số chất lượng khối đá Q, RMR và NATM như bảng 2.15.

Bảng 2. 15. So sánh tương quan phân loại khối đá giữa NATM và các hệ thống phân loại Q, RMR

NATM		Q		RMR		
Loại	Mô tả	Loại	Chỉ số đánh giá	Mô tả	Thời gian tự ổn định trung bình	Chỉ số đánh giá
F1	Ổn định	I	>50	Đá rất tốt	10 năm / khẩu độ hầm 15 m	>80
F2	Lở rời nhẹ	II	10–50	Đá tốt	6 tháng / khẩu độ hầm 15 m	60–80
F3	Chẻ tách	III	5–20	Đá chất lượng trung bình	1 tuần/ khẩu độ hầm 5 m	40–60
F4	Nén ép nhẹ	IV	1–10	Đá chất lượng kém	10 giờ/ 2.5 m khẩu độ hầm	0–50
F5	Chảy dẻo, nén ép và trương nở	IV	0.5–5	Đá chất lượng kém	10 giờ/ 2.5 m khẩu độ hầm	30–50
F6	Chảy dẻo, nén ép và trương nở lớn	V	0.05–1	Đá chất lượng rất kém	30 phút/ 1 m khẩu độ hầm	10–20
F7	Đất chảy	V	<0.05	Đá chất lượng rất kém	30 phút/ 1 m khẩu độ hầm	<10

2.4. Ảnh hưởng của các yếu tố địa chất điển hình đến xây dựng công trình ngầm

Trong quá trình vận động kiến tạo của vỏ trái đất, hình thành nên nhiều hình thái địa chất khác nhau như uốn nếp, đứt gãy, địa hào... làm thay đổi các cấu trúc của đất đá làm ảnh hưởng đến các hoạt động xây dựng công trình

– Ảnh hưởng trực tiếp: Làm giảm cường độ, tăng tính thấm, giảm mức độ đồng nhất, gây lún không đều.

– Ảnh hưởng gián tiếp: Thúc đẩy các hiện tượng khác phát triển: phong hoá, karst, trượt lở bờ dốc ...

Ngoài các yếu tố thuộc về bản chất như thành phần khoáng vật, kiến trúc, cấu tạo, độ lỗ rỗng... các đặc trưng cơ học của khối đá còn bị ảnh hưởng bởi nhiều các yếu tố khác nhau như khe nứt, nước trong khối đá, trạng thái ứng suất tự nhiên, mức độ phong hóa.

2.4.1. Phay phá và đứt gãy

Các đứt gãy, nếp uốn và đứt gãy chòm nghịch là các tác động gây chuyển dịch đáng kể của vỏ trái đất kéo theo các hiện tượng chuyển dịch đất đá dọc theo các mặt phá vỡ được gọi là đứt gãy, các lớp địa tầng bị uốn thành các nếp uốn hoặc kết hợp cả hai trường hợp. Trái với quá

trình dẫn đến khe nứt, những biến dạng mạnh mẽ là kết quả của sự tạo thành các đứt gãy, nếp uốn chỉ xuất hiện trong những địa phận giới hạn về mặt địa lý mà thường được gọi là các vùng đứt gãy xáo trộn kiến tạo.

Các đứt gãy thuận và đứt gãy nghịch

Ở một số vùng, vỏ trái đất bị bẻ gãy thành từng dải hay từng khối riêng biệt. Từng khối đá một thì tương đối không bị xáo trộn nhưng trong một vài trong số chúng lại bị lún sụt liên quan đến những khối đá lân cận dọc theo các mặt phân tách có góc độ lớn theo chiều dốc đi xuống của khối đá. Các mặt phân tách này được cho là các đứt gãy thuận.

Phương của các vết đứt gãy trên mặt phẳng nằm ngang theo bắc – nam gọi là đường phương của đứt gãy. Thành phần theo phương thẳng đứng của chuyển dịch mô tả độ xê dịch của đứt gãy. Nó phân bố từ một vài cm đến vài ngàn mét. Thành phần ngang của chuyển dịch, đo được theo hướng vuông góc với đường phương của đứt gãy. Trường hợp khác của đứt gãy là các đứt gãy nghịch.

a). Khe nứt

Do trong khối đá có các hệ thống khe nứt khác nhau, tạo ra các khối nứt có hình dạng, kích thước và sự phân bố khác nhau của nó làm cho khối đá trở nên không đồng nhất, có tính dị hướng trong không gian.

- *Thế nằm khe nứt*

Thế nằm của khe nứt bao gồm, đường phương, góc phương vị đường phương, đường hướng dốc, góc dốc và góc phương vị hướng dốc. Phương của khe nứt so với phương tác dụng của ngoại lực có ảnh hưởng lớn đến độ bền khối đá. Khi đường phương vuông góc với trục đường hầm và mái dốc, góc dốc cắm theo hướng đào nhìn chung là thuận lợi, góc dốc cắm ngược hướng đào nhìn chung là không thuận lợi. Đường phương song song với trục đường hầm nhìn chung là không thuận lợi.

- *Độ liên tục của khe nứt*

Khe nứt có thể liên tục hoặc đứt đoạn. Giữa các khe nứt đứt quãng là các cầu đá. Tỷ lệ giữa cầu đá và chiều dài khe nứt được gọi là tỷ lệ cầu đá, chúng có ảnh hưởng lớn đến đặc trưng cơ học của khối đá. Khi mặt trượt trùng với mặt khe nứt thì cường độ kháng cắt phụ thuộc vào độ liên tục của mặt hệ thống khe nứt.

- *Mật độ của khe nứt*

Số lượng trung bình các khe nứt song song hay gần song song với nhau (sự sai lệch các yếu tố thế nằm khoảng $\pm 10 - 15\%$ so với trị số trung bình) trên một đơn vị chiều dài theo phương vuông góc với các khe nứt, được gọi là mật độ hay tần suất của khe nứt. Giá trị nghịch đảo của mật độ khe nứt là modul khe nứt. Mật độ khe nứt ảnh hưởng rất nhiều đến tính không đồng nhất của khối đá.

Mật độ nứt nẻ của khối đá (K_{kn}) là tỷ số giữa diện tích không gian tự do (s) mà các khe nứt chiếm với diện tích bề mặt của đá (S).

$$K_{kn} = s \cdot 100\% / S \quad (2.13)$$

Dựa vào mật độ nứt nẻ (K_{kn}) phân loại khối đá thành 4 loại:

- Đá ít nứt nẻ ($K_{kn} < 2\%$), khe nứt dạng sợi tóc và bề rộng bé hơn 1mm, đôi khi gặp khe nứt rộng 2mm.

- Đá nứt nẻ vừa ($K_{kn} = 2 \div 5\%$), cùng với những khe nứt rộng đến 1mm còn có các khe nứt rộng từ 2÷5mm, cá biệt rộng đến 5÷20mm.

- Đá nứt nẻ mạnh ($K_{kn} = 5 \div 10\%$), cùng với cá khe nứt rộng 5mm còn có những khe nứt rộng từ 20 đến 100mm.

- Đá nứt nẻ rất mạnh ($K_{kn} = 10 \div 20\%$), và nứt nẻ hết sức mạnh ($K_{kn} > 20\%$). Cùng với các khe nứt rộng đến 5mm còn có các khe nứt rộng từ 20÷100mm và lớn hơn.

- Tại Việt Nam, bậc khe nứt được phân chia theo TCVN 4253–1986 (Bảng 2.16)

Bảng 2. 16. Bảng phân loại đứt gãy và khe nứt kiến tạo

Bậc đứt gãy, khe nứt	Độ dài phá huỷ	Chiều rộng đới phá huỷ
Đứt gãy bậc I-sâu, nguồn gốc địa chấn	Hàng trăm và hàng ngàn kilomet	Hàng trăm và hàng ngàn mét
Đứt gãy bậc II-sâu, không phải nguồn gốc địa chấn	Hàng chục và hàng trăm kilomet	Hàng trăm và hàng chục mét
Đứt gãy bậc III	Từ một đến hàng chục kilomet	Mét và hàng chục mét
Đứt gãy bậc IV	Hàng trăm đến hàng ngàn mét	Hàng chục và hàng trăm centimet
Đứt gãy nhỏ và khe nứt bậc V	Hàng chục và hàng trăm mét	Hàng chục centimet
Khe nứt trung bình VI	Mét và hàng chục mét	Milimet và centimet
Khe nứt nhỏ VII	Centimet và mét	Milimet và nhỏ hơn milimet

- *Độ mở khe nứt.*

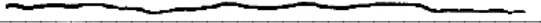
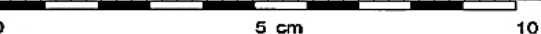
Độ mở khe nứt ($\square a$) là khoảng cách trung bình giữa hai bờ của khe nứt. Các khe nứt được phân chia theo chiều rộng như sau:

- Khe nứt rất lớn có độ mở $\square a > 100\text{mm}$, khe nứt lớn $\square a = 20 \div 100\text{mm}$.
- Khe nứt trung bình $\square a = 5 \div 20\text{mm}$
- Khe nứt nhỏ $\square a = 1 \div 5\text{mm}$.
- Khe nứt mảnh $\square a < 1\text{mm}$.
- Vi khe nứt $\square a < 1\text{mm}$.
- Chiều rộng của khe nứt có ảnh hưởng rất lớn đến độ bền, tính biến dạng, tính thấm, khả năng chứa nước, chứa khí, chứa vật liệu... và ảnh hưởng tới hiệu quả của việc khoan, khoan nổ.

Hình thái bề mặt khe nứt được đặc trưng bởi độ nhám, độ gồ ghề của bề mặt khe nứt. Hệ số nhám của khe nứt ảnh hưởng rất lớn đến góc ma sát của khe nứt và ảnh hưởng đến cường độ kháng cắt theo bề mặt khe nứt. Khi bề mặt khe nứt gồ ghề thì ngoài việc cường độ kháng cắt chịu lực cản do góc ma sát cơ sở thì chúng còn phải chịu một lực cản do góc nghiêng của mặt gồ ghề.

N. Barton phân chia và chấm điểm để đánh giá định lượng hệ số nhám JRC của khe nứt (Bảng 2.17)

Bảng 2. 17. Hệ số độ gồ ghề mặt khe nứt

Hình thái bề mặt khe nứt	JRC
	0-2
	2-4
	4-6
	6-8
	8-10
	10-12
	12-14
	14-16
	16-18
	18-20
	

- *Đặc điểm vật chất lấp nhét khe nứt*

Bên trong khe nứt thường có các loại vật liệu lấp nhét. Dựa vào sự lấp đầy khe nứt có thể chia ra các loại khe nứt không có chất nhét, lấp đầy, không lấp đầy hoàn toàn. Dựa vào thành phần vật chất có thể phân biệt chất lấp nhét là vật liệu sét, cát, các mạch kết tinh ... Các chất lấp nhét có ảnh hưởng lớn đến độ bền, tính biến dạng, tính thấm và khả năng chứa nước của khối đá.

- *Quan hệ tổ hợp các hệ thống khe nứt*

Trong một khối đá luôn luôn tồn tại nhiều hệ thống khe nứt khác nhau. Tổ hợp các hệ thống khe nứt thể hiện mối quan hệ của các hệ thống khe nứt quyết định đến thể nằm của các khối nứt, hình dạng khối nứt, khối trượt và các mặt trượt. Việc xuất hiện các hệ thống khe nứt khác nhau có thể tạo ra các khối trượt có hình dạng khác nhau (thanh, tấm, khối...). Trong từng điều kiện riêng biệt chúng có thể tạo ra các mặt dễ trượt hoặc khó trượt.

b). Nước trong khối đá

Nước chứa trong các khe nứt chỉ xuất hiện ở dưới mực nước ngầm và tùy theo kích thước và hình dạng của khe nứt mà loại nước này có thể chảy thành dòng, gây áp lực làm ảnh hưởng đến tính chất và độ ổn định của khối đá.

Nước tồn tại trong khối đá do có cột nước và gia tốc trọng trường nên gây ra dòng thấm. Khi có sự chênh lệch lớn hay áp lực nước ngầm cao sẽ làm mất tác dụng của lực tiếp xúc giữa các bề mặt khe nứt, làm giảm ứng suất hiệu quả do vậy làm giảm độ bền ma sát theo các mặt khe nứt cũng như mặt lớp.

Tính chất biến dạng của đá cũng bị thay đổi do ảnh hưởng của nước. Ở trạng thái tĩnh, tính chất đàn hồi giảm xuống còn tính dẻo lại tăng lên. Khi chịu tải trọng động thì độ bền và modul đàn hồi động của đá tăng lên rất mạnh theo độ chứa nước trong đá. Điện trở của đá cũng thay đổi rất nhiều theo lượng nước trong khối đá.

Kết quả thí nghiệm chỉ tiêu cơ học của khối đá và mẫu đá ở trạng thái bão hoà nước luôn có giá trị thấp hơn ở trạng thái tự nhiên.

c). Mức độ phong hoá

Khi khối đá bị phong hoá chúng bị thay đổi bề mặt bên ngoài, màu sắc, trạng thái vật lý, thành phần khoáng vật, thành phần hoá học, các tính chất vật lý và tính chất cơ học như tính chứa ẩm, tính chứa nước, độ chặt, độ rỗng, độ bền, độ cứng, độ kiên cố, độ ổn định đối với nước, khả năng chịu tải và tính biến dạng của khối đá bị biến đổi. Trên mặt cắt thẳng đứng từ trên xuống dưới của vỏ phong hoá có thể phân biệt được các đới khác nhau nhờ các dấu hiệu quan trọng như sự thay đổi trạng thái vật lý, xuất hiện và biến đổi các khe nứt theo chiều sâu, mức độ phân rã và tơi xốp của đá, giảm mật độ và tăng độ rỗng, xuất hiện các lỗ rỗng, giảm độ bền cũng như tính biến dạng của đá.

Thông thường phong hoá giảm dần theo chiều sâu do càng xuống sâu các yếu tố phong hoá hoá học càng giảm dần, phong hoá vật lý phát triển. Ngoài ra do trong khối đá có các mặt cấu trúc (mặt phân lớp, khe nứt, đứt gãy) mềm yếu các tác nhân phong hoá tác động vào các bề mặt cấu trúc làm chúng bị phong hoá mạnh hơn.

Trên cơ sở nghiên cứu các dấu hiệu bên ngoài (trạng thái vật lý của khối đá, sự hình thành có tính chất ưu thế những khoáng vật nào đó trong mỗi đới) có thể phân chia khối đá thành các đới phong hoá riêng biệt (phong hoá mãnh liệt, phong hoá mạnh, phong hoá vừa, phong hoá nhẹ, đới tương đối nguyên khối).

2.4.2. Đất đá trương nở và ép vát

Áp lực đá quá lớn dẫn tới phá huỷ kết cấu chống giữ trong công trình ngầm và gây ra biến dạng lớn trong khối đá trên biên công trình. Hiện tượng này còn được gọi là biểu hiện nén ép của đá. Nói cách khác, hiện tượng nén ép trong đá đặc trưng bởi sự xuất hiện áp lực đá lớn dẫn tới phá huỷ kết cấu chống. Khi đó kết cấu chống không tạo ra đủ áp lực cần thiết về phía khối đá và hậu quả là biến dạng của khối đá trên biên phát triển.

Áp lực đá và dịch chuyển đá nhìn chung có thể xảy ra tại tất cả các vị trí xung quanh công trình ngầm bao gồm cả phần nền. Đặc biệt, trong các công trình ngầm tiết diện lớn, gương đào chịu biến dạng lớn và có nguy cơ mất ổn định cao. Sự phát triển biến dạng và áp lực trong

khối đá trên biên đều phụ thuộc vào thời gian và có mối liên hệ mật thiết với nhau. Việc hiểu rõ ảnh hưởng của biến dạng trong khối đá tới trạng thái ứng suất trong nó là yếu tố quyết định trong thiết kế và thi công công trình ngầm trong môi trường đá nén ép.

Thực tế cho thấy, hiện tượng nén ép dễ xuất hiện trong đá có độ bền thấp với khả năng biến dạng lớn và đặc biệt khi tồn tại áp lực nước lỗ rỗng trong nó. Các loại đá đặc biệt dễ dẫn tới phát triển áp lực và biến dạng lớn là: goniophong hoá, đá phiến, phiến sét, sét, đá bùn và đá tuff do có sự tồn tại và hàm lượng của các khoáng vật sét đóng vai trò quyết định: mica, clorit, xecpentin và sét.

2.4.3. Gas và khí độc

a). Khí metan

Khí metan thường được tìm thấy ở nơi các chất hữu cơ đã bị giữ lại bên dưới hoặc trong các lớp trầm tích, cho dù chúng có bị biến đổi hay không. Cần lưu ý rằng, khí mê-tan thường được sử dụng như là một biểu thị của tất cả các chuỗi ethane có thể có, mặc dù metan được phân biệt là thành phần chính thường có mặt. Khí này cũng là loại khí duy nhất nhẹ hơn không khí. Metan tạo thành hỗn hợp nổ khi trộn với không khí và khoảng 5 đến 15% tổng khối lượng là metan. Nó dễ dàng được pha loãng và xả ra từ một đường hầm bằng cách thông gió khi gặp phải với lượng khí thường được tính toán dự kiến.

Các quy tắc an toàn yêu cầu phải thực hiện hành động khi khí mê-tan tập trung có nồng độ 20% dưới giới hạn nổ. Đối với kinh nghiệm thực tế, điều này có nghĩa là nồng độ 1% theo khối lượng. Cần phải sử dụng thử nghiệm thường xuyên để xác định xem có chứa khí nổ hay không và thử nghiệm thận trọng theo quy trình ở mức độ hạn chế mặc dù có thể không có khí nào được xác định trong quá trình đào hầm.

b). Khí hydro sulfat

Khí hydro sulfat thường có mặt cùng với khí metan. Đặc điểm đặc trưng của khí này là có mùi trứng thối có thể nhận biết được bằng mũi. Nó là một chất độc tích lũy và gây chết người ở nồng độ thấp; ở nồng độ 100% chỉ cần một luồng khí cũng gây chết người ngay lập tức. Sự hiện diện của nó diễn ra theo một chuỗi các cơn đau đầu, ho, buồn nôn và bất tỉnh. Nồng độ cần được giới hạn ở mức 10 ppm hoặc ít hơn (tùy theo quy định của địa phương) trong phơi nhiễm tám giờ.

Cần chú ý chi tiết đến thông gió khi thiết kế đường hầm, đặc biệt là trong khu vực làm việc, khi có hoặc nghi ngờ có hydro sunfua. Cũng như khí mê-tan, thông gió phải được duy trì ở mức cao để pha loãng 24 giờ một ngày, 7 ngày một tuần, bất kể công việc có đang được tiến hành hay không. Mặc dù vậy, không được vào giếng, hố đào hoặc đường hầm hoặc lỗ mở khác dưới lòng đất mà không có công tác kiểm tra không khí trước. Điều này đặc biệt quan trọng nếu mục đích của đi vào để sửa chữa chiếc quạt bị lỗi. Nếu có thể, khí độc nên được xả trực tiếp và thải vào hệ thống thông gió mà không bao giờ ở trong chu trình khí lưu thông trong đường hầm.

c). Nhiệt độ

Gradient địa nhiệt là khác nhau trong các khu vực khác nhau. Theo nguyên tắc thông thường, tăng một độ C trên 100 mét độ sâu. Trường hợp đường hầm tương đối nông – dưới 150 m – sẽ có rất ít ảnh hưởng. Trên thực tế, người ta thấy rằng nhiệt độ đường hầm là nhiệt độ trung bình quanh năm tại vị trí đó.

Tuy nhiên, đặc biệt là trong các khu vực của núi lửa hoặc hoạt động địa nhiệt thì nhiệt độ trong các đường hầm đặt sâu có thể gây tăng nhiệt độ cơ thể của người lao động trực tiếp trong hầm. Nếu có dòng nước nóng hoặc nếu đường hầm rất ẩm (thường hay gặp), các điều kiện này có thể rất nguy hiểm vì sốc nhiệt trong điều kiện như vậy. Yếu tố duy nhất có thể được kiểm soát trực tiếp là thông gió đường hầm. Bằng cách cung cấp không khí ở nhiệt độ thấp hơn, tới mức chịu được, đặc biệt là nếu không khí đến đủ khô để chấp nhận độ ẩm bay hơi.

Câu hỏi ôn tập chương 2

1. Hãy nêu ý nghĩa và nội dung của công tác khảo sát địa chất công trình trong xây dựng đường hầm?
2. Hãy trình bày các hệ thống phân loại khối đá và khả năng áp dụng?
3. Hãy nêu các tính chất cơ lý của đất và đá. Sự khác nhau giữa hầm đặt trong đất và trong đá?
4. Phân tích ảnh hưởng của các yếu tố địa chất bất lợi trong xây dựng hầm?

CHƯƠNG 3 ÁP LỰC ĐẤT ĐÁ.

3.1. Tổng quán, khái niệm áp lực đất đá.

3.1.1 Tổng quan

Khác với các công trình trên mặt đất, công trình ngầm nằm hoàn toàn trong môi trường đất đá và do đó điều kiện địa chất có ảnh hưởng rất nhiều tới giải pháp mặt bằng, kết cấu, phương pháp thi công và tốc độ cũng như giá thành xây lắp. Trước khi thiết kế phải thu thập đầy đủ các số liệu về khảo sát địa chất: cấu tạo địa tầng, các hiện tượng địa chất, xác định các tính chất cơ lý của các loại đất đá tồn tại trong khu vực xây dựng công trình. Ngoài ra, trong quá trình thi công cũng vẫn phải tiếp tục theo dõi, làm chính xác lại các số liệu địa chất. Khảo sát địa chất cho xây dựng công trình ngầm là rất khó khăn và tốn kém. Thông thường phải tiến hành một khối lượng khoan lớn và kết hợp với các phương pháp nghiên cứu khác.

Một số vấn đề về ảnh hưởng của tính chất cấu tạo của đất đá đã được đề cập ở trong chương 1 và chương 2, do khuôn khổ giáo trình này có hạn vì vậy dưới đây chỉ lưu ý thêm một số vấn đề thường gặp trong thực tế xây dựng có liên quan tới áp lực đất đá, nội dung tương tự bạn đọc có thể tham khảo trong các tài liệu chuyên sâu như tính chất cơ lý của đất đá, cơ học đất, áp lực mỏ....

Trường hợp công trình ngầm nằm trong đất đã biến chất nguyên khối (loại đất đá hay gặp trong thực tế) là trường hợp lý tưởng nhất vì lúc này áp lực đất đá nhỏ hoặc hầu như không có về mặt lý thuyết, nếu không có nước ngầm. Nếu công trình ngầm nằm trong một lớp đất đá,

thì giống như trong đất đá nguyên khối nhưng ở đây độ cứng của đất đá kém hơn lại hay có vết nứt, trong trường hợp này không những tồn tại áp lực đất đá mà còn phải chú ý tới nước ngầm. Trong trường hợp có nhiều lớp thì chọn tuyến sao cho nóc hầm đi qua lớp không thấm nước và có độ cứng lớn. Khi công trình ngầm xây dựng trong đất đá nhiều lớp, các lớp đất đá nằm nghiêng với độ cứng khác nhau, khi đó áp lực đất đá sẽ rất lớn, phân bố không đều do đó kết cấu vỏ và chống tạm sẽ rất phức tạp. Khi đào hầm trong đất đá phân lớp thẳng đứng thường do dính kết giữa các lớp yếu, áp lực đất đá rất lớn, phân bố không đều rất bất lợi cho kết cấu.

Khi công trình xây dựng trong vùng uốn nếp, tại vị trí uốn lồi áp lực địa tầng thường không lớn lắm. Ngược lại, tại vị trí uốn lõm đất đá dễ bị sập lở, áp lực đất đá lớn và còn là chỗ tích tụ nước ngầm. Những vị trí đứt gãy hoàn toàn không thuận lợi cho vỏ hầm vì đất đá ở đây thường bị nát vụn, áp lực đất đá rất lớn, nước ngầm tích tụ nhiều gây cản trở lớn trong thi công.

Đất đá được phân ra nhiều loại, trong đó đất đá cứng và nửa cứng là đáng chú ý hơn cả vì công trình ngầm thường được xây dựng chủ yếu trong đất đá loại này.

Đất đá tùy thuộc vào tính chất chịu tải được phân ra theo các đặc trưng cơ học thành các nhóm, đầu tiên phải kể đến nhóm đất đá đàn hồi. Các loại đá cứng nguyên trạng thường thuộc nhóm này.

Đất đá đàn hồi lý tưởng được đặc trưng bằng đường thẳng tỷ lệ giữa tải trọng và biến dạng phát sinh, tức là chỉ bằng hai tham số - hai hằng số vật lý mô đun đàn hồi Young E và mô đun trượt G (tỷ số ứng suất tiếp và biến dạng trượt - khi xoắn).

Đối với đất đá, các giá trị này có thể tham khảo trong bảng phụ lục 1 của giáo trình này. Bazant, diabaz là những loại đất đá có mô đun đàn hồi lớn nhất còn nhỏ nhất là đá tốp và các loại diệp thạch sét.

Ngoài hai thông số cơ bản trên đây, đất đá còn được đặc trưng bằng các thông số thứ cấp khác như trên bảng 3.1.

Bảng 3. 1 Các hằng số cơ bản

Các hằng số cơ bản	Các cặp hằng				
	K, G	λ , G	G, μ	E, μ	E, G
λ	λ	$\frac{2G\mu}{1-2\mu}$	$\frac{G(E-2G)}{3G-E}$	$\frac{G(E-2G)}{3G-E}$	$K-(2/3)G$
G	G	G	$\frac{E}{2(1+\mu)}$	G	G
k	$\lambda + (2/3)G$	$\frac{2G(1+\mu)}{3(1-2\mu)}$	$\frac{E}{2(1+\mu)}$	$\frac{EG}{3(3G-E)}$	K
E	$\frac{(3\lambda + 2G)G}{1+G}$	$2(1+\mu)G$	E	E	$\frac{9KG}{3K+G}$
μ	$\frac{\lambda}{2(\lambda+G)}$	μ	μ	$\frac{1}{2} \cdot \frac{E}{G} - 1$	$\frac{3K-2G}{6K+2G}$

Hệ số poisson được sử dụng phổ biến hơn $\mu=(E-2G)/(2G)$, đó là tỷ số của biến dạng dọc với biến dạng ngang khi chất tải đơn. Đunit và unphibôlit có hệ số Poisson lớn nhất (0,40-0,47), còn một số loại diệp thạch có giá trị nhỏ nhất (0,03-0,08)

Các hằng số đàn hồi cùng với mật độ ρ xác định các tính chất động của đất đá. Một tính chất cơ học quan trọng trong tính toán công trình là ứng suất giới hạn mà sau đó đất đá bị phá hoại. Đối với đất đá cứng và nửa cứng thì đó là giới hạn bền khi phá hoại dòn-ứng suất lớn nhất đạt được giới hạn đàn hồi).

Đối với trạng thái ứng suất đơn nén đơn trục, kéo đơn trục hay trượt thuần túy) có thể xác định độ bền trên cơ sở thực nghiệm. Nhưng cần chú ý rằng đối với các trạng thái ứng suất khác nhau, các giới hạn bền cũng không trùng nhau.

Đối với trạng thái ứng suất-biến dạng phức tạp, các khái niệm trên đây về giới hạn bền trở thành mất ý nghĩa thậm chí cả khi phá hoại dòn. Trong các lý thuyết bền khác nhau, các tiêu chuẩn phá hoại cũng được giả thiết khác nhau.

Ví dụ đối với phá hoại dòn là tiêu chuẩn của Culông và trùng với điều kiện dẻo của Tresca:

$$\{\sigma_i - \sigma_j\} = 2k, i, j = 1, 2, 3. \quad (3.1)$$

Trong đó $\sigma_{1,2,3}$ 3 là các ứng suất chính; $k = \text{const}$.

Theo điều kiện này, phá hoại xảy ra khi hằng số vật lý của đất đá- k đạt tới giá trị ứng suất tiếp cực đại.

Điều kiện phá hoại của đất đá rời rạc:

$$\max(\sigma_n) = k + \sigma_{nm} \tan \phi \quad (3.2)$$

Điều kiện này cho thấy rằng phá hoại (chuyển động) của đất đá rời rạc xảy ra khi ứng suất tiếp cực đại tại điểm đó vượt ra ngoài đường cong Mohr. Thực nghiệm cho thấy rằng, đối với đất đá rời rạc, đường bao của các vòng tròn Mohr là đường thẳng, chính là vế phải của đẳng thức trên đây, trong đó có góc ϕ là góc nghiêng của đường bao với trục của các ứng suất pháp (góc ma sát trong) và k - lực dính có giá trị bằng giới hạn chống cắt của đất đá khi không có ứng suất pháp tác dụng.

Trong đất đá có xuất hiện tính chất lưu biến, đặc trưng cho sự tăng biến dạng theo thời gian khi tải trọng ngoài là không đổi (rão), hoặc giảm ứng suất khi biến dạng là không đổi (trùng ứng suất), các ứng suất lưu biến này có liên quan tới bước chuyển các biến dạng đàn hồi sang biến dạng dẻo.

Nếu gia tải đất đá đến một giá trị ứng suất xác định nào đó (giới hạn đàn hồi) thì các biến dạng dư sẽ không xuất hiện trong đất đá khi gia tải ngắn hạn, vì các biến dạng trong trường hợp này là đàn hồi và sẽ mất ngay khi dỡ tải. Nhưng nếu ứng suất vượt quá giới hạn đàn hồi thì xuất hiện cả biến dạng đàn hồi và dẻo. Những biến dạng dẻo sẽ còn lại ngay sau khi dỡ tải.

Có nhiều mô hình lưu biến, phần lớn các mô hình đó là phi tuyến và chưa được nghiên cứu kỹ.

Biến dạng toàn phần của đất đá trong đó biến dạng và vận tốc thay đổi của chúng quan hệ với nhau theo quy luật tuyến tính có thể biểu diễn dưới dạng của hai thành phần: biến dạng đàn hồi và biến dạng lưu biến:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{e} \sigma(t) + \frac{1}{e} \int_0^t L(t, \tau) \sigma(\tau) d\tau \quad (3.3)$$

Trong đó:

$L(t, \tau)$ hàm thể hiện tính lưu truyền của đất đá; (3.4)

$L(t, \tau) = \delta(t - \tau)$ trong đó δ và a là const. (3.5)

Trong xây dựng công trình ngầm, thường xử lý làm khô hầm, tức là những vấn đề có liên quan tới thấm. Hệ số thấm C được xác định như sau:

$$C = k \cdot \gamma / \mu. \quad (3.6)$$

Trong đó:

- k : hệ số thấm
- γ : trọng lượng riêng của chất lỏng
- μ : độ nhớt của chất lỏng.

Tuỳ theo C đất đá được chia thành các nhóm sau:

- Không thấm có $C < 1,16 \cdot 10^{-6}$, (m/sec)
- Thấm ít $1,16 \cdot 10^{-6} < C < 1,16 \cdot 10^{-4}$, (m/sec)
- Thấm trung bình $1,16 \cdot 10^{-4} < C < 5,79 \cdot 10^{-3}$, (m/sec)
- Dễ thấm $C < 1,16 \cdot 10^{-2}$ (m/sec).

3.1.2. Khái niệm áp lực đất đá.

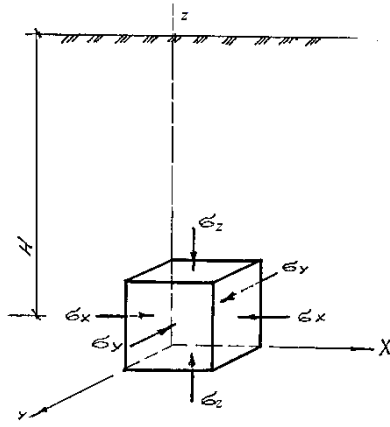
Sau khi đào hầm, môi trường bên ngoài gây ra áp lực tác dụng lên các vì chống hay kết cấu vỏ hầm, đó là áp lực đất đá. Trong tính toán công trình ngầm thì áp lực đất đá là tải trọng chủ yếu, tuỳ theo tính chất và cấu tạo địa chất, áp lực đất đá tác dụng lên công trình ngầm có thể là thẳng đứng từ trên xuống, áp lực ngang, áp lực từ dưới đáy công trình tác dụng lên và cũng có khi áp lực dọc theo chiều dài công trình. Trị số và cách phân bố áp lực đất đá quyết định hình dạng, kích thước cấu tạo và phương pháp thi công công trình ngầm.

Khái niệm và cách tính toán áp lực đất đá được xây dựng trên cơ sở phân tích trạng thái ứng suất đất đá trước và sau khi đào hầm. Trạng thái ứng suất ban đầu (trạng thái ứng suất trước khi đào hầm) đã được sơ bộ đề cập tới trong chương 2, dưới đây sẽ trình bày chi tiết hơn các phương pháp xác định các tham số của trường khi giải quyết các bài toán liên quan tới áp lực đất đá trong thực tế hiện nay.

3.2. Trạng thái ứng suất đất đá trước và sau khi xây dựng công trình ngầm

3.2.1. Trạng thái ứng suất trước khi đào hầm.

Trạng thái ứng suất ban đầu là trạng thái ứng suất gây ra bởi trọng lượng bản thân của đất đá (tự trọng), trong một số tài liệu khác người ta còn gọi là trạng thái ứng suất trước khi đào hầm hay trạng thái ứng suất nguyên sinh.



Hình 3. 1. Trạng thái ứng suất ban đầu trong đất đá được xem là đàn hồi.

Để xác định trạng thái ứng suất ban đầu, xem mặt đất là phẳng và cắt một phân tố đơn vị ở độ sâu h (xem hình vẽ 3.1), các thành phần ứng suất tác dụng lên phân tố đơn vị đó bao gồm:

Thành phần ứng suất thẳng đứng là:

$$\sigma_z = \gamma \cdot H \quad (3.7)$$

Trong trường hợp đất đá có nhiều lớp thì:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i. \quad (3.8)$$

Do nằm trong trạng thái tự nhiên, đất đá bị nén đều xung quanh và các thành phần ứng suất nằm ngang sẽ là:

$$\sigma_x = \sigma_y = \xi \cdot \sigma_z \quad (3.9)$$

Trong đó:

- γ_i : trọng lượng thể tích lớp thứ i
- H_i : Chiều dày của lớp thứ i
- ξ : Hệ số áp lực hông.

Nếu xem đất đá là môi trường đàn hồi thì biến dạng theo phương nằm ngang bất kỳ, giả sử là x sẽ là:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\sigma_x}{E}; \varepsilon_{xy} = \mu \cdot \frac{\sigma_y}{E}; \varepsilon_{xz} = \mu \cdot \frac{\sigma_z}{E}. \quad \varepsilon_{xx} = -\frac{\sigma_x}{E}; \varepsilon_{yx} = \mu \frac{\sigma_y}{E}; \varepsilon_{zx} = \mu \frac{\sigma_z}{E}$$

Tổng biến dạng theo phương x sẽ là: $\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{xy} + \varepsilon_{xz}$.

Vì phân tố đơn vị nằm trong đất đá nên $\varepsilon_x = 0$, ta có:

$$-\frac{\sigma_x}{E} + \mu \frac{\sigma_y}{E} + \mu \frac{\sigma_z}{E} = 0 \quad -\frac{\sigma_x}{E} + \mu \frac{\sigma_y}{E} + \mu \frac{\sigma_z}{E} = 0$$

Suy ra:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z = \xi \cdot \sigma_z.$$

Như vậy đối với đất đá đàn hồi thì:

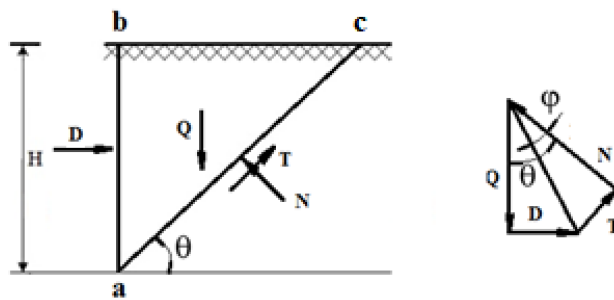
$$\xi = \frac{\mu}{1-\mu}. \quad (3.10)$$

Trong đó μ là hệ số Poisson.

Bảng 3. 2: Giá trị hệ số áp lực hông ngắn hạn và dài hạn.

Loại đất đá	Giới hạn độ bền chịu nén (kg/cm ²)	Hệ số áp lực hông ξ ngắn hạn	Hệ số áp lực hông ξ dài hạn
Sét	15,0-70	0,67-0,95	0,70-0,98
Diệp thạch sét	170-240	0,70- 0,89	0,72-0,92
Diệp thạch cát	450-580	0,36-0,53	0,36-0,55
Sa thạch cát nhẹ	150	0,39	0,45

Nếu xem đất đá là vụn rời thì có thể vận dụng lý thuyết vật thể vụn rời của coulomb như trên hình vẽ 3.2



Hình 3. 2. Trạng thái ứng suất ban đầu trong đất đá rời rạc.

Cắt khối đất đá theo mặt phẳng đứng ab, vứt bỏ phần bên trái và thay vào đó bởi trục D. Xét điều kiện cân bằng của lăng trụ abc trên một đơn vị chiều dài, lăng trụ có xu hướng trượt xuống dưới một góc φ nào đó do tác dụng của lực gây trượt là trọng lượng Q. Các phản lực cân lại trượt bao gồm: D, ma sát trượt T và phản lực theo phương pháp tuyến N.

Dựng đa giác lực ta có $D = Q \cdot \tan(\theta - \varphi)$.

$$Q = \frac{1}{2} H \cdot H \cdot \tan(90^\circ - \theta) \cdot \gamma = \frac{1}{2} H^2 \gamma \cdot \tan(90^\circ - \theta)$$

Thay vào D :

$$D = \frac{1}{2} H^2 \gamma \cdot \tan(90^\circ - \theta) \cdot \tan(\theta - \varphi)$$

Từ phương trình này khi θ biến thiên từ $0^\circ \rightarrow 90^\circ$ sẽ xuất hiện cực trị, tìm điểm Max. Lấy đạo hàm theo θ và cho bằng không, sau khi biến đổi ta có:

$$\theta = \frac{90^\circ + \varphi}{2}$$

Thay vào D ta được

$$D = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot \tan\left(\frac{90^\circ - \varphi}{2}\right);$$

Để xác định $\sigma_x = f(H)$ lấy đạo hàm của D theo H:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{dD}{dH} = \gamma \cdot H \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Như vậy

$$\xi = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (3.11)$$

Trong bài toán trên đây đất đá được xem là vật thể rời rạc lý tưởng ($\phi \neq 0$; $C=0$). Với cát sạch $\phi = 30^\circ - 35^\circ$; $\xi = 0,27 - 0,33$.

Theo N.A.Ximbarevitr $\phi \neq 0$ và $C \neq 0$.

Với một số loại đất đá, hệ số áp lực hông ξ như sau:

- Cát: 0,35 - 0,41
- Á sét 0,50-0,70
- Sét: 0,70-0,74

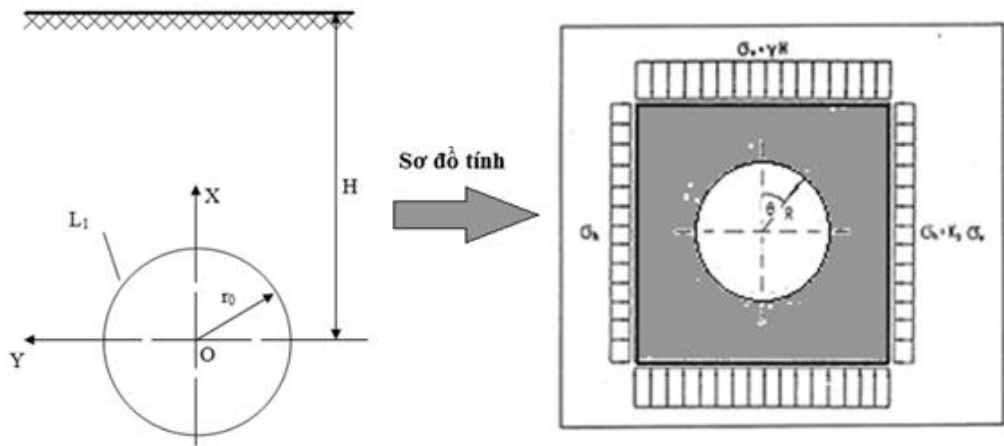
Theo công thức trên thì ứng suất tăng dần theo chiều sâu, đến một độ sâu nào đó thì ứng suất ban đầu trong đất đá sẽ phát triển vượt cường độ của đất đá và đất bị phá hoại, hoặc chuyển sang trạng thái dẻo, sâu hơn nữa đất đá chuyển sang trạng thái chảy. Các công trình ngầm hiện nay nằm không sâu lắm nên ứng suất ban đầu vẫn xác định theo các công thức trên.

3.2.2. Trạng thái ứng suất trong đất đá sau khi đào hầm.

Sự xuất hiện của khoang hầm sau khi đào sẽ phá vỡ trạng thái cân bằng tự nhiên trong khối đất đá. Trạng thái ứng suất ban đầu (nguyên sinh) bị thay đổi hình thành một trạng thái ứng suất mới, thoả mãn điều kiện cân bằng mới và thường được gọi là trạng thái ứng suất sau khi đào hầm-hay trạng thái ứng suất thứ sinh (trong một số tài liệu khác còn gọi là trạng thái ứng suất thứ hai). Sự hình thành trạng thái ứng suất mới này dẫn đến những biến đổi cơ học trong khối đất đá dưới dạng biến dạng, chuyển vị hay phá hỏng. Các quá trình này được gọi là các quá trình cơ học trong khối đất đá. Sự thay đổi trạng thái ứng suất phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố như tính chất môi trường, chiều sâu đặt công trình, hình dạng khoang, kích thước khoang, phương pháp thi công...Do vậy việc xác định trạng thái ứng suất lân cận xung quanh khoang hầm (LCXQKH) là một bài toán phức tạp khó có thể tìm được một lời giải chính xác phản ánh một cách đầy đủ trường ứng suất biến dạng LCXQKH trong khối đất đá thực.

Để nghiên cứu các quá trình cơ học LCXQKH trong khối đất đá có thể áp dụng các phương pháp lý thuyết cũng như thực nghiệm trên mô hình hay ngoài hiện trường (xem phần sau). Các phương pháp, như nêu trên, chưa cho phép giải quyết thoả đáng mọi vấn đề do cơ học đá đặt ra.

Do không có điều kiện trình bày hết các phương pháp nghiên cứu trong khuôn khổ của giáo trình này, phần tiếp theo chỉ giới thiệu phương pháp cơ bản nhất - phương pháp của lý thuyết đàn hồi, khi xem đất đá là vật thể đàn hồi tuyến tính và xét bài toán phẳng.



Hình 3. 3. Sơ đồ tính theo bài toán phẳng của lý thuyết đàn hồi.

Ngoài ra còn chấp nhận các giả thiết sau đây:

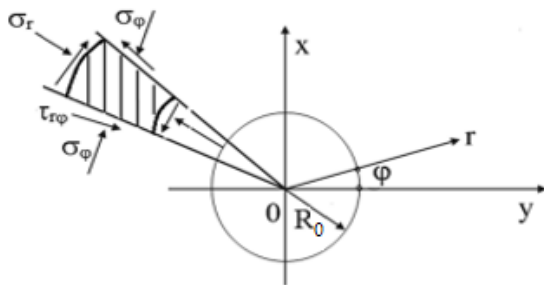
- Đất đá chỉ là môi trường liên tục, đồng nhất, đẳng hướng tại lớp xét
- Chỉ xét tới trường ứng suất - biến dạng do lực trọng trường gây ra, bỏ qua ảnh hưởng của lực kiến tạo và các lực tác động ngẫu nhiên khác
- Không có các hiện tượng hoá lý làm thay đổi tính chất môi trường
- Xem môi trường là bán không gian đàn hồi lấy mặt đất làm biên giới.

Lời giải của lý thuyết đàn hồi cho trường hợp khoang tròn như sau:

Khoang hầm ở độ sâu \$H\$ trạng thái ứng suất ban đầu là:

- Thành phần thẳng đứng: $\sigma_z = \sum y_i \cdot h_i$
- Thành phần nằm ngang: $\sigma_y = \sigma_x = \xi \cdot \sigma_z$.

Lời giải trong hệ toạ độ cực như sau:



Hình 3. 4. Các thành phần ứng suất trong khối đá trong hệ toạ độ cực.

- Ứng suất do thành phần tải trọng thẳng đứng:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\sigma_z}{2} \left(1 - \frac{R_0^2}{r^2} \right) + \frac{\sigma_z}{2} \left(1 + \frac{3R_0^4}{r^4} - \frac{4R_0^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \\ \sigma_\theta &= \frac{\sigma_z}{2} \left(1 - \frac{R_0^2}{r^2} \right) - \frac{\sigma_z}{2} \left(1 + \frac{3R_0^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \\ \tau_{r\theta} &= \frac{\sigma_z}{2} \left(1 - \frac{3R_0^4}{r^4} + \frac{2R_0^2}{r^2} \right) \sin 2\theta \end{aligned} \right\} \quad (3.12)$$

Trong đó: \$R_0\$ - bán kính khoang hầm tròn.

Trên chu vi khoang (khi \$r = R_0\$):

$$\sigma_r = \tau_{r\theta} = 0$$

$$\sigma_\theta = \sigma_z (1 - 2\cos 2\theta).$$

Như vậy ứng suất có giá trị cực đại và cực tiểu tùy thuộc vào θ như sau:

Khi $\theta = \frac{\pi}{2}$; $\theta = \frac{3\pi}{2}$ thì $\sigma_{0\max} = 3 \sigma_z$ (ứng suất nén)

Khi $\theta = 0$ hay $\theta = \pi$ thì $\sigma_{\theta\max} = -\sigma_z$ (ứng suất kéo)

Trên mặt phẳng nằm ngang qua tâm ứng suất thẳng đứng là:

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_z}{2} \left(2 + \frac{R_0^2}{r^2} + \frac{3R_0^4}{r^4} \right)$$

Khi $r = 4R_0$ thì $\sigma_\theta = 1,037 \cdot \sigma_z \approx \sigma_z$.

Trên mặt phẳng đứng đi qua tâm ứng suất nằm ngang là:

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_z}{2} \left(\frac{R_z^2}{r^2} - \frac{3R_0^4}{r^4} \right)$$

Khi r tăng thì ứng suất kéo giảm, khi $r = R_0 \sqrt{3}$ thì ứng suất kéo gần bằng không.

Ứng suất do thành phần nằm ngang σ_x gây ra là:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\sigma_x}{2} \left(1 - \frac{R_0^2}{r^2} \right) - \frac{\sigma_x}{2} \left(1 + \frac{3R_0^4}{r^4} - \frac{4R_0^2}{r^2} \right) \cos 2\theta; \\ \sigma_\theta &= \frac{\sigma_x}{2} \left(1 + \frac{R_0^2}{r^2} \right) + \frac{\sigma_x}{2} \left(1 + \frac{3R_0^4}{r^4} \right) \cos 2\theta; \\ \tau_{r\theta} &= -\frac{\sigma_x}{2} \left(1 - \frac{3R_0^4}{r^4} + \frac{2R_0^2}{r^2} \right) \sin 2\theta \end{aligned} \quad (3.13)$$

Ứng suất do tác dụng tổng hợp của cả hai thành phần thẳng đứng σ_z và nằm ngang σ_x là:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \left(1 - \frac{R_0^2}{r^2} \right) \\ &\quad - \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \left(1 + \frac{3R_0^4}{r^4} - \frac{4R_0^2}{r^2} \right) \cos 2\theta \\ \sigma_\theta &= \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \left(1 + \frac{R_0^2}{r^2} \right) - \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \left(1 + \frac{3R_0^4}{r^4} \right) \cos 2\theta; \\ \tau_{r\theta} &= \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \left(1 - \frac{3R_0^4}{r^4} + \frac{2R_0^2}{r^2} \right) \sin 2\theta. \end{aligned} \quad (3.14)$$

Trên chu vi hàm, khi $r = R_0$:

- ứng suất:

$$\sigma_r = \tau_{r\theta} = 0 \quad (3.14.1)$$

$$\sigma_\theta = (\sigma_z + \sigma_x) - 2(\sigma_z - \sigma_x) \cos 2\theta$$

- Chuyển vị xuyên tâm:

$$u = \frac{1-\mu^2}{E_0} R_0 \cdot \sigma_\theta$$

Khi $\theta = \pi/2$:

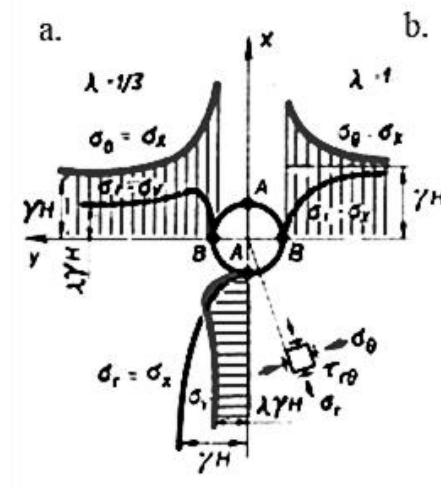
$$\sigma_{z\theta\max} = u \frac{1-\mu^2}{E_0} \sigma_{x\theta\max}$$

khi $\theta = 0$

$$\theta_{\min} = -\sigma_z + 3\sigma_x$$

$$u \frac{1-\mu^2}{E_0} \sigma_{x\max} \quad \sigma$$

Tính toán ứng suất và biểu đồ phân bố các thành phần ứng suất σ_r và σ_θ khi đất đá còn nằm giới hạn đàn hồi xem trên hình 3.5 dưới đây.



Hình 3. 5. Biểu đồ phân bố ứng suất σ_r và σ_θ .

Khi khoang hầm có dạng êlíp thì ứng suất trên chu vi hầm do σ_z gây ra là:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r = \tau_{r\theta} = 0 \\ \sigma_\theta = \frac{\sin^2 \theta + 2\lambda \sin^2 \theta - \lambda^2 \cos^2 \theta}{\sin^2 \theta + \lambda^2 \cos^2 \theta} \end{aligned} \right\} \quad (3.15)$$

Trong đó:

- θ : góc tạo bởi trục thẳng đứng với đường kính qua điểm tính toán
- $\lambda = \frac{a}{b}$; (a nửa trục dài; b nửa trục ngắn).

Khi:

- $\theta = 0$ thì: $\sigma_\theta = -\sigma_z$
- Khi $\theta = \frac{\pi}{2}$ thì $\sigma_\theta = \left(1 + 2\frac{a}{b}\right) \sigma_z$
- Khi $a/b = 1$ thì kết quả đúng với trường hợp hình tròn.

Với khoang hình chữ nhật, kết quả tính toán rất phức tạp. Khi thiết kế có thể tham khảo các giá trị ứng suất cực trị theo bảng 3.3 và 3.4 ở sau.

Bài toán về sự tập trung ứng suất LCXQĐH đơn không chống gần giống với bài toán về sự tập trung ứng suất trong tấm vô hạn bị yếu đi bởi lỗ khoét. Nội dung của nó có thể tóm tắt gọn như sau:

Trong tấm dài vô hạn nằm trong trạng thái ứng suất đồng nhất chịu kéo theo các hướng, do có tồn tại lỗ khoét với biên xác định L (Hình 3.3) trạng thái ứng suất đồng nhất ban đầu bị thay đổi và trở thành không đồng nhất, còn lân cận xung quanh lỗ khoét sẽ xuất hiện sự tập trung ứng suất. Cần xác định trạng thái ứng suất mới và không đồng nhất ấy.

Trạng thái ứng suất đàn hồi không đồng nhất ấy được mô tả trong bài toán phẳng của lý thuyết đàn hồi như sau:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y + \sigma_x &= 2[\varphi'(z) + \bar{\varphi}'(\bar{z})] \\ \sigma_y - \sigma_x + 2\tau_{xy} &= 2[z\varphi''(z) + \bar{\psi}'(\bar{z})] \end{aligned} \right\} \quad (3.16)$$

Trong đó hàm biến phức $z=x+iy$ được gọi như là hàm ứng suất;

$$\left. \begin{aligned} \varphi(z) &= \Gamma z + \varphi_o(z) = (B+iC) + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{a_n}{z^n} \\ \psi(z) &= \Gamma' z + \psi_o(z) = (B'+iC') + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{a'_n}{z^n} \end{aligned} \right\} \quad (3.17)$$

Bao gồm hai thành phần

- Thành phần thứ nhất (nằm ngoài tổng) ở vế phải biểu diễn trạng thái ứng suất đồng nhất ban đầu của tấm, còn:

$$\varphi_o(z) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{a'_n}{z^n}; \quad \text{và} \quad \psi_o(z) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{a'_n}{z^n};$$

mô tả sự phân bố lại ứng suất trong tấm và sự tập trung ứng suất LCXQ lỗ khoét.

Các công thức (3.16) và (3.17) được viết lại dưới dạng;

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y + \sigma_x &= 4B - 2 \sum_{n=0}^{\infty} n \left[\frac{a_n}{z^{n+1}} + \frac{\bar{a}_n}{\bar{z}^{n+1}} \right] \\ \sigma_y - \sigma_x + i.2\tau_{yx} &= 2(B' + iC') + 2 \sum_{n=0}^{\infty} n \left[\frac{(n+1)a_n}{z^{n+2}} \bar{z} - \frac{\bar{a}'_n}{\bar{z}^{n+1}} \right] \end{aligned} \right\} \quad (3.18)$$

Ký hiệu ứng suất ở vô cùng như sau:

$$\sigma_x(\infty) = p, \sigma_y(\infty) = q; \tau_{xy}(\infty) = \tau$$

và cho $z \rightarrow \infty$ ta có:

$$\begin{aligned} B &= \frac{p+q}{4} = \frac{p+Q}{4}, B' = \frac{p-q}{2} = \cos 2\theta \\ C' &= t = \frac{p-Q}{2} \sin 2\theta \end{aligned} \quad (3.19)$$

C - lấy giá trị bất kỳ, tiếp theo cho $\theta = 0$.

Trong đó:

- p và Q là các ứng suất chính
- θ góc giữa trục chính ứng với P và trục OX

Các hàm ứng suất $\varphi(z)$ và $\psi(z)$ xác định bởi công thức (3.16) phải thoả mãn các điều kiện trên chu vi L của lỗ khoét như sau:

$$\left. \begin{aligned} \varphi(z_o) + z_o \cdot \overline{\varphi'(z_o)} + \overline{\psi(z_o)} &= 0 \\ \overline{\varphi(z_o)} + \overline{z_o} \cdot \varphi'(z_o) + \psi(z_o) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.20)$$

Trong đó Z_o là điểm trên biên L

Như vậy bài toán về sự tập trung ứng suất của tấm vô hạn chịu kéo có lỗ khoét không chịu tải được đưa về việc tìm các hàm ứng suất $\varphi(z)$ và $\psi(z)$ thoả mãn các điều kiện biên (3.14.1) trên chu vi lỗ khoét L, nghĩa là tìm các hệ số a_n và a'_n ngoài biên L của các hàm $\varphi(z)$ và $\psi_0(z)$. Các hệ số này phụ thuộc vào các giá trị p, q và t, và đặc trưng trạng thái ứng suất đồng nhất ban đầu của tấm với các đặc trưng về hình học và dạng L của lỗ khoét.

Không có sự tương ứng hoàn toàn giữa hai bài toán về sự tập trung ứng suất trong tấm vô hạn chịu kéo theo các hướng có lỗ khoét, không có tải trọng tác dụng và sự phân bố ứng suất LCXQKH không chống đơn. Cụ thể là trong bài toán về tấm, trạng thái ứng suất ban đầu là đồng nhất ở tất cả các điểm của biên L của lỗ khoét ($\sigma_x=p$, $\sigma_y=q$, $\tau_{xy}=t$) thì trong khối đất đá nguyên sinh (thậm chí ngay cả bài toán phẳng) trạng thái ứng suất ban đầu đã là không đồng nhất và khác nhau ở mọi điểm trên biên L của khoang hầm sẽ được đào. Như thế, nếu áp dụng bài toán trên đây về sự tập trung ứng suất trong hầm vô hạn chịu kéo cho trường hợp phân bố lại ứng suất LCXQKH đơn không chống thì các giá trị p, q, t phải là các giá trị ứng suất trung bình ($\sigma_x=p$, $\sigma_y=q$, $\tau_{xy}=t$ cho miền bên trong biên L (miền này sau này sẽ đào đi) trong đất đá nguyên sinh và chúng có thể được tính toán theo các công thức của lý thuyết đàn hồi đã biết qua ứng suất trên biên L của khoang hầm. Do kích thước của khoang hầm nhỏ so với kích thước của miền đất đá và các giá trị ứng suất trên biên và tại các điểm trong biên L không khác nhiều so với các giá trị ứng suất trung bình $\sigma_x=p$, $\sigma_y=q$, $\tau_{xy}=t$ cho miền đó, vì thế trạng thái ứng suất của miền có thể coi là đồng nhất còn giá trị ứng suất cho là bằng nhau và bằng giá trị trung bình. Còn bản thân các giá trị trung bình có thể lấy các giá trị ứng suất trong đất đá nguyên sinh tại vị trí trung tâm của tiết diện khoang. Ngoài ra cần chú ý thêm rằng để bài toán trên đây là tương ứng cần thoả mãn điều kiện sao cho khoảng cách từ mép trên khoang tới mặt đất phải đủ lớn (ít nhất phải gấp hai lần kích thước lớn nhất của khoang).

Như vậy trong các điều kiện phân tích ở trên đây ứng với khoang hầm và trạng thái ứng suất trong đất đá nguyên sinh, trạng thái ứng suất của khối đất đá suy giảm đi do tồn tại khoang hầm không chống được mô tả bằng các công thức sau đây:

$$\begin{aligned} \sigma_x + \sigma_y &= B(x, y) - \sum_{n=0}^{\infty} n \left(\frac{a_n}{z^{n+1}} + \frac{\overline{a_n}}{z^{n+1}} \right) \\ \sigma_x - \sigma_y + i, 2\tau_{xy} &= B_1(x, y) + i \cdot C_1(x, y) + 2 \sum_{n=0}^{\infty} n \left[\frac{(n+1)a_n}{z^{n+2}} \overline{z} - \frac{a'_n}{z} \right] \end{aligned} \quad (3.21)$$

Trong đó $B(x, y)$, $B_1(x, y)$ và $C(y)$ mô tả trạng thái ứng suất ban đầu của đất đá nguyên sinh còn tổng bên phải - ảnh hưởng của khoang.

Để giải bài toán đặt ra trên đây cho khoang hình vuông có thể áp dụng phương pháp của N.L Muxkelishvili dùng cho phép ánh xạ bảo giác cho dạng tròn và vuông. Các bước tính trung gian rất công kênh, bỏ qua và ghi lời giải cuối cùng như sau:

$$\left. \begin{aligned} \phi(z) &= R\Gamma \left[\xi + \sum_{m=1}^N \frac{A_{2m-1}}{\xi^{2m-1}} + A_0 \right] \\ \psi(z) &= R\Gamma \left[\lambda\xi - \frac{1}{\xi} + \sum_{m=1}^{\infty} \frac{A'_{2m-1}}{\xi^{2m-1}} + A'_0 \right] \end{aligned} \right\} \quad (3.22)$$

Trong đó:

$$\tau = 2 \frac{Q-P}{Q+P} (\cos 2\theta + i \sin 2\theta)$$

$$A_n = \frac{a_n}{\Gamma.R^{n+1}} \text{ và } A'_n = \frac{a'_n}{\Gamma.R^{n+1}}$$

$$\xi = p.e = p(\cos\phi + i \sin\phi)$$

- p, ϕ tọa độ trong hệ trục cực
- n, m lấy tổng như nhau
- $m=0,2,4,6,\dots$ nếu n chẵn
- $m=1,3,5,7,\dots$ nếu n lẻ
- R : Hằng số
- Γ : Hệ số ánh xạ

Trong thiết kế có thể tham khảo bảng 3.3 và 3.4 dưới đây. ở các góc khoang ứng suất cục bộ thường lớn có thể sử dụng hệ số tập trung ứng suất K trong bảng dưới để tính, trong đó K phụ thuộc tỷ số $\infty=p/a$; p bán kính cong góc, a : một nửa khẩu độ.

Khi tính toán cho kết cấu hình vòm tường thẳng có thể gần đúng xem vòm như là tròn, còn tường xem như là hình chữ nhật

Bảng 3. 3: Hệ số điều chỉnh ứng suất K ở góc khoang chữ nhật

$\infty=p/a$	1,9	1/20	1/40
K	3,00	4,60	7,00

Bảng 3. 4: ứng suất trên hang đào hình chữ nhật

Vị trí	Tỷ số chiều cao/rộng	18/1 (σ_2)	5/1 (σ_2)	3/1 (σ_2)	1/1 (σ_2)	1/3 (σ_2)	1/5 (σ_2)	1/18 (σ_2)
ở đỉnh	$\sigma_x=0$	-0,80	-0,80	-0,80	0,81	-0,98	-1,00	-1,01
$\sigma_{e\min}$	$\sigma_x=0,25\sigma_z$	0,53	-0,16	-0,23	0,44	-0,64	-0,67	-0,75
ở hông	$\sigma_x=0$	1,05	1,10	1,35	1,50	2,20	2,50	5,00
$\sigma_{e\max}$	$\sigma_x=0,25\sigma_z$	0,80	0,96	1,00	1,30	2,00	2,23	5,00

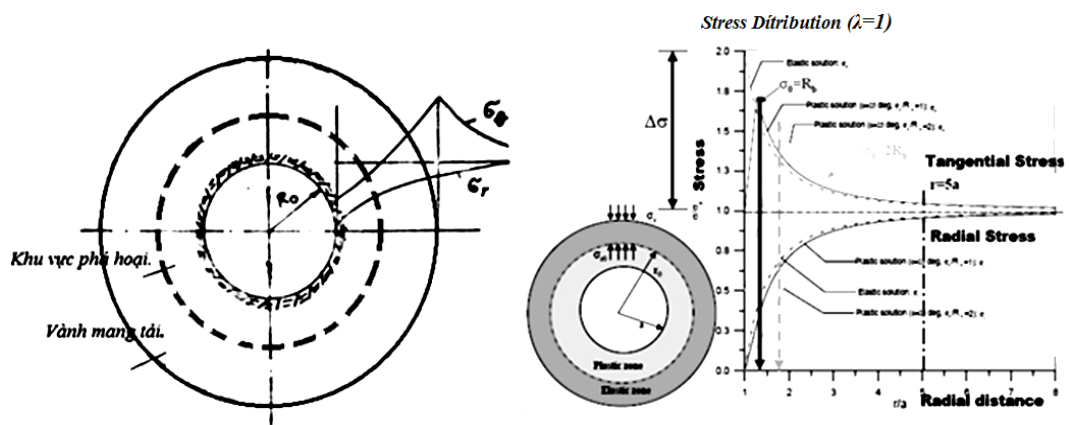
Có thể khái quát về trạng thái ứng suất sau khi xuất hiện khoang hầm của môi trường đất đá như sau:

Sau khi xuất hiện khoang hầm, trong môi trường đất đá có sự phân bố lại ứng suất. Nếu ứng suất phân bố lại trong đất đá vượt quá giới hạn đàn hồi thì tùy theo loại đất đá sẽ xảy ra hoặc phá hoại cục bộ hoặc biến dạng dẻo tại những vùng tập trung ứng suất cao. Khi đó xung

quanh khoang hầm sẽ tạo vùng ứng suất thấp-khu vực phá hoại hay biến dạng dẻo, còn vùng ứng suất cao sẽ lùi vào phía trong tạo vành đai chịu lực (hình vẽ 3.6). Trạng thái ứng suất này tạm gọi là trạng thái ứng suất thứ hai. Lời giải về trạng thái ứng suất thứ hai cũng được đề cập nhiều trong các giáo trình chuyên sâu, do khuôn khổ giáo trình này có hạn nên không trình bày ở đây. Cũng cần thấy rằng sự hình thành vùng ứng suất thấp này là một trong những nguyên nhân chính gây ra áp lực đất đá tác dụng lên kết cấu công trình ngầm.

Càng lùi sâu vào trong đất đá, đất đá càng ổn định và trở về trạng thái ban đầu, phạm vi vùng thay đổi ứng suất - vùng nhiễu động thường bằng (3-5)a với công trình ngầm dạng vòm và (4,5-2,5)a đối với công trình ngầm dạng tròn.

Ngoài ra có thể đưa ra thêm khái niệm về trạng thái ứng suất thứ 3-trạng thái ứng suất trong đất đá LCXQKH dưới tác dụng của tải trọng động, trạng thái ứng suất mới này còn ít được đề cập đến.



Hình 3. 6. Sự hình thành các vùng ứng suất LCXQKH sau khi đào hầm.

3.3. Tính toán áp lực đất đá

Áp lực đất đá là một trong những tải trọng chủ yếu tác dụng lên kết cấu công trình ngầm. Áp lực đất đá phụ thuộc và nhiều yếu tố: tính chất của môi trường đất đá xung quanh, chiều sâu đặt công trình, kích thước công trình vv...

Hiện có nhiều các giả thiết về áp lực đất đá như sau:

- Giả thiết về toàn bộ trọng lượng cột đất đá
- Giả thiết về một phần trọng lượng cột đất đá
- Giả thiết về đầm (bản)
- Giả thiết về vòm sụt lở
- Giả thiết về vòm áp lực
- Giả thiết về không có áp lực đất đá tác dụng lên vỏ hầm (công trình ngầm thẳng đứng) trong đất đá cứng
- vv...

Áp lực đất đá là tải trọng chủ yếu tác dụng lên công trình ngầm, trong thực tế tính toán, thiết kế, áp lực đất đá được phân chia ra thành ba loại:

- Thẳng đứng: tác dụng theo phương thẳng đứng hướng từ trên xuống

- Nằm ngang: tác dụng theo phương ngang hướng ngoài vào trong công trình ngầm, đôi khi còn gọi là áp lực hông
- Thăng đứng: tác dụng theo phương thẳng đứng hướng từ dưới lên trên, đôi khi còn gọi là áp lực nền.

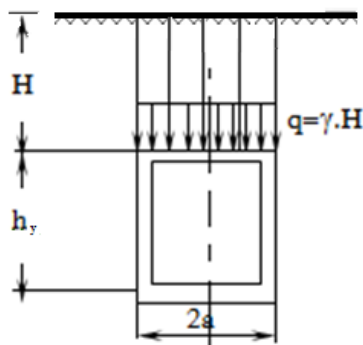
Những áp lực đất đá trên đây được gọi là áp lực chủ động, khác với áp lực bị động sẽ được trình bày ở phần sau của chương này.

Dưới đây chỉ giới thiệu một số giả thiết chính được áp dụng nhiều và được áp dụng tại Việt Nam trong các tiêu chuẩn thiết kế.

3.3.1. Tính toán áp lực đất đá thẳng đứng.

Dưới đây sẽ xét phương pháp tính toán áp lực đất đá thẳng đứng dựa trên một số giả thiết về áp lực đất đá trên cơ sở xem đất đá là vật thể rời rạc. Những phương pháp này đơn giản và thiên về an toàn cho nên được sử dụng rộng rãi, đặc biệt là trong thiết kế, tính toán các công trình ngầm tại Việt Nam.

3.3.1.1. Giả thiết về toàn bộ trọng lượng cột đất đá.



Hình 3. 7. Mô hình toàn bộ trọng lượng cột đất đá

Theo giả thiết này tải trọng tác dụng lên kết cấu công trình ngầm như sau (hình 3.7)

- Với công trình ngầm nằm ngang:

$$q = \gamma \cdot H \text{ (T/m}^2\text{)} \quad (3.23)$$

- Với công trình ngầm thẳng đứng:

$$e = \xi \gamma \cdot H \text{ (T/m}^2\text{)} \quad (3.24)$$

Trong đó:

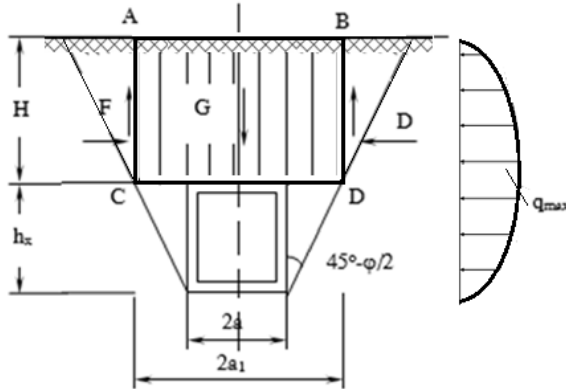
- q: tải trọng phân bố đều theo phương thẳng đứng
- γ : trọng lượng thể tích của đất đá (T/m^3)
- H: Chiều sâu đặt công trình (m)

Giải thiết này được Tuale đề xuất vào năm 1838 và A.Heim đề cập lại vào năm 1905. Trên cơ sở của giả thiết về trọng lượng toàn bộ cột đất đá (về thực chất là trường ứng suất tự nhiên), công thức tính tải trọng cho công trình ngầm thẳng đứng được tác giả A.H.Dinnik đề xuất vào năm 1925, M.M, Prôtôđjakônôp-1931, P.M.Tsimbarevitr-1933.

Rõ ràng rằng công thức để xác định tải trọng theo giả thiết về toàn bộ trọng lượng cột đất đá chỉ phù hợp với những công trình ngầm nằm trong đất đá yếu, bão hoà nước và ở một độ sâu nhất định nào đó hoặc là những công trình ngầm được thi công theo phương pháp đào lộ thiên.

3.3.1.2. Giả thiết về một phần trọng lượng cột đất đá.

Người đại diện cho nhóm này phải kể tới là Birbaumer (1913), ông cho rằng cột đất đá chỉ gây ra áp lực lên vỏ hầm tới một độ sâu nhất định nào đó và chiều sâu đó là nhỏ. Khi chiều sâu tăng lực cản chống cột tụt xuống cũng tăng lên, do đó vỏ hầm chỉ chịu một phần nào đó từ trọng lượng của toàn bộ cột mà thôi. Lực cản chống cột tụt xuống thậm chí trong một số trường hợp có thể lớn hơn cả trọng lượng của cột.



Hình 3. 8. Mô hình một phần trọng lượng cột đất đá

Tổng áp lực tác dụng lên nóc hầm là:

$$Q = G - 2F \quad (3.25)$$

Trong đó:

- G: Trọng lượng cột đá
- F: Lực ma sát trên mặt trượt đứng
- $F = D \tan \phi$, trong đó D là áp lực hông tác dụng lên các mặt bên của cột tính theo lý thuyết tường chắn.

Thay các giá trị của G và F vào (3.25) ta được:

$$Q = 2a_1 \gamma \cdot h - 2 \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi$$

Nếu xem áp lực phân bố trên chiều rộng $2a_1$, cường độ phân bố sẽ là:

$$q = \gamma \cdot H \cdot \left[1 - \frac{H}{2a_1} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi \right] \quad (3.26)$$

Khi bên trên công trình có nhiều lớp đất đá thì:

$$q = \sum_1^n \gamma_i \cdot h_i \left[1 - \frac{H}{2a_1} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_i}{2} \right) \tan \phi_i \right] \quad (3.27)$$

Trong đó:

$$a_1 = a + h_k \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.28)$$

- a: Một nửa khâu độ thi công
- h_k : Chiều cao kết cấu.

Từ công thức (3.26) trên đây giữa áp lực và chiều sâu có quan hệ bậc hai, tìm $q_{\max}$ tại chiều sâu H^* bằng cách lấy đạo hàm bậc hai và cho bằng không, do tính chất đối xứng của parabol bậc hai ta cũng tìm hiểu được chiều sâu $H = 2H^*$ tại đó có $q = 0$, điều này không phù

hợp với thực tế và cũng có nghĩa là ở độ sâu lớn công thức của Berbaumer là không còn phù hợp nữa.

Công thức xác định áp lực tác dụng lên công trình ngầm thẳng đứng trong khoảng chiều sâu phù hợp với giả thiết của Berbaumer cũng xác định tương tự như trên:

$$e = \xi \cdot q \quad (3.28')$$

Trong đó:

- q: tính theo các công thức (3.26) và (3.27)
- ξ : hệ số áp lực hông.

3.3.1.3. Thuyết tạo vòm.

Có thể tách ra làm hai nhóm về thuyết tạo vòm như sau:

- Nhóm thứ nhất gồm các giả thiết tạo vòm sụt lở, trong đó thiết lập hình dáng và kích thước khối đất đá tách ra khỏi môi trường nằm cố định trên nóc vỏ hầm; Đại diện của nhóm này gồm Berbaumer (1913). M.M. Prôtôđjakônôp (1908 - 1931), G.FPerrôt (1860). Cacô (1934)....

- Nhóm thứ hai gồm các giả thiết về vòm áp lực: nghiên cứu cơ chế hình thành các mặt thoát ổn định dạng vòm. Đại diện của nhóm này là: Êccardt (1913, K.Tesaghi (1925), Khaac (1928)... Đối với công trình ngầm quân sự, để đơn giản và thiên về an toàn dưới đây chỉ trình bày phương pháp tạo vòm của M.M Prôtôđjakônôp.

M.M Prôtôđjakônôp xem đất đá là những vật thể rời rạc, lực dính giữa các hạt trong đất đá được thể hiện qua hệ ma sát tương trưng - hay hệ số độ cứng f_{kp} , từ công thức chống trượt trong đất đá ta có:

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c;$$

$$\frac{\tau}{\sigma} = \tan \varphi + \frac{C}{\sigma} = f_{kp}.$$

$$f_{kp} = \tan \varphi + \frac{C}{\sigma} \quad (3.29)$$

Trong đó:

- τ : sức bền chống trượt trên một đơn vị diện tích bề mặt
- f : hệ số ma sát trong của vật thể rời
- σ : ứng suất nén trên đơn vị diện tích
- c : lực dính giữa các hạt.

Trong công thức trên đây rõ ràng nếu đất đá rời thì $C = 0$, $f = \tan \varphi = f_{kp}$ (hệ số ma sát trong). Với đá cứng có thể lấy $f_{kp} = \{R_n\}/100$.

Từ quan sát thực tế, ông thấy rằng sau khi đào hàm đất đá trên nóc hầm sẽ sụt lở theo một đường cong AOB như trên hình vẽ (3.9):

Đường cong AOB có chiều cao h_1 và chiều rộng $2a_1$ trọng lượng phần đất đá bên dưới vòm chính là áp lực đất đá thẳng đứng tác dụng lên kết cấu vỏ hầm. Các kích thước vòm AOB được xác định theo lý thuyết vật thể rời.

$$\frac{d\tau}{dh_1} = 0$$

Hay:

$$p \cdot a_1 \frac{a_1 - h_1 \cdot fkp}{h_1} = 0$$

Cuối cùng ta có điều kiện để $\tau_{\max}$ là:

$$h_1 = \frac{a_1}{fkp} \cdot (m) \quad (3.32)$$

Thay giá trị của h_1 vào biểu thức T ta được:

$$T = \frac{1}{2} fkp \cdot p \cdot a_1$$

Như vậy để vòm cân bằng ổn định, lực xô ở đỉnh vòm bằng một nửa lực cản ma sát.

áp lực đất đá thẳng đứng khi đó là trọng lượng thể tích của phần đất đá dưới vòm:

- Tải trọng tập trung trên một đơn vị chiều dài:

$$p = \frac{2}{3} \gamma \cdot 2a_1 \cdot h_1 = \frac{4}{3} \gamma \cdot a_1 \cdot h_1$$

Thay giá trị của a_1 vào ta có:

$$P = \frac{4}{3} \gamma \frac{a_1^2}{fkp} \quad (3.33)$$

- Tải trọng phân bố đều:

$$q = \gamma \cdot h_1 \quad (3.34)$$

- Tải trọng phân bố hình thang:

$$q' = \gamma (h' + f') \quad (3.35)$$

Công thức trên đây chỉ phù hợp với đất đá là vật thể rời, với đất đá cứng kết quả tính toán lớn hơn so với thực tế song do thiên về an toàn có thể sử dụng các công thức trên đây để tính toán. Để áp dụng cụ thể các công thức trên có thể vận dụng các kết quả nghiên cứu của Térésaghi và các kinh nghiệm thực tế để phân biệt các trường hợp tính toán cụ thể như sau:

- Khi công trình ngầm nằm trong đất bão hoà nước, đất bùn, đất xốp rời hoàn toàn, hay thi công theo kiểu đào lộ thiên thì tính toán áp lực đất đá theo công thức cột đất đá.

- Khi công trình ngầm nằm trong đất đá có:

$$f_{kp} \geq 0,8 \text{ và } H < (2,0 - 2,5) h_1$$

hoặc:

$$f_{kp} < 0,8 \text{ và } H < 5 a_1.$$

Thì tính toán theo công thức cột đất đá.

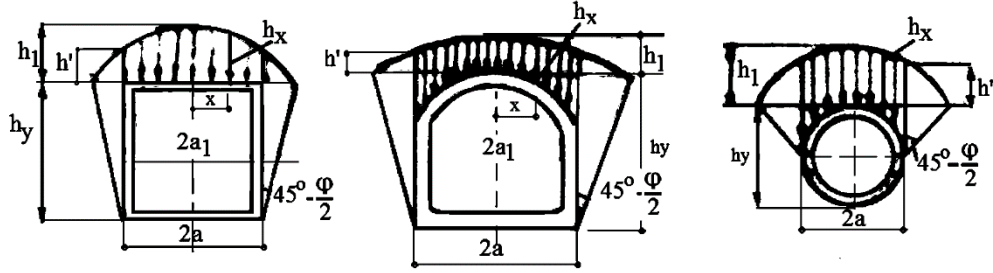
- Khi công trình ngầm nằm trong đất đá có:

$$f_{kp} \geq 0,8 \text{ và } H \geq (2,0 - 2,5) h_1$$

hoặc:

$$f_{kp} < 0,8 \text{ và } H < 5 a_1$$

Thì tính toán theo công thức vòm.



Hình 3. 10. Sơ đồ xác định tải trọng thẳng đứng.

3.3.1.4. Phương pháp dựa trên giả thiết “hiệu ứng vòm” của Terzaghi:

“Hiệu ứng vòm” là hiện tượng một khối đất bị dịch chuyển bởi một lý do nào đó, thì trong khi dịch chuyển, một phần trọng lượng của bộ phận đất đó sẽ được tiếp thu bởi lực ma sát xuất hiện dọc theo hai mặt trượt, như vậy trọng lượng của bộ phận đất bị dịch chuyển sẽ giảm và truyền sang phần đất đứng yên bên cạnh. Nếu độ dịch chuyển của khối đất đó khá lớn thì các mặt trượt có khả năng phát triển lên đến mặt đất tự do. Nhưng nếu độ dịch chuyển nhỏ thì các mặt trượt chỉ phát triển đến một độ sâu nào đó, nghĩa là hiệu ứng vòm chỉ phát triển đến chiều sâu đó.

Khi ta đào đất để đặt công trình ngầm theo phương pháp đào kín thì sẽ xuất hiện hiệu ứng vòm ở hai bên vách của hầm, tạo với đường thẳng đứng một góc $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$. Nếu công trình đặt nông thì hiệu ứng vòm phát triển lên đến mặt đất, nhưng nếu công trình đặt sâu thì hiệu ứng vòm chỉ phát triển lên đến chiều sâu H_2 . Ứng suất trong phạm vi $(H-H_1)$ có thể xem như tỷ lệ với chiều sâu.

Phương pháp này ban đầu áp dụng cho đất đá rời, khô sau đó được phát triển áp dụng cho đất đá có dính kết. Theo Terzaghi chiều rộng phần vòm đất đá tác động lên kết cấu chống B (hình 3.11) cũng được xác định theo công thức (3.6). Áp lực thẳng đứng tác dụng lên kết cấu chống đỡ khi công trình xây dựng trong đất đá rời rạc, không có lực dính xác định theo công thức:

$$p_n = \frac{\gamma B}{2\lambda \cdot \text{tg}\varphi} \left(1 - e^{\frac{-2\lambda H}{B} \text{tg}\varphi} \right) + \lambda H \cdot e^{\frac{-2\lambda H}{B} \text{tg}\varphi} \quad (3.36)$$

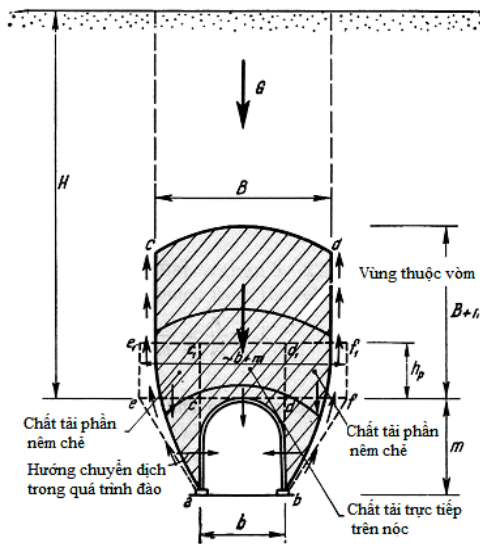
Ở đây: λ - hệ số áp lực hông; H- chiều dày tầng phủ bên trên vòm sụt lỏ; φ - góc ma sát trong của đất đá; γ - trọng lượng riêng của đất đá. Cũng theo Terzaghi khi chiều cao H_2 (hình 3.11) tăng lên thì chiều dày H giảm đi, khi H_2 bằng khoảng $1/5H$ thì số hạng thứ 2 trong công thức sẽ rất nhỏ và có thể bỏ qua, khi đó phần trong ngoặc của số hạng thứ nhất tiến đến 1 và áp lực đất đá đạt giá trị lớn nhất:

$$T \leq H = p \cdot a_1 \cdot f_{kp} \cdot p_{\max} = \frac{\gamma B}{2\lambda \cdot \text{tg}\varphi} \quad (3.37)$$

Trong đất đá có lực dính kết c thì áp lực đất đá thẳng đứng xác định theo công thức:

$$p_n = \frac{\gamma B - 2c}{2\lambda \cdot \text{tg}\varphi} \left(1 - e^{\frac{-2\lambda H}{B} \text{tg}\varphi} \right) \quad (3.38)$$

Theo Terzaghi thì áp lực đất đá chỉ xuất hiện khi $B \geq \frac{2C}{\gamma}$. Ông cũng đề xuất phương pháp phân loại đất đá bằng việc xác định vùng suy yếu trên nóc công trình phụ thuộc vào chiều rộng b và chiều cao h của đường hầm.



Hình 3. 11. Sơ đồ tính toán vùng mất ổn định quanh hầm theo K. Terzaghi.

3.3.1.5- Giả thiết về dầm (bản).

Xem đất đá là phân lớp và xét sự làm việc của từng lớp riêng trên nóc như là dầm hay bản với các phương án tải khác nhau, nghiên cứu nhịp giới hạn cho các lớp đất đá ở nóc.

Ngoài ra một số giả thiết khác cũng được áp dụng tại nhiều nơi trên thế giới như: *Giả thiết về vòm sụt lở*: xác định hình dáng, kích thước của khối đất đá và tách khỏi khối nằm trên vỏ hầm, từ đó xác định tải trọng; *Giả thiết về không có áp lực đất đá* tác dụng lên vỏ hầm dạng giếng đứng trong đất đá cứng vv.

3.3.2. Áp lực hông.

Áp lực hông tác dụng theo phương pháp nằm ngang lên kết cấu công trình do đất đá chuyển dịch vào phía trong khoang hầm gây ra. Để xác định áp lực hông có thể xem tường bên như tường chắn, còn hệ số áp lực hông thì xác định như trong phần trước.

1. Trong đất đá rời rạc:

$$e_y = (q + \gamma \cdot y) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.39)$$

2. Trong đất đá đàn hồi:

$$e_y = (q + \gamma \cdot y) \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \quad (3.40)$$

Trong đó:

- q : áp lực đất đá thẳng đứng trên nóc
- y : chiều sâu tính từ đỉnh kết cấu tới điểm xét (m).

Trong khi tính toán kết cấu người ta thường tính toán áp lực đất đá tác dụng bên hông tại một số vị trí sau đây (xem hình vẽ 3.12)

1. Trong đất đá rời

- Tại đỉnh kết cấu:

$$e_1 = q \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.41)$$

- Tại chân kết cấu:

$$e_2 = (q + \gamma \cdot h_k) tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.42)$$

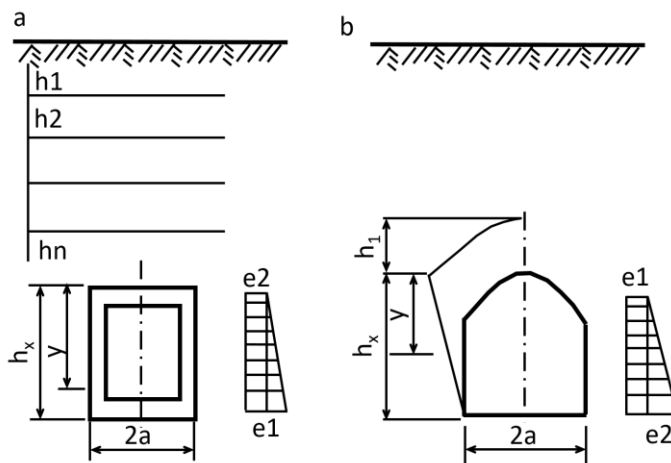
2. Trong đất đá đàn hồi.

- Tại đỉnh kết cấu:

$$e_1 = q \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \quad (3.43)$$

- Tại chân kết cấu:

$$e_2 = (q + \gamma \cdot h_k) \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \quad (3.44)$$



Hình 3. 12. Biểu đồ áp lực hông:

a) tính theo cột.

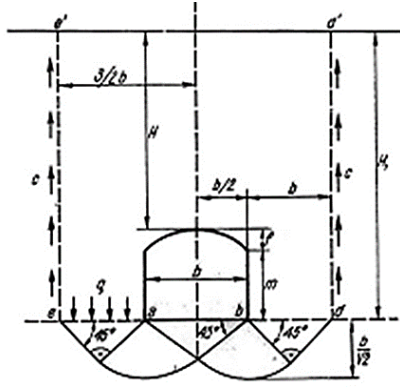
b) tính theo vòm.

Nói chung là áp lực hông có ảnh hưởng không nhiều và thường có lợi cho sự làm việc của kết cấu vì thế trong một số trường hợp để đơn giản và thiên về an toàn người ta bỏ qua.

3.3.3. Áp lực nền

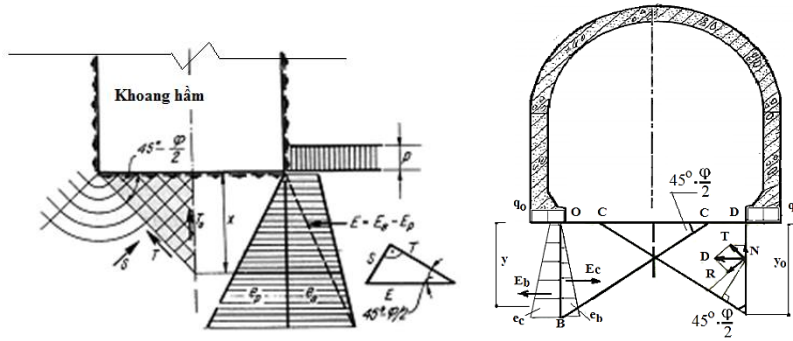
Nguyên nhân gây ra áp lực nền tác dụng lên bản đáy công trình là do áp lực đất đá thẳng đứng và trọng lượng bản thân kết cấu truyền qua đáy chân tường làm cho đất đá trôi vào phía trong hầm.

Để chịu áp lực, thông thường người ta cấu tạo bản đáy phẳng với trường hợp áp lực nền nhỏ và bản đáy kiểu vòm ngược với trường hợp áp lực nền lớn. Hai trong nhiều giả thiết về tính toán áp lực nền được áp dụng nhiều trong tính toán thực tế là giả thiết của Terzaghi (xem sơ đồ tính toán trên hình 3.13 và giả thiết của Ximbarevich.



Hình 3.13. Sơ đồ tính áp lực nền theo Terzaghi

Xét phương pháp tính áp lực nền của Ximbarevich theo sơ đồ tính như trên hình vẽ 3.14 dưới đây:



Hình 3.14. Sơ đồ tính áp lực nền.

Khi tường bên chịu tải, theo Simbarevich, dưới đáy tường phát sinh áp lực phân bố đều q_0 , phía bên trái mặt phẳng AB có áp lực ngang là e_c .

$$e_c = (q_0 + \gamma \cdot y)tg^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{T/m}^2) \quad (3.19)$$

Dưới tác dụng của e_c lăng thể ABC sẽ bị trượt, phía bên phải mặt phẳng AB sẽ phát sinh áp lực bị động e_b .

$$e_b = \gamma \cdot ytg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{T/m}^2) \quad (3.20)$$

Càng xuống sâu, cả hai thành phần e_c và e_b đều tăng, nhưng e_b tăng nhanh hơn và đến một độ sâu nhất định y_0 nào đó thì $e_b = e_c$. Ở những độ sâu lớn hơn y_0 thì áp lực bị động sẽ lớn hơn nên giới hạn của lăng thể trượt nằm trong phạm vi độ sâu y_0 .

Tại độ sâu y_0 đất đá sẽ đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn và không bị dịch chuyển nữa, từ đẳng thức $e_c = e_b$ ta có:

$$(q_0 + \gamma \cdot y_0)tg^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \gamma \cdot y_0tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Từ đây có thể tính được chiều sâu giới hạn như sau:

$$y_0 = \frac{q_0tg^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}{\gamma \left[tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) - tg^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \right]} \quad (3.21)$$

hay:

$$y_0 = \frac{q_0}{\gamma \left[tg^4 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right]} \quad (3.22)$$

Khi đó tổng áp lực chủ động sẽ là:

$$E_c = y_0 \left(q_0 + \gamma \frac{y_0}{2} \right) tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Tổng áp lực bị động sẽ là:

$$E_b = \gamma \frac{y_0^2}{2} tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Áp lực gây trượt thể sẽ là:

$$D = E_c - E_b = \frac{\gamma y_0}{2} \left[\left(\frac{2q_0}{\gamma} + y_0 \right) tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - y_0 tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (3.23)$$

Lực D có thể phân thành hai thành phần như sau:

- Thành phần T song song với mặt trượt BC

$$T = D \cdot \cos \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.24)$$

- Thành phần thẳng góc với mặt trượt BC:

$$R = D \cdot \sin \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.25)$$

Lực R sẽ gây ra lực ma sát là $Rtg\phi$. Như vậy lực gây trượt, đẩy lăng thể ABC trôi lên sẽ là:

$$\sin T_0 = T - Rtg\phi = D \frac{\sin \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)}{\sin (90^\circ + \phi)} \quad (3.26)$$

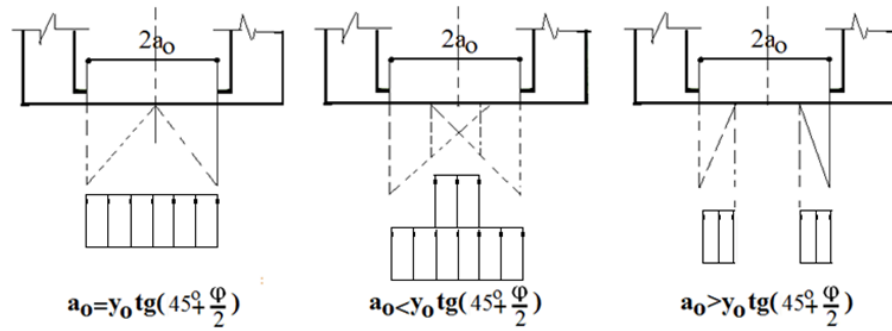
Lực T_0 gây ra lực trượt thẳng đứng ở đáy là:

$$N_0 = T_0 \sin \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.27)$$

Cường độ phân bố là:

$$q = \frac{N_0}{a} = - \frac{N_0}{y_0 tg \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} \quad (3.28)$$

Tùy theo giá trị của y_0 và chiều rộng bản đáy, sự phân bố của áp lực nền có thể như trên hình vẽ trên hình vẽ 3.15



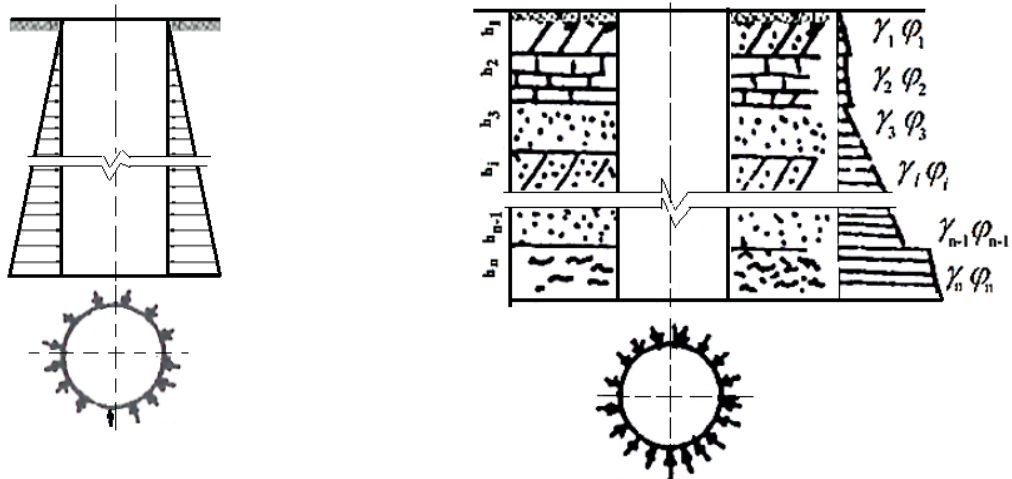
Hình 3. 15. Sơ đồ phân bố áp lực nền.

3.4. Một số trường hợp đặc biệt.

3.4.1. Công trình ngầm thẳng đứng.

Trong công trình ngầm thẳng đứng chỉ có áp lực hông tác dụng lên kết cấu công trình ngầm, áp lực hông xác định như đã trình bày trong phần trước cho công trình ngầm nằm ngang.

áp lực hông tại độ sâu bất kỳ tính toán theo công thức sau:



a. Một lớp đất đá

b. Nhiều lớp đất đá

Hình 3. 16. Tải trọng tác dụng lên giếng.

$$e_y = (\gamma_n \cdot y + \sum \gamma_i \cdot h_i) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.29)$$

Khi xây dựng công trình ngầm trong đất đá bão hoà nước cần xét tới sự thay đổi của trọng lượng thể tích do sức đẩy nổi của nước và sự thay đổi giá trị của góc ma sát trong.

Trong đất đá cứng:

$$e_y = \frac{\mu_0}{1-\mu_0} (\gamma_n + \sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i) (T/m^2) \quad (3.30)$$

Giá trị tính toán áp lực đất đá thẳng đứng theo các công thức trên đây là lớn, nguyên nhân chủ yếu là do việc xây dựng mô hình tính toán theo lý thuyết tường chắn chưa hoàn toàn hợp lý.

3.4.2. Công trình ngầm nằm nghiêng (Hình 3.17)

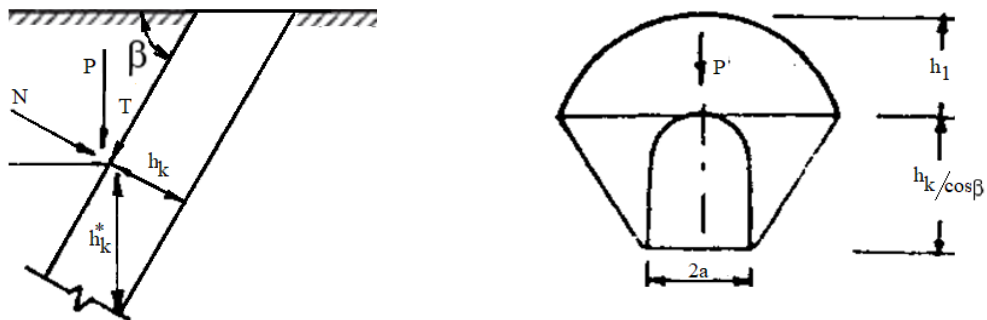
Đối với công trình ngầm nằm nghiêng, lệch so với mặt phẳng nằm ngang một góc β thì áp lực đất đá cũng tính toán tương tự như đối với công trình ngầm nằm ngang, nhưng cần chú ý rằng áp lực đất đá thẳng đứng P phải chia thành hai thành phần:

- Thành phần thẳng đứng góc với trục hầm:

$$N = P \cdot \cos \beta \quad (3.31)$$

- Thành phần song song với trục hầm:

$$T = P \cdot \sin \beta \quad (3.32)$$



Hình 3. 17. Tải trọng tác dụng lên hầm nghiêng.

Thành phần N vuông góc với trục hầm là áp lực tác dụng lên kết cấu chịu lực của công trình ngầm, còn thành phần T song song với trục hầm thì xô các khung chống về phía dưới do đó khi đặt các cột chống phải cấu tạo nghiêng một góc ($5^\circ - 8^\circ$) về phía trên.

Khi β lớn thì thành phần N nhỏ, thực nghiệm cho thấy rằng khi $\beta > 80^\circ$ thì giá trị của N rất nhỏ và có thể coi hầm là thẳng đứng. Khi góc $\beta = 60^\circ - 80^\circ$ thì có thể lấy $\beta = 60^\circ$ và khi $\beta < 60^\circ$ thì lấy theo trị số thực.

Cần chú ý khi tính P lấy chiều cao hầm là $h_k / \cos \beta$ (trong đó h_k là chiều cao thực của hầm). Simbarevich đề nghị cách tính như sau:

- Khi $\beta < 45^\circ$ thì $N = P \cos \beta$
- Khi $\beta = 45^\circ - 75^\circ$ thì $N = P \cos 45^\circ$.

Áp lực hông cũng được phân thành hai thành phần $E \cos \beta$ và $E \sin \beta$. Bởi vậy áp lực đất đá thẳng đứng tổng quát tác dụng lên kết cấu công trình ngầm nằm nghiêng có thể được viết như sau:

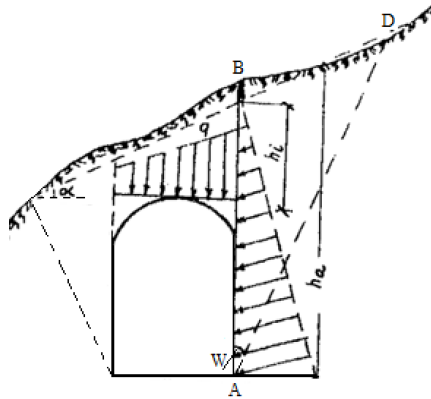
$$N = P \cos \beta + E \sin \beta \quad (3.33)$$

- Khi $\beta = 0$ thì $N = P$; tương ứng với công trình ngầm nằm ngang
- Khi $\beta = 90^\circ$ thì $N = E$; tương ứng với công trình ngầm thẳng đứng

Trong thiết kế có thể lấy như sau:

- Khi $\beta \geq 75^\circ$ tính theo công trình ngầm thẳng đứng
- Khi $\beta \leq 15^\circ$ tính theo công trình ngầm nằm ngang

3.4.3. Trường hợp công trình ngầm chạy qua sườn núi (hình vẽ 18).



Hình 3. 18. Tải trọng tác dụng lên công trình ngầm chạy qua sườn núi

Khi công trình ngầm nằm ở sườn núi, chiều dày lớp đất đá bên trên không đủ dày để hình thành vòm áp lực, hoặc trong chiều nhiều trường hợp người ta thi công bằng phương pháp đào lộ thiên, khi đó áp lực đất đá thẳng đứng phân bố không đều và có thể tích theo công thức:

$$p_i = \frac{2h_i Q \sin[90^\circ - (W + \phi)]}{h_0^2 \sin(a + w + \phi) \sin(90^\circ - a)} \quad (3.34)$$

Trong đó:

- Q: trọng lượng lăng thể ABD
- W: góc BAD
- ϕ : góc ma sát giữa đất lấp và đất nguyên tùy thuộc vào mặt đào, loại đất đắp; thường lấy $\phi' = \phi - (3^\circ + 8^\circ)$.

3.4.4. Tải trọng do động đất.

Động đất gây ra tải trọng tác dụng theo cả phương ngang và dọc hầm tải trọng theo phương ngang gây bất lợi cho đầu hầm và đoạn gần đầu hầm, còn theo chiều dọc thì gây bất lợi cho đoạn nằm trong gần giữa hầm. Đối với động đất dưới cấp 7, thường ảnh hưởng của nó tới công trình ngầm là nhỏ và không xét tới trong quá trình tính toán. Khi động đất trên cấp 7 - 9 thì phải đề cập tới trong thiết kế, còn trong những khu vực có động đất trên cấp 9 người ta rất hạn chế xây dựng các công trình ngầm tại đó.

Khi xét tới động đất, ngoài áp lực đất đá còn phải xét tới lực quán tính do nó gây ra như sau:

$$S = C \frac{a}{g} Q = C \cdot K \cdot Q \quad (3.35)$$

Trong đó:

- C: Hệ số kết cấu, $C = 1/13$.
- a: Gia tốc lớn nhất do ảnh hưởng của động đất
- g: Gia tốc trọng trường
- Q: Tải trọng tác dụng lên kết cấu bao gồm áp lực đất đá và trọng lượng bản thân:
- K: Hệ số động đất có thể lấy như sau: (bảng số 3.5)

Bảng 3. 5: hệ số động đất.

Cấp động đất	7	8	9
Hệ số K	0.075	0.15	0.30

Trong đó cần chú ý lấy góc ma sát trong tính toán φ_t như sau:

$$\varphi_t = \varphi \pm \theta \quad (3.36)$$

Trong đó :

φ : Góc ma sát trong của đất đá

θ : Góc ma sát kể tới ảnh hưởng của động đất

- Cấp 7 và 8 $\theta = 30^\circ$

- Cấp 9 và lớn hơn $\theta = 60^\circ$.

Lấy dấu cộng (+) khi lực quán tính ngược chiều với áp lực ngang và ngược lại.

Khi đó vòm áp lực có nhịp là :

$$2a_1 = 2a + h_k \left[\left(45^\circ - \frac{\varphi - \theta}{2} \right) + \left(45^\circ - \frac{\varphi + \theta}{2} \right) \right]$$

Chiều cao vòm là:

$$h_1 = \frac{2a_1}{2fkp} = \frac{a_1}{fkp} \quad (3.37)$$

Tải trọng thẳng đứng:

$$q = \gamma \cdot h_1 \quad (3.38)$$

Lực quán tính thẳng đứng:

$$S = \gamma \cdot h_1 \cdot C.K \quad (3.39)$$

Áp lực ngang:

$$e = (q + \gamma \cdot y) t g^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.40)$$

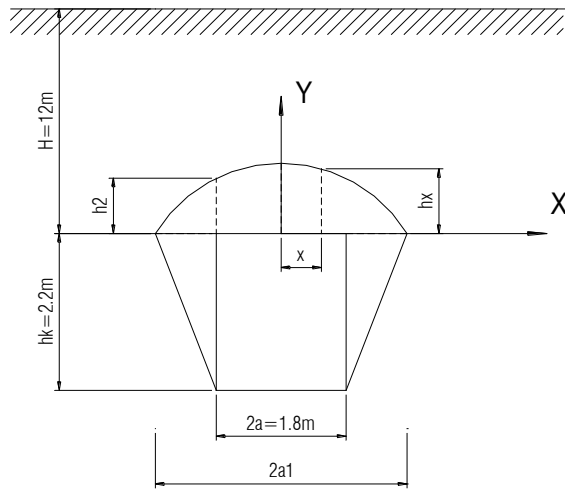
Lực quán tính ngang do động đất:

$$Se = (q + \gamma \cdot y) \left(45^\circ - \frac{\varphi \pm \theta}{2} \right) \cdot C.K \quad (3.41)$$

Khi công trình nằm càng sâu, thì ảnh hưởng của động đất càng ít, vì vậy trong tính toán khi chiều sâu đặt công trình tăng lên 100m thì lấy động đất giảm đi một cấp.

3.5. Các ví dụ.

Ví dụ số 1: Cho đường hầm có mái phẳng, chiều rộng $2a=1.8\text{m}$, chiều cao $h_k=2.2\text{m}$. Đường hầm xây dựng trong môi trường đồng nhất (cát chặt), chiều sâu đặt công trình $H=12\text{m}$. Xác định áp lực đất đá thẳng đứng.

**Giải:**

Từ phụ lục I, giáo trình ta có:

$$f_{kp} = 0.7$$

$$\gamma = 1,5 \text{ T/m}^3; \varphi = 35^\circ$$

Xác định kích thước vòm áp lực:

- Chiều rộng vòm áp lực a_1 :

$$\begin{aligned} a_1 &= a + h_k \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= 0.9 + 2.2 \times \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0.9 + 2.2 \times 0.52 = 2.044 \text{ m} \end{aligned}$$

- Từ điều kiện xác định công trình ở nông hay sâu ta có:

$$\left. \begin{aligned} H = 12 \text{ m} > 5a_1 = 5 \times 2.04 = 10.2 \\ f_{kp} = 0.7 < 0.8 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{áp lực đất đá tính theo thuyết tạo vòm.}$$

- Chiều cao vòm áp lực h_1 :

$$h_1 = \frac{a_1}{f_{kp}} = \frac{2.04}{0.7} \approx 2.9 \text{ m}$$

Vòm áp lực có dạng parabol bậc 2 do đó:

$$h_x = h_1 \left(1 - \frac{x^2}{a_1^2} \right) \Rightarrow h_2 = h_1 \left(1 - \frac{a^2}{a_1^2} \right) = 2.9 \left(1 - \frac{0.9^2}{2.04^2} \right) = 2.33 \text{ m}$$

Áp lực đất đá thẳng đứng tại một điểm bất kỳ q_x xác định theo công thức:

$$\begin{aligned} q_x &= \gamma h_x = \gamma h_1 \left(1 - \frac{x^2}{a_1^2} \right) \\ &= 4.35 \times \left(1 - 0.24x^2 \right) \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

Ví dụ số 2: Cho đường hầm nằm ngang tiết diện hình vuông, chiều cao $h_k=2.2\text{m}$. Đất đá là sét pha cát $\gamma = 1,9 \text{ T/m}^3$; $\varphi = 40^\circ$, chiều cao vòm áp lực $h_1=3\text{m}$. Xác định áp lực hông.

Giải:

Áp lực đất đá thẳng đứng tác dụng trên nóc hầm (coi là phân bố đều):

$$q = \gamma \times h_1 = 1.9 \times 3 = 5.7 \text{ T/m}^2$$

- Áp lực hông tại điểm bất kỳ trên tường được xác định theo công thức sau:

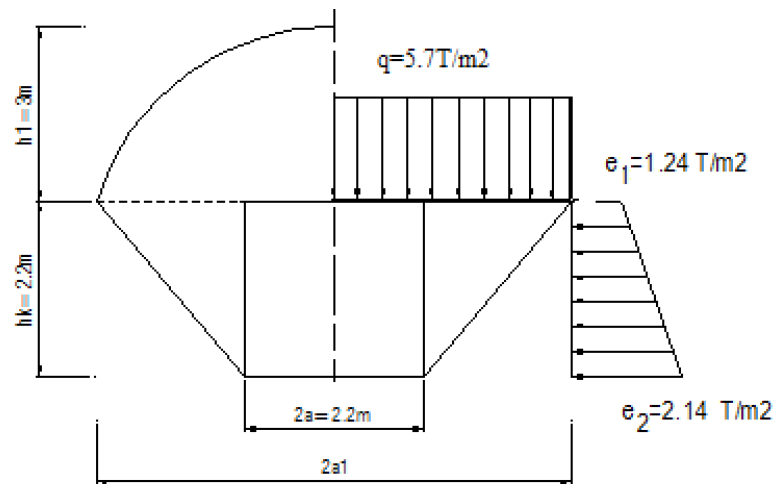
$$e_y = (q + \gamma y) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

+ Áp lực hông tại đỉnh tường $y=0$:

$$e_1 = q \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 5.7 \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 5.7 \times 0.217 \approx 1.24 \text{ T/m}^2$$

+ Áp lực hông tại chân tường $y=h_k=2.2\text{m}$:

$$e_2 = (q + \gamma h_k) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = (5.7 + 1.9 \times 2.2) \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 9.88 \times 0.217 \approx 2.14 \text{ T/m}^2$$



Kích thước vòm áp lực và biểu đồ áp lực đất đá.

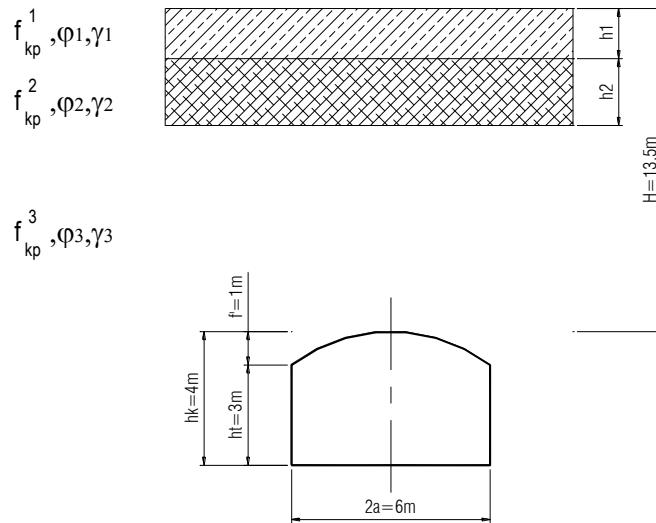
Ví dụ số 3: Đường hầm nằm ngang tiết diện hình vòm tường thẳng, chiều cao $h_k=4\text{m}$, chiều cao vòm $f=1\text{m}$, $2a=6\text{m}$. Hầm được xây dựng trong các lớp đất đá có tính chất cơ lý như sau:

Lớp thứ nhất: $h_1 = 1.5\text{m}$; $f_{kp}^1 = 1$; $\gamma_1 = 1.7 \text{ T/m}^3$;

Lớp thứ hai: $h_2 = 2\text{m}$; $f_{kp}^2 = 2$; $\gamma_2 = 2.2 \text{ T/m}^3$;

Lớp thứ ba: $h_3 = 50\text{m}$; $f_{kp}^3 = 8$; $\gamma_3 = 2.5 \text{ T/m}^3$; $\varphi_3 = 70^\circ$

Chiều sâu đặt công trình $H=13.5\text{m}$. Xác định áp đất đá thẳng đứng và áp lực hông.

**Giải:**

Xác định kích thước vòm áp lực:

- Chiều rộng vòm áp lực a_1 :

$$a_1 = a + h_k \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$= 3 + 4 \times \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{70^\circ}{2} \right) = 3.7 \text{ m}$$

- Chiều cao vòm áp lực h_1 :

$$h_1 = \frac{a_1}{f_{kp}} = \frac{3.7}{8} \approx 0.46 \text{ m}$$

- Từ điều kiện xác định công trình ở nông hay sâu ta có:

$$\left. \begin{aligned} H^* &= 13.5 - 1.5 - 2 = 10 \text{ m} > 2.5h_1 = 2.5 \times 0.46 = 1.15 \text{ m} \\ f_{kp} &= 8 > 0.8 \end{aligned} \right\} \rightarrow$$

$\Rightarrow$ Áp lực đất đá tính theo thuyết tạo vòm.

Áp lực đất đá thẳng đứng tác dụng trên nóc hầm được coi là phân bố đều với cường độ q :

$$q = \gamma \times h_1 = 2.5 \times 0.46 = 1.15 \text{ T/m}^2$$

- Áp lực hông tại điểm bất kỳ trên vòm, tường được xác định theo công thức sau:

$$e_y = (q + \gamma y) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

+ Áp lực hông tại đỉnh vòm $y=0$:

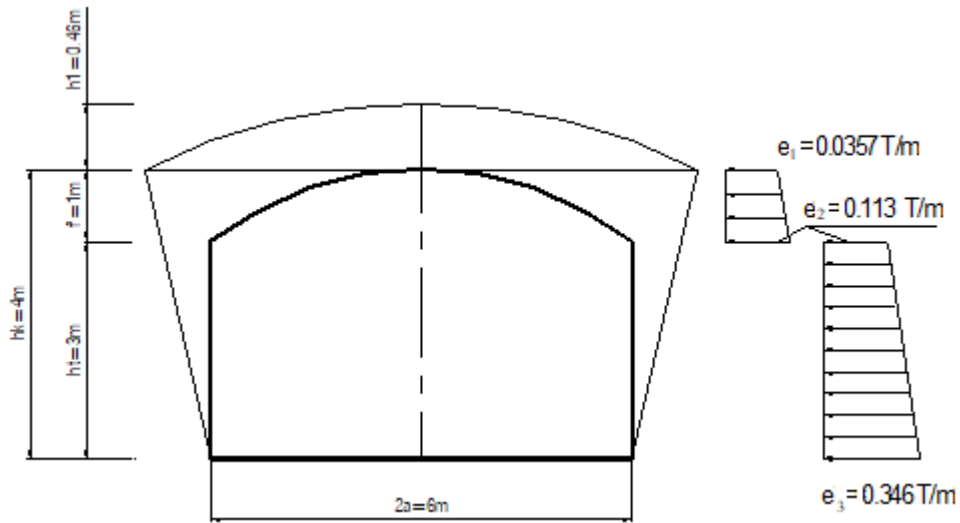
$$e_1 = q \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 1.15 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{70^\circ}{2} \right) = 1.15 \times 0.031 \approx 0.0357 \text{ T/m}^2$$

+ Áp lực hông tại chân vòm (đỉnh tường) $y=f=1\text{m}$:

$$e_2 = (q + \gamma f) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = (1.15 + 2.5 \times 1) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{70^\circ}{2} \right) = 3.65 \times 0.031 \approx 0.113 \text{ T/m}^2$$

+ Áp lực hông tại chân tường $y = h_k = 4\text{m}$:

$$e_3 = (q + \gamma h_k) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = (1.15 + 2.5 \times 4) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{70^\circ}{2} \right) = 11.15 \times 0.031 \approx 0.346 \text{ T/m}^2$$



Ví dụ số 4: Công trình ngầm nằm ngang có kích thước như trong hình vẽ (hình 1) được xây dựng ở độ sâu $H=10\text{m}$ trong đất đá là than bùn. Xác định áp đất đá tác dụng lên kết cấu công trình ngầm.

Giải:

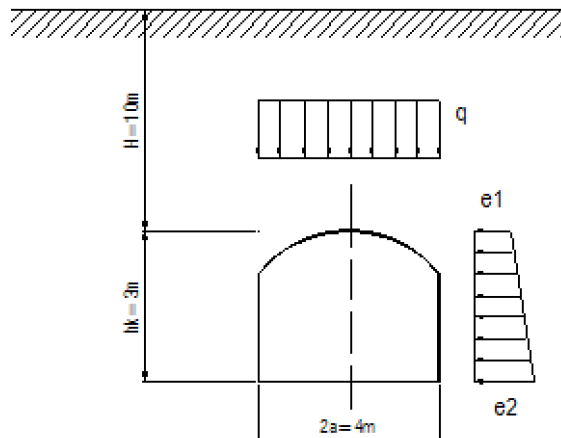
Từ phụ lục I, giáo trình công trình ngầm phần II, tr-213 ta có:

Đất đá là than bùn có: $f_{kp} = 0.6$; $\gamma = 1,5 \text{ T/m}^3$; $\varphi = 30^\circ$

Xác định kích thước vòm áp lực:

- Chiều rộng vòm áp lực a_1 :

$$\begin{aligned} a_1 &= a + h_k \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= 2 + 3 \times \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 3.7\text{m} \end{aligned}$$



Hình dáng và kích thước mặt cắt ngang của công trình

- Từ điều kiện xác định công trình ở nông hay sâu ta có:

$$\left. \begin{aligned} H &= 10\text{m} < 5a_1 = 5 \times 3.7 = 18.5\text{m} \\ f_{kp} &= 0.6 < 0.8 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Áp lực đất đá tính theo thuyết cột đất đá.}$$

Áp lực đất đá thẳng đứng tác dụng trên nóc hầm được coi là phân bố đều với cường độ q được xác định như sau:

$$q = \gamma \times H = 1.5 \times 10 = 15\text{T/m}^2$$

- Áp lực hông tại điểm bất kỳ trên vòm, tường được xác định theo công thức sau:

$$e_y = (q + \gamma y) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

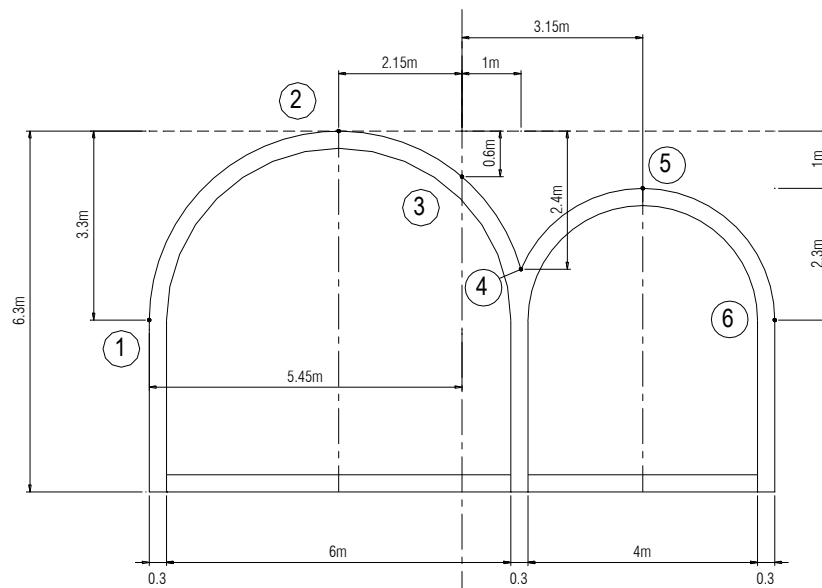
+ Áp lực hông tại đỉnh vòm $y=0$:

$$e_1 = q \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 15 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 15 \times 0.333 \approx 5\text{T/m}^2$$

+ Áp lực hông tại chân tường $y = h_k = 3\text{m}$:

$$e_2 = (q + \gamma h_k) \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) = (15 + 1.5 \times 3) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 19.5 \times 0.333 \approx 6.5\text{T/m}^2$$

Ví dụ số 5: Xác định áp đất đá thẳng đứng theo thuyết tạo vòm tác dụng lên kết cấu công trình ngầm có hình dạng và kích thước như trên hình vẽ 2. Công trình được xây dựng trong đất đá có $f_{kp}=4$.



Hình dáng và kích thước mặt cắt ngang của công trình

Giải:

Từ phụ lục I, giáo trình công trình ngầm phần II, tr-213 ta có:

Đất đá có: $f_{kp} = 4 \Rightarrow ; \gamma = 2,5 \text{ T/m}^3; \varphi = 70^\circ$

Xác định kích thước vòm áp lực hình thành chung cho cả hai bên:

Khâu độ thi công của công trình: $2a = 3 \times 0.3 + 6 + 4 = 10.9 \Rightarrow a = 5.45\text{m}$

Chiều rộng vòm áp lực a_1 :

$$\begin{aligned} a_1 &= a + h_k \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \\ &= 5.45 + 6.3 \times \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{70^\circ}{2}\right) = 6.56\text{m} \end{aligned}$$

Chiều cao vòm áp lực h_1 :

$$h_1 = \frac{a_1}{f_{kp}} = \frac{6.56}{4} \approx 1.64\text{m}$$

Tính toán áp lực đất đá thẳng đứng tại các điểm 1, 2, 3, 4 và 5 như trên hình vẽ:

+ Các khoảng cách tính từ đường nằm ngang mép trên vòm đến vòm áp lực tương ứng với các điểm 1, 2, 3, 4 và 5 được xác định theo công thức sau:

$$h_x = h_1 \left(1 - \frac{x^2}{a_1^2}\right)$$

$$\text{- Tại điểm 1; } x=a=5.45: h_I = h_1 \left(1 - \frac{a^2}{a_1^2}\right) = 1.64 \left(1 - \frac{5.45^2}{6.56^2}\right) = 0.51\text{m}$$

$$\text{- Tại điểm 2; } x=5.45-3-0.3=2.15: h_{II} = h_1 \left(1 - \frac{x^2}{a_1^2}\right) = 1.64 \left(1 - \frac{2.15^2}{6.56^2}\right) = 1.46\text{m}$$

$$\text{- Tại điểm 3; } x=0: h_{III} = h_1 = 1.64\text{m}$$

$$\text{- Tại điểm 4; } x=6+0.3+0.15-5.45=1\text{m:}$$

$$h_{IV} = h_1 \left(1 - \frac{x^2}{a_1^2}\right) = 1.64 \left(1 - \frac{1^2}{6.56^2}\right) = 1.6\text{m}$$

$$\text{- Tại điểm 5; } x=6+2+0.3 \times 2 - 5.45 = 3.15\text{m:}$$

$$h_V = h_1 \left(1 - \frac{x^2}{a_1^2}\right) = 1.64 \left(1 - \frac{3.15^2}{6.56^2}\right) = 1.26\text{m}$$

+ Áp lực đất đá thẳng đứng tại các điểm:

$$\text{- Tại điểm 1: } q_I = (h_I + 3.3)\gamma = (0.51 + 3.3)2.5 = 9.525\text{T/m}^2$$

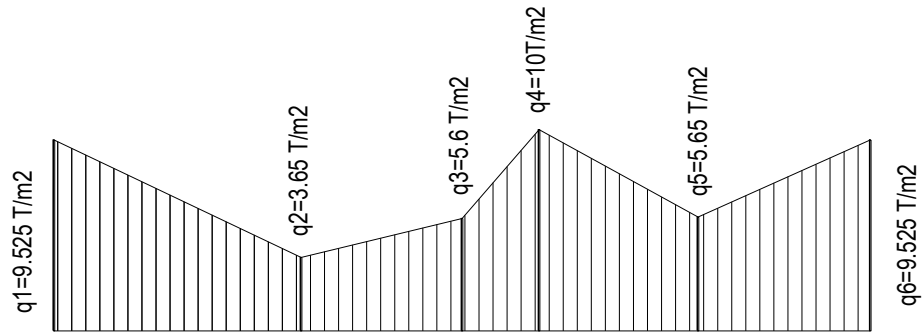
$$\text{- Tại điểm 2: } q_{II} = h_{II}\gamma = 1.46 \times 2.5 = 3.65\text{T/m}^2$$

$$\text{- Tại điểm 3: } q_{III} = (h_1 + 0.6)\gamma = (1.64 + 0.6)2.5 = 5.6\text{T/m}^2$$

$$\text{- Tại điểm 4: } q_{IV} = (h_{IV} + 2.4)\gamma = (1.6 + 2.4)2.5 = 10\text{T/m}^2$$

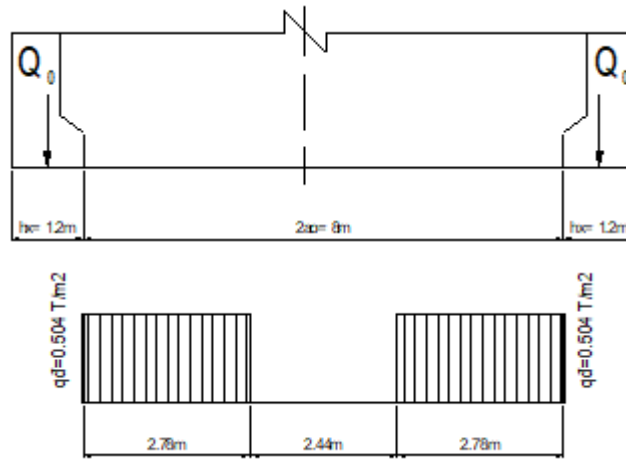
$$\text{- Tại điểm 5: } q_V = (h_V + 1)\gamma = (1.26 + 1)2.5 = 5.65\text{T/m}^2$$

- Tại điểm 6: $q_{VI} = (h_I + 3.3)\gamma = (0.51 + 3.3)2.5 = 9.525 \text{ T/m}^2$



Ví dụ số 6: Xác định áp nền tác dụng lên công trình ngầm xây dựng trong đất sét có hình dạng và kích thước như trên hình vẽ 3. Tổng áp lực thẳng đứng $Q_0 = 82 \text{ T}$, chiều rộng chân tường $h_x = 1.2 \text{ m}$, chiều rộng bên trong công trình $2a_0 = 8 \text{ m}$. Vẽ biểu đồ phân bố áp lực nền.

Giải:



Hình dáng và kích thước mặt cắt ngang của công trình

Từ phụ lục I, giáo trình ta có:

Đất sét có: $f_{kp} = 1$; $\gamma = 1.8 \text{ T/m}^3$; $\varphi = 45^\circ$

Áp lực phân bố đều dưới chân tường q_0 được tính như sau:

$$q_0 = \frac{Q_0}{h_x} = \frac{82}{1.2} = 68.3 \text{ T/m}$$

Chiều sâu giới hạn y_0 :

$$y_0 = \frac{q_0 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{\gamma \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]} = \frac{q_0}{\gamma \left[\tan^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right]}$$

$$= \frac{68.3}{1.8 \left[\tan^4 \left(45^\circ + \frac{45^\circ}{2} \right) - 1 \right]} = 1.15 \text{ m}$$

Tổng áp lực chủ động E_c :

$$\begin{aligned}
 E_c &= y_0 \left(q_0 + \gamma \frac{y_0}{2} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\
 &= 1.15 \left(68.3 + 1.8 \frac{1.15}{2} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{45}{2} \right) = 13.68 \text{T}
 \end{aligned}$$

Tổng áp lực bị động E_b :

$$\begin{aligned}
 E_c &= \gamma \frac{y_0^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \\
 &= 1.8 \frac{1.15^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{45}{2} \right) = 6.94 \text{T}
 \end{aligned}$$

Tổng áp lực gây trượt D:

$$\begin{aligned}
 D &= E_c - E_b \\
 &= 13.68 - 6.94 = 6.74 \text{T}
 \end{aligned}$$

Thành phần T_0 gây ra áp lực nền:

$$\begin{aligned}
 T_0 &= D \frac{\sin \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos \varphi} \\
 &= 6.74 \frac{\sin \left(45^\circ - \frac{45^\circ}{2} \right)}{\cos 45} = 3.65 \text{ T}
 \end{aligned}$$

Tổng áp lực nền tác dụng ở mỗi bên của lăng thể trượt N:

$$\begin{aligned}
 N_0 &= T_0 \sin \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\
 &= 3.65 \sin \left(45^\circ - \frac{45^\circ}{2} \right) = 1.4 \text{T}
 \end{aligned}$$

Cường độ áp lực nền q_d :

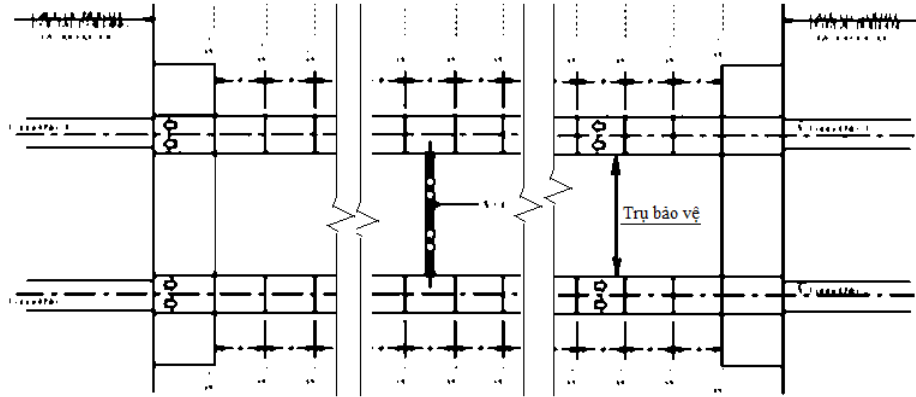
$$\begin{aligned}
 q_d &= \frac{N_0}{y_0 \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)} \\
 &= \frac{1.4}{1.15 \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{45^\circ}{2} \right)} = 0.504
 \end{aligned}$$

Bề rộng phân bố của áp lực nền ở mỗi bên:

$$\begin{aligned}
 b &= y_0 \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \\
 &= 1.15 \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{45^\circ}{2} \right) = 2.78 \text{m}
 \end{aligned}$$

3.6. Trụ bảo vệ

Trụ bảo vệ là phần đất đá còn lại giữa hai đường hoặc hai buồng kề nhau (hình 3.19a và 3.19b). Muốn cho phần đất đá trong trụ bảo vệ được ổn định, không bị phá hoại do sự thay đổi trường ứng suất, biến dạng tạo bởi sự xuất hiện của các khoang hầm cần phải xác định chiều rộng tối thiểu của nó. Chiều rộng tối thiểu đó ta ký hiệu là T_{BV} , giá trị T_{BV} phụ thuộc vào nhiều yếu tố như tính chất của môi trường đất đá, tác dụng của các phương diện phá hoại, phương pháp thi công v.v.



a. Trụ bảo vệ giữa hai công trình hầm đường bộ.



a.



b.

b Trụ bảo vệ giữa hai hầm đường bộ tại Hải Vân a. và Dự án hầm đường bộ Đèo cá b.

Hình 3. 19. Hình ảnh minh họa về trụ bảo vệ

Dưới đây sẽ xét những phương pháp tính toán trụ bảo vệ dưới tác dụng của môi trường đất đá qua trọng lượng bản thân đất đá.

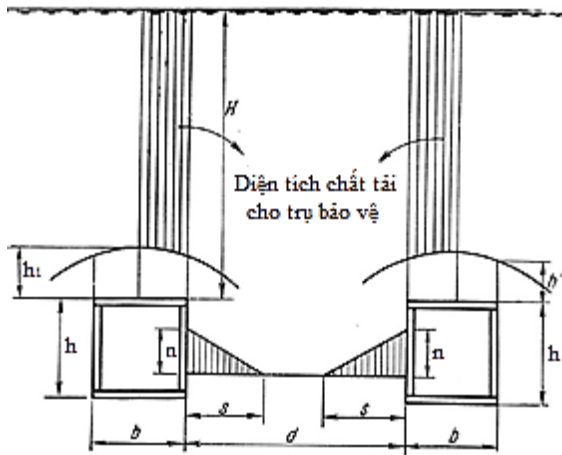
Tính toán chiều rộng tối thiểu của trụ bảo vệ T_{BV} dưới tác dụng của trọng lượng bản thân đất đá.

Các phương pháp tính toán T_{BV} tùy thuộc vào tính chất của môi trường đất đá xung quanh và tồn tại hai nhóm sau đây:

- Nhóm thứ nhất dựa theo giả thiết đất đá là vật thể rời rạc, đại diện của nhóm này là phương pháp của M. M. Protodyakonov.

- Nhóm thứ hai dựa trên cơ sở xem đất đá là môi trường liên tục, trong đó phương pháp của P. M. Simbarevich xem đất đá như môi trường đàn hồi là đơn giản và phổ biến hơn.

Trong thực tế thiết kế công trình ngầm hiện nay do đơn giản và thiên về an toàn, phương pháp của M. M. Protopdyakonov được sử dụng rộng rãi và sau đây cũng chỉ trình bày phương pháp đó.



Hình 3. 20. Sơ đồ tính trụ bảo vệ.

Tư tưởng chính của M.M.Protopdyakonov là xem đất đá như vật thể rời rạc ở một mức độ nào đó và trên mỗi công trình ngầm sẽ hình thành một vòm áp lực riêng, như vậy khi nào hai công trình ngầm đủ gần nhau để hình thành vòm áp lực chung, nói cách khác giá trị T_{BV} là bao nhiêu để không xảy ra quá trình đó. Xét sơ đồ tính toán như trên hình (3.20) ta thấy trọng lượng cột đất đá phía trên vòm áp lực được truyền cho trụ bảo vệ và sinh ra ứng suất phụ trong đó. Nếu chiều sâu đặt công trình lớn hoặc chiều rộng trụ bảo vệ nhỏ, ứng suất phụ có thể vượt quá giới hạn bền của đất đá làm cho trụ bảo vệ bị phá hoại và vòm áp lực mất chỗ tựa. Dựa vào giá trị và quy luật phân bố của ứng suất phụ có thể tính toán được giá trị của T_{BV} . Giả thiết ứng suất phụ phân bố tam giác, cường độ lớn nhất là n , chiều rộng phân bố là S , xét điều kiện cân bằng theo phương thẳng đứng ta có:

$$H.a.\gamma - \left[h'.a.\gamma + \frac{2}{3}(h_1 - h').a.\gamma \right] = \frac{1}{2}.n.S \quad (3.42)$$

Để đơn giản ta xem như toàn bộ cột đất đá trên công trình được truyền cho trụ bảo vệ, tức là bỏ qua thành phần thứ hai của vế trái:

$$H.a.\gamma = \frac{1}{2}nS \quad (3.42.1)$$

Trong biểu thức trên hai giá trị n và S là chưa biết, giá trị của chúng được M. M. Protopdyakonov xác định qua thí nghiệm theo quan hệ sau:

$$\frac{n}{S} = 0,0745.f_{kp} \quad (kG/cm^3) \quad (3.42.2)$$

Thay (3.42.2) vào (3.42.1) ta được:

$$H.a.\gamma = \frac{1}{2}0,0745.f_{kp}S^2$$

Giải phương trình trên ứng với chiều rộng trụ bảo vệ bằng 2S, đồng thời xét đến hệ số an toàn $K = 2$ ta được:

$$T_{BV} = 0,65 \sqrt{\frac{H.a.\gamma}{f_{kp}}} \quad (3.43)$$

Khi tồn tại nhiều lớp đất đá:

$$T_{BV} = 0,65 \sqrt{\frac{a.\sum_i \gamma_i h_i}{f_{kp}}} \quad (3.44)$$

Trong đó:

- a: Một nửa khâu độ thi công của công trình ngầm (m)
- H: Chiều sâu từ mặt đất đến đỉnh công trình (m)
- γ : Trọng lượng thể tích của đất đá (T/m^3)

Nếu các công trình ngầm kề nhau có khâu độ khác nhau là $2a_1$ và $2a_2$ giá trị a tính toán sẽ là:

$$a = \frac{1}{2}(a_1 + a_2) \quad (3.44')$$

Trong thực tế để đảm bảo an toàn trong thi công người ta quy định như sau:

- $T_{BV} \geq 2.a$ (m)
- Với đá mềm $T_{BV} \geq 4$ m
- Với đá cứng $T_{BV} \geq 3$ m

Nếu vì một điều kiện bắt buộc nào đó phải lấy giá trị T_{BV} nhỏ hơn giá trị T_{BV} tính toán, khi đó phải xem là trụ bảo vệ không tồn tại và giữa hai công trình ngầm kề nhau hình thành một vòm áp lực chung.

3.7. Ổn định của khoang hầm không chống (không lát).

Thực tế khai thác các công trình ngầm ở nước ta và trên thế giới cho thấy rằng có nhiều công trình ngầm không cần hoặc hoàn toàn không cần chống đỡ nhưng vẫn sử dụng được bình thường, đó là những đường hầm trong khai thác than, quặng một số đường hầm kho và đặc biệt là hàng trăm hang động tự nhiên với khả năng chứa rất lớn, đã được sử dụng rất có hiệu quả trong hai cuộc kháng chiến chống ngoại xâm và các cuộc chiến tranh nhằm bảo vệ tổ quốc ta. Hiện nay chúng ta vẫn còn một số lượng lớn các hang động tự nhiên còn chưa được khảo sát đánh giá nhằm sử dụng vào mục đích quốc phòng.

Các công trình này có tiết diện mặt cắt ngang đủ loại và hầu hết được xây dựng trong đất đá cứng, cứng vừa hay rất cứng và nguyên khối, ít nứt nẻ (tham khảo bảng 3.6)

Bảng 3. 6: công trình ngầm không chống

Tên nước	Diện tích mặt cắt ngang (m^2)	Tổng chiều dài (m)	Ghi chú
Liên Xô cũ	120	2000	Trong đá cứng và cứng vừa

Canada	140 - 270	8000	Đá cứng
Thổ Nhĩ Kỳ	38 - 40	2450	Đá cứng
Áo	45 - 50	1400	Đá ít nứt nẻ
Mỹ	65 - 172	11104	Đá cứng

Từ những số liệu trên đây cho thấy rằng việc xét ổn định của hầm không chống có ý nghĩa lớn cả về khoa học kỹ thuật lẫn kinh tế. Vấn đề này hiện nay đang được các nhà khoa học quan tâm giải quyết cả bằng lý thuyết và thực nghiệm. Mặc dù đã có tương đối nhiều công trình khoa học về lĩnh vực này song cho đến thời điểm này vẫn chưa có một phương pháp tổng quát nào nhằm giải quyết nội dung đặt ra.

Về lý thuyết đã xây dựng được các lời giải khác nhau cho bài toán phẳng, không gian, cho các loại mô hình đất đá khác nhau có cũng như không phụ thuộc vào thời gian. áp dụng các phương pháp tính toán cổ điển và những phương pháp hiện đại tận dụng tối đa khả năng của các loại máy tính.

Đánh giá ổn định của hầm không chống được dựa trên cơ sở trường ứng suất lân cận xung quanh khoang hầm. Trong đất đá cứng, ổn định, sự phân bố ứng suất LCXQKH giống như với môi trường liên tục đàn hồi lý tưởng (nếu ứng suất không vượt quá giới hạn đàn hồi). Do đó nhiều tác giả đã chọn tiêu chuẩn ổn định là sự tương ứng giữa biểu đồ ứng suất trong khối đất đá thực và mô hình đàn hồi lý tưởng của nó, nghĩa là nếu ứng suất trong mô hình đàn hồi vượt quá các đặc trưng độ bền của đất đá thì xem là mất ổn định.

Lời giải về sự phân bố ứng suất LCXQKH trong môi trường đàn hồi với các khoang hầm có hình dạng khác nhau được trình bày trong các công trình của Lekhnitski, Muskhelishvili, Đinnik. Lời giải trên đây chỉ đúng cho đất đá dòn, có giới hạn đàn hồi đồng thời là giới hạn bền. Nếu đất đá có tính dẻo thì cơ sở để đánh giá ổn định phải là trạng thái ứng suất - biến dạng với mô hình đàn - dẻo.

Nhìn chung, cho đến nay các tiêu chuẩn ổn định đối với đất đá phá hoại dòn được thực tế chấp nhận là ứng với bắt đầu xuất hiện vết nứt ở hai bên hông và so sánh ứng suất cực đại trong mô hình đàn hồi với độ bền của đất đá trong khối.

$$K\sigma \cdot \gamma \cdot H \leq \xi \cdot \eta \cdot \sigma \quad (3.45)$$

Hay:

$$\frac{\gamma \cdot H}{\sigma'} \leq S \quad (3.45a)$$

Trong đó S: chỉ tiêu ổn định của đất đá.

Trong đất đá dẻo tiêu chuẩn ổn định là:

$$K\sigma \cdot \gamma \cdot H < \xi \cdot \eta \cdot \sigma \cdot K_{od} \quad (3.46)$$

Trong đó:

$$K_{od} = \frac{\pi^{a/2} - 1}{\sin \phi} + 1 \quad (3.47)$$

Trong các công thức trên:

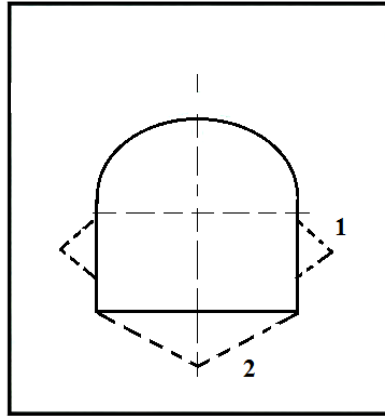
- $K\sigma$: hệ số tập trung ứng suất

- σ : cường độ chịu nén ở dạng "cục"
- η : hệ số suy giảm cấu trúc.
- Π : Hệ số đặc trưng điều kiện chuyển từ trạng thái dẻo sang phá hỏng:

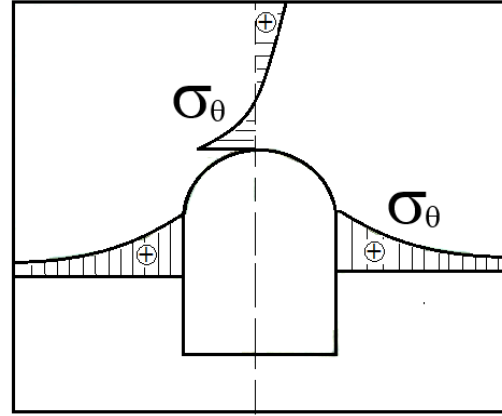
$$\Pi = \frac{\varepsilon n}{\varepsilon n} \quad (3.48)$$

Theo Wang, F. D, từ kết quả tính toán các bề mặt phá hoại tới hạn rằng phương pháp phân tử hữu hạn đã biểu diễn chúng dưới dạng hình (3.21) và (3.22) dưới đây:

Khoang hầm dạng hình vòm tường thẳng với $f_{kp} = 1$; 1 - khi $\xi = 0,25$; 2 - khi $\xi > 1$



Hình 3. 21. Các mặt phá hỏng tới hạn.



Hình 3. 22. Phân bố ứng suất.

Và từ đây, điều kiện ổn định như sau:

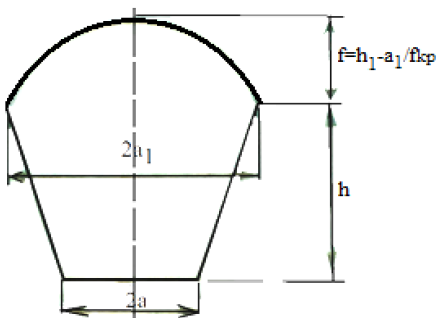
$$K_k \cdot \gamma \cdot H \leq \{Rk\} \quad (3.49)$$

$$K_n \cdot \xi \cdot \gamma \cdot H \leq \{Rn\} \quad (3.50)$$

Trong đó:

- K_k - Hệ số tập trung ứng suất kéo ở nóc
- K_n - Hệ số trung ứng suất nén ở hai bên hông
- $\{Rk\}$, $\{Rn\}$ - Cường độ giới hạn chịu kéo và nén của đất đá.

Térsaghi, K cũng đưa ra kết luận về ổn định của hầm không chống trong đất đá rời với hình dạng và kích thước như sau:



Hình 3. 23. Hình dạng ổn định của khoang hầm.

Trong đó chiều rộng chân vòm là:

$$2a_1 \leq 10 \cdot \frac{f_{kp}}{\gamma} \quad (3.51)$$

Chiều cao vòm:

$$f \geq \frac{a_1}{f_{kp}} \quad (3.52)$$

Hai mép nghiêng một góc:

$$\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.53)$$

Tiêu chuẩn ổn định của nền đáy.

Nền đáy được coi là ổn định nếu nó trôi lên không quá 20 cm. Zaslávski. Ju.D đưa ra tiêu chuẩn ổn định của nền như sau:

$$2a \leq A \frac{\sigma'_n}{\gamma.H} \quad (3.54)$$

Trong đó: A hệ số xét tới định hướng của khoang hầm so với hướng phân lớp của đất đá;

A = 1,6 với hầm nhỏ.

A = 1,22 cho các loại hầm khác

Việc xác định hệ số tập trung ứng suất là tương đối phức tạp, nhất là trong trường hợp chịu tác dụng của sóng nổ. Các phương pháp giải tích cho kết quả chính xác với các dạng hình học đúng như tròn, chữ nhật, êlip nhờ phép biến đổi ánh xạ bảo góc. Việc áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn cho phép tính toán với các dạng biên phức tạp và phương pháp thực nghiệm trên mô hình chắc chắn sẽ khắc phục được nhiều hạn chế của các phương pháp kể trên.

3.8. Đo ứng suất trong đất đá bằng thực nghiệm.

Trong quá trình nghiên cứu sự làm việc và các tính chất của đất đá lân cận xung quanh khoang hầm, một trong những vấn đề quan trọng bậc nhất là nghiên cứu và áp dụng rộng rãi các phương pháp đơn giản và có hiệu quả cao để đo các thành phần ứng suất và biến dạng trong đất đá. Trong những phương pháp đo hiện nay phải kể đến những thiết bị đo có sử dụng các tenxơ chế tạo từ các vật liệu có độ cảm quang cao. Những biến cảm này đáp ứng được nhiều các yêu cầu của hướng quan trọng kể trên. Việc áp dụng những biến cảm loại này dựa trên cơ sở về đặc điểm của quang ảnh xung quanh lỗ khoét nhỏ. Độ nét của nó phụ thuộc vào giá trị và tỷ số giữa các ứng suất chính trong vật liệu sử dụng và có hai trục đối xứng trùng với hướng của các ứng suất chính này, các biến cảm là những phương tiện đo hai trục và được gắn vào mép ngoài của biên, chúng sẽ cho những thông tin về xentơ ứng suất và biến dạng phẳng (tùy thuộc vào tương quan giữa các hằng số đàn hồi của đất đá và vật liệu chế tạo biến cảm) trong bề mặt vuông góc với trục của máy đo.

Để đo ứng suất và biến dạng trong đất đá, người ta sử dụng hai loại biến cảm chính như trên là biến cảm quang - đàn hồi kiểu vòng và kiểu trụ. Kiểu vòng được sản xuất dưới dạng đĩa tròn còn kiểu trụ được sản xuất dưới dạng hình trụ có lỗ đường kính nhỏ.

Loại biến cảm thứ nhất đơn giản nhất gồm một đĩa dày 2 - 3 mm, chế tạo từ vật liệu nhạy cảm quang, thường là kính hữu cơ hay nhựa êpôxi đông cứng. Mép ngoài của đĩa được vát mỏng còn ở giữa có lỗ đồng trục làm chức năng của bộ tập trung ứng suất. Một mặt đĩa được tráng gương còn mép ngoài vát góc được dán với mặt của vật thể đo - thường là mặt đáy của giếng khoan. Các biến cảm này thường sử dụng để đo biến dạng. từ biến dạng tính ứng suất theo các công thức của lý thuyết đàn hồi.

Biến cảm quang đàn hồi kiểu vòng lần đầu tiên được sử dụng ở Mỹ vào năm 1937.

Những năm tiếp theo chúng được sử dụng rộng rãi để đo ứng suất trên vách hầm ở Anh dưới sự chủ trì của Robert A. Một khối lượng công việc rất lớn về cả lý thuyết lẫn thực nghiệm xung quanh đề tài nghiên cứu sử dụng biến cảm quang - đàn hồi kiểu vòng để đo ứng suất trong đất đá cứng theo phương pháp dỡ tải được tiến hành tại Liên Xô cũ.

Đát trích quang đàn hồi kiểu trụ đơn giản nhất là trụ có lỗ đồng trục, được chế tạo từ kính nhậy cảm quang. Biến cảm kiểu này khác với biến cảm kiểu vòng là có chiều dày lớn và cách lắp đặt khác. Khác với các tenxơ quang đàn hồi được dán trực tiếp lên mặt vật thể, các đát trích quang đàn hồi được đặt trong giếng khoan trong đất đá và được gắn chặt vào tường bên nhờ keo dán hay xi măng. Đát trích quang đàn hồi lần đầu tiên sử dụng tại Nhật Bản vào những năm năm mươi, sau này nó được sử dụng rộng rãi tại nhiều nước khác trên thế giới như Mỹ, Canada, Cộng hoà Nam phi, Bỉ, Ấn độ, Liên Xô cũ ...

Tính năng kỹ thuật của một số loại đát trích trong bảng (3.7) và (3.8).

Bảng 3. 7: Đát trích làm việc trong chế độ ánh sáng phản xạ.

Vật liệu	D ngoài (mm)	D trong (mm)	Chiều dài (mm)	γ (T/m ³)	Hàng số quang	E10 ⁻⁵ (kg/cm ²)	μ hệ số pois son	Nước sản xuất
Kính borôsilicat	36	6	30	2.51	2.65	6.30	0.20	Hãng Sokkiha Nhật Bản
Kính mác K8	36	6	30	2.50	2.65	8.23	0.21	Liên Xô cũ
CΔ - 5	30	6	100	1.18	5.75	0.30	0.35	Liên Xô cũ
Nhựa Êpôsi đông cứng	30	6	60	1.24	50.0	0.30	0.36	Liên Xô cũ

Bảng 3. 8: Tính năng kỹ thuật một số đát trích làm việc trong chế độ ánh sáng tới.

Vật liệu	Dài (mm)	D (mm)	D ngoài PTN (mm)	D trong PTN (mm)	Dài (mm)	Hàng số quang	E.10 ⁻⁵ (kg/cm ²)	μ (hệ số poisson)	Điện thế nguồn (v)	Nước sản xuất
Kính	80	33	32	6	32	2.7	7.00	0.207	6	HorstMan Anh
Kính K80	76	48	45	8	30	2.65	8.23	0.207	6	"nt"

Ngoài phương pháp mô hình quang đàn hồi trên đây, người ta còn sử dụng một số phương pháp khác như: đo áp lực bằng khung chống bị phá hoại ngoài hiện trường, hay sử dụng dây kim loại biến dạng của Davidencop

Khi đặt dây kim loại sát mép dưới dầm gỗ, có thể tính ứng suất tại mép dưới của dầm qua ứng suất trong dây kim loại như sau:

Ứng suất trong dây kim loại:

$$\sigma_c = 4.1^2 \cdot c \cdot p (N_1 + N_2) (N_1 - N_2) \quad (3.55)$$

Và ứng suất mép dưới dầm là:

$$\sigma_{dg} = 4.1^2 c. p (N_1 + N_2)(N_1 - N_2) \frac{E_g}{E_c} \quad (3.56)$$

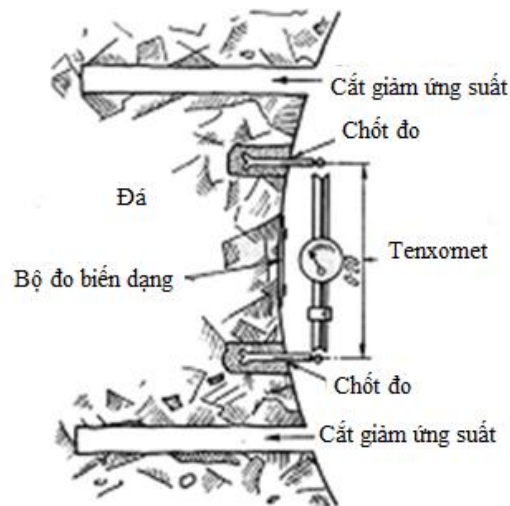
Trong đó:

- N_1 : tần số khi chịu tải
- N_2 : tần số khi đỡ tải
- ρ : mật độ dây kim loại
- l_c : chiều dài của dây
- E_g : môđun đàn hồi vật liệu dầm
- E_c : môđun đàn hồi của dây kim loại.
- Để đo áp lực ngoài hiện trường người ta còn sử dụng lực kế đặt trực tiếp trên

chu vi hầm.

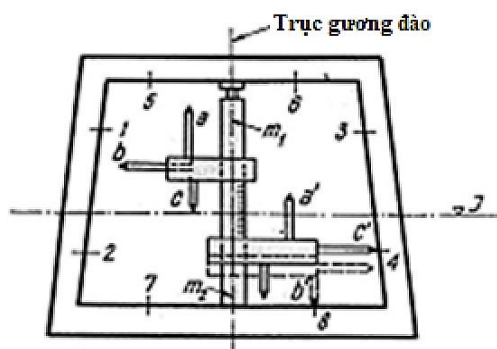
Một số thiết bị đo áp lực chính được giới thiệu dưới đây, chi tiết hơn xem [Hungary]:

Thiết bị đo gắn trên mặt đá:

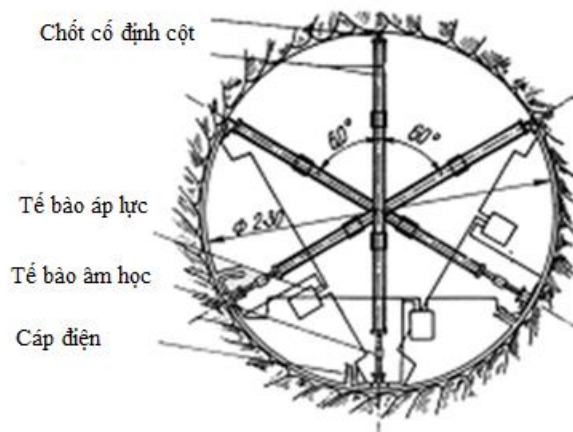


Hình 3. 24. Thiết bị đo áp lực trên mặt đá.

Nguyên lý làm việc của thiết bị này được gọi là phương pháp cơ học, về bản chất là ứng suất được giả phóng nhờ khe cắt giảm ứng suất và được ghi lại bằng bộ đo biến dạng như trên hình vẽ.



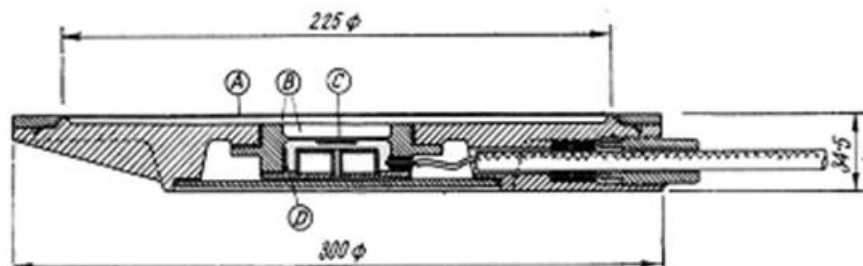
Hình 3. 25. Khung đo đơn giản, sử dụng khi đào gương trước, các điểm đo được gắn trên khung.



Hình 3. 26. Cột đo chuyển vị theo phương hướng tâm.

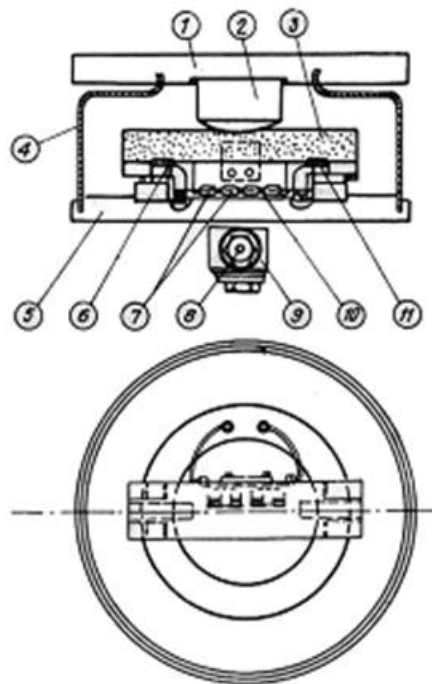
Các cột này là telescop, chuyển vị được đo qua tế bào âm học và chuyển tín hiệu qua cáp điện.

Thiết bị đo áp lực cơ bản.



Hình 3. 27. Tế bào áp lực Philip

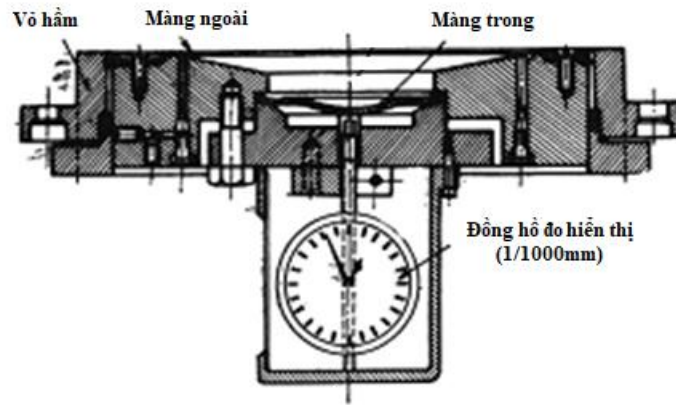
A. Màng ngoài, B. Khoan chứa dầu, C. Màng trong có biến cảm tenxơ, D. Dải bù trừ.



Hình 3. 28. Tế bào đo áp lực Maihak

1. Vỏ, 2. Bộ truyền tải kiểu cầu, 3. Dầm ghi, 4. Encasement, 5. Tấm đáy,

6. Đỡ dầm ghi, 7. Bộ điện từ, 8. Cáp, 9. Cáp vào, 10, Sợi thép.



Hình 3. 29.
Thiết bị đo áp lực
loại tế bào dầu
Ranki của Mỹ

Câu hỏi chương III

1. Khái niệm và nguyên nhân hình thành áp lực đất đá?
2. Trạng thái ứng suất trước khi đào hầm?
3. Trạng thái ứng suất trong đất đá sau khi đào hầm?
3. Các phương pháp tính toán áp lực đất đá thẳng đứng theo giả thiết trọng lượng bản thân toàn bộ cột đất đá bên trên, quy luật phân bố?
4. Hãy trình bày thuyết tạo vòm?
5. Nêu giả thiết “hiệu ứng vòm” của Terzaghi?
6. Áp lực hông và phương pháp tính toán, quy luật phân bố?
7. Áp lực nền và phương pháp tính toán, quy luật phân bố?
8. Các phương pháp tính toán áp lực đất đá cho công trình nhằm thẳng đứng và nằm nghiêng?
9. Khái niệm về tải trọng do động đất và cách tính?
10. Khái niệm và cách tính Trữ bảo vệ?

CHƯƠNG 4 KẾT CẤU CÔNG TRÌNH NGẦM

4.1 Tổng quan về tính toán kết cấu công trình ngầm.

Do điều kiện địa chất phức tạp, đa dạng, các công nghệ thi công công trình ngầm cũng rất khác nhau nên có nhiều phương pháp tính toán kết cấu chống đỡ đường hầm khác nhau được phát triển và áp dụng. Có thể liệt kê một số cách phân loại các phương pháp tính toán kết cấu chống đỡ đường hầm theo các tiêu chí khác nhau như dưới đây

4.1.1. Phân loại các phương pháp phân tích kết cấu theo liên kết với môi trường đất đá xung quanh.

a. Phương pháp tách kết cấu ra khỏi môi trường

Phương pháp tách kết cấu ra khỏi môi trường được thực hiện theo các phương pháp như sức bền vật liệu, cơ học kết cấu hay lý thuyết đàn hồi. Nó như một kết cấu vỏ nằm trong môi trường đất đá chịu tải trọng cho trước, trong đó áp lực đất đá là thành phần tải trọng chủ yếu, được xác định trước (hay cho trước) theo các giả thiết đã trình bày phía trên. Trong các công nghệ thi công hiện hành thì công nghệ Mỏ tuyến thông là công nghệ thi công, trong đó kết cấu vỏ hầm được thiết kế, tính toán theo tải trọng cho trước.

b. Phương pháp không tách kết cấu ra khỏi môi trường

Phương pháp không tách kết cấu ra khỏi môi trường được thực hiện chủ yếu theo phương pháp cơ học các môi trường liên tục, xem kết cấu vỏ hầm cùng làm việc với môi trường đất đá xung quanh như một thể thống nhất. Trong các phân tích hiện nay chủ yếu xem môi trường đất đá xung quanh công trình hầm là đàn hồi hay đàn dẻo, liên tục hay không liên tục. Nhiều công trình công bố gần đây đã xét tới tính dị hướng của môi trường nền, và yếu tố thi công (sử dụng công nghệ đào hầm mới NATM). Đặc điểm chính của phương pháp này là không xem tải trọng là cho trước mà chỉ sử dụng không gian hay bán không gian vô hạn chịu tác dụng của trọng lực.

4.1.2. Phân loại các phương pháp phân tích kết cấu theo tính chất tương tác giữa kết cấu vỏ hầm với môi trường đất đá xung quanh.

Do điều kiện địa chất phức tạp, đa dạng, các biện pháp công nghệ thi công công trình ngầm cũng rất khác nhau nên có nhiều phương pháp tính toán kết cấu chống đỡ đường hầm khác nhau được phát triển và áp dụng. Tuy vậy có thể các phương pháp tính toán kết cấu chống đỡ đường hầm có thể phân thành 3 nhóm chính đó là:

- Nhóm thứ nhất: tính toán kết cấu không xét đến sự tác động tương hỗ giữa kết cấu chống đỡ và môi trường đất đá xung quanh, kết cấu được tính toán với tải trọng đã được xác định trước, tác động của nền hoàn toàn được bỏ qua. Phương pháp tính toán này cho đến nay vẫn được sử dụng cho tính toán các loại công trình ngầm loại nhỏ, đặt nông.

- Nhóm thứ hai: tính toán kết cấu có kể đến biến dạng của kết cấu và sự làm việc của môi trường đất đá xung quanh (nền). Biến dạng này gây nên sự nén ép về phía môi trường, và áp lực bị động (còn gọi là kháng lực đàn hồi) từ phía môi trường tác động trở lại kết cấu được kể đến trong tính toán. Việc xác định kháng lực đàn hồi theo hai xu hướng [2]. Xu hướng thứ nhất xem đất đá là môi trường biến dạng cục bộ (mô hình Winkler), một số phương pháp tính toán kết cấu theo xu hướng này là: Phương pháp của S.N Naumov; phương pháp của G.G Zurabov – O.E Bugaeva; Phương pháp thay thế của Viện thiết kế tàu điện ngầm

Maxcova v.v. Xu hướng thứ hai xem mô hình đất đá xung quanh là nền biến dạng toàn bộ, quan niệm đất đá như là bán không gian biến dạng đàn hồi. Một số phương pháp tính toán theo xu hướng này là: phương pháp của S.A Orlov; phương pháp của S.S Đavudov...

- Nhóm thứ ba: xem xét hệ gồm hai yếu tố thống nhất là môi trường đất đá và kết cấu vỏ chống, được gọi là hệ kết cấu – đất đá. Tương tác của hệ (sự cùng làm việc) diễn ra tùy theo các mô hình tương tác khác nhau như đã xét ở phần trên. Khảo sát sự cân bằng của hệ kết cấu – đất đá rút ra được các đặc điểm cơ học đặc trưng cho tương tác của hệ.

Trong các bài toán tính toán kết cấu công trình ngầm, lời giải giải tích theo các nhóm phương pháp trên, nhất là đối với bài toán tương tác theo nhóm thứ 3 chỉ có thể nhận được trong một số trường hợp đơn giản. Trong những trường hợp phức tạp người ta thường dùng các phương pháp số để giải, phương pháp này hiện đang được sử dụng rộng rãi và ngày càng phát triển do sự ra đời và phát triển không ngừng của công nghệ máy tính. Có thể nêu lên một số phương pháp chủ yếu sau: Phương pháp sai phân hữu hạn; phương pháp phần tử hữu hạn; phương pháp phần tử biên.... Các phương pháp trên được phân biệt theo bản chất của cách rời rạc hoá kết cấu liên tục và được lập thành các chương trình phần mềm tính toán với sự trợ giúp của máy tính điện tử.

Trong các bài toán tính toán kết cấu công trình ngầm, lời giải giải tích theo các nhóm phương pháp trên, nhất là đối với bài toán tương tác theo nhóm thứ 3 chỉ có thể nhận được trong một số trường hợp đơn giản. Trong những trường hợp phức tạp người ta thường dùng các phương pháp số để giải, phương pháp này hiện đang được sử dụng rộng rãi và ngày càng phát triển do sự ra đời và phát triển không ngừng của công nghệ số như một số phương pháp: sai phân hữu hạn; phần tử hữu hạn; phần tử biên.... Các phương pháp trên được phân biệt theo bản chất của cách rời rạc hoá kết cấu liên tục và được lập thành các chương trình phần mềm tính toán với sự trợ giúp của máy tính điện tử.

Các tính toán có kể đến ảnh hưởng của thi công - công tác đào chống, đặc biệt là công nghệ thi công mới của Áo – NATM, thường theo nhóm thứ ba.

4.2 Tính toán kết cấu nguyên khối (đúc tại chỗ) công trình ngầm chịu tĩnh tải.

Chương này sẽ trình bày các phương pháp tính toán kết cấu công trình ngầm chịu tĩnh tải, một số chú ý về hoạt tải sẽ được nêu ở phần xác định tải trọng tính toán ở sau.

Hình dạng kết cấu chịu lực công trình ngầm như đã trình bày trong các phần trên của giáo trình, phụ thuộc vào hình dạng kích thước đối tượng phục vụ bên trong, điều kiện sử dụng và một yếu tố quan trọng có tính chất quyết định hơn cả là điều kiện địa chất tại khu vực xây dựng công trình ngầm.

Dưới đây sẽ trình bày một số loại kết cấu nguyên khối thường gặp trong thực tế xây dựng và một cách thiết kế đơn giản hình học kết cấu tùy thuộc vào điều kiện địa chất khác nhau.

4.2.1. Thiết kế hình học một số loại kết cấu nguyên khối công trình ngầm thường dùng.

1. Kết cấu trong đất đá cứng

Về phương tiện lý thuyết, khi đất đá cứng, ổn định (có hệ số kiên cố $f_{kc} \geq 4$, (RMR, RQD ≥ 60) toàn khối không nứt nẻ và thỏa mãn điều kiện của hầm không chống thì có thể không cần bố trí kết cấu chịu lực bên trong, song trong thực tế, khó có thể tồn tại các trường hợp thỏa mãn các điều kiện lý tưởng trên đây, hơn nữa nếu tính tới điều kiện sử dụng lâu dài, sự tồn tại của con người và trang thiết bị bên trong, người ta thường vẫn bố trí kết cấu. Đối với đất đá cứng, chiều cao vòm áp lực thường nhỏ, và do đó giá trị áp lực đất đá nhỏ và để tận dụng tối đa không gian sử dụng bên trong người ta thường dùng loại kết cấu có dạng hình vòm tường thẳng với chiều dày vòm và tường bên nhỏ

Các kích thước cơ bản của kết cấu nguyên khối hình vòm tường thẳng, trong phần cấu tạo có thể được lựa chọn theo nhiều cách khác nhau, có thể tham khảo cách lựa chọn như sau:

- l_0 nhịp hay khâu độ sử dụng;
- f_0 chiều cao vòm; và có thể lấy theo công thức kinh nghiệm sau đây:

$$f_0 = \left(\frac{1}{4} \rightarrow \frac{1}{6}\right) l_0 \quad (\text{m}) \quad (4.1)$$

Trong đó l_0 có thể tới 30m hay lớn hơn

2. Kết cấu trong đất đá cứng trung bình

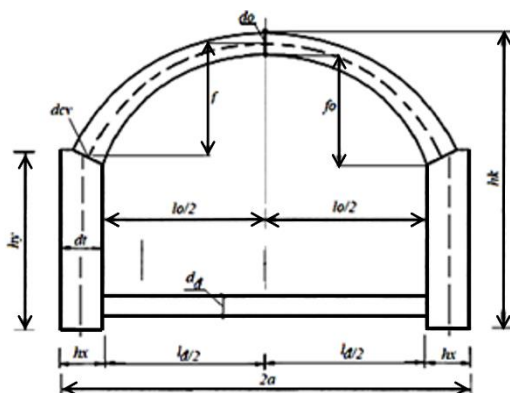
Trong đất đá cứng trung bình (RMR=20-40, theo bảng phân loại của M.M.Prôtôđjônôp $f_{kc}=0,8-4$), để đảm bảo sử dụng hợp lý không gian bên trong và thi công thuận lợi vẫn có thể sử dụng kết cấu dạng hình vòm tường thẳng, tuy nhiên trong trường hợp này, chiều dày của kết cấu tăng lên, bản đáy có thể chọn một trong hai trường hợp sau đây (Hình 4.1 và 4.2):

- Khi $f_{kc} = 0,8-1$; bản đáy kiểu vòm ngựa;

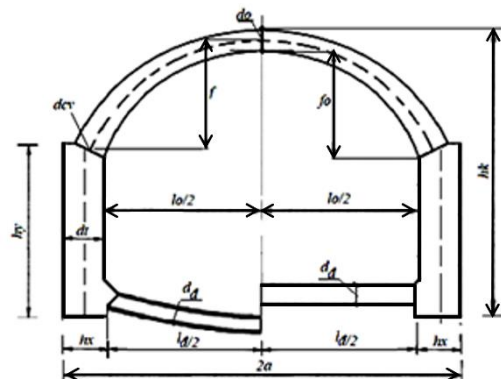
Khi $f_{kc} = 1-4$: Chọn bản đáy phẳng

Các kích thước cơ bản có thể lấy theo công thức kinh nghiệm sau đây:

$$f_0 = \left(\frac{1}{3} \text{ đến } \frac{1}{5}\right) l_0 \quad (\text{m}) \quad (4.2)$$



Hình 4. 1. Các kích thước cơ bản cho kết cấu có đáy phẳng.



Hình 4. 2. Các kích thước cơ bản cho kết cấu có đáy cong.

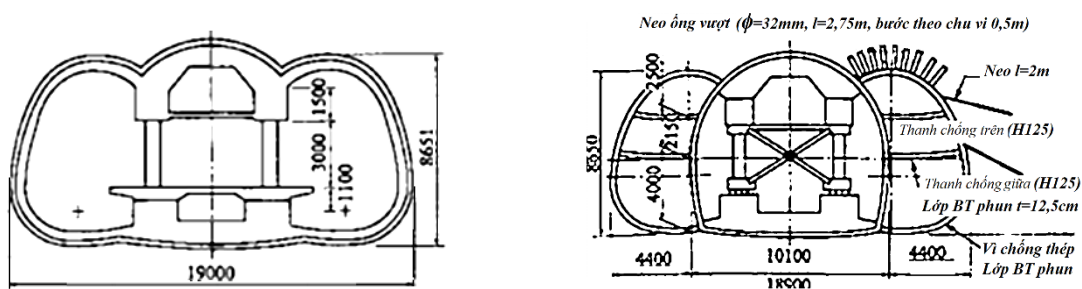
Trong đó khâu độ sử dụng có thể đến 30m

Ngoài kết cấu dạng hình vòm tường thẳng trên đây, để tận dụng tối đa khả năng chịu lực của kết cấu và giảm bớt chiều dày, người ta còn sử dụng loại kết cấu gồm nhiều cung tròn tạo lên - kết cấu hình móng ngựa. Chiều dày kết cấu có thể cố định hoặc thay đổi. Thông thường để thi công thuận lợi người ta nấn mép ngoài kết cấu thẳng xuống (hình 31). Bản đầy chọn như trên:

3. Kết cấu trong đất đá yếu

Trong đất đá yếu ($RMR < 20$, $f_{kc} < 0,8$) tùy theo yêu cầu sử dụng, có thể chọn kết cấu dạng hình vòm tường thẳng hay hình móng ngựa nhưng phải tăng chiều dày lên.

Ngoài hai dạng kết cấu trên đây có thể sử dụng kết cấu dạng tròn hay elip là những loại kết cấu có khả năng chịu lực và tiết kiệm vật liệu tốt nhất. Khi điều kiện sử dụng đòi hỏi phải có không gian bên trong lớn thì có thể chọn giải pháp kết cấu nhiều tầng hay nhiều nhịp.



Hình 4. 3. KC hầm ga ba nhịp Kita narashimo Tuyến Toyo Kosoku-Nhật

4.2.2. Xác định kích thước sơ bộ và kích thước tính toán.

Kết cấu công trình ngầm nguyên khối thuộc hệ siêu tĩnh nhiều bậc, để kiểm tra kết cấu cần phải cho trước kích thước sơ bộ, trên cơ sở tính toán nội lực và kiểm tra hiệu chỉnh, lựa chọn kích thước hợp lý.

Để giảm bớt thời gian tính toán do lặp đi lặp lại nhiều lần, người ta sử dụng các công thức kinh nghiệm để chọn kích thước ban đầu (kích thước sơ bộ). Một số công thức thường hay được sử dụng là:

1. Công thức xác định chiều dày đỉnh vòm của X.X.Davudop

$$d_0 = 0,06\sqrt{\beta} \left(1 + \sqrt{\frac{l_0}{f_{kp}}} \right) \quad (4.3)$$

Trong đó:

- d_0 : Chiều dày đỉnh vòm (cm)
- l_0 : Khâu độ sử dụng (m)
- $\beta = \frac{l_0}{f_0}$: Giá trị của β có thể lấy theo bảng 4.1 dưới đây
- f_0 : Chiều cao vòm tính theo mép trong

Bảng 4. 1. Giá trị β

f_{kp}	0,6-0,8	1	1,5	2	3-4	5-6	8

$\beta=f_0/l_0 \leq$	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5

2. Công thức tính chiều đỉnh vòm của M. M. Prôđjakônop

$$d_0 = \frac{4,4 \cdot a_0}{[\sigma_n] \cdot \sqrt{f_{kp}}} \sqrt{\frac{a_0}{f_0}} \quad (4.4)$$

Trong đó:

d_0 : Chiều dày đỉnh vòm (cm) ;

a_0 : Một nửa khâu độ sử dụng của vòm (cm)

$[\sigma_n]$: ứng suất cho phép của vật liệu vòm chịu nén (kg/cm^2) (kN/cm^2)

Các kích thước còn lại xác định theo các công thức sau đây:

- Chiều dày chân vòm; $d_{cv} = (1,25 - 1,5)d_0$;

- Chiều dày tường: $d_t = (1,0 - 2,0)d_{cv}$;

- Chiều rộng chân tường: $h_x = (1 - 1,5)d_0$;

- Chiều cao vòm ngửa: $f_d = (1/10 - 1/5)l$

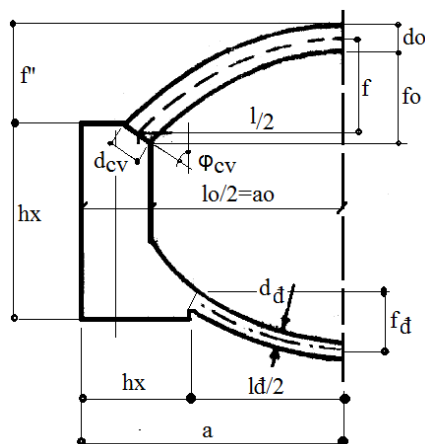
Các công thức tính toán trên đây chỉ đúng trong trường hợp kết cấu là bê tông và trong trường hợp tải trọng tính toán theo vòm áp lực. Với bê tông cốt thép và các loại vật liệu khác, hiện chưa có các công thức kinh nghiệm, nhưng trong mỗi điều kiện cụ thể có thể áp dụng công thức trên đây và sau đó tiến hành hiệu chỉnh. Khoảng giới hạn trong các công thức trên có thể lấy như sau:

Khi $f_{kp} \geq 4$ thì lấy giới hạn thấp;

Khi $f_{kp} \leq 0,8$ thì lấy giới hạn cao;

Mặt khác các kích thước trên đây phải thỏa mãn các quy định trong quy trình và quy phạm cho từng loại vật liệu.

Các kích thước tính toán được xác định theo các kích thước sơ bộ theo các công thức sau đây: (hình 4.4).



Hình 4. 4. Kích thước sơ bộ và kích thước tính toán

$$l = l_0 + d_{cv} \cdot \sin \phi_{cv};$$

$$f = f_0 + \frac{1}{2} \cdot d_0 - \frac{d_{cv}}{2} \cos \phi_{cv}$$

Trong đó:

ϕ_{cv} : Góc kẹp giữa chân vòm và trục thẳng đứng, phụ thuộc vào hình dạng trục vòm và được tính như sau:

1. Vòm Parabol:

$$\begin{aligned}\sin \phi_{cv} &= \frac{tg \phi_{cv}}{\sqrt{1 + tg^2 \phi_{cv}}}; \\ \cos \phi_{cv} &= \frac{1}{\sqrt{1 + tg^2 \phi_{cv}}}; \\ tg \phi_{cv} &= \frac{4f}{1}; \\ \phi_{cv} &= \arctg \frac{4f}{e}\end{aligned}$$

2. Vòm tròn:

$$\begin{aligned}\sin \phi_{cv} &= \frac{1}{2r}; \\ \cos \phi_{cv} &= 1 - \frac{f}{r}; \\ \phi_{cv} &= \arcsin \frac{1}{2r} = \arccos \left(1 - \frac{f}{r}\right); \\ r &= \frac{1}{8f} (l^2 + 4f^2);\end{aligned}$$

Tính toán l và f theo phương pháp gần đúng dần: đầu tiên cho $f = f_0$ và $l = l_0$, xác định được các tham số còn lại, sau đó f và l, tính lại như vậy cho đến khi kết quả thay đổi ít nhất là được (thông thường chỉ cần tính lần thứ hai hay thứ ba là đủ)

Khi tính toán kích thước kết cấu công trình ngầm có thể tham khảo bảng (2) trong phụ lục.

4.2.3. Tải trọng tính toán.

Công trình ngầm chịu tác dụng của nhiều loại tải trọng khác nhau. Việc xác định các loại tải trọng đó phải căn cứ vào ý nghĩa sử dụng của công trình, vị trí của hầm so với mặt đất và điều kiện địa chất nơi xây dựng công trình ngầm.

Người ta phân các loại tải trọng tác dụng lên kết cấu công trình ngầm thành ba loại như sau:

1. *Tải trọng thường xuyên*: Tác dụng thường xuyên lâu dài như áp lực đất đá, trọng lượng bản thân kết cấu, trọng lượng trang thiết bị trong khai thác, áp lực nước ngầm, tải trọng của các công trình nằm trên mặt đất đối với các công trình ngầm đặt nông.

2. *Tải trọng tạm thời*: Gồm tải trọng tạm thời trong quá trình sử dụng như tải trọng do bom đạn, lực xung kích của máy hoạt động, hoạt tải của xe, pháo... và tải trọng tạm thời trong quá trình thi công, lắp ráp như áp lực phun vữa bê tông sau vỏ hầm, ảnh hưởng của sự thay đổi nhiệt độ trong công trình ngầm, ảnh hưởng của co ngót và tự biến của bê tông vỏ hầm, áp lực của các kích khi sử dụng phương pháp khiên đào.

3. *Tải trọng đặc biệt*: Bao gồm các loại tải trọng xuất hiện có tính chất ngẫu nhiên hoặc do các sự cố bất ngờ như áp lực do động đất, sập lở, túi nước hay một bộ phận nào đó của công trình bị hư hỏng.

Khi tính toán kết cấu công trình ngầm phải xét tới các tổ hợp tải trọng bất lợi nhất của những tải trọng có thể đồng thời xảy ra.

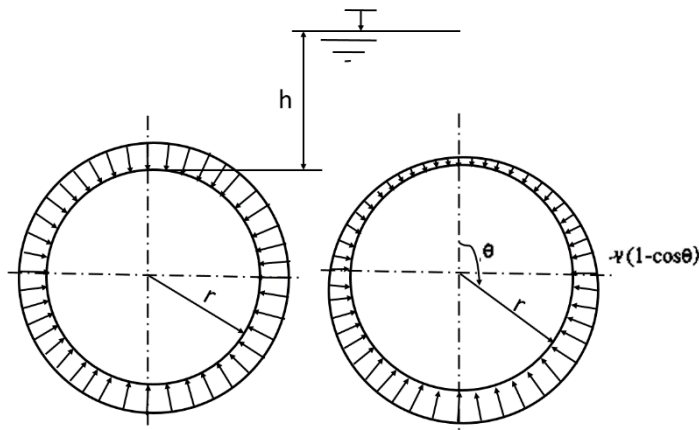
Có ba loại tổ hợp tải trọng:

1. Tổ hợp tải trọng chủ yếu: là tổ hợp tải trọng thường xuyên với tải trọng tạm thời trong quá trình sử dụng.
2. Tổ hợp phụ: Là tổ hợp của tải trọng thường xuyên với tải trọng tạm thời trong quá trình thi công
3. Tổ hợp đặc biệt: Là tổ hợp tải trọng thường xuyên với tải trọng đặc biệt.

Kết cấu công trình ngầm phải được tính toán với tổ hợp tải trọng chủ yếu và kiểm tra với tổ hợp phụ và tổ hợp đặc biệt.

Trong công trình ngầm phục vụ cho mục đích Quốc phòng toàn dân, phải xét tới tác dụng của tải trọng thường xuyên gồm áp lực đất đá, trọng lượng bản thân (gọi là tải trọng tĩnh) cả tải trọng của sóng nổ do bom đạn gây ra (gọi là tải trọng động), còn các loại tải trọng khác thì tùy thuộc vào các điều kiện cụ thể theo các quy phạm hiện hành của Nhà nước.

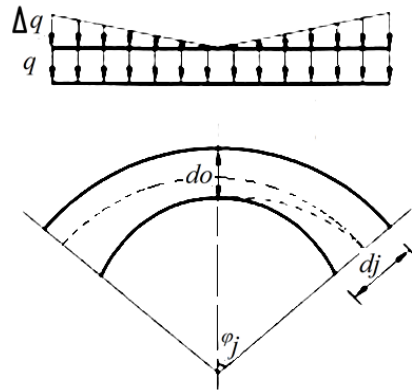
Áp lực nước ngầm tác dụng lên kết cấu công trình ngầm được xác định bằng vị trí của công trình so với mặt thoáng của nước ngầm hoặc mặt áp lực của nước có áp. Đối với vỏ hầm dạng tròn đặt ở chiều sâu h so với mặt thoáng của nước ngầm ở trong tầng ngậm nước, áp lực nước ngầm tác dụng lên kết cấu có thể phân thành hai thành phần: thành phần phân bố đều có trị số bằng chiều cao của cột nước (hình vẽ 4.5) trên đỉnh hầm h và thành phần phân bố không đều có trị số bằng $\gamma(1-\cos\theta)$.



Hình 4. 5. Áp lực nước ngầm

Với kết cấu dạng vòm tác dụng của nước ngầm gây ra biến dạng ngược lại với biến dạng do áp lực gây ra. Do đó khi cao độ nước ngầm đạt một vị trí nào đó, nước ngầm có tác dụng làm cho kết cấu chịu lực hợp lý hơn. áp lực nước ngầm sẽ do vỏ hầm chịu nếu bố trí lớp phòng nước ở mặt ngoài vỏ, hoặc bản thân vỏ có khả năng phòng nước, và sẽ do lớp phòng nước chịu nếu cấu tạo lớp phòng nước ở mặt trong vỏ hầm. Theo quy phạm thiết kế, các công trình ngầm đặt trong vùng có động đất cấp 7 trở lên mới được kể đến ảnh hưởng của sóng địa chấn trong tính toán kết cấu, công trình ngầm ít nguy hiểm hơn dưới tác dụng của động đất vì nó thường có chiều cao nhỏ và lại gắn chặt vào môi trường đất đá xung quanh thành một thể thống nhất, không có khả năng chuyển vị tự do.

Trong khi tính toán kết cấu công trình ngầm, để đơn giản và tăng độ an toàn đôi khi áp lực đất đá tính toán được xem là phân bố đều, khi đất đá xung quanh công trình là cứng (có hệ số kiên cố $f_{kp} > 2$) ảnh hưởng của áp lực hông là không đáng kể và có thể bỏ qua.



Hình 4. 6. Sơ đồ tính toán tải trọng do trọng lượng bản thân của vòm.

Trong đó:

γ : trọng lượng bản thân của vật liệu (kN/m^3)

d_j : chiều dày vòm tại tiết diện xét (m).

Tải trọng tính toán do trọng lượng bản thân của vòm xem như tải trọng thẳng đứng phân bố theo dạng như trên hình vẽ 4.6.

Từ hình vẽ 4.6 cho thấy nếu vòm có chiều dày tiết diện ngang thay đổi, có thể sử dụng các công thức gần đúng dưới đây để tính toán tiếp theo:

$$\begin{cases} q = \gamma do \\ \Delta q = \gamma (dj - do) \end{cases} \quad \begin{cases} q = \gamma do \\ \Delta q = \gamma \left(\frac{dj}{\cos \varphi_j} - do \right) \end{cases} \quad \begin{cases} q = \gamma do \\ \Delta q = \frac{(dj + do)\varphi_j - 2do \sin \varphi_j}{\sin \varphi_j} \gamma \end{cases} \quad (4.5)$$

Trọng lượng bản thân vỏ hầm có thể là phân bố đều với cường độ là:

$$q_v = \frac{1}{2} \left(d_0 + \frac{d_{cv}}{\cos \varphi_{cv}} \right) \gamma_{bt} \quad (4.6)$$

Ngoài các loại tải trọng nêu trên, kết cấu công trình ngầm có thể chịu tác dụng của các loại tải trọng khác như áp lực phun vữa, các loại tải do nhiệt độ vv... Tính toán các loại tải trọng này cần tuân thủ các tài liệu có liên quan.

Tải trọng tính toán kết cấu công trình ngầm bằng tải trọng tiêu chuẩn nhân với hệ số vượt tải. Giá trị hệ số vượt tải có thể tham khảo bảng 4.2 dưới đây.

Bảng 4. 2. Hệ số vượt tải

Loại tải trọng	Hệ số vượt tải
Áp lực đất đá thẳng đứng:	
Theo vòm áp lực:	1,5

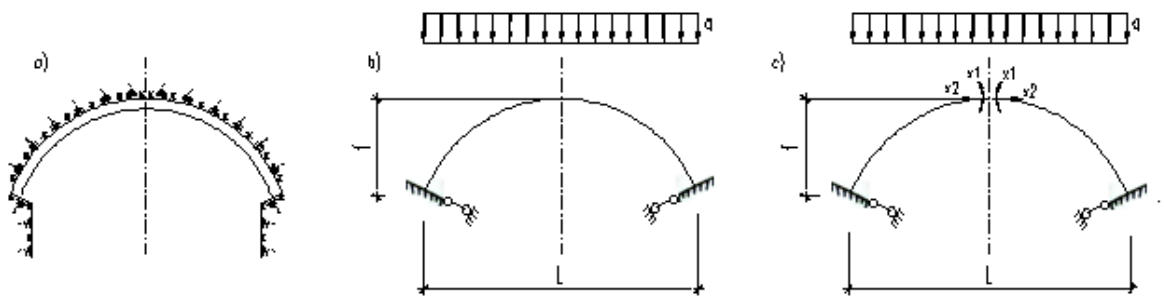
-Hàm trong đất rất yếu, sau đó đất yếu xung quanh hàm sẽ nằm trong trạng thái lỏng và có thể làm tăng mômen uốn cục bộ như một dạng tải trọng ngoài đối xứng trục.

b. Tải bên trên mặt đất.

Tải trọng do các tòa nhà, công trình và các phương tiện trên bề mặt, hoặc do các đường tiện ích chạy phía trên đường hầm chỉ có vai trò trong trường hợp các đường hầm, đặt ở độ sâu tương đối nông dưới mặt đất. Ở các nước, các tải trọng này phải được xem xét theo đặc điểm kỹ thuật trong Tiêu chuẩn thiết kế cầu đường cao tốc. Trong thiết kế các tuyến đường sắt ngầm Moscow, các tải trọng này được cho phép bằng cách sử dụng mức nghiêng 45^0 và không có yếu tố động. Ở độ sâu quá 8 mét, ảnh hưởng của các tải này thường không đáng kể.

4.3. Tính toán kết cấu nguyên khối công trình ngầm dạng vòm đặt trực tiếp lên đất đá.

Áp dụng trong đất đá cứng vừa và cứng, khi công trình ngầm có khâu độ lớn, chiều cao nhỏ.



a. Kết cấu ngầm dạng vòm thoải.

b. Sơ đồ tính toán.

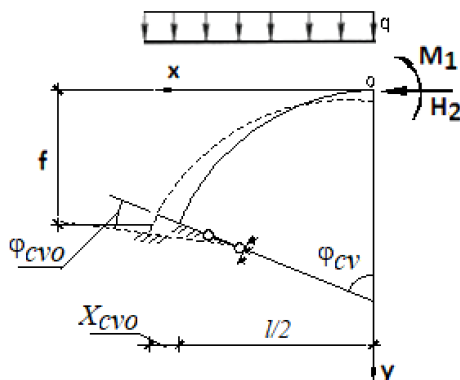
c. Hệ cơ bản.

Hình 4. 8. Cấu tạo và tính toán kết cấu công trình ngầm dạng vòm thoải kê trực tiếp trên nền đất đá.

Với kết cấu đối xứng chịu tải trọng đối xứng, cắt vòm tại tiết diện đỉnh và thay bằng các nội lực chưa biết là các ẩn số mômen M_1 , lực xô ngang H_2 , lực cắt $Q_3 = 0$. Dưới tác dụng của tải trọng, chân vòm bị lún gây ra các chuyển vị sau:

- Chuyển vị ngang X_{cvo}
- Chuyển vị góc (góc xoay) φ_{cvo}
- Chuyển vị thẳng đứng Y_{cvo} .

Do bài toán đối xứng chuyển vị thẳng đứng không ảnh hưởng tới nội lực trong vòm, nên không xét đến (hình 4.9)



Hình 4. 9. Hệ cơ bản tính vòm.

Hệ phương trình chính tắc cho nửa vòm có dạng:

$$\left. \begin{aligned} M_1 \cdot \delta_{11} + H_2 \delta_{12} + \Delta_{1p} + \phi_{cvo} &= 0 \\ M_1 \cdot \delta_{12} + H_2 \delta_{22} + \Delta_{2p} + f \cdot \phi_{cvo} + X_{cvo} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.7)$$

Trong đó các chuyển vị gây ra trong hệ cơ bản là:

δ_{11}, δ_{22} : Chuyển vị ở đỉnh vòm thứ tự do $M_1 = 1$ và $H_2 = 1$ gây ra

δ_{12}, δ_{21} : Chuyển vị đơn vị ở đỉnh vòm trong hệ cơ bản theo phương ắn số M_1 do $H_2 = 1$ gây ra và tương tự.

Δ_{1p}, Δ_{2p} : Chuyển vị tải ở đỉnh vòm do tải trọng ngoài gây ra.

Các chuyển vị đơn vị trên được xác định theo công thức của Mor - Maxwell như sau:

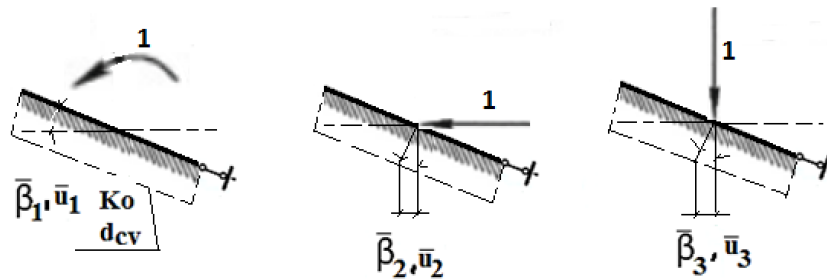
$$\delta_{kn} = \frac{1 - \mu}{E} \left[\int_0^s \frac{N_k \cdot N_n}{F} \cdot ds \right] \quad (4.8)$$

Trong đó:

- μ : Hệ số Poisson của vật liệu kết cấu
- E : Môđun đàn hồi của vật liệu kết cấu
- J, E : Môđun quán tính và diện tích tiết diện tính toán.

Chú ý rằng trong công thức tính chuyển vị trên đây không xét đến ảnh hưởng của độ cong vòm, của lực cắt và kết cấu công trình ngầm làm việc trong điều kiện biến dạng phẳng trong môi trường đất đá.

ϕ_{cvo} và X_{cvo} là góc xoay và chuyển vị ngang ở chân vòm và có thể xác định theo nguyên lý cộng tác dụng (hình 4.10):



Hình 4. 10. Sơ đồ tính chuyển vị đơn vị tại nền.

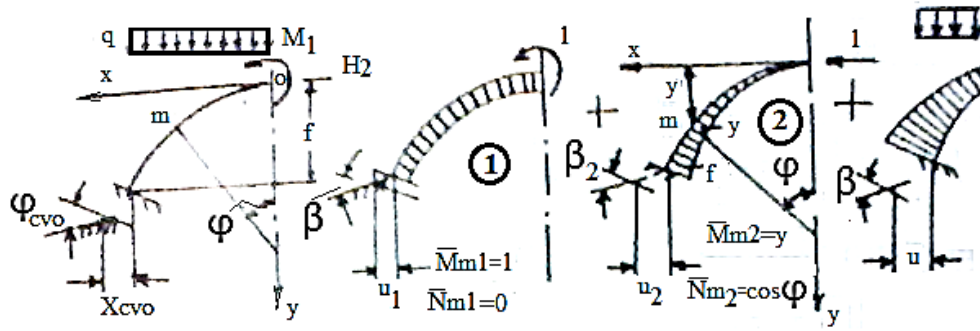
$$\left. \begin{aligned} \phi_{cvo} &= \bar{\beta}_1 + \bar{\beta}_2 + \beta_p; \\ X_{cvo} &= \bar{u}_1 + \bar{u}_1 + u_p \end{aligned} \right\} \quad (4.9)$$

Trong công thức trên:

- $\bar{\beta}_1$ và $\bar{u}_1$ là góc xoay và chuyển vị ngang ở tiết diện chân vòm dưới tác dụng của mômen đơn vị đặt tại chân vòm (hình 4.11)

- $\bar{\beta}_2$ và $\bar{u}_2$ góc xoay và chuyển vị ngang tại chân vòm do lực xô đơn vị đặt tại đó gây ra.

- $\bar{\beta}_3$ và $\bar{u}_3$ góc xoay và chuyển vị ngang tại chân vòm do lực thẳng đứng đơn vị đặt tại đó gây ra.



Hình 4. 11. Xác định chuyển vị đơn vị ở chân vòm

Góc xoay $\overline{\beta}_1$ và $\overline{u}_1$ tính như sau:

Nếu xem đất đá dưới chân vòm theo thuyết biến dạng cục bộ của Winkle, ta có ứng suất ở mép tiết diện chân vòm là:

$$\sigma = \frac{6}{b \cdot d_{cv}^2} \quad (4.10)$$

Trong đó:

- d_{cv} : Chiều rộng chân vòm
- b : Chiều rộng tính toán.

Góc xoay tương ứng là:

$$\overline{\beta}_1 = \frac{\sigma}{K_0} \cdot \frac{d_{cv}}{2} = \frac{1}{K_0 \cdot J_A} \quad (4.11)$$

J_A : Mômen quán tính tiết diện chân vòm;

$$J_A = \frac{b \cdot d_{cv}^3}{12} \quad (4.12)$$

Chuyển vị nằm ngang $u_1 = 0$

Dưới tác dụng của lực xô đơn vị $H_2 = 1$, thành phần vuông góc với tiết diện $\cos \phi_{cv}$, sẽ gây ra lún của tiết diện theo phương của lực là:

$$\frac{\cos \phi_{cv}}{K_0 \cdot d_{cv}}$$

Thành phần tiếp tuyến với mặt phẳng của tiết diện $\sin \phi_{cv}$ sẽ không gây ra chuyển vị của chân vòm.

Trong trường hợp này.

$$\overline{u}_2 = \frac{\cos^2 \phi_{cv}}{K_0 \cdot d_{cv}} \quad (4.13)$$

và góc xoay $\overline{\beta}_2 = 0$

Tương tự với lực đơn vị thẳng đứng:

$$\overline{u}_3 = \frac{\cos \phi_{cv} \cdot \sin \phi_{cv}}{K_0 \cdot F_{cv}} \quad (4.14)$$

$$\overline{\beta}_3 = 0$$

Trong đó F_{cv} : Diện tích tiết diện chân vòm

Chuyển vị tại chân vòm trong hệ cơ bản do tải trọng ngoài gây ra có thể tính toán theo các công thức sau đây:

$$\left. \begin{aligned} \beta_p &= M_p^0 \overline{\beta}_1 + N_p^0 \overline{\beta}_2 + V_p^0 \overline{\beta}_3 \\ u_p &= M_p^0 \overline{u}_1 + N_p^0 \overline{u}_2 + V_p^0 \overline{u}_3 \end{aligned} \right\} \quad (4.15)$$

Trong trường hợp này ta có:

$$\left. \begin{aligned} \beta_p &= M_p^0 \overline{\beta}_1 \\ u_p &= \frac{N_p^0}{\cos \phi_{cv}} \cdot u_2 \end{aligned} \right\} \quad (4.16)$$

Trong đó M_p^0 , N_p^0 và V_p^0 : Mômen, lực xô và lực thẳng đứng tại chân vòm do tải trọng ngoài gây ra trong hệ cơ bản.

Hệ phương trình chính tắc đối với chuyển vị góc và chuyển vị ngang tại chân vòm có thể viết gọn lại như sau:

$$\left. \begin{aligned} \beta_0 &= X_1 \cdot \overline{\beta}_1 + f \cdot X_2 \cdot \overline{\beta}_1 + X_2 \cdot \beta_2 + \beta_p \\ u_0 &= X_1 \cdot \overline{u}_1 + f \cdot X_2 \cdot \overline{u}_2 + X_2 \cdot \overline{u}_2 + u_p \end{aligned} \right\} \quad (4.17)$$

Thay (4.11) vào *4.1) ta có:

$$\begin{aligned} X_1(\delta_{11} + \overline{\beta}_1) + X_2(\delta_{12} + \overline{\beta}_2 + f \cdot \overline{\beta}_1) + \Delta_{1p} + \beta_p &= 0 \\ X_1(\delta_{21} + \overline{u}_1 + f \cdot \beta_1) + X_2(\delta_{22} + \overline{u}_2 + 2f \cdot \overline{u}_1 + f^2 \cdot \overline{\beta}_1) + \Delta_{2p} + f \cdot \beta_p + u_p &= \end{aligned} \quad (4.18)$$

Đặt:

$$\left. \begin{aligned} a_{11} &= \delta_{11} + \overline{\beta}_1 \\ a_{12} &= a_{21} = \delta_{12} + \overline{\beta}_2 + f \cdot \overline{\beta}_1 \\ a_{22} &= \delta_{22} + \overline{u}_2 + 2f \cdot \overline{u}_1 + f^2 \cdot \overline{\beta}_1 \\ a_{10} &= \Delta_{1p} + \beta_p \\ a_{20} &= \Delta_{2p} + f \cdot \beta_p + u_p \end{aligned} \right\} \quad (4.19)$$

Ta được hệ phương trình cơ bản tính toán kết cấu công trình ngầm dạng vòm thoải tựa trực tiếp trên đất đá dưới dạng đơn giản sau đây:

$$\left. \begin{aligned} X_1 \cdot a_{11} + X_2 a_{12} + a_{10} &= 0 \\ X_1 \cdot a_{21} + X_2 a_{22} + a_{20} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.20)$$

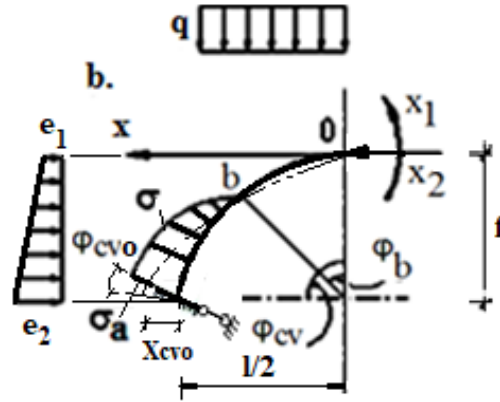
Sau khi tìm được nghiệm của hệ phương trình trên đây, ta có thể tìm nội lực tại tiết diện bất kỳ trong vòm theo các công thức sau:

$$\left. \begin{aligned} M(x) &= M_p^0 + X_1 + X_2 \cdot y \\ N(x) &= N_p^0 + X_2 \cdot \cos \phi \end{aligned} \right\} \quad (4.21)$$

Để kiểm tra độ chính xác trong quá trình tính toán ta dựa vào điều kiện các chuyển vị tương đối ở tiết diện đỉnh vòm phải bằng không, từ đó:

$$\left. \begin{aligned} \int_0^{s/2} \frac{M(x)}{EJ} ds + \beta_0 &= 0 \\ \int_0^{2/s} \frac{M(x)y}{EJ} ds + \int^{s/2} \frac{N(x) \cos \phi}{EF} ds + f \cdot \beta_0 + u_0 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.22)$$

Trong đó $M(x)$, $N(x)$: Mômen và lực dọc tại các tiết diện đã được xác định trong kết cấu.



Hình 4.12. Trường hợp tổng quát.

Khi phải xét tới phản lực đất đá trên vòm (vòm không thoải hình 4.12) là trường hợp tổng quát hơn và sẽ được đề cập tới ở phần sau.

4.4. Tính toán kết cấu công trình ngầm nguyên khối hình vòm tường thẳng theo thuyết biến dạng cục bộ của Wincle – phương pháp của S.N. Naumóp.

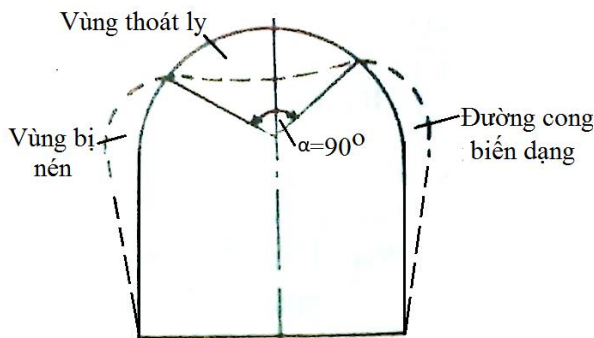
Áp dụng đối với những công trình ngầm được xây dựng trong đất đá cứng vừa là yếu, khi đó chiều dày tường thường lớn, trục kết cấu thay đổi không liên tục, khi đó giữa vòm và tường tồn tại khoảng lệch tâm Δ . Trong quá trình tính toán, kết cấu được tách thành hai bộ phận.

- Vòm không khớp trên gối tựa đàn hồi;
- Tường bên tính như dầm trên nền đàn hồi;

4.4.1 Tính vòm.

Trong khi tính toán vòm, các chuyển vị đơn vị ở chân vòm β_i và u_i ($i=1,3$) xác định theo chuyển vị tại đỉnh tường.

Trong quá trình tính toán vòm có thể chọn giả thiết như sau:



Hình 4.13. Xác định vùng thoát ly và vùng nén ép.

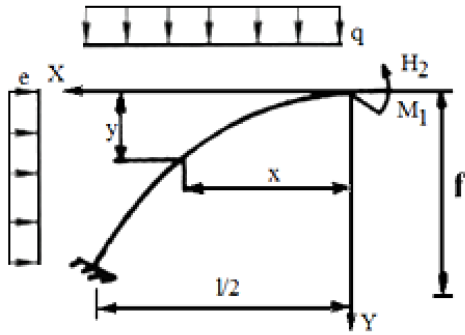
Dưới tác dụng của áp lực chủ động, kết cấu sẽ biến dạng, giá trị biến dạng tại mỗi điểm trên kết cấu sẽ khác nhau, phần đỉnh vòm sẽ tách ra khỏi đất đá về phía trong khoang hầm tạo

thành vùng thoát ly, phần còn lại ép vào đất đá phát sinh kháng lực đàn hồi (Hình 4.12). Có thể lấy giá trị gần đúng của vùng thoát ly là $\alpha = 90^\circ$; Để đơn giản và thiên về an toàn khi vòm thoải, có thể bỏ qua kháng lực đàn hồi tác dụng trên vòm.

Tính toán vòm như đã trình bày trong mục nước, nội lực tại đỉnh vòm là:

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= M_1 \\ H_0 &= H_2 \\ Q_0 &= Q_3 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.23)$$

Nội lực tại tiết diện bất kỳ trong vòm (hình vẽ 4.14) xác định theo các công thức:



Hình 4. 14. Sơ đồ tính nội lực trong vòm.

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M_1 + H_2 \cdot y - \frac{1 \cdot x^2}{2} - \frac{e \cdot y^2}{2} \\ N_x &= (H_2 - e \cdot y) \cos \phi + q \cdot x \cdot \sin \phi \\ Q_x &= q \cdot x \cdot \cos \phi - (H_2 - e \cdot y) \sin \phi \end{aligned} \right\} \quad (4.24)$$

Nội lực tại tiết diện chân vòm là:

$$\left. \begin{aligned} M &= M_1 + M_2 \cdot f - \frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{e \cdot f^2}{2} \\ N &= (H_2 - e \cdot f) \cos \phi_{cv} + q \cdot \frac{1}{2} \sin \phi_{cv} \\ Q &= q \cdot \frac{1}{2} \cos \phi_{cv} - (H_2 - e \cdot f) \sin \phi_{cv} \end{aligned} \right\} \quad (4.25)$$

Trong đó: ϕ : Góc giữa tiết diện bất kỳ của vòm và trục thẳng đứng.

Sau đây là một số loại vòm phổ thông trong thực tế xây dựng công trình ngầm và lấy tích phân trên nửa vòm:

- Vòm parabol không khớp:

Phương trình trục vòm:

$$y = \frac{4f}{l^2} x^2$$

Bán kính cong trục vòm:

$$f = \frac{l^2}{8f} \cdot \frac{1}{\cos^3 \phi}$$

Trong đó: J_0 ; F_0 là mômen quán tính và diện tích tiết diện đỉnh vòm

$$\delta_{11} = \frac{1 - \mu^2}{2EJ_0} \cdot l$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 0,1665 \frac{1 - \mu^2}{EJ_0} f \cdot 1$$

$$\delta_{22} = f^2 \cdot 1 \left[0,1 + 0,04383\beta_1 \left(\frac{d_0}{f} \right)^2 \right] \frac{1 - \mu^2}{EJ_0}$$

Trong đó:

β_1 : Hệ số kể đến ảnh hưởng của thành phần lực dọc:

$$\beta_1 = 0,954 \frac{\operatorname{artg} \left(\frac{4f}{1} \right)}{\frac{4f}{1}}$$

và có thể theo bảng 4.3. dưới đây.

Bảng 4. 3. Hệ số β_1 .

f/1	1/2		1/2,5	1/3	1/3,5	1/4	1/4,5	1/5
β_1	0,528		0,605	0,663	0,711	0,750	0,780	0,806

Chuyển vị tại ở đỉnh vòm và trong trường hợp tải trọng phân bố đều:

$$\Delta_{1p} = - \left(\frac{1^3}{48} q + \frac{f^2 \cdot 1}{20} e \right) \frac{1 - \mu^2}{EJ_0}$$

$$\Delta_{2p} = - \left(\frac{f \cdot l^3 \cdot q}{80} + \frac{3 \cdot 1 \cdot e}{4} \right) \frac{1 - \mu^2}{EJ_0}$$

-Vòm tròn một tâm không khớp:

Phương trình trục vòm:

$$x = r \cdot \sin \varphi$$

$$y = r(1 - \cos \varphi)$$

Bán kính trục vòm:

$$r = 0,5 \left(\beta + \frac{0,25}{\beta} \right) l$$

Trong đó:

$$\beta = \frac{f}{1}$$

Quy luật biến thiên chiều dày tiết diện:

$$\frac{1}{F} = \frac{1}{F_0} \left(1 - \xi' \frac{\sin^2 \phi}{\sin^2 \phi_{cv}} \right)$$

$$\frac{1}{J} = \frac{1}{J_0} \left(1 - \xi \frac{\sin \phi}{\sin \phi_{cv}} \right)$$

Trong đó:

$$\xi' = 1 - \frac{F_0}{F_{cv}}; \xi = 1 - \frac{J_0}{J_{cv}}$$

- F_0, F_{cv} : Diện tích tiết diện vòm và chân vòm
- J_0, J_{cv} : Mômen quán tính tiết diện đỉnh vòm và chân vòm

Chuyển vị đơn vị:

$$\begin{aligned}\delta_{11} &= \frac{1 - \mu^2}{EJ_0} (\phi_{cv} - \xi K_0) \\ \delta_{12} = \delta_{21} &= \frac{1 - \mu^2}{EJ_0} (k_1 - \xi \cdot K_1) \cdot r^2 \\ \delta_{22} &= \frac{1 - \mu^2}{EJ_0} (k_2 - \xi \cdot K_2) \cdot r^3 + \frac{1 - \mu^2}{EJ_0} (k'_2 - \xi' K'_2)\end{aligned}$$

Chuyển vị tải với trường hợp tải trọng phân bố đều:

$$\begin{aligned}\Delta_{1p} &= -\frac{1 - \mu^2}{EJ_0} [(a_1 - \xi \cdot A_1)q + (a_3 - \xi \cdot A_3)e]r^3 \\ \Delta_{2p} &= -\frac{1 - \mu^2}{EJ_0} [(a_2 - \xi \cdot A_2)q + (a_4 - \xi \cdot A_4)e]r^4\end{aligned}$$

Các hệ số trong các công thức trên như sau:

$$\begin{aligned}K_0 &= \frac{1 - \cos \phi_{cv}}{\sin \phi_{cv}}; \\ k_1 &= \phi_{cv} - \sin \phi_{cv}; \\ K_1 &= \frac{1}{\sin \phi_{cv}} \left(1 - \cos_{cv} - \frac{1}{2} \sin^2 \phi_{cv} \right); \\ k_2 &= \frac{3}{2} \phi_{cv} - 2 \sin \phi_{cv} + \frac{1}{2} \sin \phi_{cv} \cos \phi_{cv};\end{aligned}$$

E: Môđun đàn hồi của vật liệu vỏ hầm

J: Môđun quán tính tiết diện tường

b: Chiều rộng tính toán, $b = 1\text{m}$

4.4.2 Tính tường bên

Tuỳ theo độ cứng có thể phân tường thành ba trường hợp tính toán sau đây:

1. $(0,5 \div 1) < \alpha \cdot 1 < (2,75 \div 3)$ trường hợp này gọi là dầm ngắn hay tường đàn hồi, sự làm việc của các điểm trên dầm có ảnh hưởng lẫn nhau.

2. $\alpha \cdot 1 \geq (2,75 \div 3)$ trường hợp này gọi là dầm dài hay tường mềm, chuyển vị của đầu này xem như không ảnh hưởng tới đầu kia.

3. $\alpha \cdot 1 \leq (0,5 \div 1)$ dầm hay tường tuyệt đối cứng, tường chỉ nghiêng đi một góc, đường cong độ võng là một đường thẳng.

Trình tự tính toán vỏ hầm như sau:

1. Xác định các chuyển vị đơn vị và chuyển vị tải tại chân vòm và đỉnh tường, giải hệ phương trình chính tắc để xác định các ẩn số M_1 và H_2 ;

2. Tính toán nội lực trong vòm;

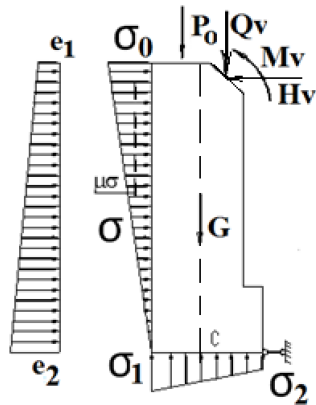
3. Tính toán nội lực trong tường.

a) Tính tường bên là dầm tuyệt đối cứng $((0,5 \div 1) < \alpha \cdot 1 < (2,75 \div 3))$.

Dầm tuyệt đối cứng không bị biến dạng trong quá trình chịu lực và chuyển vị, do ma sát giữa chân tường và nền lớn nên xem như ở đây không có chuyển vị theo phương nằm ngang, trong sơ đồ tính ta đưa vào một liên kết thanh như khi tính toán theo phương pháp của Đavudop (xem phần sau). Dưới tác dụng của ngoại tải, chân tường bị lún, đỉnh tường sẽ chuyển vị về phía đất đá, biểu đồ phản lực đàn hồi ở tường bên có dạng hình tam giác còn dưới chân tường sẽ là hình thang. Trị số lực ma sát giữa mặt ngoài tường và đất đá lấy là μ . Sơ đồ tính toán tường bên tuyệt đối cứng như trên hình vẽ (4.15).

Trong đó:

- M_v, H_v, Q_v : Mômen, lực xô ngang và lực thẳng đứng từ vòm truyền xuống;
- Áp lực thẳng đứng trên đỉnh tường là P_0 .



Hình 4. 15. Sơ đồ tính
tường bên là dầm tuyệt đối cứng.

- Trọng lượng bản thân tường là G
- Tổng áp lực hông là $E = e \cdot h_y$
- Lực ma sát $S = E \cdot \mu + \frac{1}{2} \mu \cdot \sigma_0 \cdot h_y$;

μ : Hệ số ma sát, $\mu = 0,3$

Cần phải xác định góc xoay β_A của tường (tường chỉ bị xoay) và σ_0 (xem hình 4.15)

Ta có ba phương trình sau đây:

$$\left. \begin{aligned} -\sigma_0 &= K \cdot h_y \cdot \beta_A \\ -\sigma_1 - \sigma_2 &= n \cdot \sigma_0 \cdot \frac{h_x}{h_y} \\ -\sum M_A &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.26)$$

Từ các phương trình trên đây ta có:

$$\beta_A = \frac{M' + M_{cv} + H_{cv} \cdot h_{cv}}{b \cdot K \cdot J_{ct}}; \quad (4.27)$$

Trong đó:

$$\begin{aligned} M' &= -\frac{1}{2} Q_{cvo} (dt - 2e_0 - d_{cv} \sin \phi_{cv}) \\ &+ \left(\frac{1}{2} h_x - r \right) + G \cdot e_0 - \frac{1}{2} e \cdot h^2 \cdot y \\ &\quad - \frac{1}{2} e \cdot \mu \cdot h_x \cdot h_y \end{aligned} \quad (4.28)$$

$$J_{ct} = \frac{1}{12} \cdot (4 \cdot h_y^3 + 3 \cdot \mu \cdot h_y^2 + n \cdot h_x^3) \quad (4.29)$$

Sau khi tìm được β_A , ta tính được σ_0 từ đó tìm được nội lực tại tiết diện bất kỳ trong tường theo các phương pháp trong sức bền vật liệu.

Chuyển vị đơn vị của đỉnh tường được xác định bằng cách đặt các lực đơn vị nào đó, tại trọng tâm của tiết diện chân vòm.

Khi $M_{cv} = 1 (H_{cv} = 0; M' = 0; \beta_A = \bar{\beta}_1; y_0 = \bar{y}_1)$ (hình vẽ 4.16)

$$\bar{\beta}_1 = \frac{1}{b \cdot K \cdot J_{ct}}; \quad (4.30)$$

$$\bar{y}_1 = \beta_1 \cdot h_y = \frac{h_y}{b \cdot K \cdot J_c}; \quad (4.31)$$

Khi $H_{cv} = 1 (M_{cv} = 0; M' = 0; \beta_A = \bar{\beta}_2; y_0 = \bar{y}_2);$

$$\bar{\beta}_2 = \frac{h_{cv}}{b \cdot K \cdot J_{ct}}; \quad (4.32)$$

$$\bar{y}_2 = h_y \cdot \beta = \frac{h_y \cdot h_{cv}}{b \cdot K \cdot J_{ct}}; \quad (4.33)$$

Trong đó:

- Δ : Độ lệch tâm giữa vòm và đỉnh tường
- e_0 : Độ lệch tâm giữa tường và chân tường.

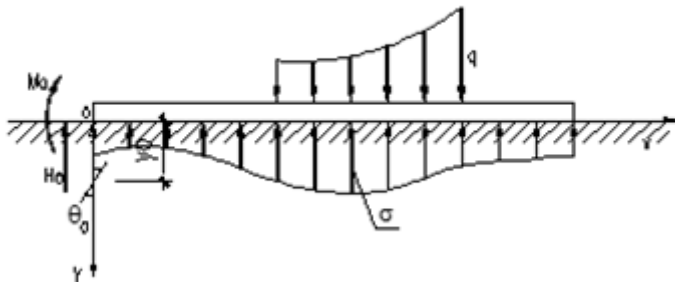
Chuyển vị tải (khi $M' = M_1, H_{cv} = H_{cv} = 0; \beta_A = \beta_p; y_0 = y_p$):

$$\beta_p = \frac{M_p}{b \cdot K \cdot J_c} = \frac{M'}{b \cdot K J_{ct}}; \quad (4.34)$$

$$y_p = h_y \cdot \beta_p = \frac{h_y \cdot M'}{b \cdot K \cdot J_{ct}} \quad (4.35)$$

b) Tính tường bên là dầm ngăn hay tường đàn hồi

Dầm ngăn có độ cứng hữu hạn, trong quá trình chịu lực các bộ phận của dầm có biến dạng đáng kể. Xét trường hợp tổng quát dầm trên nền đàn hồi theo thuyết biến dạng cục bộ (hình vẽ 4.16).



Hình 4. 16. Sơ đồ tính tường bên là tường đàn hồi

Dầm chịu tác dụng của tải trọng phân bố bất kỳ $q(x)$ phương trình vi phân độ võng của trục dầm có dạng:

$$E.J \frac{d^4 y}{dx^4} + b.K.y = q(x); \quad (4.36)$$

Hay:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4\alpha^4.y = 4 \frac{\alpha^4}{b.K} q(x) \quad (4.37)$$

Khi không có tải trọng phân bố trên dầm:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4\alpha^4 y = 0 \quad (4.38)$$

Trong đó α : Hệ số đặc trưng đàn hồi của dầm trên nền đàn hồi.

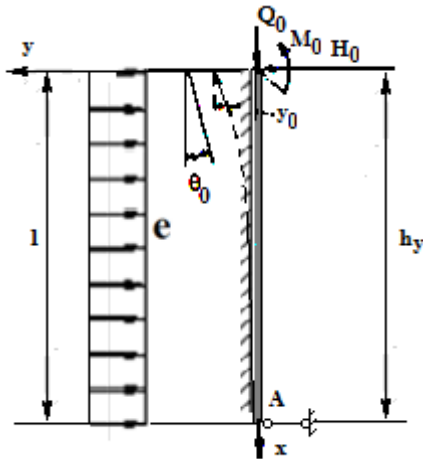
$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{b.K}{4.E.J}} \quad (4.39)$$

Khi không có tải trọng phân bố trên dầm (khi áp lực hông $e = 0$); Phương trình (4.38) là phương trình vi phân tuyến tính thuần nhất bậc bốn, nghiệm tổng quát của nó có dạng:

$$y = C_1 \cosh \alpha x + C_2 \sinh \alpha x + C_3 \cosh \alpha x + C_4 \sinh \alpha x; \quad (4.40)$$

Trong đó C_i ($i = 1 - 4$) là các hằng số tích phân, phụ thuộc vào các điều kiện biên.

Xét sơ đồ tính toán dầm đàn hồi trên nền đàn hồi như trên hình vẽ 4.17, từ các biểu thức quen thuộc trong sức bền vật liệu:



Hình 4. 17. Sơ đồ tính toán dầm đàn hồi trên nền đàn hồi.

$$\left. \begin{aligned} \theta &= \frac{dy}{dx} = \frac{dy}{d(\alpha x)}; \\ M_x &= -E.J \frac{d\theta}{dx} = -\alpha^2 E.J \frac{d^2 y}{d(\alpha x)^2}; \\ H_x &= \frac{dM}{dy} = -\alpha^2 E.J \cdot \frac{d^3 y}{d(\alpha x)^3}; \end{aligned} \right\} \quad (4.41)$$

Ta có các công thức để xác định nội lực tại tiết diện trong dầm như sau:

$$y = y_0 \Phi_1 + \theta_0 \frac{1}{2\alpha} \Phi_2 - \frac{M_0 2\alpha^2}{K} \Phi_3 - \frac{M_0 \alpha}{K} \Phi_4 \quad (4.42)$$

$$\theta = -y\alpha\Phi_4 + \theta_0 \cdot \Phi_1 - M_0 \frac{2\alpha^3}{K} \Phi_2 - H_0 \frac{2\alpha^2}{K} \Phi_3;$$

$$M_x = y_0 \frac{K}{2\alpha^2} \Phi_3 + \theta_0 \frac{K}{4\alpha^3} \Phi_4 + M_0 \cdot \Phi_1 + H_0 \frac{1}{2\alpha} \Phi_2 \quad (4.43)$$

$$Q_x = y_0 \frac{K}{2\alpha} \Phi_2 + \theta_0 \frac{K}{2\alpha^2} \Phi_3 - M_0 \cdot \alpha \cdot \Phi_4 + H_0 \Phi_1 \quad (4.44)$$

$$(4.45)$$

Trong đó:

- y_0, θ_0 : Độ lún và góc xoay ở đỉnh tường; $y_0 = X_{cvo}$; $\theta_0 = \varphi_{cvo}$
- M_0, H_0 : Mômen và lực xô ở đỉnh tường.

$$M_0 = M_1 + f \cdot H_2 + M_p^0 \quad (4.46)$$

$$H_0 = H_2 + H_p^0 \quad (4.47)$$

Và Φ_i ($i=1-4$) là giá trị của các hàm hypecbolic - hàm Crulôp, xác định theo các công thức sau đây:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1 &= ch\alpha x \cdot \cos \alpha x; \\ \varphi_2 &= ch\alpha x \sin + sh\alpha x \cdot \cos \alpha x; \\ \varphi_3 &= sh\alpha x \cdot \sin \alpha x; \\ \varphi_4 &= ch\alpha x \sin \alpha x - sh\alpha x \cos \alpha x. \end{aligned} \right\} \quad (4.48)$$

Các hàm trên đây phụ thuộc vào đối số (αx) và đề đơn giản, người ta lập các bảng tính sẵn (bảng phụ lục 4)

Chú ý rằng dấu của nội lực và chuyển vị là dương khi mômen làm căng thớ dưới của dầm; lực cắt làm cho phần dầm xét quay thuận chiều kim đồng hồ; góc xoay của tiết diện thuận theo chiều kim đồng hồ; chuyển vị lún xuống dưới nền.

Lực dọc trong tường tính theo công thức sau:

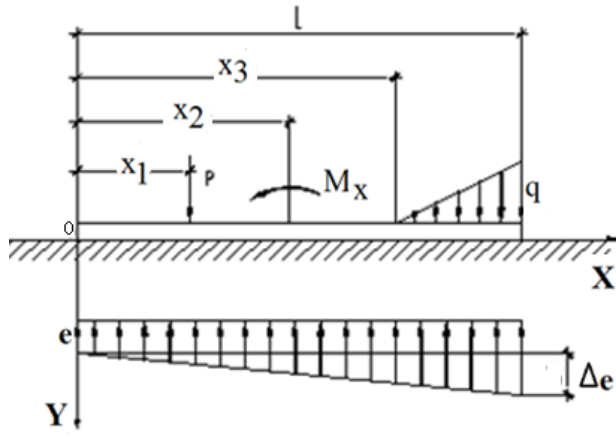
$$N_x = Q_0 + x \cdot b \cdot d_{ct} \cdot \gamma_k; \quad (4.49)$$

Trong đó Q_0 : Tổng áp lực thẳng đứng ở đỉnh tường:

$$Q_0 = Q_p + P \quad (4.50)$$

γ_k : Trọng lượng thể tích của vật liệu tường.

Trường hợp dầm chịu tải trọng bất kỳ như trên hình (48), nghiệm của phương trình sẽ là nghiệm của phương trình vi phân thuần nhất cộng với nghiệm riêng và được biểu diễn theo các công thức dưới đây:



Hình 4. 18. Sơ đồ tính toán dầm chịu tải trọng bất kỳ.

$$y = P \frac{\alpha}{K} \phi_4 [\alpha(x - x_1)] \Big|_{x_1} + M^* \frac{2\alpha^2}{K} \Phi_3 [\alpha(x - x_2)] \Big|_{x_2} - \frac{e}{K} (1 - \Phi_1) - \frac{\Delta e}{K h_y} \left(x - \frac{1}{2\alpha} \Phi_2 \right) + \frac{q^*}{K} \left\{ (x - x_3) - \frac{1}{2\alpha} \Phi_2 [\alpha(x - x_3)] \right\} \Big|_{x_3} \quad (4.51)$$

$$\theta = P \frac{2\alpha^2}{K} \Phi_3 [\alpha(x - x_1)] \Big|_{x_1} + M^* \frac{2\alpha^2}{K} \Phi_2 [\alpha(x - x_2)] \Big|_{x_2} - \alpha \frac{e}{K} \Phi_4 - \frac{\Delta e}{K h_y} (1 - \Phi_1) + \frac{q^*}{K} \{ 1 - \Phi_1 [\alpha(x - x_3)] \} \Big|_{x_3} \quad (4.52)$$

$$M = -P \frac{1}{2\alpha} \Phi_2 [\alpha(x - x_1)] \Big|_{x_1} - M^* \Phi_1 [\alpha(x - x_2)] \Big|_{x_2} + \Phi_3 \frac{e}{2\alpha^2} + \Phi_4 \frac{\Delta e}{4h_y \alpha^3} - \frac{q^*}{4\alpha^3} \Phi_4 [\alpha(x - x_3)] \Big|_{x_3} \quad (4.53)$$

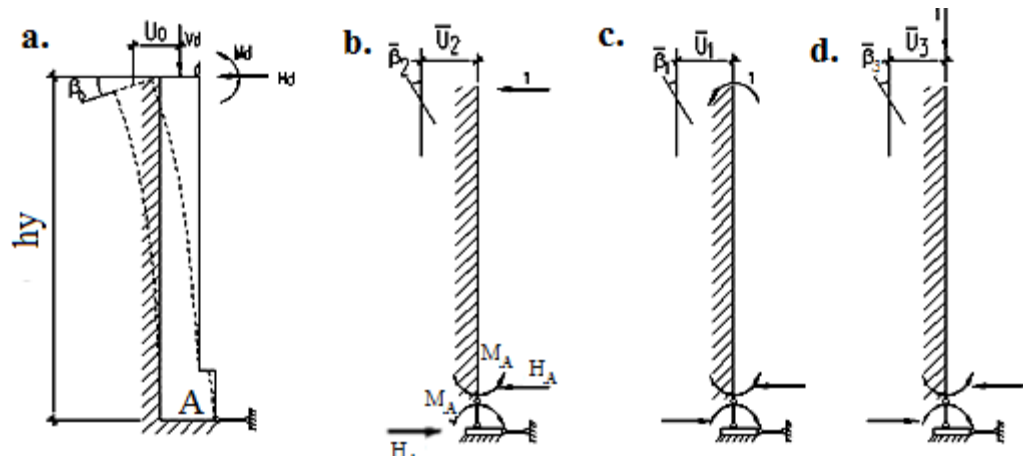
$$Q = -P \Phi_1 [\alpha(x - x_1)] \Big|_{x_1} + M^* \alpha \Phi_4 [\alpha(x - x_2)] \Big|_{x_2} + \frac{e}{2\alpha} \Phi_2 + \frac{\Delta e}{2h_y \alpha^2} \Phi_3 - \frac{q^*}{2\alpha_2} \Phi_3 [\alpha(x - x^3)] \Big|_{x_3} \quad (4.54)$$

Trong đó:

$\Phi_i(\alpha(x - x_k))|_x$ với $i = 1-4$; $k = 1-3$ là các giá trị của hàm Grulop Φ_i ứng với $(x - x_k)$ và chỉ kể đến khi nào $x > x_k$;

$$q^* = \frac{q}{h_y - x^3} \quad (4.55)$$

Chuyển vị đơn vị xác định bằng cách đặt mômen và lực đơn vị tương ứng vào vị trí đỉnh tường (xem hình vẽ 4.19).



Hình 4.19. Sơ đồ tính chuyển vị đơn vị.

Có thể coi tường như hai bộ phận, thân tường và móng tường, bỏ liên kết giữa chúng và thay vào đó mômen M_a , lực cắt H_a và liên kết thanh theo phương thẳng đứng (móng tường xem như tuyệt đối cứng).

Ví dụ tính chuyển vị đơn vị do lực xô đơn vị gây ra ở đỉnh tường như sau (hình vẽ 4.19). Áp dụng công thức (4.42) - (4.45) với các điều kiện biên như sau:

$$\begin{aligned} y_0 &= \bar{u}_2; M_0 = 0; \\ \theta_0 &= -\bar{\beta}_2; H_0 = -1 \end{aligned}$$

Độ lún, góc xoay và mômen tại tiết diện chân tường là:

$$y_A = \bar{u}_2 \cdot \Phi_1 - \bar{\beta}_2 \frac{1}{2\alpha} \Phi_2 + \frac{\alpha}{K} \Phi_4; \quad (4.56)$$

$$\theta_A = -\bar{u}_2 \cdot \alpha \cdot \Phi_4 - \bar{\beta}_2 \cdot \Phi_1 + \frac{2\alpha^2}{K} \Phi_3; \quad (4.49)$$

(4.57)

$$M_A = \bar{u}_2 \cdot \frac{K}{2\alpha^2} \Phi_3 - \bar{\beta}_2 \frac{K}{4\alpha^3} \Phi_4 + \frac{1}{2\alpha} \Phi_2; \quad (4.58)$$

Trong đó Φ_i ($i = 1, 2, 3, 4$) các giá trị hàm Crulop ứng với $\alpha \cdot h_y$ (xem bảng 3 phụ lục). Tại chân tường ta có thêm 2 phương trình:

$$y_A = 0; \quad (4.59)$$

$$\theta_A = \frac{M_{ct}}{K_0 J_{ct}} = \frac{M_A}{K_0 J_{ct}} \quad (4.60)$$

Từ hai hệ trên đây với năm ẩn là $\bar{\beta}_2, \bar{u}_2, y_A, \theta_A, M_{ct}$ giải ra ta có được các trị cần tìm.

Với cách tính toán tương tự ta có thể tìm được các chuyển vị $\bar{y}_1; \bar{\beta}_3; \bar{y}_3$.

Bỏ qua các tính toán trung gian ta có các công thức cuối cùng để tính các chuyển vị như sau:

$$\bar{\beta}_1 = \frac{4\alpha^3}{b \cdot K} \cdot \left(\frac{\rho_1 + \rho_9 \cdot B}{C} \right); \quad (4.61)$$

Sử dụng chung ký hiệu như trên, $\bar{u}_1 = \bar{y}_1; \bar{u}_2 = \bar{y}_2; \bar{u}_3 = \bar{y}_3$ ta có:

$$\bar{y}_1 = \frac{2\alpha^2}{b.K} \cdot \left(\frac{\rho_2 + \rho_1.B}{C} \right); \quad (4.62)$$

$$\bar{\beta}_2 = \bar{y}_1 \quad (4.63)$$

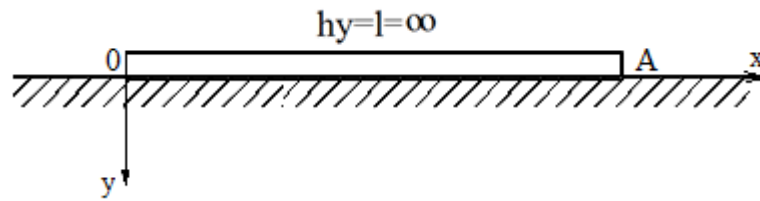
$$\bar{y}_2 = \frac{2\alpha}{b.K} \cdot \left(\frac{\rho_3 + \rho_2.B}{C} \right); \quad (4.64)$$

$$\bar{\beta}_1 = 8\alpha^3 \cdot \left(\frac{\rho_8 + B}{C} \right) \cdot e_0; \quad (4.65)$$

$$\bar{y}_3 = 4\alpha^2 \cdot \left(\frac{\rho_0 + B}{C} \right) \cdot e_0; \quad (4.66)$$

c. Tường mềm (dầm dài), khi $\alpha l \geq 2,75$.

Dầm được xem như rất dài 2 đầu dầm không ảnh hưởng lẫn nhau:



Hình 4. 20. Tường mềm

Khi $h_y = \infty$ thì chuyển vị ở đầu dầm bằng không ($y = 0$), nên nghiệm tổng quát của phương trình vi phân có dạng sau đây:

$$y = C_2 e^{-\alpha x} \cos \alpha x - C_4 e^{-\alpha x} \sin \alpha x \quad (4.67)$$

(Khi $x \rightarrow \infty$, C_1 và C_3 phải bằng không)

Để xác định các hằng số tích phân C_2 và C_4 ta sử dụng điều kiện biên như sau: $x = 0$, có $y = y_0$, $\theta = \theta_0$, $M = M_0$, $H = H_0$.

Đặt:

$$\left. \begin{aligned} \eta_1 &= e^{-\alpha x} \cos \alpha x; \\ \eta_2 &= e^{-\alpha x} \sin \alpha x; \\ \eta_3 &= e^{-\alpha x} (\sin + \cos \alpha x); \\ \eta_4 &= \eta_1 - \eta_2 = e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - \sin \alpha x) \end{aligned} \right\} \quad (4.68)$$

Sử dụng các công thức (4.42) - (4.45) và sau khi biến đổi ta có công thức tính dầm dài:

$$\left. \begin{aligned} y &= -M_0 \frac{2\alpha^2}{K} \eta_4 - H_0 \frac{2\alpha}{K} \eta_1; \\ \theta &= M_0 \frac{4\alpha^3}{K} \eta_1 + H_0 \frac{2\alpha^2}{K} \eta_3 \\ M &= M_0 \cdot \eta_1 + \frac{1}{\alpha} \eta_2; \\ Q &= -M_0 \cdot 2\alpha \cdot \eta_2 + H_0 \cdot \eta_4 \end{aligned} \right\} \quad (4.69)$$

Trong đó η_i ($i=1-4$) là các hàm hypebolic phụ thuộc vào đối số αx lấy theo bảng tính sẵn (PL.6). Lực dọc trong tường tính toán như trong tường đàn hồi.

Các chuyển vị đơn vị tính toán tương tự như trước, ứng với $x = 0$ ta có $\eta_1 = \eta_3 = \eta_4 = 1$; $\eta_2 = 0$. Từ các điều kiện đầu dầm tương ứng, sau khi tính toán các chuyển vị đơn vị sẽ là:

$$\bar{\beta}_1 = \frac{4\alpha^3}{K}; \quad (4.70)$$

$$\bar{y}_1 = \bar{\beta}_2 = \frac{2\alpha^2}{K}; \quad (4.71)$$

$$\bar{y}_2 = \frac{2\alpha}{K}; \quad (4.72)$$

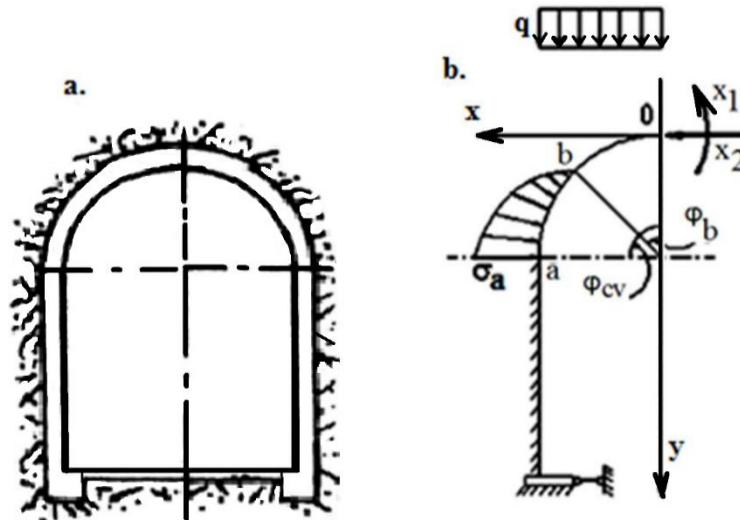
Sau khi xác định được nội lực và chuyển vị tại chân vòm, đó cũng chính là nội lực và chuyển vị tại đỉnh tường.

Kháng lực đàn hồi có thể tính theo công thức:

$$\sigma = -2\alpha^2(M_{cv}.\eta_4 + H_{cv}.\eta_1) \quad (4.73)$$

4.4.3 Tính kết cấu công trình ngầm liên tục.

Trong trường hợp kết cấu công trình ngầm liên tục, tức là khi kết cấu trơn chu (không có bước nhảy về chiều dày giữa đỉnh vòm và chân tường), khi đó biến dạng sẽ gây ra chuyển vị trong một phạm vi liên tục giữa chân vòm và đỉnh tường (xem hình vẽ 4.21), hay trong những trường hợp không thể bỏ qua kháng lực đàn hồi trên vòm, có thể tính toán như sau:



Hình 4. 21. Sơ đồ tính phản lực trên vòm

Như đã trình bày ở trên góc thoát ly giả thiết là 45° , kháng lực đàn hồi xuất hiện từ điểm B, quy luật phân bố của kháng lực đàn hồi là parabol bậc hai với giá trị lớn nhất tại điểm a, ký hiệu là σ_a . Trong phạm vi từ a tới b kháng lực đàn hồi xác định theo công thức:

$$\sigma = \frac{\cos^2 \phi_b - \cos^2 \phi_a}{\cos^2 \phi_b - \cos^2 \phi_a} \cdot \sigma_a \quad (4.74)$$

Trong đó ϕ - góc giữa tiết diện tính toán và trục thẳng đứng.

Chuyển vị tại chân vòm do tải trọng ngoài (áp lực chủ động) và do kháng lực đàn hồi gây ra có thể xác định theo nguyên lý cộng tác dụng như sau:

$$U_0 = U_p^0 + \sigma_a \cdot \bar{U}_\sigma \quad (4.75)$$

Trong đó:

- U_p^0 - chuyển vị chân vòm dưới tác dụng của áp lực chủ động
- $\overline{U}_\sigma^0$ - chuyển vị của chân vòm do kháng lực đàn hồi đơn vị gây ra ($\sigma_a = 1$).

Từ thuyết biến dạng cục bộ, ta có:

$$\frac{\sigma_a}{K} = U_p^0 + \sigma_a \cdot \overline{U}_\sigma^0 \quad (4.76)$$

Hay là:

$$\sigma_a = \frac{U_p^0}{\frac{1}{K} - \overline{U}_\sigma^0} \quad (4.77)$$

Từ đây tải trọng đã hoàn toàn xác định, có thể tiến hành tính toán kết cấu chịu áp lực chủ động và chịu riêng kháng lực đàn hồi. Trình tự tính toán như sau: tính kết cấu hình vòm tường thẳng chịu áp lực chủ động tính kết cấu đó chịu kháng lực đàn hồi (ứng với $\sigma_a=1$), xác định kháng lực đàn hồi theo công thức trên (4.70) và cuối cùng tính nội lực tổng cộng theo công thức (4.71).

$$S = Sp + \sigma_a \cdot \overline{S}_\sigma \quad (4.78)$$

Trong đó:

Sp: Nội lực trong kết cấu xác định theo bước một

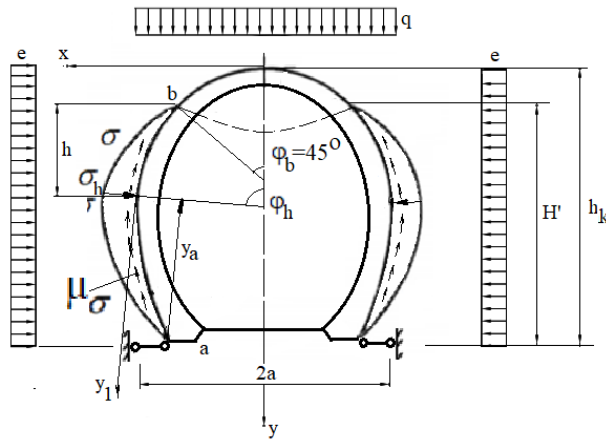
$\overline{S}_\sigma$: Nội lực trong kết cấu xác định theo bước hai

4.5. Tính toán kết cấu hình móng ngựa.

Trong điều kiện địa chất phức tạp, đất đá yếu người ta sử dụng kết cấu hình móng ngựa. Đặc biệt là trong các đường hầm giao thông và thủy lợi hay trong các công trình ngầm của các công trình thủy điện. Sự phân bố nội lực trong kết cấu hình móng ngựa tương đối hợp lý cho nên nó có khả năng chịu được áp lực đất đá lớn. Dưới đây ta sẽ xét phương pháp tính toán kết cấu nguyên khối hình móng ngựa của G.G.Zurabop và O.E.Bugaeva.

4.5.1 Chọn sơ đồ tính toán

Kết cấu công trình ngầm hình móng ngựa gồm nhiều cung tròn tạo lên, sự làm việc của nó gần giống với vòm. Dưới tác dụng của tải trọng, đặc biệt là tải trọng thẳng đứng, kết cấu bị biến dạng. Cũng giống như kết cấu hình vòm tường thẳng, trên cơ sở tính toán và được thực tế chứng minh, G.G.Zurabop và O.E.Bugaeva đã giả thiết quy luật phân bố và giá trị của kháng lực đàn hồi theo sơ đồ biến dạng của kết cấu như sau: vùng thoát ly - giống như vòm - tạo góc $\varphi_h = 45^\circ$ trong vùng thoát ly giữa đỉnh kết cấu và điểm b kháng lực đàn hồi bằng không (hình vẽ 4.22), trong phạm vi từ tiết diện b đến chân vòm kết cấu chuyển vị về phía đất đá và phát sinh kháng lực đàn hồi phân bố theo quy luật parabol bậc hai với giá trị lớn nhất tại điểm h. Tại điểm h kháng lực đàn hồi có giá trị lớn nhất là σ_h , và chuyển vị tại đây cũng có giá trị lớn nhất là Δh .



Hình 4. 22. Sơ đồ tính toán kết cấu nguyên khối công trình ngầm

hình móng ngựa

Khoảng cách từ điểm h đến điểm b lấy như sau (tính từ b xuống):

$$y_h = 1/3.H' \text{ khi } f/l > 1 \quad (4.79)$$

$$y_h = 2/5.H' \text{ khi } f/l \leq 1 \quad (4.80)$$

Trong đó H' là chiều cao vùng phát sinh kháng lực đàn hồi

Trong vùng từ điểm b đến điểm h giá trị kháng lực đàn hồi xác định theo công thức sau đây:

$$\sigma = K. \Delta h \left(\frac{\cos^2 \phi_b - \cos^2 \phi}{\cos^2 \phi_b - \cos^2 \phi_h} \right) \quad (4.81)$$

Phía dưới điểm h đến chân vòm

$$\sigma = K. \Delta h \left(1 - \frac{y_1^2}{y_a^2} \right) \quad (4.82)$$

Trong đó:

- h : góc giữa tiết diện h có kháng lực đàn hồi lớn nhất Δh với trục thẳng đứng
- y_1 : khoảng cách từ điểm có Δh tới điểm xét tính theo mép ngoài kết cấu
- y_a : khoảng cách từ điểm có Δh tới mép ngoài kết cấu ở chân tường.

Phương của kháng lực đàn hồi trùng với pháp tuyến bề mặt kết cấu hay trùng với tiết diện ngang của kết cấu, lực ma sát có thể lấy bằng $\mu\sigma$, trong đó μ là hệ số ma sát, $\mu = 0,3$

Trong trường hợp cấu tạo mép ngoài phẳng thì kháng lực đàn hồi phân bố theo đường thẳng. Cũng như với kết cấu nguyên khối hình vòm tường thẳng tại chân tường xem như không có chuyển vị ngang ($x=0$) và đưa vào đó một liên kết thanh theo phương nằm ngang, chuyển vị thẳng đứng do kết cấu đối xứng chịu tải trọng đối xứng, không ảnh hưởng tới nội lực nên không xét tới ở đây.

4.5.2 Tính toán nội lực

Chọn hệ cơ bản bằng cách cắt tại tiết diện đỉnh vòm và thay vào đó bằng những ẩn số chưa biết, hệ cơ bản như trên hình vẽ 4.23.

$$\left. \begin{aligned} M_1(\delta_{11} + \bar{\beta}_1) + H_2(\delta_{12} + f \cdot \bar{\beta}_1) + \Delta_{1p} + \Delta_{1\sigma} + \beta_p + \beta_\sigma &= 0 \\ M_1(\delta_{21} + f \cdot \bar{\beta}_1) + H_2(\delta_{22} + f_2 \cdot \bar{\beta}_1) + \Delta_{2p} + \Delta_{2\sigma} + f(\beta_p + \beta_\sigma) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.85)$$

Nghiệm của hệ là:

$$M_1 = \frac{a_{22} \cdot a_{10} - a_{12} \cdot a_{20}}{a_{12}^2 - a_{11} \cdot a_{22}} \quad (4.86)$$

$$H_2 = \frac{a_{11} \cdot a_{20} - a_{12} \cdot a_{10}}{a_{12}^2 - a_{11} \cdot a_{22}} \quad (4.87)$$

Trong đó:

$$\begin{aligned} - \quad a_{11} &= \delta_{11} + \bar{\beta}_1 \\ - \quad a_{12} &= a_{21} = \delta_{12} + f \cdot \bar{\beta}_1 \\ - \quad a_{22} &= \delta_{22} + f^2 \cdot \bar{\beta}_1 \\ a_{10} &= \Delta_{1p} + \Delta_{1\sigma} + \beta_p + \beta_\sigma \\ a_{20} &= \Delta_{2p} + \Delta_{2\sigma} + (\beta_p + \beta_\sigma) \cdot f \end{aligned}$$

Các chuyển vị đơn vị δ_{ik} và chuyển vị Δ_{ip} xác định như trong phần tính vòm bằng cách lấy tích phân hay tính gần đúng.

Giống như khi tính toán vòm có xét tới kháng lực đàn hồi phát sinh tại lân cận chân vòm, giá trị M_1 và H_2 còn phụ thuộc vào thành phần σ_h chưa biết vì $\Delta_1(\sigma)$, $\Delta_2(\sigma)$, β_σ có chứa σ_h . Từ nguyên lý cộng tác dụng ta có thể chia M_1 và H_2 ra hai thành phần phụ thuộc vào tải trọng ngoài và kháng lực đàn hồi như sau:

$$M_1 = M_1(p) + M_1(\sigma) \quad (4.88)$$

$$H_2 = H_2(p) + H_2(\sigma) \quad (4.89)$$

Giá trị kháng lực đàn hồi xác định như công thức (4.82) (4.81) như sau:

Tại điểm h, chuyển vị tổng quát theo chiều hướng tâm có thể tính toán theo công thức:

$$\Delta_h = \Delta_{hp} + \Delta_{h\sigma} \quad (4.90)$$

Trong đó:

- Δ_{hp} : chuyển vị tại h do tải trọng chủ động gây ra
- $\Delta_{h\sigma}$: chuyển vị tại h do kháng lực đàn hồi gây ra.

Chuyển vị tại h do kháng lực đàn hồi gây ra có thể tính theo công thức sau:

$$\Delta_{h\sigma} = \sigma_h \cdot \delta_h \sigma \quad (4.91)$$

Trong đó: $\delta_h \sigma$: là chuyển vị hướng tâm khi $\sigma_h = 1$.

Từ đó:

$$\Delta_h = \Delta_{hp} + \sigma_h \cdot \delta_h \sigma \quad (4.92)$$

Thay Δ_h ở (4.90) vào công thức biến dạng cục bộ $\sigma_h = K \cdot \Delta_h$ ta có:

$$\sigma_h = K(\Delta_{hp} + \sigma_h \cdot \delta_{h\sigma})$$

Hay:

$$\sigma_h = \frac{\Delta_{hp}}{\frac{1}{K} - \delta_{h\sigma}} \quad (4.93)$$

Các chuyển vị tải do tải trọng ngoài và do kháng lực đàn hồi gây ra, có kể đến góc xoay ở chân tường xác định như trong cơ học kết cấu:

$$\Delta_{hp} = \int_0^{s/2} \frac{\bar{M}_h \cdot M_p}{EJ} ds + y_a \cdot \beta_p = \int_0^{s/2} \frac{M_p \cdot y_1}{EJ} ds + y_a \cdot \beta_p \quad (4.94)$$

$$\Delta_{h\sigma} = \sigma_h \cdot \delta_{h\sigma} = \int_0^{s/2} \frac{M\sigma \cdot \bar{M}_h}{EJ} ds + y_a \cdot \beta\sigma = \int_0^{s/2} \frac{M\sigma \cdot y_1}{EJ} ds + y_a \cdot \beta\sigma \quad (4.95)$$

Trong đó:

M_p, M_σ : Mômen trong hệ thực do tải trọng ngoài và kháng lực đàn hồi gây ra:

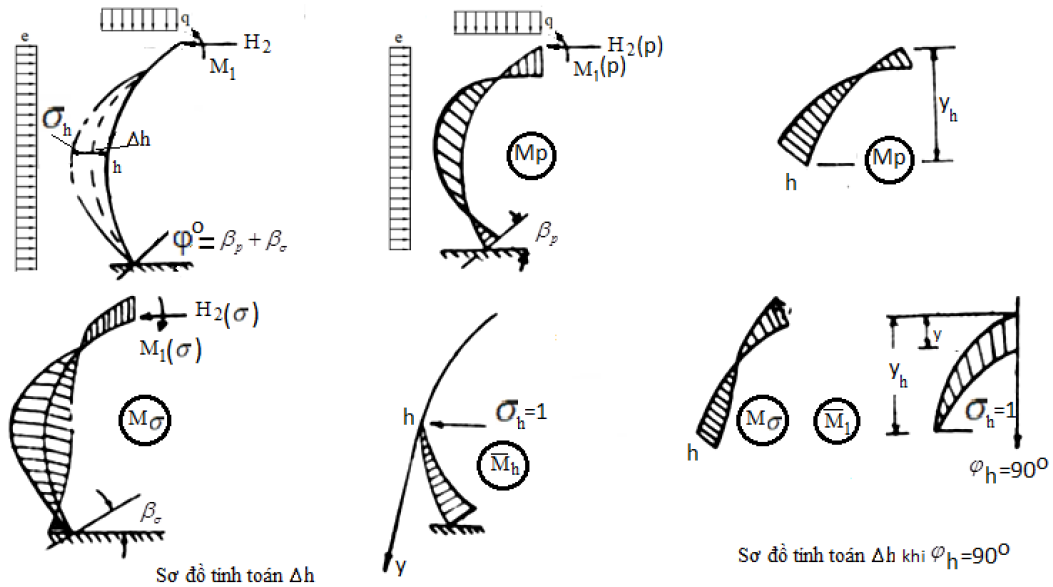
$$M_p = M_{p0} + M_1(p) + y \cdot H_2(p) \quad (4.96)$$

$$M_\sigma = M_{\sigma 0} + M_1(\sigma) + y \cdot H_2(\sigma) \quad (4.97)$$

Khi góc $\varphi_h = 90^\circ$ chuyển vị thẳng đứng ở tiết diện đỉnh vòm ảnh hưởng rất ít tới giá trị của σ_h (do hệ đối xứng chịu tải trọng đối xứng nên chuyển vị góc và chuyển vị ngang tại đây bằng không). Để đơn giản ta sử dụng phần biểu đồ phía trên điểm h như hình 4.25, các công thức tính Δ_{hp} và $\Delta_{h\sigma}$ như sau:

$$\Delta_{hp} = \sin \phi_h \int_0^{s/2} \frac{(y_h - y) \cdot M_p}{EJ} ds \quad (4.98)$$

$$\Delta_{h\sigma} = \sigma_h \cdot \delta_{h\sigma} = \sin \phi_h \int_0^{s/2} \frac{(y_h - y) \cdot M_\sigma}{EJ} ds \quad (4.99)$$



Hình 4. 25. Sơ đồ tính toán Δ_h

Sau khi tính được M_1 , H_2 và σ_h , nội lực tại diện bất kỳ trong kết cấu được tính toán theo công thức sau:

$$M_x = M_p^0(x) + M_\sigma^0 + M_1 + H_2 \cdot y \quad (4.100)$$

$$N_x = N_p^0(x) + N_\sigma^0 + H_1 \cdot \cos \phi \quad (4.101)$$

Kiểm tra độ chính xác trong tính toán theo các công thức như đã trình bày trong phần trước như sau:

$$\left. \begin{aligned} \int_0^{s/2} \frac{M_x}{EJ} ds + \phi_{cvo} &= 0 \\ \int_0^{s/2} \frac{M_x \cdot y}{EJ} sd + f \cdot \phi_{cvo} &= 0 \\ \int_0^{s/2} \frac{M_x \cdot y_1}{EJ} ds + ya \cdot \phi_{cvo} &= \Delta_h = \frac{\sigma_h}{K} \end{aligned} \right\} \quad (4.102)$$

Trong đó chuyển vị xoay tại chân vòm:

$$\phi_{cvo} = M_a \cdot \bar{\beta}_1$$

M_a : Mômen tại chân tường

4.5.3 Ví dụ tính toán kết cấu công trình ngầm hình móng ngựa.

Để đảm bảo bản quyền của Tác giả, trong tất cả các ví dụ, các thứ nguyên được giữ như cũ.

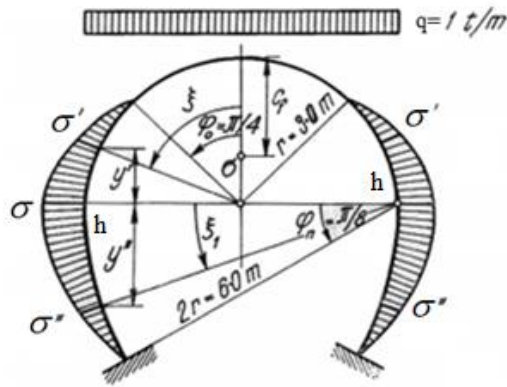
Ví dụ. Tính toán kết cấu vỏ hầm hình móng ngựa theo phương pháp của Zurabop-Bugaeva

Chọn hệ cơ bản như trình đã bày trên, có thể đặt các ản số tại tâm đàn hồi (xem tính toán kết cấu hình vòm tường thẳng theo mô hình biến dạng toàn bộ của Davidôp đã trình bày ở mục trên).

Chú ý rằng kết cấu hình móng ngựa gồm hai cung tròn như trên hình vẽ 1 VD2. Sơ đồ tính kết cấu dưới đây. Momen quán tính là hằng số. Kết cấu công trình ngầm chịu tải trọng thẳng đứng phân bố đều $q=1\text{T/M}$. Đất đá là nền biến dạng đàn hồi cục bộ. Chân vòm trong ví dụ này được xem là ngầm cứng.

$$r = 3,0\text{m}; \quad \phi_0 = \varphi = 45^0; \quad \phi_n = \frac{\pi}{8} = 22^030'; \quad J = \text{const} = 0,0104\text{m}^4;$$

$$K=C = 5\text{kg/cm}^3 = 50000\text{t/m}^3; \quad E = 300000\text{t/m}^2; \quad \alpha = 2$$



Hình 1 VD2. Sơ đồ tính
kết cấu nguyên khối
hình móng ngựa

Phản lực nền phía trên điểm h:

$$\sigma' = \sigma(1 - 2 \cos^2 \xi)$$

Phản lực nền phía dưới điểm h:

$$\sigma'' = \sigma(1 - 6,8286 \sin^2 \xi_1)$$

1. Tìm tâm đàn hồi – xem công thức của Đavýđop (4.118).

Theo (6.4):

$$C_{cx} = \frac{\int_0^{sds} y}{\int_0^{sds}}$$

Hay:

$$C_{cx} = \frac{\int y ds}{\int ds}$$

$$\int ds = r \frac{\pi}{2} + 2r \frac{\pi}{8} = \frac{3\pi}{4} r = 2,356r$$

$$y' = r(1 - \cos \xi)$$

$$y'' = r + 2 \sin \xi_1$$

$$\int y ds = \int_0^{\pi/2} r^2 (1 - \cos \xi) d\xi + \int_0^{\phi_n} 2r^2 (1 - 2 \sin \xi_1) d\xi_1$$

$$= r^2 (\xi - \sin \xi)_0^{\pi/2} + 2r^2 (1 - 2 \cos \xi_1)_0^{\phi_n}$$

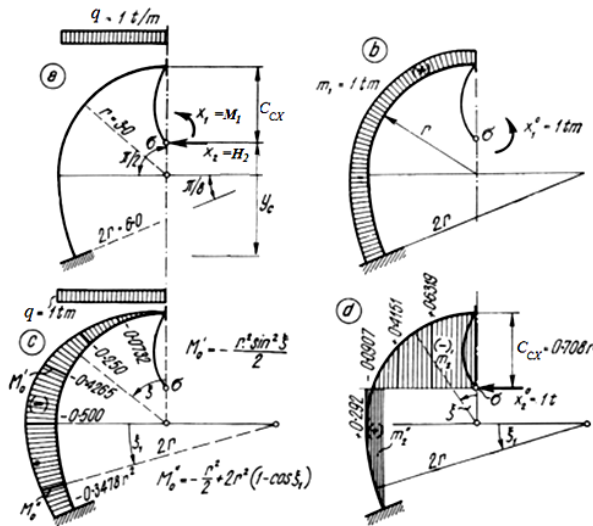
$$= r^2 \left(\frac{\pi}{2} - 1 \right) + 2r^2 (\phi_n - 2 \cos \phi_n + 2)$$

$$= r^2 \left(\frac{\pi}{2} + 3 + 2\phi_n - 4 \cos \phi_n \right)$$

Thay các giá trị vào sẽ tìm được:

$$\int y ds = r^2 (1,571 + 3 + 0,7854 - 4 \times 0,9239) = 1,666r^2$$

$$C_{cx} = \frac{1,666r^2}{2,356r} = 0,708r$$



Hình 2 VD2. Tải trọng và xác định các biểu đồ mô men đơn vị và do tải trọng ngoài.

2 Xác định các hệ số trong hệ phương trình chính tắc ứng với sơ đồ tâm đàn hồi.

$$X_1 = -\int \frac{a_{01}}{a_{11}}; X_2 = -\frac{a_{02}}{a_{22}};$$

$$a_{11} = \int \frac{m_1^2}{EJ} ds; a_{22} = \int \frac{m_2^2}{EJ} ds;$$

$$a_{01} = \int \frac{M_0 m_1}{EJ} ds; a_{02} = \int \frac{M_0 m_2}{EJ} ds;$$

Các giá trị trên đây tính cho mômen quán tính không đổi, trong tính toán thực cần thêm giá trị EJ .

$$M_0' = -\frac{r^2 \sin^2 \xi}{2};$$

$$M_0^n = -\frac{r^2}{2} + 2r^2(1 - \cos \xi_1);$$

$$a_{11}' = \int m_1^2 ds = \int ds = \frac{3\pi}{4} r = 2,356r;$$

$$a_{22}' = \int m_2^2 ds = \int_0^{\pi/2} [-c_f + r(1 - \cos \xi)^2 r d\xi] + \int_0^{\phi_n} (r - c_f + 2r \sin \xi_1)^2 2r d\xi_1;$$

$$a_{22}' = \int_0^{\pi/2} \left[c_f^2 - 2rc_f(1 - \cos \xi) + r^2(1 - 2\cos \xi + \cos^2 \xi) \right] d\xi$$

$$+ 2r \int_0^{\phi_n} \left[c_f^2 - 2c_f r + r^2 - 4(c_f - r)r \sin \xi_1 + 4r^2 \sin^2 \xi_1 \right] d\xi_1$$

$$\begin{aligned}
&= r \left[c_f^2 \xi - 2rc_f (\xi - \sin \xi) + r^2 \left(\xi - 2\sin \xi + \frac{1}{4} \sin 2\xi + \frac{\xi}{2} \right) \right]_0^{\pi/2} \\
&\quad + 2r \left[c_f^2 \xi_1 - 2c_f r \xi_1 + r^2 \xi_1 + 4(c_f - r)r \cos \xi_1 + 4r^2 \left(-\frac{1}{4} \sin 2\xi_1 + \frac{\xi_1}{2} \right) \right]_0^{\phi_n} \\
&= r^3 \left[0,292^2 \times 2,356 + 1,416 - 8 \times 0,292(0,92388 - 1) + 2,356 - 2 - 2 \times 0,7071 \right] = +0,737r^3;
\end{aligned}$$

$$a'_{01} = \int m_1 M_0 ds = \int 1 \times M_0 ds$$

$$M'_0 = -\frac{r^2 \sin^2 \xi}{2};$$

$$M''_0 = -\frac{r^2}{2} + 2r^2(1 - \cos \xi_1);$$

$$\begin{aligned}
a'_{01} &= \int_0^{\pi/2} -\frac{r^2 \sin^2 \xi}{2} r d\xi + \int_0^{\phi_n} \left[-\frac{r^3}{2} + 2r^2(1 - \cos \xi_1) \right] 2r d\xi_1 \\
&= \frac{r^2}{2} \left[\frac{1}{4} \sin 2\xi - \frac{\xi}{2} \right]_0^{\pi/2} + 2r^3 \left[-\frac{\xi_1}{2} + 2\xi_1 - 2\sin \xi_1 \right]_0^{\pi/8} \\
&= r^3 \left(\frac{\pi}{4} - 4\sin \frac{\pi}{8} \right) = r^3(0,7854 - 1,5307) = -0,745r^3(q)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
a'_{02} &= \int m_2 M_0 ds = \int_0^{\pi/2} [c_f - r(1 - \cos \xi)] r^2 \frac{\sin^2 \xi}{2} r d\xi \\
&\quad + \int_0^{\phi_n} [c_f - r - 2r \sin \xi_1] \left[\frac{r^2}{2} - 2r^2(1 - \cos \xi_1) \right] 2r d\xi_1 \\
&= \frac{r^3}{2} \int_0^{\pi/2} (c_f \sin^2 \xi - r \sin^2 \xi + r \sin^2 \xi \cos \xi) d\xi \\
&\quad + 2r^3 \int_0^{\phi_n} \left(\frac{c_f}{2} - 2c_f + 2c_f \cos \xi_1 - \frac{r}{2} + 2r - 2r \cos \xi_1 \right. \\
&\quad \left. - r \sin \xi_1 - 4r \sin \xi_1 \cos \xi_1 \right) d\xi_1 \\
&\quad + 2r^3 \left[\left(\frac{c_f}{2} - 2c_f \right) \xi_1 + 2c_f \sin \xi_1 + \left(2r - \frac{r}{2} \right) \xi_1 \right. \\
&\quad \left. - 2r \sin \xi_1 + r \cos \xi_1 - 4r \cos \xi_1 - 2r \sin^2 \xi_1 \right]_0^{\phi_n} \\
&= r^3 \left[\left(c_f - r \right) \frac{\pi}{8} - 3(c_f - r)\phi_n + 4(c_r - r)\sin \phi_n \right. \\
&\quad \left. - 6r \cos \phi_n - 4r \sin^2 \phi_n + \frac{37}{6} r \right]
\end{aligned}$$

$$= r^4 \left[-\left(\frac{c_f}{r} - 1\right) \frac{\pi}{4} + 4\left(\frac{c_f}{r} - 1\right) 0,3827 - 6 \times 0,92388 \right]$$

$$= r^4 [-4 \times 0,14644 + 6,16]$$

$$= r^4 [+0,229 - 0,446 - 5,540 - 0,586 + 6,16] = -0,18r^4 (q)$$

$$X_1 = + \frac{0,745r^3}{2,356r} = +0,317r^2(q)$$

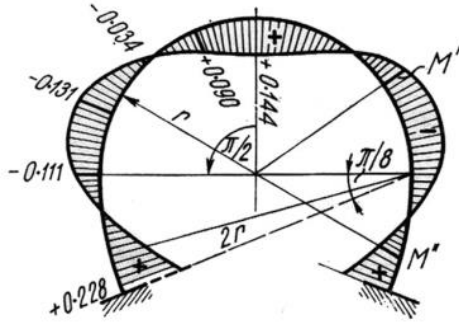
$$X_2 = + \frac{0,180r^4}{0,737r^3} = +0,245r(q)$$

Trong bước tính toán thứ nhất này, kết cấu được xem là ngàm tại chân chịu tải trọng q và chưa xét tới thành phần σ - phản lực của nền. Biểu đồ mô men được thể hiện trên hình vẽ 3 VD 2. Giá trị của mô men uốn như sau:

$$M = M_0 + m_1X_1 + m_2X_2$$

Phần trên:

$$M' = -\frac{r^2 \sin^2 \xi}{2} + X_1 - c_f X_2 + r(1 - \cos \xi) X_2$$



Hình 3 VD2 Biểu đồ mô men

Biểu đồ mô men cho kết cấu là ngàm tại chân chịu tải trọng q và chưa xét tới thành phần σ - phản lực của nền.

Phần dưới:

$$M'' = -\frac{r^2}{2} + 2r^2(1 - \cos \xi_1) + X_1 + (r - c_f)X_2 + 2r \sin \xi_1 X_2$$

3 Tính toán ảnh hưởng của σ -phản lực của nền

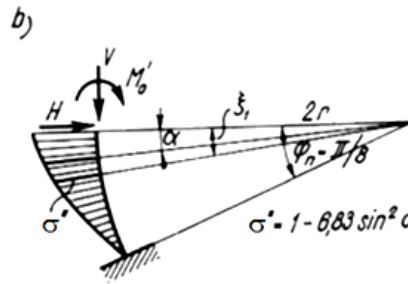
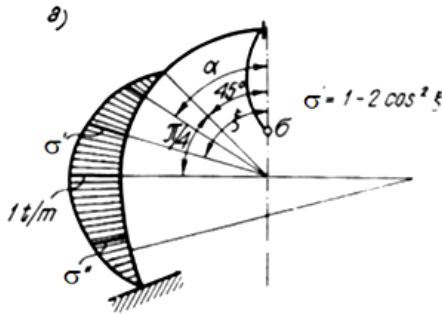
(a) Phần trên

$$M'_0 = \int_{\alpha=\pi/4}^{\alpha=\xi} q' d\alpha r \sin(\xi - \alpha) = -r^2 \int_{\alpha=\pi/4}^{\xi} (1 - \cos^2 \alpha) \sin(\xi - \alpha) d\alpha$$

$$= -r^2 \int_{\alpha=\pi/4}^{\xi} [\sin \xi \cos \alpha - \cos \xi \sin \alpha - 2 \cos^2 \alpha (\sin \xi \cos \alpha - \cos \xi \sin \alpha)] d\alpha$$

$$= -r^2 \left[\sin \xi \sin \alpha + \cos \xi \cos \alpha - 2 \sin \xi \left(\frac{\sin \alpha \cos^2 \alpha}{3} + \frac{2}{3} \sin \alpha \right) - 2 \cos \xi \frac{\cos^3 \alpha}{3} \right]_{\alpha=\pi/4}^{\alpha=\xi}$$

$$= -r^2 \left[\begin{aligned} &\sin^2 \xi + \cos^2 \xi - 2 \sin^2 \xi \frac{\cos^2 \xi}{3} - \frac{4}{3} \sin^2 \xi - 2 \frac{\cos^4 \xi}{3} - 0,7071 \sin \xi \\ &- 0,7071 \cos \xi + 2 \sin \xi \left(\frac{0,7071 \times 0,5}{3} + \frac{2}{3} 0,7071 \right) + 2 \cos \xi \frac{0,7071^3}{3} \end{aligned} \right]$$



Hình 4 VD2.

Tải trọng do σ -
phản lực của
nền

$$M'_0 = -r^2 \left[-\frac{2}{3} \cos^4 \xi - \frac{2}{3} \sin^2 \xi \cos^2 \xi - \frac{4}{3} \sin^2 \xi + 0,4714 \sin \xi - 0,4714 \cos \xi + 1 \right]$$

Mô men tại $\xi = 90^\circ$ là:

$$M'_0 = -r^2 \left[-\frac{4}{3} + 0,4714 + 1 \right] = 0,138r^2$$

Thành phần lực xô ngang là:

$$H = \int_{\alpha=45^\circ}^{90^\circ} q' ds \sin \alpha = \int_{\alpha=\pi/4}^{\pi/2} (1 - 2 \cos^2 \alpha) r \sin \alpha d\alpha$$

$$= r \left[-\cos \alpha + \frac{2 \cos^3 \alpha}{3} \right]_{45^\circ}^{90^\circ} = r \left[0,7071 - \frac{2 \times 0,7071^3}{3} \right] = 0,4714r$$

Thành phần thẳng đứng:

$$V = \int_{\alpha=45^\circ}^{90^\circ} q' ds \cos \alpha = \int_{\alpha=\pi/4}^{\pi/2} (1 - 2 \cos^2 \alpha) r \cos \alpha d\alpha$$

$$= r \int_{\alpha=\pi/4}^{\pi/2} (\cos \alpha - 2 \cos^3 \alpha) d\alpha = r \left[\sin \alpha - \frac{2}{3} \sin \alpha \cos^2 \alpha - \frac{4}{3} \sin \alpha \right]_{\alpha=45^\circ}^{90^\circ}$$

$$= r \left[1 - \frac{4}{3} - 0,7071 - \frac{2}{3} 0,7071 \times 0,5 + \frac{4}{3} 0,7071 \right] = 0,138r(q)$$

(b) ở phần dưới,

Mô men bao gồm hai thành phần:

$$\sigma'' = (1 - 6,83 \sin^2 \alpha) \cdot (\sigma); \quad M'' = M''_{01} + M''_{02}$$

Trong đó thành phần thứ nhất là mô men do σ'' , còn thành phần thứ hai do H , V và M_o xem hình 4 VD2. b.

$$\begin{aligned}
 M_{01}'' &= \int_{\alpha}^{\xi_1} q'' 2r d\alpha 2r \sin(\xi_1 - \alpha) \\
 M_{01}'' &= -4r^2 \int_{\alpha=0}^{\alpha=\xi_1} (1 - 6,828 \sin^2 \alpha) \sin(\xi_1 - \alpha) d\alpha \\
 &= 4r^2 \int_{\alpha=0}^{\alpha=\xi_1} \sin \xi_1 \cos \alpha - \cos \xi_1 \left[\sin \alpha - 6,83 \sin^2 \alpha (\sin \xi_1 \cos \alpha - \cos \xi_1 \sin \alpha) \right] d\alpha \\
 &= -4r^2 \left[\sin \xi_1 \sin \alpha + \cos \xi_1 \cos \alpha - 6,83 \sin \xi_1 \frac{\sin^3 \alpha}{3} \right. \\
 &\quad \left. + 6,83 \cos \xi_1 \left(-\frac{\cos \alpha \sin^2 \alpha}{3} - \frac{2}{3} \cos \alpha \right) \right]_{\alpha=0}^{\alpha=\xi_1} \\
 &= -4r^2 \left[\sin^2 \xi_1 + \cos^2 \xi_1 - 6,83 \frac{\sin^4 \xi_1}{3} + 6,83 \cos \xi_1 \left(-\frac{\cos \xi_1 \sin^2 \xi_1}{3} - \frac{2}{3} \cos \xi_1 \right) \right. \\
 &\quad \left. - \cos \xi_1 + 6,83 \cos \xi_1 \frac{2}{3} \right] \\
 &= -4r^2 (-2,276 \sin^4 \xi_1 - 2,276 \sin^2 \xi_1 \cos^2 \xi_1 - 4,552 \cos^2 \xi_1 + 3,552 \cos \xi_1 + 1)
 \end{aligned}$$

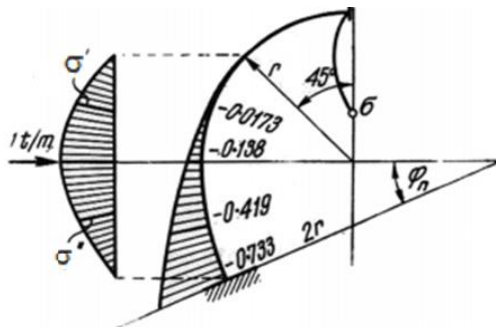
Mô men do H , V và M_o là :

$$\begin{aligned}
 M_{02}'' &= M_o' - H 2r \sin \xi_1 - V 2r (1 - \cos \xi_1) \\
 M_{02}'' &= r^2 (0,1381 + 0,9428 \sin \xi_1 - 0,2762 \cos \xi_1)
 \end{aligned}$$

Mô men tổng sẽ là:

$$M_o'' = -4r^2(q) \begin{pmatrix} -0,2762 \sin^4 \xi_1 - 2,2762 \sin^2 \xi_1 \cos^2 \xi_1 \\ -4,552 \cos^2 \xi_1 + 3,662 \cos \xi_1 + 0,2357 \sin \xi_1 + 0,9655 \end{pmatrix}$$

Biểu đồ mô men do $\sigma=1t/m$ được thể hiện trên hình 5 VD2.



Hình 5 VD2.

Biểu đồ mô men do σ .

Giá trị góc xoay tương đối do σ ứng với tâm đàn hồi sẽ là:

$$\begin{aligned}
a_{01} &= \int_{45^0}^{90^0} M_0 ds \\
&= - \int_{45^0}^{90^0} r^2 \left(-\frac{2}{3} \cos^4 \xi - \frac{2}{3} \sin^2 \xi \cos^2 \xi - \frac{4}{3} \sin^2 \xi \right) r d\xi \\
&\quad - \int_0^{\phi_n} 4r^2 \left(-2,276 \sin^4 \xi_1 - 2,276 \sin^2 \xi_1 \cos^2 \xi_1 - 4,552 \cos^2 \xi_1 \right) 2r d\xi_1 \\
&= -r^3 \left[-\frac{2}{3} \left(\frac{\sin \xi \cos^3 \xi}{4} + \frac{4}{3} \int \cos^2 \xi d\xi \right) - \frac{2}{3} \frac{\sin^3 \xi \cos \xi}{4} - \frac{2}{3} \frac{1}{4} \int \sin^2 \xi d\xi \right]_{45^0}^{90^0} \\
&\quad - 8r^3 \left[+2,276 \frac{\cos \xi_1 \sin^3 \xi_1}{4} - 2,276 \frac{3}{4} \int \sin^2 \xi_1 d\xi_1 - 2,276 \frac{\sin^3 \xi_1 \cos \xi_1}{4} \right]_{0}^{\phi_n} \\
&\quad - 2,276 \frac{1}{4} \int \sin^2 \xi_1 d\xi_1 - 4,552 \left(\frac{1}{4} \sin^2 \xi_1 + \frac{1}{2} \xi_1 \right) + 3,621 \sin \xi_1 \\
&\quad - 0,2357 \cos \xi_1 + 0,8655 \xi_1 \\
&= -r^3 \left[-\frac{\sin \xi \cos^3 \xi}{6} - \frac{1}{8} \sin 2\xi - \frac{\xi}{4} - \frac{\sin^3 \xi \cos \xi}{6} + \frac{1}{24} \sin 2\xi \right]_{45^0}^{90^0} \\
&\quad - \left[-\frac{\xi}{12} + \frac{1}{3} \sin 2\xi - \frac{2}{3} \xi - 0,4714 \cos \xi - 0,4714 \sin \xi + \xi \right]_{45^0}
\end{aligned}$$

$$a_{01} = -0,02859r^3 - 0,3183r^3 = -0,33469r^3$$

Chuyển vị ngang của tâm đàn hồi là:

$$\begin{aligned}
a_{02} &= \int M_0 m_2 ds \\
&= \int M_0' [c_f - r(1 - \cos \xi)] r d\xi + \int M_0'' (c_f - r - 2r \sin \xi_1) 2r d\xi_1 \\
&= r^3 \int_{45^0}^{90^0} \left(-\frac{2}{3} \cos^4 \xi - \frac{2}{3} \sin^3 \xi \cos^2 \xi - \frac{4}{3} \sin^2 \xi \right) (c_f - r + r \cos \xi) d\xi \\
&\quad + 0,4714 \sin \xi - 0,4714 \cos \xi + 1 \\
&\quad + 8r^3 \int_0^{\phi_n} \left(-2,276 \sin^4 \xi_1 - 2,276 \sin^2 \xi_1 \cos^2 \xi_1 \right. \\
&\quad \left. - 4,552 \cos^2 \xi_1 + 3,621 \cos \xi_1 \right. \\
&\quad \left. + 0,2357 \sin \xi_1 + 0,9655 \right) (c_f - r - 2r \sin \xi_1) d\xi_1
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,02859(c_f - r)r^3 \\
&+ r^4 \int \left(-\frac{2}{3} \cos^5 \xi - \frac{2}{3} \sin^2 \xi \cos^3 \xi - \frac{4}{3} \sin^2 \xi \cos \xi \right. \\
&\quad \left. + 0,4714 \sin \xi \cos \xi - 0,4714 \cos^2 \xi + \cos \xi \right) d\xi \\
&+ 0,3183(c_f - r)r^3 \\
&- 16r^4 \int \left(-2,276 \sin^5 \xi_1 - 2,276 \sin^3 \xi_1 \cos^2 \xi_1 \right. \\
&\quad \left. - 4,552 \cos^2 \xi_1 \sin \xi_1 + 3,6214 \cos \xi_1 \sin \xi_1 \right. \\
&\quad \left. + 0,2357 \sin^2 \xi_1 + 0,9655 \sin \xi_1 \right) d\xi_1 \\
&= -0,02859 \times 0,292r^4 \\
&+ r^4 \left[-\frac{2}{3} \frac{\sin \xi \cos^4 \xi}{5} - \frac{8}{15} \left(\frac{\sin \xi \cos^2 \xi}{3} + \frac{2}{3} \sin \xi \right) \right]_{45^0}^{90^0} \\
&- \frac{2}{15} \sin^3 \xi \cos^2 \xi - \frac{4}{15} \frac{\sin^3 \xi}{3} - \frac{4}{3} \frac{\sin^3 \xi}{3} \\
&+ 0,2357 \sin^2 \xi - 0,4714 \left(\frac{1}{4} \sin 2\xi + \frac{\xi}{2} \right) + \sin \xi \Bigg]_{45^0}^{90^0} \\
&- 0,3183 \times 0,292r^4 \\
&- 16r^4 \left[+2,276 \frac{\cos \xi_1 \sin^4 \xi_1}{5} - \frac{4 \times 2,276}{5} \left(-\frac{\cos \xi_1 \sin^2 \xi_1}{3} - \frac{2}{3} \cos \xi_1 \right) \right]^{\phi_n} \\
&- 2,276 \left(-\frac{\sin^2 \xi_1 \cos^3 \xi_1}{5} - \frac{2}{5} \frac{\cos^3 \xi_1}{3} \right) \\
&+ 4,552 \frac{\cos^3 \xi_1}{3} - 3,6214 \frac{\cos^2 \xi_1}{2} \\
&+ 0,2357 \left(-\frac{1}{4} \sin 2\xi_1 + \frac{1}{2} \xi_1 \right) - 0,9655 \xi_1 \Bigg]_{\xi_1=0}^{\phi_n}
\end{aligned}$$

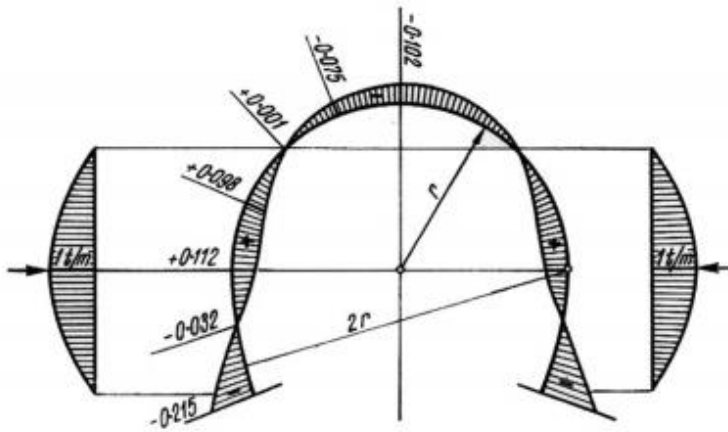
Sau khi tính toán sẽ có:

$$a_{02} = -0,8347r^4 + 0,00437r^4 - 0,09295r^4 - 0,1606r^4 = -0,2588r^4(\sigma)$$

$$X_1 = -\frac{a_{01}}{a_{11}} = \frac{0,3469r^2}{0,3256} = +0,4173r^2(\sigma)$$

$$X_2 = -\frac{a_{02}}{a_{22}} = \frac{0,2588r^4}{0,7366r^3} = +0,352r(\sigma)$$

Giá trị mô men tính toán với σ giả thiết ở trên được trình bày trên hình 6 VD2. Tất cả các giá trị này cần nhân với r^2 .



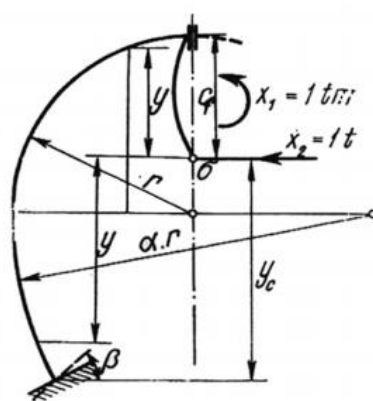
Hình 6 VD2. Biểu đồ mô men do σ .

4. Chuyển vị ngang do $q=1\text{t/m}$ và σ tại điểm mặt cắt ngang có kích thước rộng nhất do $q=1\text{t/m}$ và do $\sigma=1\text{t/m}$.

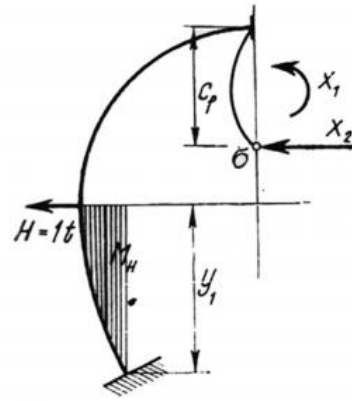
a. Chuyển vị ngang do q :

$$\delta_q = \delta_0 + \delta_1 + \delta_2$$

Trong đó δ_0 , δ_1 và δ_2 là các chuyển vị tương ứng do q và các ẩn số X_1 và X_2 gây ra trong hệ cơ bản. Tính toán chuyển vị từ các phương trình công khả dĩ. Biểu đồ mô men do lực xô ngang 1T trong phương trình trên hình 7 VD2.



a. Hệ cơ bản



b. Chuyển vị ngang tại biên giữa vùng trên và dưới

Hình 7 VD2. Sơ đồ tính toán chuyển vị đơn vị.

$$M_H = +2r \sin \xi_1$$

$$\delta_1 = \int \frac{M_H m_1}{EJ} ds = \frac{4r^2}{EJ} \int_0^{\phi_n} \sin \xi_1 d\xi_1 = -\frac{4r^2}{EJ} [\cos \xi_1] = \frac{4r^2}{EJ} (1 - \cos \phi_n)$$

$$\delta_2 = \int \frac{M_H m_2}{EJ} ds = \frac{1}{EJ} \int 2r \sin \xi_1 (r - c_f + 2r \sin \xi_1) 2r d\xi_1$$

$$= -\frac{4r^3}{EJ} \int \sin \xi_1 \left(1 - \frac{c_f}{r} + 2 \sin \xi_1\right) d\xi_1$$

$$= \frac{4r^3}{EJ} \left[-\cos \xi_1 + \frac{c_f}{r} \cos \xi_1 + 2 \left(-\frac{1}{4} \sin 2\xi_1 + \frac{\xi_1}{2} \right) \right]_0^{\phi_n}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{4r^3}{EJ} \left[-\cos \phi_n + \frac{c_f}{r} \cos \phi_n - \frac{1}{2} \sin 2\phi_n + \phi_n + 1 - \frac{c_f}{r} \right] \\
&= \frac{4r^3}{EJ} \left[\left(1 - \frac{c_f}{r}\right) (1 - \cos \phi_n) + \phi_n - \frac{1}{2} \sin 2\phi_n \right] \\
\delta_0 &= \int \frac{M_H M_0^H}{EJ} ds = \int 2r \sin \xi_1 [r^2 + 2r(1 - \cos \xi_1)] 2r d\xi_1 \\
&= \frac{4r^4}{EJ} \left[\frac{1}{2} \cos \xi_1 - 2 \cos \xi_1 - \sin^2 \xi_1 \right]_0^{\phi_n} \\
&= \frac{4r^4}{EJ} \left(\frac{3}{2} - \frac{3}{2} \cos \phi_n - \sin^2 \phi_n \right)
\end{aligned}$$

Thay các kết quả trên vào phương trình:

$$\delta_q = \delta_0 + \delta_1 + \delta_2$$

$$\begin{aligned}
\delta_0 &= \frac{4r^4}{EJ} (1,5 - 1,5 \times 0,9238 - 0,14644) = -0,1290 \frac{r^4}{EJ} (q) \\
\delta_1 &= \frac{4r^2}{EJ} (1 - \cos \phi_n) X_1 = \frac{4r^2}{EJ} (1 - 0,92388) 0,317 = 0,0965 \frac{r^2}{EJ} (q) \\
\delta_2 &= \frac{4r^3}{EJ} \left[\left(1 - \frac{c_f}{r}\right) (1 - \cos \phi_n) + \phi_n - \frac{1}{2} \sin 2\phi_n \right] 0,145r \\
&= \frac{4r^3}{EJ} [0,292(1 - 0,9238) + 0,3927 - 0,3535] 0,145 = 0,060 \frac{r^4}{EJ} (q) \\
\delta_p &= \frac{r^4}{EJ} (-0,1290 + 0,0965 + 0,060)(p) = +0,0275 \frac{r^4}{EJ} (q)
\end{aligned}$$

(b) Chuyển vị ngang do σ

$$\delta_p = \delta_0 + \delta_1 + \delta_2$$

Trong đó δ_0 , δ_1 và δ_2 , là chuyển vị trong hệ cơ bản do σ và X_1 , X_2 tương ứng gây ra.

$$\begin{aligned}
\delta_0 &= \int \frac{M_H M_0}{EJ} ds \\
&= \frac{4r^2}{EJ} \int \left[-2,276 \sin^4 \xi_1 - 2,276 \sin^2 \xi_1 \cos^2 \xi_1 - 4,552 \cos^2 \xi_1 \right] 2r \sin \xi_1 2r d\xi_1 \\
&= \frac{16r^4}{EJ} \int \left[-2,276 \sin^5 \xi_1 - 2,276 \sin^3 \xi_1 \cos^2 \xi_1 - 4,552 \sin \xi_1 \cos^2 \xi_1 \right] d\xi_1 \\
&= \frac{16r^4}{EJ} \left[+2,2762 \frac{\cos \xi_1 \sin^4 \xi_1}{5} - \frac{4 \times 2,276}{5} \left(-\frac{\cos \xi_1 \sin^2 \xi_1}{3} - \frac{2}{3} \cos \xi_1 \right) \right. \\
&\quad \left. -2,2762 \left(-\frac{\sin^2 \xi_1 \cos^3 \xi_1}{5} - \frac{2 \cos^3 \xi_1}{3} \right) + 4,552 \frac{\cos^3 \xi_1}{3} \right. \\
&\quad \left. -3,621 \frac{\cos^2 \xi_1}{3} + 0,2357 \left(-\frac{1}{4} \sin 2\xi_1 + \frac{1}{2} \xi_1 \right) - 0,9655 \cos \xi_1 \right]_0^{\phi_n} \\
&= -0,1620 \frac{r^4}{EJ}
\end{aligned}$$

$$\delta_1 = \frac{r^4}{EJ} 0,3044 \times 0,1473 = 0,0448 \frac{r^4}{EJ} (q)$$

$$\delta_2 = \frac{r^4}{EJ} 0,352 \times 0,2455 = 0,08642 \frac{r^4}{EJ} (q)$$

$$\delta_q = \frac{r^4}{EJ} (-0,1620 + 0,0448 + 0,0864) = -0,0308 \frac{r^4}{EJ} (q)$$

5. Xét biến dạng do nén đàn hồi từ phía đất đá tại vị trí nhíp lớn nhất

$$\frac{q}{C} = \delta_p + q\delta_q$$

Từ đó:

$$q = \frac{\delta_p}{\frac{1}{C} - \delta_q} = \frac{0,0275 \frac{r^4}{EJ}}{\frac{1}{C} + 0,0308 \frac{r^4}{EJ}} = \frac{0,0275}{\frac{EJ}{Cr^4} + 0,0308}$$

$$\frac{EJ}{Cr^4} = \frac{3000000 \times 0,0104}{50000 \times 81} = 0,0077$$

$$q = \frac{0,02751}{0,0077 + 0,0308} = 0,714 t/m^2 (0,146 k/ft^2)$$

Như vậy. Giá trị của áp lực ngang đã được xác định.

$$X_1 = (+0,317p + 0,1473q \times 0,714)r^2$$

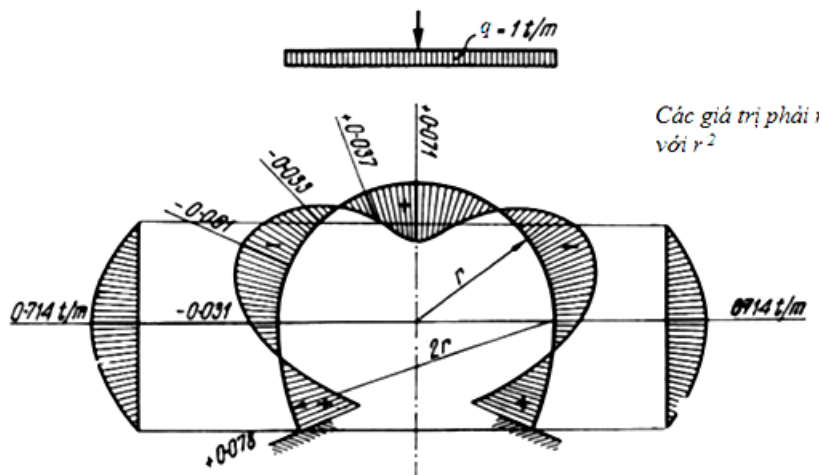
$$q = p = 1 t/m; X_2 = 0,422r_2$$

$$X_2 = (+0,245p + 0,352q \times 0,714)r$$

$$q = p = 1 t/m; X_1 = 0,496r$$

Biểu đồ mô men uốn do σ được trình bày trên hình 8 VD2., tất cả các giá trị phải được nhân với giá trị r^2 .

Biểu đồ mô men tổng hợp chịu tải trọng thẳng đứng q và σ với chân ngầm cứng được trình bày trên hình 4/44, các giá trị phải được nhân với r^2 .



Hình 8 VD2

Biểu đồ mô men tổng hợp chịu tải trọng thẳng đứng q và do σ phản lực đàn hồi của nền với chân ngầm cứng.

Tiếp theo sẽ tính toán so sánh ngầm đàn hồi tại chân vòm.

Góc xoay tại chân do mô men 1 đơn vị là:

$$\beta_1 = \frac{1}{CJ_1} = \frac{1}{50000 \times 0,0835} = 0,00024$$

Mô men quán tính tiết diện chân là:

$$J_1 = 0,0835m^4 (200600in^4)$$

1. So sánh chuyển dịch kết cấu với chân ngầm đàn hồi và nhân thêm EJ:

$$a'_{11} = a_{11} + \beta_1 = 2,356r + 0,00024 \times EJ$$

$$EJ = 3000000 \times 0,0104 = 31260tm^2 (741600ft^2k)$$

$$a'_{11} = 2,356r + 0,00024 \times 31260 = 7,068 + 7,50 = +14,57$$

$$a'_{21} = \beta_1 y_c = 0,00024(0,292 + 0,7654)31260r = +23,73$$

$$a'_{22} = a_{22} + \beta_1 y_c^2 = 0,737r^3 + 0,0024 \times 1,0574^2 \times 31260r^2 = 19,90 + 75,2 = 95,10$$

2. chuyển dịch do tải trọng thẳng đứng q gây ra:

$$a'_{01} = -0,745r^3 - 0,00024EJ \times 0,3478r^2 = -20,1 - 23,5 = -43,6$$

$$a'_{02} = -0,180r^4 - 0,00024EJ \times 0,3478r^2 \times 1,0574r = -14,6 - 74,5 = -89,1$$

Các ẩn số đơn vị được tính từ các công thức sau:

$$a'_{01} + a'_{11}X_1 + a'_{12}X_2 = 0$$

$$a'_{02} + a'_{21}X_1 + a'_{22}X_2 = 0$$

$$-43,6 + 14,57X_1 + 23,73X_2 = 0$$

$$-89,1 + 23,73X_1 + 95,10X_2 = 0$$

$$23,73X_2 = 43,6 - 14,57X_1 \rightarrow X_2 = 1,84 - 0,615X_1$$

$$-79,1 + 23,73X_1 + 175,0 - 58,5X_1 = 0$$

$$34,77X_1 = +85,9 \rightarrow X_1 = +2,47tm (17,87ftk)$$

$$X_2 = 1,84 - 0,615 \times 2,47 = 0,32t (0,705kips)$$

So sánh với chân ngầm đàn hồi do $\sigma=1$ T/m.

$$a'_{01} = -0,3469r^3 - 0,00024EJ \times 31260r^2 \times 0,733 = -9,36 - 49,5 = -58,86$$

$$a'_{02} = -0,2588r^4 - 0,00024EJ \times 31260 \times 1057r \times 0,733r^2 \\ = -21,0 - 157,0 = -178,8$$

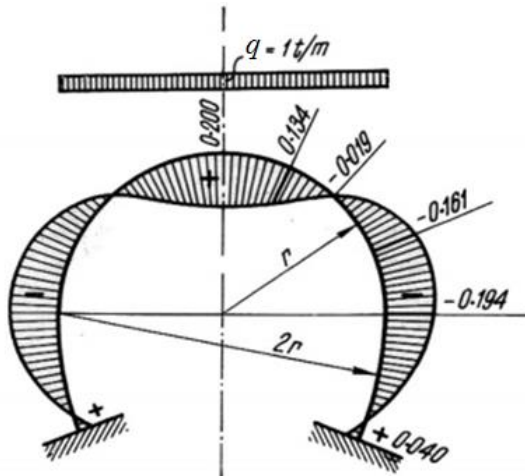
$$X_2 = \frac{58,86}{23,73} - 0,615X_1 = 2,49 - 0,615X_1$$

$$-178,0 + 23,73X_1 + 237,0 - 58,5X_1 = 0$$

$$X_1 = +1,70tm (12,3ftk); X_2 = +1,44t (3,17kips)$$

Biểu đồ mô men của kết cấu chịu tải trọng đứng q và chân ngầm đàn hồi không kể tới σ được trình bày trên hình 9 VD2., các giá trị phải được nhân với r^2 .

Bây giờ tính toán tiếp biến dạng ngang tại tiết diện có khâu độ lớn nhất.



Hình 9 VD2. Biểu đồ mô men do tải đứng $q=1\text{ T/m}$ gây ra khi chân là ngàm đàn hồi.

$$\delta_p = \delta_0 + \delta_1 + \delta_2 = \beta y_c$$

$$\delta_p = -0,1290 \frac{r^4}{EJ} + 0,3045 \frac{r^2}{EJ} 2,47 + 0,245 \frac{r^3}{EJ} 0,32 + 0,362 \times 0,00024 \times 0,7653$$

$$\begin{aligned} \delta_p &= (-1,160 + 0,752 + 0,235) \frac{9}{31260} + 0,0000666 \\ &= -0,0000498 + 0,0000666 = +0,0000168 \end{aligned}$$

Khi $\sigma=1\text{ T/m}$:

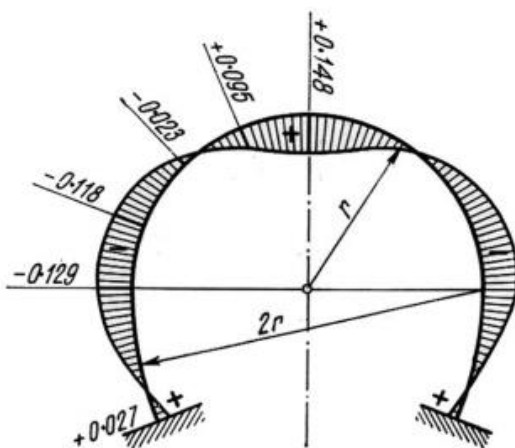
$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{r^2}{EI} (-0,16206r^2 - 0,3045 \times 1,70 + 0,245 \times 1,44r) - 0,34 \times 0,00024 \times 0,7653 \\ &= 0,0000331 - 0,0000626 = -0,0000295 \end{aligned}$$

$$q = \frac{\delta_p}{\frac{1}{c} + \delta_p} = \frac{0,0000168}{0,00002 + 0,0000295} = 0,34\text{ t}(0,75\text{ kips})$$

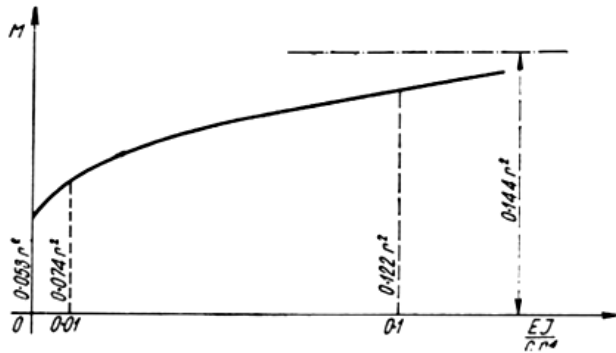
Với σ , các ẩn số X_1 và X_2 là:

$$X_1 = (2,47 + 1,7 \times 0,34) = 3,05 = 0,339r^3$$

$$X_2 = (0,32 + 1,44 \times 0,34) = 0,81 = 0,27r$$



Hình 10 VD2. Biểu đồ mô men tổng hợp do phản lực đàn hồi của đất đá và chân ngàm đàn hồi



Hình 11 VD2. Mô men tại đỉnh như là hàm của độ cứng kết cấu và tính đàn hồi của nền đất đá.

Biểu đồ mô men so sánh xét tới chân ngầm đàn hồi cũng như phản lực đàn hồi σ trình bày trên hình 11 VD2, các giá trị phải được nhân với r^2 .

Tùy thuộc vào độ cứng của kết cấu và mức độ đàn hồi của đất đá mô men là hàm của tỷ số EJ/Cr^4 . Với kết cấu có chân vòm là ngầm, mô men tại đỉnh vòm được trình bày trên hình vẽ 11.VD2 như là hàm của EJ/Cr^4 . Từ hình vẽ có thể thấy khi áp lực hông đầy đủ giá trị mô men sẽ là $0,053r^2$; trong trường hợp không có áp lực hông, giá trị này sẽ là $0,144r^2$; nghĩa là lớn hơn 2,7 lần so với giá trị trước. Hệ số phản lực nền và độ cứng kết cấu có ảnh hưởng ít hơn đến giá trị mô men.

Nhìn chung có thể kết luận nếu giá trị EJ/Cr^4 nhỏ hơn 0,1 sức kháng của nền đàn hồi theo phương ngang có thể được bỏ qua và vòm nguyên khối có thể được xem như là không có áp lực hông tác dụng.

Với nhận xét này, có thể tham khảo các số liệu trong bảng 1 VD2.

Bảng 1 VD2. Các số liệu tính cho các trường hợp VD2.

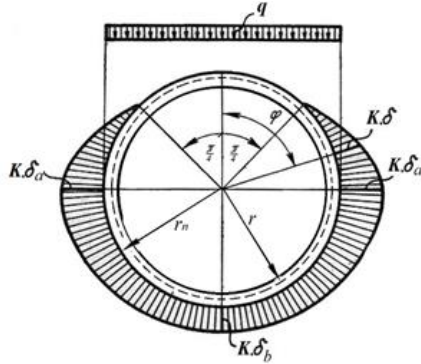
Điều kiện biên	Mmax		
	Nóc	Điểm bên hông (góc Vuông)	Phản lực đàn hồi
Ngầm hai chân, không có áp lực hông	$+0,144r^2$	$-0,131r^2$	$+0,228r^2$
Ngầm đàn hồi hai chân, không có áp lực hông	$+0,200r^2$	$-0,194r^2$	$+0,040r^2$
Ngầm hai chân (1860lb/in ²), có áp lực hông (C=50kg/cm ²)	$+0,071r^2$	$-0,061r^2$	$+0,078r^2$
Ngầm hai chân (18lb/in ²), có áp lực hông (C=5kg/cm ²)	$+0,118r^2$	$-0,107r^2$	$+0,174r^2$
Ngầm đàn hồi hai chân, có áp lực hông	$+0,148r^2$	$-0,129r^2$	$+0,027r^2$

4.6. Tính toán kết cấu nguyên khối hình tròn.

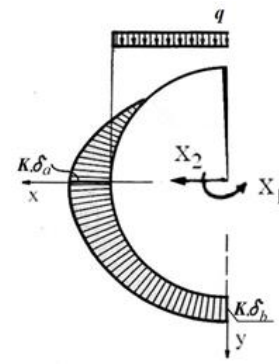
Kết cấu nguyên khối hình tròn thường được sử dụng trong những điều kiện địa chất phức tạp nhất, hay khi thi công công trình bằng các phương pháp cơ giới, trong đó đặc biệt là

phương pháp khiên đào. Nó có thể là một lớp hay cấu thành từ nhiều lớp tùy theo tính chất của công trình.

Để tính toán, chọn các giả thiết như sau: dưới tác dụng của áp lực chủ động thẳng đứng, kết cấu bị biến dạng phần trên giống như vòm, hình thành vùng thoát ly với góc $\phi = 90^\circ$, phần còn lại chuyển vị về phía đất đá phát sinh kháng lực đàn hồi. Quy luật phân bố và giá trị của kháng lực đàn hồi tại một số vị trí trong kết cấu tính như sau:



Hình 4. 26 Sơ đồ tính kết cấu hình tròn



Hình 4. 27. Hệ cơ bản

Trong khoảng:

$$\frac{\pi}{4} \leq \phi \leq \frac{\pi}{2}$$

$$\sigma = K\delta = -K\delta_a \cos 2\phi \quad (4.103)$$

Trong khoảng:

$$\frac{\pi}{2} \leq \phi \leq \pi$$

$$\sigma = K\delta = K \cdot \delta_a \cdot \sin^2 \phi + K\delta_b \cdot \cos^2 \phi \quad (4.104)$$

Kháng lực đàn hồi tác dụng hướng tâm

Từ đó ra sơ đồ tính toán như trên hình vẽ (4.26)

Chọn hệ cơ bản bằng cách cắt tại tiết diện giữa đỉnh và thay vào đó bằng các ẩn số chưa biết đặt tại tâm đàn hồi, các ẩn số ký hiệu là X_1 và X_2 , ngoài ra còn hai ẩn số là δ_a và δ_b

Để tìm các ẩn số ta thiết lập hệ phương trình gồm hai phương trình chính tắc cho hai ẩn số X_1 và X_2 hai phương trình phụ. Hệ có dạng sau:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} \cdot X_1 + \Delta_{1p} + \Delta\sigma &= 0; \\ \delta_{22} \cdot X_2 + \Delta_{2p} + \Delta\sigma &= 0; \end{aligned} \right\} \quad (4.105)$$

$$\delta_a = \delta_{a1} \cdot X_1 + \delta_{a2} \cdot X_2 + \delta_{ap} + \delta_a \sigma \quad (4.106)$$

$$\Sigma Y = 0 \quad (4.107)$$

Phương trình cuối cùng biểu diễn điều kiện tổng hình chiếu các lực áp lực đất đá, kháng lực đàn hồi, trọng lượng bản thân lên trục Y phải bằng không.

Trong đó các chuyển vị đơn vị tại tâm đàn hồi tìm từ các biểu thức:

$$\delta_{11} = \int_0^{s/2} \frac{ds}{EJ} = \int_0^{\pi} \frac{r \cdot d\phi}{EJ} = \frac{\pi r}{EJ} \quad (4.108)$$

$$\delta_{22} = \int_0^{s/2} \frac{y^2 \cdot ds}{EJ} = \int_0^{\pi} \frac{r^3 \cdot \cos^2 \phi \cdot d\phi}{EJ} = \frac{\pi r^3}{2EJ} \quad (4.109)$$

Các chuyển vị tải tại tâm đàn hồi tính theo các công thức sau đây:

$$\delta_{lp} = \int_0^\pi \frac{Mp_0 \cdot r d\phi}{EJ} \quad (4.110)$$

$$\Delta_{2p} = - \int_0^\pi \frac{Mp_0 \cdot r^2 \cdot \cos \phi d\phi}{EJ} \quad (4.101)$$

Các chuyển vị tải tại tâm đàn hồi do kháng lực đàn hồi sinh ra:

$$\Delta_{1\sigma} = \int_0^\pi \frac{M\sigma_0 r d\phi}{EJ} \quad (4.102)$$

$$\Delta_{2\sigma} = \int_0^\pi \frac{M\sigma_0 r^2 \cdot \cos \phi d\phi}{EJ} \quad (4.103)$$

Các chuyển vị ngang tại điểm a do mômen và lực xô đơn vị đặt tại tâm đàn hồi gây ra là:

$$\delta_{a1} = - \int_{\pi/2}^\pi \frac{r \cdot \cos \phi d\phi}{EJ} = \frac{r^2}{EJ} \quad (4.104)$$

$$\delta_{a2} = - \int_{\pi/2}^\pi \frac{r^3 \cdot \cos^2 \phi d\phi}{EJ} = \frac{r^3}{4EJ} \quad (4.105)$$

Các chuyển vị ngang tại a do tải trọng ngoài và do kháng lực đàn hồi gây ra là:

$$\delta_{ap} = - \int_{\pi/2}^\pi \frac{Mp_0 r^2 \cos \phi d\phi}{EJ} \quad (4.106)$$

$$\delta_{a\sigma} = - \int_{\pi/2}^\pi \frac{Mp_0 r^2 \cos \phi d\phi}{EJ} \quad (4.107)$$

Sau khi xác định được các chuyển vị đơn vị và chuyển vị tải, giải hệ phương trình (4.105), (4.106) và (4.107) sẽ tìm được các ẩn số: X_1 , X_2 , $K \cdot \delta$, $K \cdot \delta_b$ từ đó có thể xác định nội lực tại tiết diện bất kỳ trong kết cấu.

Chú ý rằng các công thức trên đây chỉ đúng cho trường hợp kết cấu hình tròn có tiết diện không đổi và trên sơ đồ tính toán không xét tới áp lực hông chủ động. Người ta phân ra các trường hợp tải trọng khác nhau để tính toán cho thuận lợi. Sau đây là kết quả tính toán cho một số loại tải thường gặp.

1. Áp lực đất đá thẳng đứng phân bố đều g:

$$X_1 = g \cdot r \cdot r_n [0,375 \cdot m - 0,125 + 0,140 \cdot n (1+m)]$$

$$X_2 = g \cdot r_n [0,21221(m-1) + 0,0210 \cdot n (1+m)]$$

$$M_x = g \cdot r \cdot r_n [A \cdot m + B + Cn (1+m)]$$

$$N_x = g \cdot r_n [D \cdot m + F + G \cdot n (1+m)]$$

Trong đó:

r: Bán kính trục kết cấu

r_n : Bán kính mép ngoài kết cấu

$$m = 2 - \frac{r_n}{r}$$

$$n = \frac{1}{0,06416 + \frac{EJ}{r^3 r_n K \cdot b}}$$

b: chiều rộng tính toán của vành

K: hệ số nền của đất đá

Các hệ số A, B, C, D, F và G lấy theo bảng (15)

2. Trọng lượng bản thân kết cấu

$$X_1 = g_c \cdot r^2 (0,17803 + 0,04392)$$

$$X_2 = g_c \cdot r (-0,16667 + 0,06592n)$$

$$M_x = g_c \cdot r^2 (A_1 + B_1 \cdot n)$$

$$N_x = g_c \cdot r (C_1 + D_1 \cdot n)$$

Trong đó:

g_c : Trọng lượng (trên một mét vuông) vành tròn

Các hệ số A_1 , B_1 , C_1 lấy theo bảng tính sẵn (Bảng 4.5).

Bảng 4. 4. Các hệ số A, B, C, D, F và G.

TT Hệ số	A	B	C	D	F	G
$\varphi = 0$	0,1628	0,0872	-0,0070	-0,2122	-0,2122	0,0210
$\varphi = \pi/4$	-0,0250	0,0250	-0,00084	0,1500	0,3500	0,01485
$\varphi = \pi/4$	-0,1250	-0,01250	0,00825	0,0000	1,0000	0,00575
$\varphi = 3\pi/4$	0,0250	-0,0250	0,00022	-0,1500	0,9000	0,01380
$\varphi = \pi$	0,0872	0,1628	-0,00837	-0,2122	0,7122	0,02240

Bảng 4. 5. Các hệ số A_1 , B_1 , C_1

Hệ số	TT			
	A_1	B_1	C_1	D_1
$\varphi = 0$	0,3447	-0,02198	-0,1667	0,06592
$\varphi = \pi/4$	0,0334	0,00267	0,3375	0,04661
$\varphi = \pi/2$	-0,3928	0,02589	1,5708	0,01804
$\varphi = 3\pi/4$	-0,0335	0,00067	1,9186	0,04220
$\varphi = \pi$	0,4405	-0,02620	1,7375	0,07010

4.7. Tính toán kết cấu công trình ngầm bằng phương pháp thay thanh.

Phương pháp thay thanh là một trong những phương pháp cơ bản, ý tưởng của nó đã vẫn đang được áp dụng rộng rãi trong thực tế nghiên cứu và thiết kế tính toán kết cấu công trình ngầm. Việc xây dựng một thuật toán để tính toán kết cấu công trình ngầm hình dạng bất kỳ chịu tải trọng bất kỳ bằng phương pháp thay thanh trên máy tính điện tử số hay vi tính đã được đề cập trong các tài liệu khác nhau. Trong khuôn khổ giáo trình này ta sẽ xét cho một dạng cụ thể: hình tròn.

Kết cấu hình tròn (phương pháp của Metrohypo-trans)

Theo phương pháp này vành được thay thế bằng một vành khớp (đa giác với liên kết tại đỉnh) thông thường gồm 16 phân tố thẳng (hình vẽ 4.28). Số phân tố có thể lớn hơn hay khác

đi. Liên kết giữa kết cấu vỏ hầm và đất đá được thay thế bằng các liên kết thanh tại các đỉnh của đa giác, trừ ba hay năm đỉnh ở phía trên, tại đó vỏ hầm võng xuống dưới - vùng thoát ly vào trong khoang hầm - và tại đây không có kháng lực đàn hồi. Hướng của các phản lực gối được xem là hướng tâm (trùng với tiết diện ngang của kết cấu) nếu kể tới lực ma sát thì các phản lực gối sẽ xoay đi một góc bằng góc ma sát.

$$\delta_{ip} = \sum \int_{li} \frac{M_i M_p}{EJ} dl + \sum \frac{N_i N_p}{EI} l_i + \sum \frac{R_i R_p}{K^*} \quad (4.110)$$

Trong đó:

- M_i, M_k, N_i, N_k : mômen và lực dọc trong các thanh của hệ cơ bản gây ra bởi các mômen đơn vị đặt tại các nút ký hiệu là i và k

- l_i : Chiều dài các cạnh của đa giác ($l_i = 0,390180, R$)

- R_i, R_k : Phản lực trong các gối đàn hồi do tác dụng của các mômen đơn vị M_i và M_k

- R_p : Phản lực gối do tải trọng ngoài gây ra

- K^* : Đặc trưng độ cứng của gối đàn hồi

$$K^* = K.l_i.b \quad (4.111)$$

Chiều rộng tính toán của vành vỏ hầm thường lấy $b = 1m$

Để xác định các chuyển vị cần tính toán các mômen, lực dọc và các phản lực gối tựa đàn hồi khi chất tải hệ cơ bản.

Trình tự tính toán các chuyển vị như sau:

1. *Xác định nội lực trong vòm ba khớp do tải trọng chủ động gây ra*

Lấy ví dụ minh họa cho trường hợp vỏ hầm chịu áp lực chủ động thẳng đứng với cường độ phân bố đều là q (t/m²). Tải trọng này được thay thế bằng các lực tập trung tại các nút như sau:

$$P_{i+1} = \frac{l_i}{2} q \left\{ \cos \left[\alpha \left(i - \frac{1}{2} \right) \right] + \cos \left[\alpha \left(i + \frac{1}{2} \right) \right] \right\} \quad (4.112)$$

Khi $\alpha = \frac{\pi}{8}$ (với đa giác 16 cạnh) ta có:

$$P_1 = 0,382683 R.q$$

$$P_2 = 0,0353533 R.q$$

$$P_3 = 0,0270598 R.q$$

$$P_4 = 0,146446 R.q$$

$$P_5 = 0,038060 R.q.$$

Các thành phần phản lực, lực xô và mômen uốn có thể xác định như sau:

- Phản lực thẳng đứng:

$$B = 0,815492 R.q$$

- Lực xô ngang:

$$H = 0,691341 R.q$$

- Các mô men uốn:

$$M_{3p} = B.(a_1 - a_3) - H.h_3 = -0,047511R^2.q$$

$$M_{2p} = B(a_1 - a_2) - H.h_2 - P_3(a_3 - a_2) = -0,020598R^2.q$$

- Lực dọc:

$$N_{1p} = 0,715386 R.q$$

$$N_{2p} = 0,877556$$

$$N_{3p} = 1,062146$$

- Lực cắt trong thanh 1-2

$$Q_{1p} = -0,052791 R.q$$

2. Tính nội lực trong phần vành khớp còn lại dưới tác dụng của áp lực chủ động.

Đặt các phản lực gối tựa B và H vào nút 4 của phần vành còn lại, cộng thêm vào đó tải trọng tập trung Q_4 , sau đó xác định nội lực trong các thanh của hệ cơ bản và các phản lực gối bằng phương pháp thứ tự tách nút. Chiếu các lực lên các phương tiếp tuyến và pháp tuyến với bán kính tại nút 4, có thể tìm được.

$$N_{4q} \cos 0,5\alpha - (B+P_4) \sin 3\alpha - H \sin \alpha = 0$$

Từ đây:

$$N_{4q} = 1,15874 R.q$$

$$R_{4q} = H \cos \alpha - N_{4q} \sin 0,5\alpha + (B+P_4) \sin \alpha = 0,5R.q$$

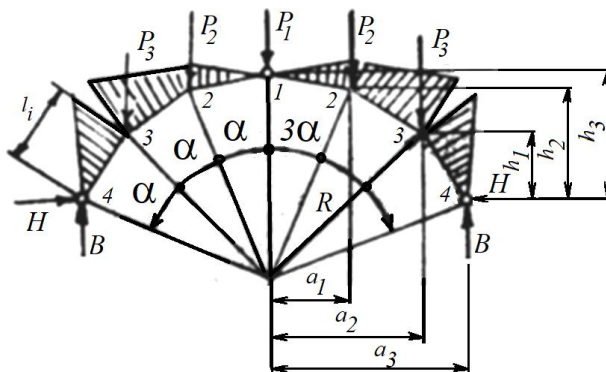
Tương tự như vậy ta tìm được:

$$N_{5q} = N_{6q} = N_{7q} = N_{8q} = 1,21460 R.q$$

$$R_{5q} = 0,466373 R.q$$

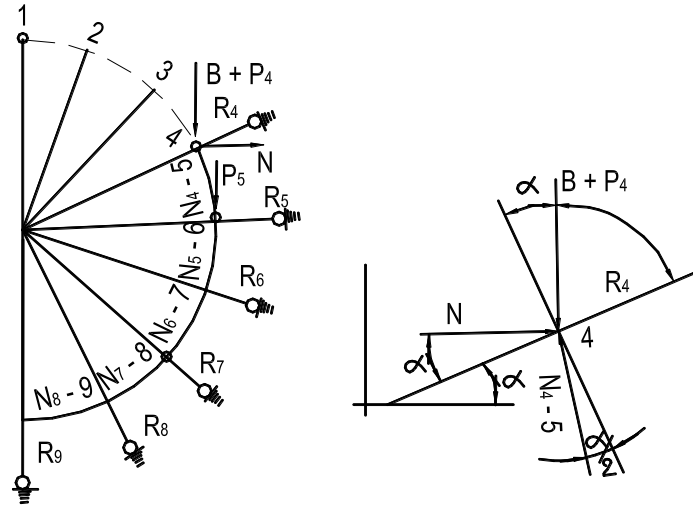
$$R_{6q} = R_{7q} = R_{8q} = R_{9q} = 0,473994 R.q$$

Trong trường hợp cho trước tải trọng chủ động nằm ngang, cách tính toán cũng tương tự như vừa trình bày.



Hình 4. 29. Sơ đồ tính vòm 3 khớp phía trên vỏ hầm

Sau khi giải hệ cơ bản cần tiến hành kiểm tra kết quả tính toán bằng cách cắt một phần vành và chiếu tất cả các lực lên trục nằm ngang và thẳng đứng

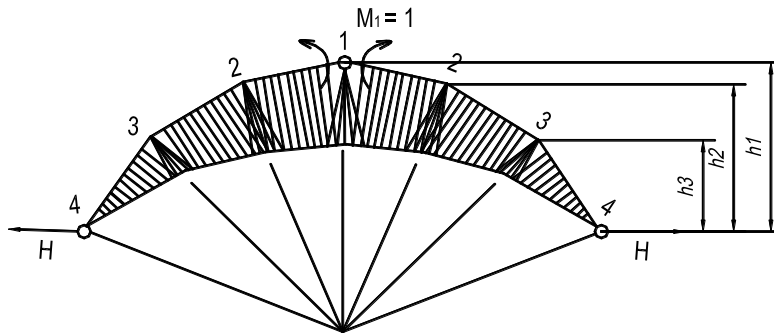


Hình 4. 30. Sơ đồ vành khớp dưới tác dụng của áp lực chủ động (a) và nội lực (b).

3. Xác định nội lực trong hệ cơ bản dưới tác dụng của các mômen đơn vị đặt thứ tự tại các nút có khớp

a) Mômen \$M_1=1\$

Đầu tiên xác định nội lực trong vòm 3 khớp



Hình 4. 31. Nội lực trong vòm 3 khớp dưới tác dụng của mômen đơn vị \$M_1=1\$

Nội lực trong vòm 3 khớp dưới tác dụng của mômen đơn vị

$$H = \frac{M_1}{h_1} = \frac{1}{0,617317R} \quad ; \quad M_{21}=1 - H (h_1-h_2)=0,876692$$

$$M_{31}= 0,525539$$

$$Q_1 = -0,316029 \cdot \frac{1}{R}$$

$$N_{11} = -1,588787 \frac{1}{R}; N_{21} = -1,346909 \frac{1}{R}; N_{31} = -0,899975 \frac{1}{R}$$

Sau đó xác định nội lực trong phần vành khớp còn lại (hình vẽ 4.32) bằng cách cắt thứ tự các nút, bắt đầu từ nút thứ 4, ta có:

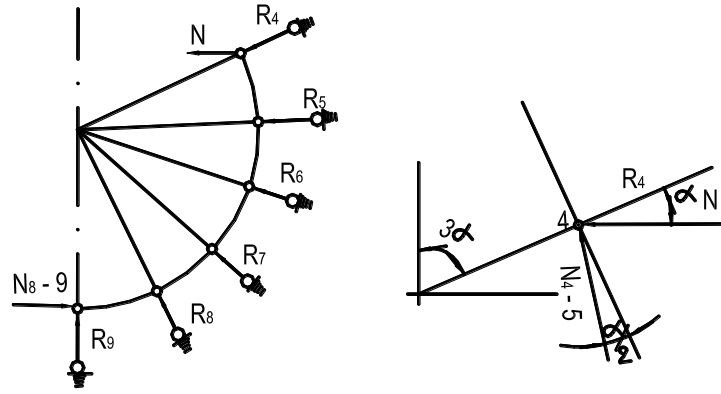
$$N_{41} = -0,632058 \frac{1}{R}; R_{41} = -1,619914 \frac{1}{R};$$

$$N_{51} = N_{61} = N_{71} = N_{81} = N_{41};$$

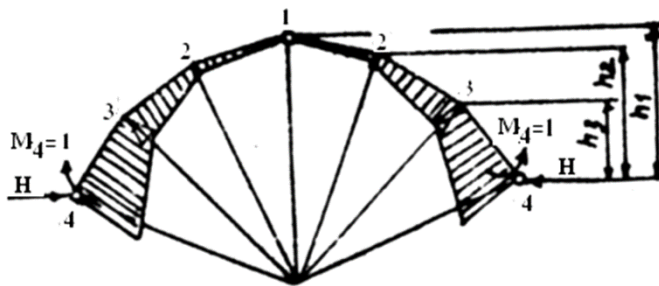
$$R_{51} = R_{61} = R_{71} = R_{81} = R_{91} = -0,246616 \frac{1}{R}$$

b) Mômen \$M_4= 1\$

Đầu tiên xác định nội lực trong vòm 3 khớp (hình vẽ 4.33.)



Hình 4. 32. Nội lực trong phần vành khớp dưới tác dụng của mô men đơn vị $M_1=1$



Hình 4. 33. Nội lực trong vòm dưới tác dụng của mô men đơn vị $M_4=1$

$$H = \frac{M_4}{h_1} = \frac{1}{0,617317.R}$$

$$M_2 = 0,123308;$$

$$M_3 = 9,474461$$

$$Q_1 = 0,316029 \frac{1}{R}$$

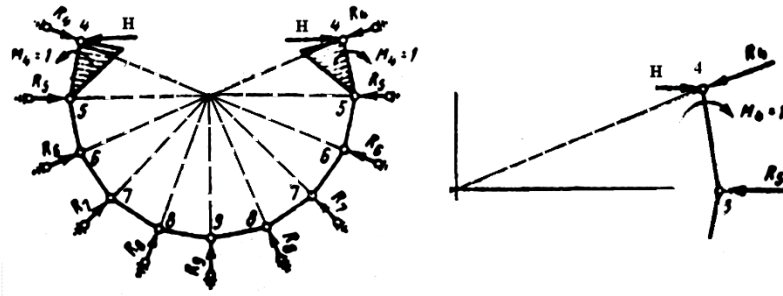
$$N_{14} = 1,588787 \frac{1}{R}; N_{24} = 1,346909 \frac{1}{R}; N_{34} = 0,899975 \frac{1}{R}$$

Tiếp đó xác định nội lực trong vành khớp còn lại (hình vẽ 4.34)

Mômen đơn vị đặt tại điểm 4 gây ra tại các đuôi thanh 4-5 lực cắt $Q_4 = \frac{M_4}{l_4} = \frac{l}{l_4}$; ngoài ra tại điểm 4 còn có lực xô H. Chiếu tất cả các lực theo phương tiếp và pháp tuyến với bán kính tại điểm 4 ta tìm được:

$$N_{44} = 1,141584 \frac{1}{R};$$

$$R_{44} = 4,233040 \frac{1}{R}$$



Hình 4. 34. Nội lực trong vành khớp còn lại dưới tác dụng của mô men đơn vị $M_4=1$.

Tương tự như vậy ta xác định lực dọc và phản lực trong các thanh và gối còn lại.

$$N_{54} = N_{64} = N_{74} = N_{84} = N_{44};$$

$$R_{54} = -1,968685 \frac{1}{R}$$

$$R_{64} = R_{74} = R_{84} = R_{94} = 0,644441 \cdot \frac{1}{R}$$

c) Mômen $M_i = 1$ đặt tại các điểm 5,6,7 và 9

Mômen chỉ gây ra lực dọc và phản lực gối trong các thanh giữa

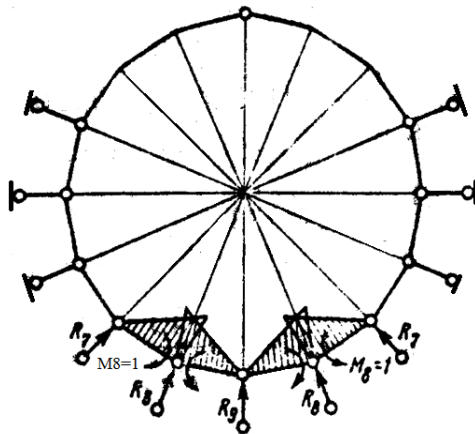
$$N_{i-1,i} = N_{ii} = -0,509796 \frac{1}{R}; R_{i-1,i} = R_{i+1,i} = -2,613126 \frac{1}{R}; R_{ii} = 4,828427 \frac{1}{R}.$$

Mômen $M_8 = 1$ gây ra nội lực trong 4 thanh (hình vẽ 4.35.)

Trong đó:

$$N_{78} = N_{88} = N_{ii}$$

$$R_{78} = R_{i-1,i}, R_{88} = R_{ii}; R_{98} = 5,226252 \frac{1}{R}$$



Hình 4. 35. Biểu đồ mômen đơn vị tại 4 thanh dưới.

4. Kiểm tra độ chính xác trong tính toán

Xét trạng thái tổng hợp, khi mômen đơn vị $M_i=1$ đặt tại tất cả các nút. Vành chịu uốn bởi mômen không đổi, khi đó thì lực cắt và phản lực tại các gối phải bằng không.

5. Xác định chuyển vị theo các công thức

Nhân biểu đồ mômen uốn theo phương pháp của Veresagin. Khi tính toán thành phần thứ ba, cần chú ý rằng các gối tại điểm 4 có độ cứng nhỏ gấp 2 so với các gối còn lại.

Khi $b = 1\text{m}$; $l_i = 0,390180 \cdot R$, các công thức để xác định chuyển vị có dạng như sau:

$$\begin{aligned}
 EJ\delta_{11} &= 28,304526 \frac{EJ}{K \cdot R^3} + 5,576335 \frac{J}{FR} + 1,151548R; \\
 EJ\delta_{14} &= -70,660031 \frac{EJ}{K \cdot R^3} - 7,839368 \frac{J}{FR} + 0,332877R; \\
 EJ\delta_{15} &= 40,595367 \frac{EJ}{K \cdot R^3} + 0,502896 \frac{J}{FR}; \\
 EJ\delta_{16} &= EJ\delta_{17} = EJ\delta_{18} = EJ\delta_{19} = 0,502896 \frac{EJ}{K \cdot R^3} + 0,502896 \frac{J}{FR}; \\
 EJ\delta_{44} &= 211,013074 \frac{EJ}{K \cdot R^3} + 13,550159 \frac{J}{FR} + 0,783898R; \\
 EJ\delta_{45} &= -170,754995 \frac{EJ}{K \cdot R^3} - 1,111324 \frac{J}{FR} + 0,130060R; \\
 EJ\delta_{46} &= 33,687286 \frac{EJ}{K \cdot R^3} - 1,314133 \frac{J}{FR}; \\
 EJ\delta_{47} &= EJ\delta_{48} = EJ\delta_{49} = -1,31436 \frac{EJ}{K \cdot R^3} - 1,314133 \frac{J}{FR}; \\
 EJ\delta_{55} &= EJ\delta_{88} = 224,506586 \frac{EJ}{K \cdot R^3} + 0,40619 \frac{J}{FR} + 0,520240R; \\
 EJ\delta_{55} &= EJ\delta_{67} = EJ\delta_{78} = EJ\delta_{89} = -129,348384 \frac{EJ}{K \cdot R^3} + 0,202809 \frac{J}{FR} + 0,130060R; \\
 EJ\delta_{57} &= EJ\delta_{68} = EJ\delta_{79} = 35,001422 \frac{EJ}{K \cdot R^3}; \\
 EJ\delta_{66} &= EJ\delta_{77} = 2EJ\delta_{99} = 189,505163 \frac{EJ}{K \cdot R^3} + 0,405619 \frac{J}{FR} + 0,520240R; \\
 \delta_{58} &= \delta_{59} = \delta_{69} = 0; \\
 EJ\Delta_{lp} &= -10,989885 \frac{EJ}{KR} q - 0,03188857 R^3 \cdot q - 5,51740 \frac{J}{F} R \cdot q; \\
 EJ\Delta_{5p} &= -8,200079 \frac{EJ}{KR} q - 0,951021 \frac{J}{F} R \cdot q; \\
 EJ\Delta_{6p} &= -0,865051 \frac{EJ}{KR} q - 0,9664459 \frac{J}{F} R \cdot q; \\
 EJ\Delta_{7p} &= EJ\Delta_{lp} = 2EJ\Delta_{9p} = -0,966459 \frac{EJ}{KR} q - 0,966459 \frac{J}{F} R \cdot q;
 \end{aligned}$$

6. Kiểm tra độ chính xác sau khi tính toán chuyển vị:

Phải thoả mãn điều kiện sau đây:

$$\Omega_i = \Sigma EJ\delta_{ik}$$

Trong đó: Ω_i diện tích biểu đồ mômen uốn ở trạng thái thứ i

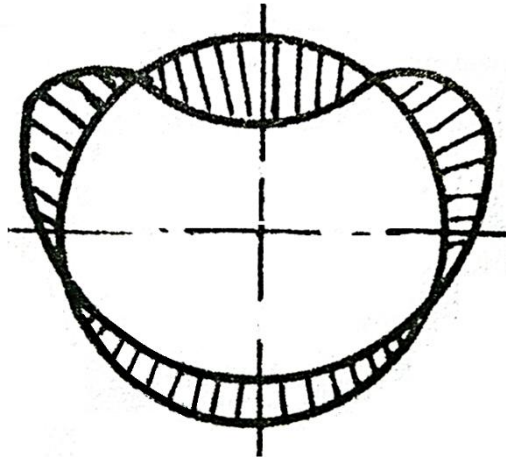
7. Xác định các mômen ẩn số trong sơ đồ tính toán bằng cách giải hệ phương trình chính tắc (4.108), có thể áp dụng phương pháp bất kỳ đã biết để giải hệ phương trình đại số trên đây. Ở đây dùng phương pháp khử dần theo thuật toán Gauss.

Giá trị toàn phần của mômen uốn tại các điểm 2 và 3 như sau:

$$M_2 = 0,876692 M_1 + 0,123308 M_4 - 0,020598.R^2.q;$$

$$M_3 = 0,525539 M_1 + 0,474461 M_4 - 0,047511.R^2.q$$

Biểu đồ mômen uốn như trình bày trên hình vẽ (4.36.)



Hình 4. 36. Biểu đồ mômen

8. Tính toán các giá trị phản lực gối và lực dọc cuối cùng bằng cách lấy tổng nội lực trong hệ cơ bản do tải trọng và các mômen vừa tìm được gây ra:

$$R_i = R_{ip} + \sum M_k R_{ik} \quad (4.113)$$

$$N_i = N_{ip} + \sum M_k N_{ik} \quad (4.114)$$

Với vỏ không kín cách tính toán cũng tương tự như trên

4.8. Tính toán kết cấu công trình ngầm theo mô hình nền biến dạng toàn bộ- mô hình bán không gian đàn hồi (phương pháp của Davydov).

4.8.1. Các khái niệm chung

Trong thiết kế kết cấu công trình ngầm chịu tải trọng tĩnh, tải trọng tính toán bao gồm áp lực đất đá thẳng đứng áp lực hông và áp lực nền tác dụng từ dưới lên, trọng lượng bản thân kết cấu ảnh hưởng không nhiều đến sự làm việc của vỏ hầm.

Dưới tác dụng của các loại tải trọng trên đây, trong vòm sẽ xuất hiện lực xô ngang do đó tường sẽ sinh ra áp lực ngang lên đất đá. Trong nền phía sau tường sẽ phát sinh phản lực cân bằng với áp lực đất đá.

Nếu lực xô phát triển với giá trị lớn, vỏ hầm sẽ sinh ra áp lực lớn tác dụng lên đất đá (kết cấu công trình ngầm khâu độ lớn), các thành phần lực thể tích nằm ngang sẽ chỉ cân bằng với một phần tải trọng này. Phần áp lực còn lại do vỏ hầm sinh ra sẽ gây lún đất sau lưng tường.

Bởi vậy trong khi tính toán kết cấu, cần xét tới các thành phần nằm ngang do trọng lượng bản thân đất đá gây ra, các lực này cũng tham gia vào sự làm việc tương tác của hệ kết cấu - vỏ hầm như phản lực.

Trong phần trên phản lực được xác định theo mô hình nền biến dạng cục bộ đặc trưng bằng hệ số nền K, dưới đây sẽ áp dụng mô hình nền biến dạng toàn bộ.

Loại tường là cứng hay đàn hồi - tùy thuộc vào kết cấu, tính theo lý thuyết dầm trên nền đàn hồi từ công thức:

$$\alpha = \frac{\pi.E_0}{6EJ} \cdot \frac{1-\mu^2}{1-\mu_0^2} \cdot C^3 \quad (4.115)$$

Trong đó:

- α : hệ số cứng
- $c = 0.2.h_y$
- h_y : Chiều cao tường (m)
- E_0 : Môđun biến dạng (tổng quát) của đất đá (T/m^2)
- E : Môđun đàn hồi của bê tông (T/m^2)
- J : Môđun quán tính tiết diện tường (m^4)
- μ : Hệ số poisson của bê tông;
- μ_0 : Hệ số biến dạng ngang (tổng quát) của đất đá

Khi $\alpha \leq 0,05$ tường cứng

Khi $> 0,05$ tường đàn hồi.

Trong sự làm việc tương tác hệ đất đá-vỏ hầm có sự tham gia của một lớp đất đá sát tường và bản đáy-lớp nền được-hay lớp đàn hồi. Chiều dày của lớp này lấy tại mặt phẳng trên đó ứng suất do trọng lượng bản thân đất đá gây ra phụ thêm 20% giá trị ứng suất do tác dụng của kết cấu.

Điều này đã được thực tế xây dựng nền, móng và công trình ngầm xác nhận.

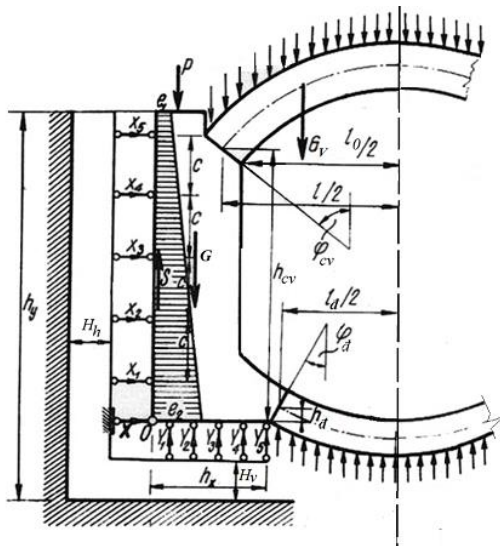
4.8.2. Tính toán kết cấu công trình ngầm có tường cứng

Xét trường hợp tổng quát, khi kết cấu công trình ngầm gồm vòm đàn hồi ở trên, tường cứng và bản đáy cong.

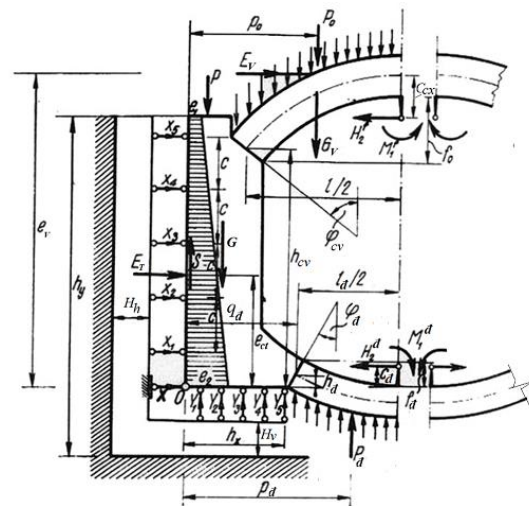
Các lớp đất đá cùng tham gia làm việc với kết cấu: theo mặt phẳng tường là H_h theo bản đáy là H_v ;

Ta xem chiều dày các lớp đất đá ở bên phải và trái là như nhau.

Để có sơ đồ tính toán ta đưa vào các liên kết thanh giữa đất đá và tường. Nội lực trong các thanh sẽ là áp lực của kết cấu tác dụng lên đất đá- phản lực. (hình 4.37)



Hình 4. 37. Sơ đồ tính



Hình 4. 38. Hệ cơ bản

Chọn hệ cơ bản bằng cách cắt vòm và bản đáy theo trục đối xứng thẳng đứng và thay vào đó bằng các nội lực đặt tâm đàn hồi M_1 , H_2 và M_{d1} , H_{d2} . Tiết diện chân tường ngàm vào đất đá, bỏ các liên kết thanh và thay vào đó các ẩn số là nội lực X_i và Y_i (hình vẽ 4.37 và 4.38)

Chọn hệ cơ bản cho trường hợp kết cấu đối xứng chịu tải trọng đối xứng theo trục thẳng đứng, khi đó Q_{dv} và $Q_{bd} = 0$

Tải trọng ngoài gồm:

- Áp lực đất đá thẳng đứng P_0 ;
- Áp lực hông tác dụng lên vòm E_v ;
- Trọng lượng bản thân vòm G_v ;
- Thành phần lực thể tích đất đá nằm ngang E_t ;
- Trọng lượng bản thân tường G ;
- Áp lực từ phía trên P_d .

Lực ma sát giữa tường và đất đá ký hiệu là C , còn nội lực trong thanh tại tiết diện chân tường ký hiệu là X (hình vẽ 4.38)

Như vậy hệ xét gồm 16 ẩn số:

- 5 ẩn số trên tường X_i ;
- 5 ẩn số trên đáy Y_i ;
- X tại tiết diện chân tường;
- M_1 và H_2 trên vòm tại tâm đàn hồi;
- M_{1d} và H_{2d} tại vòm đáy ngược.

Dưới tác dụng của tải trọng, do đất đá biến dạng các tường bên bị lún, ký hiệu độ lún là Y_0 , song nó không ảnh hưởng đến trạng thái ứng suất của kết cấu cũng như giá trị của tải trọng vì giá trị Y_0 là nhỏ và như nhau ở cả tường bên phải và tường bên trái.

Như vậy ta cần lập 16 phương trình và giải hệ 16 phương trình đó, cách giải bài toán đặt ra theo cách trên đây là tương đối phức tạp, ta chọn cách giải khác. Biểu diễn 15 ẩn số qua hàm φ_0 . Bằng cách đó cho phép tính toán riêng biệt vòm và bản đáy theo các phương pháp quen thuộc cơ học kết cấu. Ngay cả 2 nhóm phương trình chứa X_i và Y_i cũng có thể giải độc với nhau. Điều này đã được giáo sư Đavudop chứng minh bằng thực nghiệm rằng sự thay đổi biến dạng của đất đá trong nền tường rất ít ảnh hưởng tới biến dạng của đất đá sát ngay mặt ngoài tường và hầu như không ảnh hưởng tới biến dạng của đất đá trong nền tường.

X_i sẽ tìm từ điều kiện cân bằng tĩnh $\sum M = 0$

Từ đó ta tìm được phương trình $\sum M = 0$ với một ẩn φ_0 , giải và thay giá trị φ_0 tìm được vào các ẩn chưa biết ta tìm được các giá trị còn lại.

4.8.3. Tính vòm

Cắt vòm với chiều rộng $B=1m$, khi chọn trục cần đặt được sao cho nó trùng với đường cong áp lực, dạng đường cong đó là hợp lý nhất vì nó cho phép giảm giá trị mômen uốn, điều đó quan trọng đối với những đoạn đường hầm không bố trí cốt thép trong vòm.

Vỏ hầm nằm trong môi trường đàn hồi và chân vòm là gối đệm. Vì vậy không thể chọn được trục vòm hoàn toàn trùng với đường cong áp lực và sự tồn tại của mômen uốn tại các tiết

diện vòm là tất yếu. Thực tế cho thấy trục vòm có dạng parabol bậc hai là hợp lý. Quy luật thay đổi tiết diện vòm theo trục vòm và diện tích mặt cắt ngang cũng như mômen quán tính có ảnh hưởng tới biến dạng và chuyển vị của hệ.

Để đơn giản trong tính toán có thể chọn quy luật sau đây từ đỉnh vòm xuống chân vòm (hình vẽ 4.39).

$$F = \frac{F_0}{\cos \phi} \quad (4.116)$$

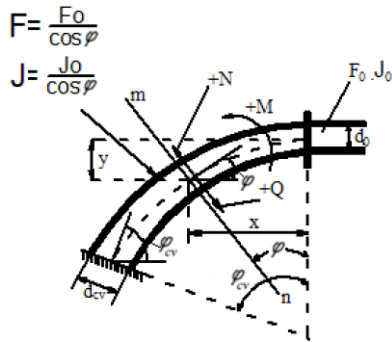
$$J = \frac{J_0}{\cos \phi} \quad (4.117)$$

Trong đó:

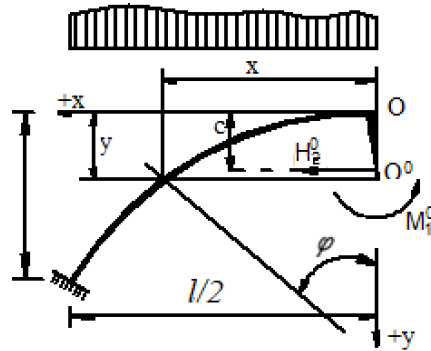
- F_0 - Diện tích mặt cắt ngang vòm tại đỉnh vòm
- F - Diện tích mặt cắt ngang vòm tại tiết diện xét xác định bởi góc ϕ
- J_0 - Mômen quán tính tiết diện vòm tại đỉnh vòm
- J - Mômen quán tính tiết diện vòm tại tiết diện xét xác định bởi góc ϕ
- Góc giữa tiếp tuyến với trục vòm và phương nằm ngang tại tiết diện xét.

Ta xét vòm không khớp, chân vòm có thể chuyển dịch ngang X_h và xoay ϕ .

Trong cơ học kết cấu, đây là hệ 3 bậc siêu tĩnh. Để giải, cắt vòm tại đỉnh và đặt vào đó các ẩn số chưa biết là M_1 , H_2 và Q_3 .



Hình 4.39. Quy luật thay đổi tiết diện và dấu nội lực



Hình 4.40. Hệ cơ bản tính vòm

Với hệ đối xứng chịu tải trọng đối xứng - trường hợp phổ biến nhất - $Q_3 = 0$ chỉ cần xác định ẩn số còn lại là M_1 và H_2 .

Đặt các ẩn số vào tâm đàn hồi chiều dài cong xôn xác định từ công thức:

$$C_{cx} = \frac{\int_0^{sds} \frac{y}{J}}{\int_0^{sds} \frac{1}{J}} \quad (4.118)$$

Với vòm Parabol và quy luật thay đổi tiết diện như trên thì:

$$C_{cx} = 0,337.f$$

Với vòm Parabôn không khớp có chuyển vị ngang và chuyển vị góc tại chân vòm. Các ẩn số M_1 và H_2 có thể viết:

$$\begin{cases} M_1 = M_{10} + A_1 \cdot \phi_0 \\ H_2 = H_{20} + A_2 \cdot \phi_0 \end{cases} \quad (4.119)$$

Trong đó M_{10} và H_{20} là mômen và lực xô do tải trọng ngoài gây ra đối với vòm không khớp với chân vòm ngàm cứng.

A_1 và A_2 mômen và lực xô do chuyển vị nằm ngang và chân vòm xoay góc $\phi_0=1$ tại tâm đàn hồi.

Trước tiên cần xác định M_{10} và H_{20}

Hệ phương trình chính tắc với vòm chân ngàm cứng có dạng:

$$\begin{cases} \delta_{11} \cdot M_{10} + \delta_{12} \cdot H_{20} + \delta_{1p} = 0 \\ \delta_{21} \cdot M_{10} + \delta_{22} \cdot H_{20} + \delta_{2p} = 0 \end{cases} \quad (4.120)$$

Do các ẩn số đặt tại tâm đàn hồi nên giá trị của chúng được tìm từ các phương trình sau đây:

$$\begin{cases} M_{10} = \frac{\delta_{1p}}{\delta_{11}} \\ H_{20} = \frac{\delta_{2p}}{\delta_{22}} \end{cases} \quad (4.121)$$

Tính toán các chuyển vị

Ta có các công thức sau đây đối với vòm Parabôn có gốc tọa độ đặt tại đỉnh vòm (hình 4.40:)

$$\begin{aligned} Y &= \frac{1}{2p} \cdot x^2 = \frac{4f}{l^2} x^2 = ptg\phi \\ P &= \frac{l^2}{8f}; \cos^2 \phi = -\frac{1}{1 + tg^2 \phi} \\ \sin^2 \phi &= \frac{tg^2 \phi}{1 + tg^2 \phi}; tg\phi_{cv} = \frac{4f}{1} \\ \phi_{cv} &= arctg\left(\frac{4f}{1}\right) \end{aligned}$$

Các chuyển vị đơn vị tính như trong cơ học kết cấu như sau:

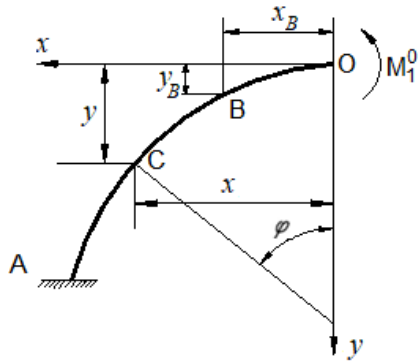
$$\begin{aligned} \delta_{kn} &= \int_0^s \frac{M_k \cdot M_n}{EJ} (1 - \mu^2) ds + \int_0^s \frac{N_k N_n}{EJ} (1 - \mu^2) ds + \\ &\int_0^s \frac{Q_k Q_n}{GF} (1 - \mu^2) ds \end{aligned} \quad (4.122)$$

Thành phần thứ ba trong công thức trên đây đặc trưng biến dạng trượt do lực cắt Q gây ra giá trị của nó không đáng kể và để đơn giản, vẫn đảm bảo độ chính xác cho phép có thể bỏ qua trong tính toán vòm.

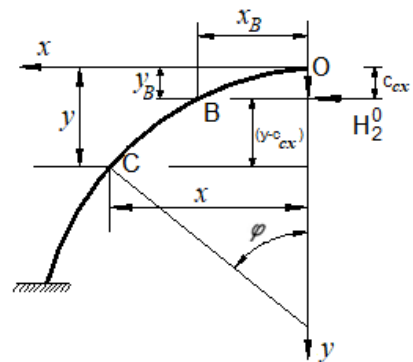
Từ đó, có thể viết:

$$\begin{aligned}\sigma_{kn} &= \frac{1-\mu^2}{E} \left[\int_0^s \frac{M_k M_n}{J_0} \cos \phi \, ds \right. \\ &\quad \left. + \int \frac{N_k N_n}{F_0} \cos \phi \, ds \right] = \\ &= \frac{1-\mu^2}{2} \left[\frac{1}{J_0} \int_0^{1/2} M_k M_n \, dx + \frac{1}{F_0} \int_0^{1/2} N_k N_n \, dx \right]\end{aligned}\quad (4.123)$$

Tính toán các chuyển vị do $M_{10}=1$ (hình 4.41 và 4.42.).



Hình 4. 41. Sơ đồ tính toán các chuyển vị.



Hình 4. 42. Hệ cơ bản tính toán các chuyển vị.

Tại tiết diện bất kỳ trên trục vòm ta có $M_{1x}=1$ và $N_{1x}=0$ khi đó:

$$\sigma'_{11} = \frac{1-\mu^2}{EJ_0} \int_0^{1/2} M_{1x} M_{2x} \, dx$$

Hay

$$\delta'_{11} = \frac{1-\mu^2}{EJ_0} \int_0^{1/2} 1.1. \, dx$$

Lấy tích phân và nhân chuyển vị với hệ số $\frac{EJ_0}{1-\mu^2}$ cuối cùng ta có:

$$\delta'_{11} = \int_0^{1/2} dx = \frac{1}{2} \quad (4.124)$$

Tính chuyển vị đơn vị do $H_{20}=1$ gây ra:

Tại tiết diện bất kỳ trên vòm ta có

$$M_{2x} = 1 (y-C_{cx}); \quad N_{2x} = 1 \cos \phi$$

Nhân chuyển vị với $\frac{EJ_0}{1-\mu^2}$ ta được:

$$\delta'_{22} = \int_0^{1/2} M_{2x}^2 \, dx + \frac{d_0^2}{12} \int_0^{1/2} N_{2x}^2 \, dx$$

Ở đây chú ý rằng $J_0 = \frac{b \cdot d_0^3}{12}$ và $b=1$

Sau khi lấy tích phân sẽ có:

$$\delta_{22} = 0.04383 \cdot f^2 \cdot 1 \left[1 + \beta_1 \left(\frac{do}{f} \right)^2 \right] \quad (4.125)$$

Trong đó:

$$\beta_1 = 0,954 \frac{\arctg \left(\frac{4f}{1} \right)}{\left(\frac{4f}{1} \right)} \quad (4.126)$$

Giá trị β_1 tính toán và trình bày trong bảng sau: (bảng 4.6).

Bảng 4. 6. Giá trị β_1

f/l	1/2	1/2.5	1/3	1/3.5	1/4	1/4.5	1/5	1/5.5	1/6
β_1	0.528	0.605	0.663	0.771	0.750	0.780	0.806	0.825	0.841

Trong quá trình tính toán có thể xem tải trọng tác dụng lên vòm như là phân bố đều hay phân bố theo quy luật tam giác như trên hình vẽ (4.43).

Mômen trong hệ cơ bản do tải trọng ngoài gây ra trong trường hợp này sẽ là (hình vẽ (4.43)).

$$M_{x0} = - \left(\frac{q \cdot x^2}{2} + \frac{\Delta q \cdot x^3}{31} + \frac{e \cdot y^2}{2} + \frac{\Delta e \cdot y^3}{6f} \right) \quad (4.127)$$

Thay $y = \frac{4f}{l^2} x^2$ vào ta được:

$$M_{x0} = - \left(\frac{q}{2} x^2 + \frac{\Delta q}{31} x^3 + \frac{8f^2}{l^2} ex^4 + \frac{32f^2}{31^6} \Delta ex^6 \right) \quad (4.128)$$

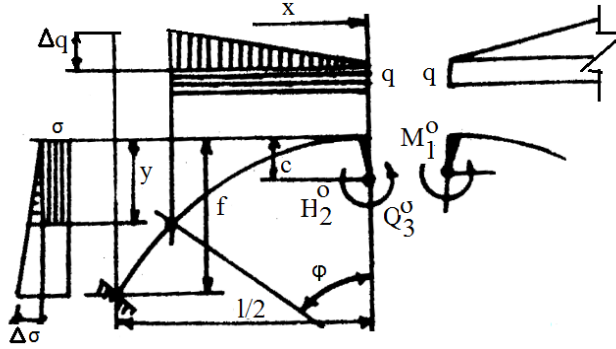
Chuyển vị do tải trọng ngoài gây ra, sau khi nhân với $\frac{EJ_0}{1-\mu^2}$ ta được:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{lp} &= \int_0^{1/2} M_{x0} \cdot dx \\ \delta_{2p} &= \int_0^{1/2} M_{x0} (y - C_{cx}) dx \end{aligned} \right\} \quad (4.129)$$

Ảnh hưởng của lực trong trường hợp này là không đáng kể, nếu bỏ qua ảnh hưởng của nó sai số không vượt quá 2%.

$$\delta_{1p} = - \frac{1^3}{192} (4p + \Delta q) - \frac{f^2 \cdot 1}{420} (2le + 5\Delta e) \quad (4.130)$$

$$\delta_{2p} = - \frac{fl^3}{228} (1,578q + 0,4945\Delta q) - \frac{f^3 \cdot 1}{378} (7,1307e + 1,19835\Delta e) \quad (4.131)$$



Hình 4. 43. Sơ đồ
tính nội lực trên
vòm.

Thay vào biểu thức (4.129) giá trị M_{x0} và sau khi lấy tích phân sẽ được:

Cuối cùng sẽ có:

$$M_{10} = -\frac{\delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{1^2}{96}(4q + \Delta q) - \frac{f^2}{210}(2le + 5\Delta e) \quad (4.132)$$

$$H_{20} = \frac{0,079221^2}{f \left[1 + \beta_1 \left(\frac{do}{f} \right)^2 \right]} \left[(1,578q + 0,4945\Delta q) + \left(\frac{f}{1} \right)^2 (5,433e + 1,511\Delta e) \right] \quad (4.133)$$

Trên đây ta xét trường hợp vòm có gối cứng, nhưng như đã nêu ở trên, lớp đàn hồi dưới tác dụng của tường, bị biến dạng và chân vòm bị chuyển dịch. Giả sử chân vòm nhận chuyển vị ngang là X_h , chuyển vị thẳng đứng là Y_v và góc xoay là ϕ_0 , điểm B xét sẽ chuyển dịch tới vị trí mới là B' (hình vẽ 4.44).

Chuyển vị điểm B là:

$$U_0 = X_{cv} - (f - Y_B)\phi_{cvo};$$

$$V_0 = Y_{cv} + \left(\frac{1}{2} - X_B \right) \cdot \phi_{cvo};$$

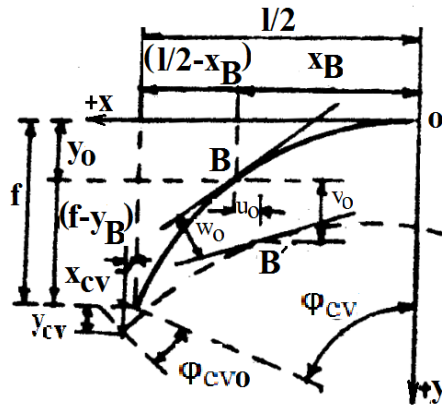
$$W_0 = -\phi_{cvo}$$

Tương tự như vậy chân vòm xoay một góc ϕ_{cvo} ($X_{cv} = Y_{cv} = 0$) sẽ gây ra chuyển vị của công xôn là:

$$\delta_1 \phi = -\phi_{cvo};$$

$$\delta_2 \phi = -(f - C_{cx})\phi_{cvo};$$

$$\delta_3 \phi = \frac{1}{2} \phi_{cvo};$$



Hình 4. 44. Sơ đồ tính chuyển vị của các ẩn số đơn vị tại chân vòm.

Từ đó xuất hiện các nội lực phụ:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}M'_1 - \phi_{cvo} &= 0 \\ \delta_{22}H'_2 - (f - c_{cx})\phi_{cvo} &= 0 \\ \delta_{33}Q'_3 + \frac{1}{2}\phi_{cvo} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.134)$$

Từ đây:

$$\left. \begin{aligned} M'_1 &= \frac{\phi_{cvo}}{\delta_{11}} \\ H'_2 &= \frac{(f - c_{cx})}{\delta_{22}} \phi_{cvo} \\ Q'_3 &= -\frac{\frac{1}{2}\phi_{cvo}}{\delta_{33}} \end{aligned} \right\} \quad (4.135)$$

Giá trị góc xoay coi là dương nếu hướng vào trong khoang hầm.

Dưới tác dụng của chuyển vị ngang $X_{cv}(\phi_{cvo} = Y_{cv} = 0)$ sẽ xuất hiện các chuyển vị phụ của côngxôn:

$$\delta_{1x0}=0; \delta_{2x0}=X_{cv}; \delta_{3x0}=0$$

Từ đó xuất hiện các nội lực phụ như sau:

$$\delta_{22}H''_2 + X_{cv} = 0$$

$$H''_2 = -\frac{X_{cv}}{\delta_{22}} \quad (4.136)$$

Chuyển vị thẳng đứng $Y_{cv}(\phi_{cvo} = X_{cv} = 0)$ sẽ gây ra chuyển vị phụ của côngxôn:

$$\delta_{1y0}=0; \quad \delta_{2y0}=0; \quad \delta_{3y0}=Y_{cv}$$

Và xuất hiện các nội lực phụ:

$$\delta_{33}Q''_3 + Y_{cv} = 0$$

$$Q''_3 = \frac{Y_{cv}}{\delta_{33}} \quad (4.137)$$

Giá trị tổng cộng của các nội lực chưa biết đặt tại tâm đàn hồi là:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_0 + M'_1 \\ H_2 &= H_{20} + H'_2 + H''_2 \\ Q_3 &= Q_{30} + Q'_3 + Q''_3 \end{aligned} \right\} \quad (4.138)$$

Khi tải trọng đối xứng ta có:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_{10} + M'_1 \\ H_2 &= H_{20} + H'_2 + H''_2 \\ Q_3 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.139)$$

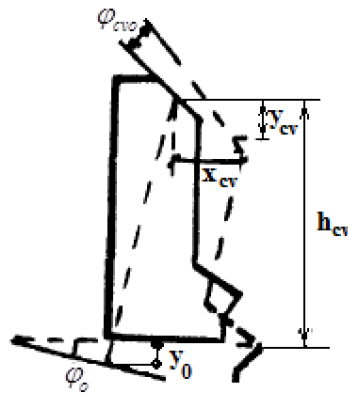
Biến dạng của chân vòm như đã trình bày ở trên, là do biến dạng của lớp đàn hồi sau lưng tường gây ra, dưới tác dụng của tải trọng tường, lớp đàn hồi bị nén xoay một góc φ_0 ứng với nền.

Nếu tường là tường cứng thì đỉnh tường sẽ xoay một góc:

$$\varphi_{cv0} = \varphi_0$$

Và chuyển vị nằm ngang là:

$$X_{cv} = -\varphi_0 \cdot h_{cv};$$



Hình 4. 45. Sơ đồ tính tường bên.

Vì vậy biểu thức (4.139) có thể viết dưới dạng sau đây:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -\frac{\delta_{1p}}{\delta_{11}} + \frac{\rho}{\delta_{11}} \phi_0; \\ H_2 &= -\frac{\delta_{2p}}{\delta_{22}} + \frac{\rho}{\delta_{22}} (h_{cv} + f - C_{cx}) \phi_0; \end{aligned} \right\} \quad (4.140)$$

Ký hiệu:

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= +\frac{\rho}{\delta_{11}} \\ A_2 &= +\frac{\rho}{\delta_{22}} (h_{cv} + f - C_{cx}) \end{aligned} \right\} \quad (4.141)$$

Khi đó:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= M_0 + A_1 \cdot \phi_0 \\ H_2 &= H_{20} + A_2 \cdot \phi_0 \end{aligned} \right\} \quad (4.142)$$

Bằng cách như vậy, ta đã biểu diễn các giá trị M_1 và H_2 qua hàm ϕ_0 . Trong các công thức trên đây ρ - là hệ số quy đổi về cùng một thứ nguyên vì rằng ϕ_0 , như sẽ trình bày tiếp theo, nhân lên $\frac{\pi E_0}{1-\mu_0^2}$ còn δ_{kn} nhân lên $\frac{EJ_0}{1-\mu^2}$;

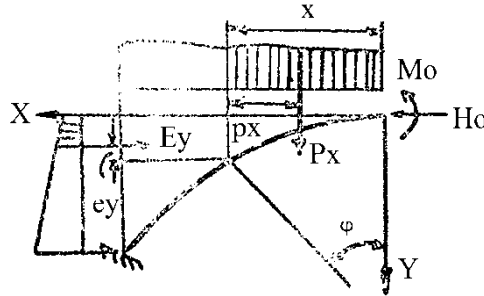
Hệ số quy đổi chuyển vị về một thứ nguyên xác định từ biểu thức:

$$\rho = \frac{EJ_0}{\pi E_0} \cdot \frac{1-\mu_0^2}{1-\mu^2} \quad (4.143)$$

Nội lực đặt tại đỉnh vòm sẽ là:

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= M_1 - H_2 \cdot C_{cx} \\ H_0 &= H_2 \\ Q_0 &= Q_3 \end{aligned} \right\} \quad (4.144)$$

Trong đó P_x (Hình 4.46) bao gồm cả trọng lượng bản thân vòm



Hình 4. 46. Sơ đồ tính nội lực trên vòm.

4.8.4. Tính toán bản đáy

Trong đất đá ổn định và cứng, bản đáy chỉ cấu tạo và chịu tải trọng do trang thiết bị công nghệ bên trong công trình. Trong đất đá yếu và kém ổn định bản đáy còn phải chịu tác dụng của áp lực đất đá từ phía nền. Tùy thuộc vào giá trị của áp lực, bản đáy có thể cấu tạo phẳng, cân bằng áp lực đất đá bởi trọng lượng bản thân hay kiểu vòm lật.

Trong đất đá yếu và đôi khi trong đất đá trung bình, bản đáy thường có dạng vòm lật, áp lực đất đá từ phía bản đáy thường xem là phân bố đều.

Như vậy, tải trọng tính toán lên bản đáy sẽ là áp lực đất đá tác dụng từ dưới lên và cường độ của nó xác định theo công thức:

$$q_d = \frac{N}{l_d} - d_d \cdot \gamma_d \quad (4.145)$$

Trong đó:

- N: Áp lực nền
- l_d : Nhịp đáy
- d_d : Chiều cao tiết diện đáy
- γ_d : Trọng lượng thể tích vật liệu bản đáy.

Chiều cao vòm ngược lấy theo công thức kinh nghiệm sau đây:

$$f_d = \left(\frac{1}{5} - \frac{1}{10} \right) l_d \quad (4.146)$$

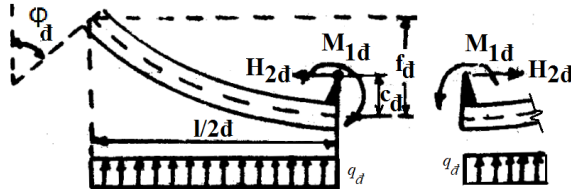
Chọn hệ cơ bản bằng cách cắt vòm đáy tại giữa vòm và thay vào đó các ẩn số $M_{1đ}$ và $H_{2đ}$ do hệ đối xứng chịu tải trọng đối xứng nên $Q_{3đ} = 0$ (hình vẽ 4.47)

Tương tự như tính toán vòm trên, với vòm dưới ta có:

$$\left[\begin{aligned} \delta_{11}(d)M_1(d) + \delta_{1p}(d) + \phi_0 \cdot \rho_d &= 0 \\ \delta_{22}(d)H_1(d) + \delta_{2p}(d) + \phi_0 \cdot \rho_d(f_d - h_d - c_d) &= 0 \end{aligned} \right] \quad (4.147)$$

Từ đây:

$$\left. \begin{aligned} M_{1d} &= -\frac{\delta_{1pd}}{\delta_{1ld}} - \rho_d \frac{\phi_0}{\delta_{1ld}} = M_{d0} - A_{ld} \cdot \phi_0; \\ H_{2d} &= -\frac{\delta_{2pd}}{\delta_{22d}} - \frac{f_d - h_d - c_d}{\delta_{22d}} \rho_d \cdot \phi_0 = H_{d0} - A_{2d} \cdot \phi_0; \end{aligned} \right\} \quad (4.148)$$



Hình 4. 47. Sơ đồ tính bản đáy.

Nội lực tại đỉnh vòm đáy sẽ là:

$$\left. \begin{aligned} M_{0d} &= M_1 - H_{2d} \cdot C_d \\ H_{0d} &= H_{2d} \end{aligned} \right\} \quad (4.149)$$

Trong đó:

$$C_d = 0.337 \cdot f_d \quad (4.150)$$

Theo điều kiện làm việc của bản đáy kết cấu công trình ngầm thì chuyển vị nằm ngang của bản đáy $X_h = 0$

Các chuyển vị δ_{11d} , δ_{22d} , δ_{1pd} , δ_{2pd} tính tương tự theo các biểu thức (4.124), (4.125) và (4.130), (4.131) với điều kiện về các thành phần tải trọng: $\Delta q = e = \Delta e = 0$;

Nội lực tại tiết diện bất kỳ trong bản đáy tính toán theo các công thức sau đây:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M_{0d} + H_{0d} \cdot y - \frac{1}{2} g_d \cdot x^2 \\ N_x &= H_{0d} \cdot \cos \phi + g_d \cdot x \cdot \sin \phi \\ Q_x &= g_d \cdot x \cdot \cos \phi - H_{0d} \cdot \sin \phi \end{aligned} \right\} \quad (4.151)$$

4.8.5. Tính toán tường cứng

Tường bê tông hay bê tông cốt thép công trình ngầm có thể xem như dầm trên nền đàn hồi.

Có thể tính ứng suất và biến dạng trong dầm theo các phương pháp của lý thuyết đàn hồi khi xem đất đá như môi trường đàn hồi, hay nói chính xác hơn môi trường biến dạng tuyến tính.

Chọn các giả thiết sau đây trong tính toán tường:

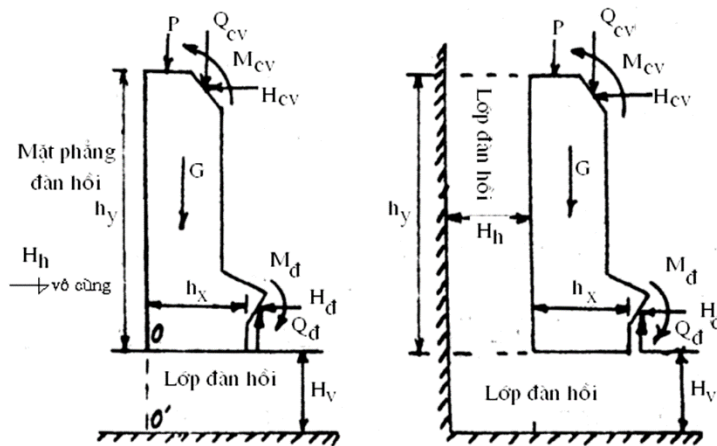
Chuyển vị nằm ngang xác định từ điều kiện mặt ngoài tường luôn luôn tiếp xúc với đất đá-bán mặt phẳng đàn hồi, tường được cố định tại chân tường tại điểm 0, hoặc trên lớp đàn hồi (hình vẽ 4.48).

Chuyển vị thẳng đứng được xác định khi xem tường là dầm cứng trên lớp đệm đàn hồi. Góc xoay trong nền tường là điều kiện phụ để xác định các ẩn số và là yếu tố giàng buộc chúng trong hệ chung.

Trong đất đá dưới chân tường xuất hiện ứng suất, giá trị của ứng suất này sẽ giảm dần theo chiều sâu xuống phía dưới và đạt được giá trị ứng suất nguyên sinh tại đó trước khi đào hầm, tại độ sâu xác định.

Điều đó cho phép xác định kích thước (chiều cao) của lớp đất đá nén được và lớp đàn hồi H_v dưới chân tường.

Tương tự, ta có điều kiện để xác định kích thước (chiều cao) lớp đàn hồi ở mặt bên tường H_h, mà khi cho H_h = ∞ sẽ là bán mặt phẳng đàn hồi.



Hình 4. 48. Sơ đồ
tính toán tường bên công
trình ngầm.

Như vậy tường bên công trình ngầm được tính toán như nằm trên các lớp đàn hồi H_v và H_h sau các lớp đó là lớp đất đá ở trạng thái nguyên sinh và xem là tuyệt đối cứng, không tham gia vào quá trình tác dụng tương hỗ hệ đất đá vỏ hầm.

Giáo sư Giemotrkin đưa ra phương pháp thay biểu đồ ứng suất lên đất đá dạng đường cong về đường bậc thang. Khi chọn chiều dài các đoạn chia đủ nhỏ, có thể đạt được độ chính xác bất kỳ trong tính toán. Sơ đồ tính toán trong trường hợp này là hệ siêu tĩnh có số bậc bất kỳ, chiều dài mỗi bậc thang biểu đồ hay khoảng cách giữa các thanh liên kết ký hiệu là c (hình 4.49).

Ngoài lực, các ẩn số còn gồm: độ lún điểm đầu Y_0 , góc xoay tại ngàm φ_0 (hình 4.50). Để xác định các ẩn số ta thiết lập hệ:

[illegible]

Trong đó có n phương trình với $n+2$ ẩn số.

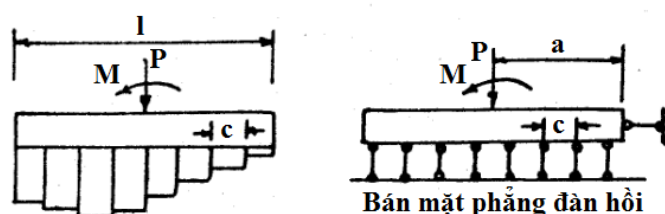
Hai phương trình phụ tìm điều kiện cân bằng tĩnh học:

$$\sum Y = 0 \quad X_1 + X_2 + \dots + X_n - P = 0 \quad (4.152.1)$$

$$\Sigma M = 0 \quad X_1.a_1 + X_2.a_2 + ... + X_n.a_n - M_0 = 0 \quad (4.152.2)$$

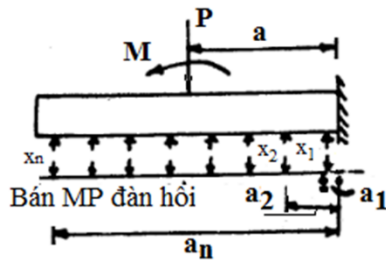
Trong đó:

$$M_0 = M + P.a$$



Hình 4. 49. Sơ đồ tính dầm trên bán mặt phẳng đàn hồi.

Chuyển vị điểm K theo hướng lực X_k do tác dụng của lực đơn vị $X_n = 1$ bao gồm độ lún nền Y_{kn} và độ võng của dầm ω_{kn} (hình vẽ 4.51).

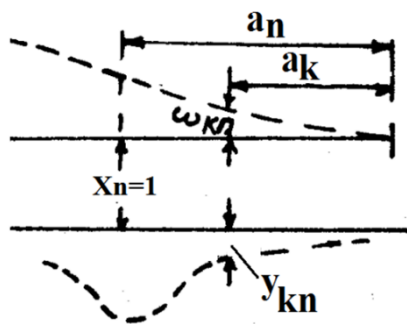


Hình 4. 50. Hệ cơ bản tính dầm trên nền đàn hồi.

Độ võng của dầm tính toán theo các phương pháp trong cơ học kết cấu, còn độ lún của nền tính toán theo phương pháp của Giáo sư Giemôtrkin.

Có thể phương pháp tính toán dầm trên nền đàn hồi khác, ví dụ như phương pháp tính dầm trên nền đàn hồi của Giáo sư Florin, song phương pháp của Giáo sư Giemôtrkin là đơn giản và rất thuận tiện.

Lời giải của Giáo sư Giemôtrkin áp dụng cho dầm nằm trên bán mặt phẳng đàn hồi. Tường công trình ngầm nằm trên nền là bán mặt phẳng đàn hồi. Giáo sư Đavưđốp đã đánh giá ảnh hưởng của lực ma sát tới sự thay đổi của áp lực dầm lên đất đá và bằng nhiều tính toán cụ thể, ông đã cho rằng để đảm bảo độ chính xác cho phép trong thực tế, chỉ cần số lượng liên kết thanh bằng 5 là đủ.



Hình 4. 51. Chuyển vị điểm K.

Như vậy hệ phương trình tính toán dầm trên bán mặt phẳng đàn hồi có dạng như sau:

$$\left. \begin{aligned} \delta'_{11}X_1 + \delta'_{12}X_2 + \dots + \delta'_{15}X_5 - a_1\phi_0 + \delta'_{1p} &= 0; \\ \delta'_{21}X_1 + \delta'_{22}X_2 + \dots + \delta'_{25}X_5 - a_2\phi_0 + \delta'_{2p} &= 0; \\ \dots &\dots \\ \delta'_{51}X_1 + \delta'_{52}X_2 + \dots + \delta'_{55}X_5 - a_5\phi_0 + \delta'_{5p} &= 0; \\ a_1X_1 + a_2X_2 + a_3X_3 + a_4X_4 + a_5X_5 - M_{ct} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.153)$$

Trong hệ sáu phương trình này có sáu ẩn số, trong đó M_{ct} là mômen do tải trọng ngoài ứng với tiết diện ngầm $Y_0 = 0$.

Nội lực trong thanh cố định chân tường:

$$X = \sum_1^5 X_i - H \quad (4.154)$$

Các phương pháp tính toán dầm trên bán mặt phẳng đàn hồi chỉ sử dụng trong tính toán các bài toán tính kết cấu công trình ngầm riêng biệt.

Trong phần lớn các bài toán kết cấu công trình ngầm, một lớp đất đá có kích thước hữu hạn - nền đàn hồi của tường - tham gia vào tác dụng tương tác của hệ. Lớp này gọi là lớp nền

được hay lớp đàn hồi. Bởi vậy ta xét cách tính toán dầm trên lớp đàn hồi và trước hết là xét hệ trên hình 4.52. trong đó tường được tính như trên hình 4.53.

Trong khi tính toán áp lực từ công trình, ứng suất giảm theo chiều sâu được tính theo các phương pháp của lý thuyết đàn hồi theo công thức sau đây:

$$Y_y = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{y^3}{(y^2 + x^2)} \quad (4.155)$$

Theo đó Y_y ứng suất nén lực P tại điểm cách mặt đất ở độ sâu y và x theo hướng lực (hình 4.53).

Khi có nhiều lực P , thì áp lực lớn nhất do chúng gây ra tại điểm ở độ sâu y sẽ là:

$$\max Y_y = \frac{2}{\pi} \sum_1^n \frac{P_i \cdot y^3}{(x_i^2 + y^2)} \quad (4.156)$$

Chiều sâu y sẽ bằng chiều dày lớp đàn hồi với điều kiện:

$$\max \sigma = 1,2 \sigma_{ns} \quad (4.157)$$

Trong đó:

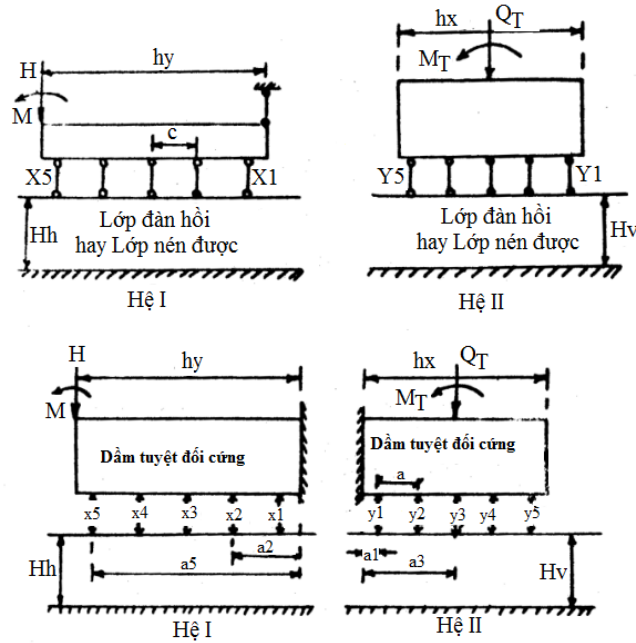
- $\max \sigma$: áp lực lớn nhất hình thành tại độ sâu H sau khi đào hầm
- σ_{ns} : áp lực tác dụng tại chính đó trước khi đào hầm, hay áp lực nguyên sinh.

Với trường hợp này có thể viết:

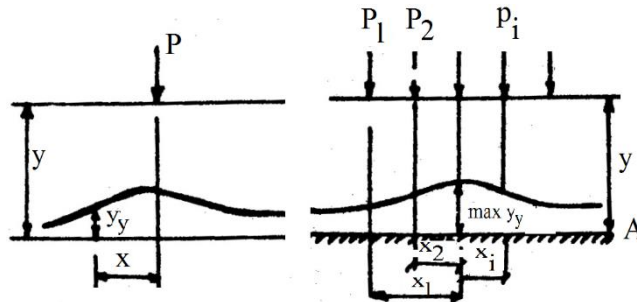
$$\max \sigma_h = \frac{2}{\pi} \sum_1^5 \frac{Y_i H_h^3}{(Y_i^2 + H_h^2)^2} \quad (4.158)$$

$$\max \sigma_v = \frac{2}{\pi} \sum_1^5 \frac{Y_i H_v^3}{(Y_i^2 + H_v^2)^2} \quad (4.159)$$

Chiều dày lớp đàn hồi xác định gần đúng nhưng rất ít ảnh hưởng tới kết quả tính toán cuối cùng.



Hình 4. 52. Sơ đồ tính và hệ cơ bản tính dầm trên lớp đàn hồi.



Hình 4. 53. áp lực trong đất đá tại chiều sâu \$y\$

Để tính toán ta thay X_i, Y_i , ứng với các giá trị H_h và $H_v = \infty$ vào biểu thức (4.158), (4.159), còn giá trị của H_h và H_v như sau:

$$H_h = \eta_h \cdot H_y \quad (4.160)$$

$$H_v = \eta_h \cdot H_x \quad (4.161)$$

Chú ý tới hình (4.48, 4.52), ta có:

$$\sum_i^5 X_i = H_{cv} + X + H_d + H_{ct} \quad (4.162)$$

$$\sum_1^5 Y_i = Q_{ct} \quad (4.163)$$

Kể đến (4.157), có thể viết:

$$\max \sigma = A_h \frac{H_{ct}}{H_y} = 1,2 \delta_{ns} \quad (4.164)$$

$$\max \sigma = A_v \frac{H_{ct}}{H_x} = 1,2 \delta'_{ns} \quad (4.165)$$

Trong đó σ_{ns} vào σ'_{ns} : ứng suất nguyên sinh ở độ sâu đỉnh và chân tường.

Từ (4.164) và (4.165):

$$A_h = 1,2 \cdot \frac{\sigma_{ns} \cdot H_y}{H_{ct}} \quad (4.166)$$

Khi biết A_h có thể tính các giá trị η_h theo bảng dưới đây và sau đó tính H_h theo công thức đã biết ở trên (Bảng 4.7)

Bảng 4. 7. Giá trị η_h

$\eta_h = \frac{H_h}{H_y}$	< 0.2	0.2	0.4	0.6	0.8	1	>1
A_h	> 1,7	1,77	1,07	0,81	0,65	0,55	< 0,55

Nếu tìm được $A_h > 1,77$ thì lấy giá trị thực tế nhỏ nhất của $\eta_h = 0,2$ còn nếu $A_h < 0,55$ thì lấy $\eta_h = 1$

Áp lực nằm ngang của kết cấu công trình ngàm tác dụng lên đất đá H_{ct} có thể xác định theo công thức gần đúng.

$$H_{ct} = 1,25 \frac{l^2}{128f} (16q + 5 \cdot \Delta q) \quad (4.167)$$

Ứng suất nguyên sinh trên đỉnh tường trước khi đào hầm tính toán theo công thức:

$$\sigma_{ns} = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} (f' \cdot \gamma_i \cdot h_i) \quad (4.168)$$

Các giá trị η_v tương tự như trên có thể lấy theo bảng sau: (bảng 4.8).

Bảng 4. 8. Giá trị của η_v

$\eta_v = \frac{H_v}{H_y}$	< 0.2	0.2	0.4	0.6	0.8	1	>1
A_v	> 0,73	0,73	0,71	0,68	0,58	0,53	< 0,53

Áp lực trong nền tại tường Q_{ct} tính toán từ biểu thức:

$$Q_{ct} = \frac{1}{2}ql + \frac{1}{4}\Delta ql + G + P - \frac{1}{2}qd \cdot l_d - \mu_1 \cdot H_{ct} \quad (4.169)$$

Ứng suất nguyên sinh dưới chân tường tính từ công thức:

$$\sigma'_{ns} = \sum_0^n h_i \cdot \gamma_i + h_K \cdot \gamma_{dd} \quad (4.170)$$

Trong đó:

- $\mu_1 = 0,3$ hệ số ma sát
- h_K : chiều cao toàn phần của tường.

Kết quả tính toán cụ thể được trình bày trong các bảng phụ lục cuối giáo trình.

Khi $H = \infty$ ta có trường hợp riêng bán mặt phẳng đàn hồi

Lấy $H > 5c$ là không cần thiết vì khi tính toán đảm kết quả nhận được gần đúng với kết quả tính cho bán mặt phẳng đàn hồi.

Khi biết độ lún của lớp đàn hồi có thể tính dần. Xét phương pháp tính toán dần cứng.

Sơ đồ tính toán chọn như trường hợp trên hình vẽ (4.54). Đưa ngàm vào một đầu dầm, thay nội lực vào các liên kết thanh ta sẽ có hệ cơ bản tính dần. Lập các phương trình biến dạng cho hệ I.

$$\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \dots + \delta_{15}X_5 + 0.5c \cdot \varphi_0 = 0;$$

}

$$\delta'_{21}X_1 + \delta'_{22}X_2 + \dots + \delta'_{25}X_5 + 0.5c.\varphi_0 = 0 \quad (4.171)$$

.....

$$\delta'_{51}X_1 + \delta'_{52}X_2 + \dots + \delta'_{55}X_5 + 0.5c.\varphi_0 = 0;$$

$$0,5.c.X_1 + 1,5.c.X_2 + 2,5.c.X_3 + 3,5.c.X_4 + 4,5.c.X_5 - M_0 = 0$$

M_0 : Mômen ngoại lực ứng với ngàm

Trong các phương trình trên đây xem $y_0 = 0$ và chuyển vị do tải trọng ngoài đối với dầm cứng:

$$\delta_{KP} = 0$$

Nội lực trong thanh cố định chân dầm xác định từ điều kiện cân bằng:

$$\sum X = 0 \quad (4.172)$$

Hay:

$$X = \sum_1^5 X_i - H \quad (4.173)$$

Lời giải của hệ trên được trình bày trong bảng (PL - 8)

Đối với dầm hệ II (Hình vẽ 4.52) các phương trình biến dạng như sau:

$$\left. \begin{aligned} \delta'_{11}X_1 + \delta'_{12}X_2 + \dots + \delta'_{15}X_5 - Y_0 - 0,5c.\varphi_0 &= 0 \\ \delta'_{21}X_1 + \delta'_{22}X_2 + \dots + \delta'_{25}X_5 - Y_0 - 1,5c.\varphi_0 &= 0 \\ \dots & \\ \delta'_{51}X_1 + \delta'_{52}X_2 + \dots + \delta'_{55}X_5 - Y_0 - 4,5c.\varphi_0 &= 0 \\ Y_1 + Y_2 + Y_3 + Y_4 + Y_5 - Q_{ct} &= 0 \\ 0,5.c.Y_1 + 1,5.c.Y_2 + 2,5.c.Y_3 + 3,5.c.Y_4 + 4,5.c.Y_5 - M_0 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.174)$$

Chuyển vị do tải trọng ngoài:

$$\delta_{kp} = 0 \quad (4.175)$$

Kết quả giải hệ phương trình trên đây trình bày trong bảng (PL.9)

Trong các phương trình (4.171) và (4.174), hướng dương của góc xoay lấy theo chiều kim đồng hồ, tức là từ nền đất đá. M_0 mômen do tải trọng ngoài ứng với đuôi ngàm.

Các chuyển vị đơn vị trong các phương trình với dầm cứng được xác định từ các biểu thức.

$$\delta_{kn} = Y_{kn} \quad (4.176)$$

Trong đó Y_{kn} độ lún bề mặt lớp đàn hồi, giá trị của chúng lấy theo bảng (PL.7)

Sau khi giải hệ (4.171) ta có:

$$X_i = x_i . H_y . \varphi_0 \quad (4.177)$$

$$X = \sum_1^5 X_i - H \quad (4.178)$$

Sau khi giải hệ (4.174) ta có:

$$Y_i = \lambda_i \cdot H_x \cdot \varphi_0 + \delta_i \cdot Q_{ct} \quad (4.179)$$

$$Y_0 = -0,5 \cdot H_x \cdot \varphi_0 + \delta_0 \cdot Q_{ct} \quad (4.180)$$

Trong đó Q_{ct} là áp lực tổng cộng của tất cả các lực thẳng đứng.

Các giá trị x_1 , λ_1 , δ_1 được và trình bày trong bảng (PL.8) và bảng (PL.9)

Các kết quả tính đầm cứng trên lớp đàn hồi sẽ được sử dụng để tính toán tường nguyên khối công trình ngầm.

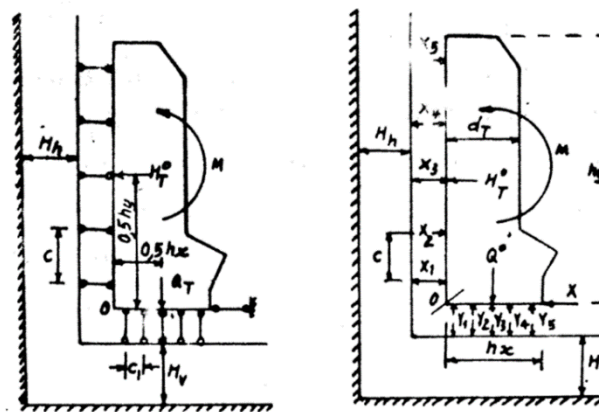
Để tính toán kết quả công trình ngầm cần xác định góc xoay φ_0 , hàm số của các góc này đã được tính sẵn trong các bảng đã cho trong phần trình bày trên đây.

Dưới tác dụng của ngoại tải, như đã trình bày ở trên, mặt tường bên hông và đáy ép lên đất đá (xem hình 4.48), cũng trên đây đã nêu rõ, ảnh hưởng của lực ma sát đến giá trị áp lực lên đất đá là không đáng kể và có thể bỏ qua được. Nhưng lực ma sát làm giảm góc xoay và có ảnh hưởng đáng kể tới ổn định của tường. Vì vậy trong tính toán công trình ngầm ta sẽ kể tới ảnh hưởng của lực ma sát bằng cách vào tổng lực của nó trên đoạn tường xét, bỏ qua ảnh hưởng của đặc trưng phân bố của nó theo chiều dài trên đoạn tường này số ma sát có thể lấy $\mu_1 = 0,3$

Chọn sơ đồ tính toán tường bên bằng cách đưa vào các liên kết thanh, thay thế tác dụng của áp lực của kết cấu tác dụng lên đất đá. Số lượng thanh lấy bằng 5 ở bên hông và 5 ở dưới chân tường (xem hình 4.54)

Thực tế cho thấy rằng ảnh hưởng của lực ma sát theo chân tường và ảnh hưởng của bản đáy là đủ lớn để có thể coi ở chân tường là không có chuyển vị ngang, và có thể coi chân tường được cố định bằng một liên kết thanh đặc biệt.

Thay các nội lực vào trong các liên kết thanh X_i và Y_i và sau khi cố định chân tường ta có hệ cơ bản như trên hình vẽ (4.54)



Hình 4. 54. Sơ đồ tính toán và hệ cơ bản để tính tường

Có thể xem rằng, theo phương nằm ngang tường có chiều dài là h_x , giống như đầm trên nền đàn hồi, và có chiều cao tiết diện là h_y bởi vậy trong mọi trường hợp nó là tuyệt đối cứng.

Trong hướng thẳng đứng, cũng như đầm trên nền đàn hồi, tường có chiều cao h_y và chiều rộng d_t , nó có thể cứng hay đàn hồi.

Xét tường cứng

Trên hệ cơ bản trên đây ta có 13 ẩn số:

- 5 nội lực Y_i theo chân tường
- 5 nội lực X_i theo mặt bên tường

- Nội lực X trong thanh cố định chân tường
- φ_0 và Y_0 góc xoay và độ lún đứng tại tiết diện ngàm, trong đó φ_0 xem khi xoay vào bên trong khoang hầm + Y_0 khi lún xuống dưới.

Để xác định các ẩn số, cần phải lập và giải 13 phương trình:

- 6 phương trình (4.171) cho dầm cứng, giải độc lập với các phương trình còn lại, trong đó ta tìm được X_1, X_2, X_3, X_4, X_5 và độ lún Y_0

- 5 phương trình (4.174), từ đó xác định được Y_1, Y_2, Y_3, Y_4, Y_5 . Trong cả hai trường hợp trên đây, ta vẫn coi φ_0 là đã biết

- 2 phương trình cân bằng của hệ: $\sum X = 0$ và $\sum M = 0$, giải độc lập mỗi phương trình này ta tìm được X và φ_0 .

11 phương trình đầu tiên đã có lời giải cho trong bảng sẵn số PL.8; PL.9

Xác định góc xoay φ_0

Để xác định góc xoay của tường φ_0 , cần sử dụng phương trình cân bằng:

$$\sum M = M_y - M_x + M_{ct} = 0 \quad (4.181)$$

Trong đó:

- M_y - Mômen của các lực Y_i ứng với điểm 0
- M_x - Mômen của các lực X_i ứng với điểm 0
- M_{ct} - Mômen của tất cả các lực còn lại cũng ứng với điểm 0 đó.

Mômen của các lực Y_i ứng với điểm 0:

$$M_y = 0,5.c_1.Y_1 + 1,5.c_1.Y_2 + 2,5.c_1.Y_3 + 3,5.c_1.Y_4 + 4,5.c_1.Y_5 \quad (4.182)$$

Giá trị Y_i biểu diễn dưới hàm góc φ_0 , ta đã biết, cụ thể:

$$Y_i = \lambda_i.h_x.\varphi_0 + \delta.Q_{ct} \quad (4.182.a)$$

Thay các giá trị của Y_i và $c_1 = 0,2x$ vào phương trình trên đây ta có:

$$M_y = (0,1\lambda_1 + 0,3\lambda_2 + 0,5\lambda_3 + 0,7\lambda_4 + 0,9\lambda_5) h_x^2.\varphi_0 + (0,1\lambda_1 + 0,3\lambda_2 + 0,5\lambda_3 + 0,7\lambda_4 + 0,9\lambda_5)h_x.Q_{ct} \quad (4.183)$$

Ký hiệu:

$$\alpha_2 = 2(0,1\lambda_1 + 0,3\lambda_2 + 0,5\lambda_3 + 0,7\lambda_4 + 0,9\lambda_5) \quad (4.184)$$

Giá trị α_2 đã được tính toán và trình bày trong bảng (PL.10)

Đa thức trong ngoặc thứ hai của công thức (4.183):

$$0,1\lambda_1 + 0,3\lambda_2 + 0,5\lambda_3 + 0,7\lambda_4 + 0,9\lambda_5 = \frac{1}{2} \quad (4.185)$$

Điều này dễ dàng thấy được nếu thay các giá trị từ dòng bất kỳ trong bảng (PL.9) vào chỗ của δ_1 .

Rõ ràng, thành phần thứ hai trong công thức trên đây là mômen của tổng lực tất cả các lực thẳng đứng, đặt tại điểm giữa chân tường. Giá trị của mômen này bằng $1/2.h_x.Q_{ct}$ và từ đây đa thức trong ngoặc thứ hai cần phải bằng $1/2$.

Tìm mômen của tất cả các lực Y_i ứng với điểm O như sau (xem hình 4.54):

$$M_y = \frac{1}{2} \alpha_2 \cdot h_x^2 \cdot \phi_0 + \frac{1}{2} h_x \cdot Q_{ct} \quad (4.186)$$

$$Q_{ct} = \sum_1^5 Y_i = Q_{cto} - \mu_1 \sum_1^5 X_i \quad (4.187)$$

Trong đó Q_{cto} - tổng các lực thẳng đứng không phụ thuộc vào góc ϕ_0 (xem hình vẽ 4.55):

$$Q_{cto} = Q_{cvo} + G + P - \mu_1 \cdot E_{ct} - Q_{do} \quad (4.188)$$

E_{ct} tổng lực các thành phần lực thể tích của đất đá theo phương nằm ngang:

$$E_{ct} = \frac{1}{2} (e_1 + e_2) \cdot h_y \quad (4.189)$$

μ_1 : Hệ số ma sát của tường với đất đá.

Thay Q_{ct} bằng giá trị của nó, cuối cùng sẽ được:

$$M_y = \frac{1}{2} \alpha_2 \cdot h_x^2 \cdot \phi_0 + \frac{1}{2} h_x \cdot Q_{cto} - \frac{1}{2} h_x \cdot \mu_1 \sum_1^5 X_i \quad (4.190)$$

Độ lún của tường theo phương thẳng đứng xác định theo công thức:

$$Y_0 = -0,5 \cdot h_x \cdot \phi_0 + \delta_0 \cdot Q_{ct} \quad (4.191)$$

Khi tường là đủ cứng theo phương thẳng đứng, áp lực nằm ngang X_i tác dụng lên đất đá xác định từ lời giải (4.157), tức là ứng với công thức (4.177).

$$X_1 = x_1 h_y \phi_0$$

$$X_2 = x_2 h_y \phi_0$$

.....

$$X_5 = x_5 h_y \phi_0$$

(4.192)

Các hệ số X_i tìm từ nghiệm của hệ (6.57), chúng được trình bày trong bảng (PL.8)

Mômen các lực X_i ứng với điểm O (xem hình vẽ 4.55) là:

$$M_x = 0,5 \cdot c \cdot X_1 + 1,5 \cdot c \cdot X_2 + 2,5 \cdot c \cdot X_3 + 3,5 \cdot c \cdot X_4 + 4,5 \cdot c \cdot X_5 \quad (4.193)$$

Thay các giá trị của X_i và $c = 0,2 h_y$ vào ta được:

$$M_x = (0,1x_1 + 0,3x_2 + 0,5x_3 + 0,7x_4 + 0,9x_5) h_y^2 \cdot \phi_0 \quad (4.194)$$

Ký hiệu:

$$\alpha = -2(0,1x_1 + 0,3x_2 + 0,5x_3 + 0,7x_4 + 0,9x_5) \quad (4.195)$$

Ta được:

$$M_x = -\frac{1}{2} \cdot \alpha h_y \cdot \phi_0 \quad (4.196)$$

Tổng tất cả các áp lực nằm ngang lên đất đá sẽ là:

$$\sum_1^5 X_i = X_1 + X_2 + X_3 + X_4 + X_5 = (x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + x_5) \cdot h_y \cdot \phi_0 \quad (4.197)$$

Ký hiệu:

$$\alpha_1 = (x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + x_5) \quad (4.198)$$

Cuối cùng ta có:

$$\sum_1^5 X_i = -\alpha_1 \cdot h_y \cdot \varphi_0 \quad (4.199)$$

Các hệ số α , α_1 , α_2 được tính toán và trình bày trong bảng PL - 10)

Mômen của tất cả các lực còn lại ứng với điểm O trong trường hợp này là (xem hình vẽ 4.54):

$$M_{ct} = M_1 + H_2 (h_{cv} + f - C_{cx}) - P_0 P_0 - G_0 \cdot g_0 - E_v \cdot e_v - \\ - P \cdot p - G \cdot g - E_t \cdot e_t - M_{1d} - H_{2d} (f_d - h_d - c_d) + P_d p_d$$

Nhưng M_1 , H_2 , M_{1d} , H_{2d} lại phụ thuộc vào φ_0 . Thay vào chỗ của M_1 , H_2 , M_{1d} , H_{2d} giá trị của chúng từ các biểu thức ((4.119) và (4.148):

$$M_{ct} = M_{10} + A_1 \varphi_0 + H_{20} (h_{cv} + f - C_{cx}) + A_2 (h_{cv} + f - C_{cv}) \varphi_0 - \\ - M_{d0} + A_{1d} \varphi_0 - H_{d0} (f_d - h_d - c_d) + A_{2d} (f_d - h_d - c_d) \varphi_0 - \\ - P_0 \cdot p_0 - G_0 \cdot g_0 - E_v \cdot e_v - P \cdot p - G \cdot g - E_t \cdot e_t + P_d \cdot p_d$$

Nhóm các thành phần phụ thuộc vào góc xoay của tường φ_0 , và đưa vào các ký hiệu mới:

$$A_0 = A_1 + A_{1d} + A_2 (h_{cv} + f - C_{cx}) + A_{2d} (f_d - h_d - c_d): \\ M_{cto} = M_{10} + H_{20} (h_{cv} + f - C_{cx}) - M_{d0} - H_{d0} (f_d - h_d - c_d) - \\ - P_0 \cdot p_0 - G_0 \cdot g_0 - E_v \cdot e_v - P \cdot p - G \cdot g - E_t \cdot e_t + P_d \cdot p_d. \quad (4.200)$$

Ta tìm được:

$$M_{ct} = A_0 \cdot \varphi_0 + M_{cto} \quad (4.201)$$

Trong đó:

- M_{cto} - Mômen của tất cả các lực chưa biết trong hệ cơ bản
- A_0 - Mômen của các nội lực sinh ra bởi $\varphi_0 = 1$ ứng với điểm O.

Tính toán góc xoay của tường.

Thay các giá trị tương ứng từ các biểu thức (4.190), (4.196) và công thức (4.201) vào phương trình cân bằng cơ bản ta có:

$$\frac{1}{2} h_x^2 \cdot \alpha_2 \cdot \phi_0 + \frac{1}{2} \alpha_1 \cdot \mu_1 \cdot h_x \cdot h_y \cdot \phi_0 + \frac{1}{2} h_x \cdot Q_{cto} + \\ + \frac{1}{2} \alpha \cdot h_y^2 \cdot \phi_0 + A_0 \cdot \phi_0 + M_{cto} = 0$$

Phương trình này chỉ có một ẩn số - ϕ_0 , giải ra ta được:

$$\phi_0 = \frac{2M_{cto} + h_x \cdot Q_{cto}}{\alpha \cdot h_y^2 + \alpha_2 \cdot h_x^2 + \mu_1 \cdot \alpha_1 \cdot h_1 \cdot h_x \cdot h_y + 2A_0} \quad (4.202)$$

Trong các công thức (4.200) và (4.202) M_{10} và H_{20} - mômen và lực xô của vòm không khớp, đặt tại tâm đàn hồi; M_{1d} - mômen và lực xô của vòm lật không khớp, đặt tại tâm đàn hồi.

Các hệ số α , α_1 , α_2 xác định từ bảng (PL-10). Khi biết α_0 có thể tìm được cả 15 ẩn số. Để được như vậy chỉ cần có các giá trị Q_{ct} và H_{cto} .

$$H_{cto} = H_{cv} - E_{ct} = H_0 - E_v - E_{ct} \quad (4.203)$$

Trong biểu thức này:

- H_{cv} : Lực xô tại chân vòm
- H_0 : Lực xô tại đỉnh vòm
- E_v : tổng áp lực chủ động tác dụng lên vòm
- E_{ct} : tổng áp lực thể tích nằm ngang của đất đá tác dụng lên mặt bên tường.

Trong công thức (4.187), ta thay các giá trị của $\sum_1^5 X_i$ từ biểu thức (4.199) vào ta được:

$$Q_{ct} = Q_{cto} + \mu_1 \cdot \alpha_1 \cdot h_y \cdot \varphi_0 \quad (4.204)$$

Cuối cùng ta có:

$$H_{cto} = H_{ct} - E_v - \frac{1}{2} e_1 \cdot h_y - e_2 \cdot h_y \quad (4.205)$$

Trong đó e_1 và e_2 các thành phần áp lực thể tích nằm ngang.

$$Q_{cto} = G_0 + P_0 + G + P - \mu_1 \left(\frac{1}{2} e_1 \cdot h_y + \frac{1}{2} e_2 \cdot h_y \right) - P_d \quad (4.206)$$

Nội lực trong liên kết thanh cố định chân tường tìm được từ phương trình cân bằng như sau:

$$\sum X = 0; \sum_1^5 X_i - X - H_{cto} = 0 \quad (4.207)$$

$$X = \sum_1^5 X_i - H_{cto}; \quad (4.208)$$

$$X = -\alpha_1 \cdot h_y \cdot \varphi_0 - H_{cto} M_{ct} \quad (4.209)$$

Tính toán nội lực trong kết cấu công trình ngầm về nguyên lý có thể kết thúc tại đây.

4.8.6. Các trường hợp riêng trong tính toán kết cấu công trình ngầm.

Trong khi tính toán kết cấu công trình ngầm khẩu độ nhỏ, có thể gặp các trường hợp riêng, nó cho phép tính toán đơn giản hơn.

Điều đó có thể thực hiện được, nếu các thành phần lực thể tích nằm ngang đặt tại tường cân bằng với lực xô của vòm, tức là khi thỏa mãn điều kiện:

$$l_0 \leq 8 \sqrt{\frac{f_{kp}}{\beta}} \quad (4.210)$$

Trong đó:

- $\beta = \frac{l_0}{f_0}$
- f_{kp} : hệ số độ cứng theo Prôtôđjakônôp

Khi tính tường đàn hồi có thể chọn các giả thiết để đơn giản tính toán như sau: tường xem là không chuyển động, không tính các lớp đàn hồi và các nội lực X_i và Y_i .

Ta giả thiết rằng, dưới tác dụng của ngoại tải, tường bị uốn và sinh ra áp lực tác dụng lên đất đá không phải trên toàn bộ chiều cao tường mà chỉ trên một đoạn nhất định nào đó ký hiệu là y_0 . Ta cũng xem rằng nội lực trong liên kết thanh cố định chân vòm X trong trường hợp này là có ảnh hưởng không đáng kể và có thể bỏ qua, tức là $X = 0$.

Tính toán vòm như hệ trên gối cứng, nội lực đặt tại tâm đàn hồi xác định theo các công thức (4.132) và (4.133).

Tường xem như hệ tĩnh định, hình vẽ 4.56, các ẩn số σ , σ_x và y_0 tìm được từ ba phương trình cân bằng:

$$\left. \begin{aligned} \sum X &= 0; \frac{1}{2}\sigma \cdot y_0 - H_{cv} = 0; \\ \sum y &= 0; Q_{cvo} + P + G - \mu_1 \frac{1}{2}\sigma \cdot y_0 - \sigma_x \cdot h_x = 0; \\ \sum M &= 0; M_{cv} - H_{cv} \cdot h_{cv} - Q_{cvo} \cdot Q_{cv} - p \cdot p - G \cdot g - \\ &\quad - \frac{1}{2}\sigma y_0 \left(h_y - \frac{1}{3}y_0 \right) + \frac{1}{2}\sigma_x \cdot h_x^2 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.221)$$

Từ phương trình đầu của (6.110) ta được:

$$\sigma = \frac{2H_{cv}}{y_0} \quad (4.222)$$

Thay giá trị này vào các phương trình thứ hai và thứ ba của hệ (4.221) ta có:

$$Q_{cvo} + P + G - \mu_1 \cdot H_{cv} - \sigma_x h_x = 0 \quad (4.223)$$

$$M_{cv} - H_{cv} \cdot h_{cv} - Q_{cvo} \cdot q_{cv} - P \cdot P - G \cdot g - H_{cv} \left(h_y - \frac{1}{3}y_0 \right) + \frac{1}{2}\sigma_x \cdot h_x^2 = 0 \quad (4.224)$$

Từ phương trình thứ hai của (4.221), sẽ tìm được:

$$\sigma_x = \frac{Q_{ct}}{h_x} \quad (4.225)$$

$Q_{ct} = Q_{cvo} + P + G - \mu_1 \cdot H_{cv}$: Tổng tất cả các lực đã biết.

Chiều cao đoạn tường y_0 , trên đó tường sinh ra áp lực tác dụng lên đất đá có thể tính toán từ phương trình thứ ba của (4.221):

$$M_{cv} - H_{cv}(h_y - h_{cv}) - Q_{cvo} \cdot q_{cv} - P \cdot P - G \cdot g + \frac{1}{2}h_x \cdot Q_{ct} + \frac{1}{3}h_{cv} \cdot y_0 = 0 \quad (4.226)$$

Hay:

$$y_0 = \frac{3M}{H_{cv}} \quad (4.227)$$

Trong đó:

$$M' = -M_{cv} + H_{cv}(h_y - h_{cv}) + Q_{cvo} \cdot q_{cv} + P \cdot q + G \cdot g - \frac{1}{2} h_x \cdot Q_{ct} \quad (4.228)$$

Tiếp theo, xác định M_x , N_x , Q_x trong vòm, M_y , N_y , Q_y trong tường, dựng biểu đồ nội lực, chỉnh hình dạng và kiểm tra tiết diện.

4.8.7. Tính toán bản đáy phẳng

Trong kết cấu tường đàn hồi thường cấu tạo đáy phẳng

Với kết cấu bản đáy nguyên khối chịu áp lực đất đá, thường tính như kết cấu cân bằng, không chịu uốn, theo các công thức sau:

$$k_y = \frac{P_d + P_{11}}{N} \geq 1,3 \div 1,5 \quad (4.229)$$

Hay:

$$k_y = \frac{P_d + P_{11}}{N} \cdot \frac{y}{a - h_x} \quad (4.230)$$

Trong các công thức này:

- k_y : Hệ số ổn định của nền
- P_d : Trọng lượng bản thân của bản đáy
- P_{11} : Trọng lượng bản thân lớp lót
- N : Áp lực từ phía nền.

Như vậy trường hợp tính toán trên chỉ phù hợp trong trường hợp áp lực nền là khá nhỏ, và cân bằng với trọng lượng bản thân của bản đáy với chiều dày cho phép và lớp lót, trong những trường hợp còn lại, sử dụng bản đáy kiểu vòm lật là hợp lý hơn.

4.8.8. Ví dụ về thiết kế kết cấu công trình ngầm.

Ví dụ. Thiết kế kết cấu nguyên khối công trình ngầm

Thiết kế kết cấu công trình ngầm qua 3 giai đoạn: thiết kế nhiệm vụ (thiết kế sơ bộ), thiết kế kỹ thuật và các bản vẽ thi công.

Xét các giai đoạn thiết kế như ví dụ dưới đây:

Các số liệu xuất phát:

- Khâu độ sử dụng $l_0 = 9,53m$;
- Đất đá là sét chặt có hệ số độ cứng $f_{kp} = 1$;
- Chiều dày đất đá bảo vệ trên công trình là $H = 50m$, gồm:

Lần thứ nhất: cát $h_1 = 3m$

Lớp thứ hai: á cát $h_2 = 5m$;

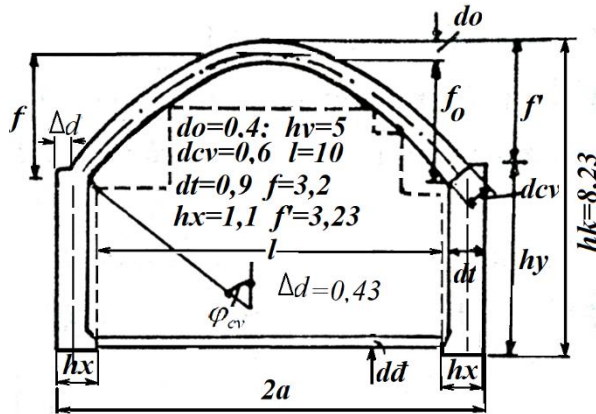
Lớp thứ ba: sét chặt, $h_3 = 42m$

1. Thiết kế nhiệm vụ

Khi thiết kế nhiệm vụ cần tính toán các số liệu sơ bộ có tính chất tổng thể về công trình, giá thành sơ bộ và các chi phí ban đầu về vật tư. Cần áp dụng các phương pháp tính toán sao

cho nhanh chóng có được các kết quả cần thiết và đảm bảo các số liệu đó phải gần sát với chi phí thực tế.

Chiều rộng kết cấu lấy thêm lượng dự trữ lớn hơn khâu độ sử dụng 5-10cm về mỗi bên. Các số liệu xem trên hình vẽ 1.VD3.



Hình 1.VD3.

Hình dạng kết cấu và các kích thước cơ bản

Xét đất đá là sét chặt theo bảng có $f_{kp}=1$, từ đó tìm được $\beta \leq 3,5$, lấy $\beta = 3$ và:

$f_0 = \frac{9,53}{3}$; Các kích thước còn lại như sau:

$$d_0 = 0,06\sqrt{3} \left(1 + \sqrt{\frac{9,53}{1}} = 42,5cm \right)$$

Chọn $d_0 = 0,44m$;

$$d_{cv} = 1,4.0,44 = 0,616$$

Chọn $d_{cv} = 0,6m$;

$$d_t = 1,5.0,6 = 0,9m$$

$$h_x = 1,2.d_t \approx 1,1m$$

Vòm lấy theo dạng Parabôn bậc hai

Xác định các kích thước tính toán:

$$tg\phi_{cv} \approx \frac{4f_0}{l_0} = \frac{4.3,176}{9,53} = 1,33$$

$$\sin\phi_{cv} = 0,8; \cos\phi_{cv} = 0,6;$$

$$l = l_0 + d_{cv}.\sin\phi_{cv} = 9,53 + 0,6.0,8 = 10,01m$$

$$f = f_0 + \frac{d_0}{2} - \frac{d_{cv}}{2} \cdot \cos\phi_{cv} = 3,176 + 0,22 - 0,3.0,6 = 3,18m$$

Để tính toán tiếp ta chọn:

$$l_0 = 10m, f = 3,2m, h_y = 5m$$

Cuối cùng:

$$tg\phi_{cv} = \frac{4f}{l} = \frac{4.3,2}{10} = 1,28, \phi_{cv} = 52^\circ$$

$$\sin\phi_{cv} = 0,788; \cos\phi_{cv} = 0,616$$

$$l_0 = l - d_{cv}.\sin\phi_{cv} = 10 - 0,6.0,788 = 9,53m$$

$$f_0 = f - \frac{d_0}{2} + \frac{d_{cv}}{2} \cdot \cos \phi_{cv} = 3,2 - 0,22 + 0,3 \cdot 0,616 = 3,165$$

$$f = f_0 + d_0 - d_{cv} \cdot \cos \phi_{cv} = 3,165 + 0,44 - 0,6 \cdot 0,616 = 3,23m;$$

$$\Delta d = d_t - d_{cv} \cdot \sin \phi_{cv} = 0,9 - 0,6 \cdot 0,788 = 0,43m;$$

$$2a = l_0 + 2d_t = 9,53 + 2 \cdot 0,9 = 11,33m;$$

$$h_k = h_y + f = 5,0 + 3,23 = 8,23m;$$

$$h_{cv} = h_y - \frac{1}{2} d_{cv} \cdot \cos \phi_{cv} = 0,5 - 0,3 \cdot 0,616 = 4,815m;$$

$$q_{cv} = d_t - \frac{1}{2} d_{cv} \cdot \sin \phi_{cv} = 0,9 - 0,3 \cdot 0,788 = 0,66m;$$

Trong đất sét chặt trong lượng bản thân bản đáy có thể cân bằng với một phần áp lực nền, ở đây chọn bản đáy phẳng.

Cuối cùng, trong khi lập nhiệm vụ thiết kế cần xác định khối lượng đường hầm theo chu vi mép ngoài kết cấu V_{dd} , chi phí vật liệu vữa hàm V_{bt} , xác định sơ bộ không gian sử dụng bên trong theo chu vi mép trong kết cấu V_{tr} ; Khi đó chi phí vật liệu là:

$$V_{bt} = V_{dd} - V_{tr};$$

Khi biết giá thành tổng hợp đào và vận chuyển $1m^3$ đất đá P_{dd} , giá thành $1m^3$ bê tông đổ vữa hàm P_{bt} , có thể tính giá thành xây lắp 1m dài công trình ngầm như sau:

$$P = V_{dd} \cdot P_{dd} + V_{bt} \cdot P_{bt}$$

2. Thiết kế kỹ thuật

Thiết kế kỹ thuật phải đảm bảo cung cấp đầy đủ các số liệu về công trình, giá thành và các chi phí vật liệu thực. Do đó các phương pháp tính toán trong giai đoạn này đòi hỏi phải chính xác.

Để kiểm tra kết cấu, sử dụng phương pháp tính toán của X.X.Đavudop. Để tính toán tải trọng tác dụng lên kết cấu công trình ngầm, trước hết cần xác định trường hợp tính toán (trường hợp công trình ngầm ở nông hay sâu) sau đó tính toán tải, việc xác định trường hợp tính toán là đơn giản, bạn đọc có thể dễ dàng tự kiểm tra lấy, ở đây không trình bày bước đó mà trực tiếp tính tải trọng như sau: (tính theo vòm áp lực của M.M.Prôtôđjakônôp).

- Chiều rộng vòm áp lực:

$$a_1 = a + h_k \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 5,56 + 8,23 \cdot 0,414 = 9,06m;$$

- Chiều cao vòm áp lực:

$$h_1 = \frac{a_1}{f_{kp}} = \frac{9,06}{1} = 9,06m;$$

Tải trọng thẳng đứng:

$$q = h_1 \cdot \gamma_{dd} + d_0 \cdot \gamma_{bt} = 9,06 \cdot 1,8 + 0,44 \cdot 2,4 = 17,368t/m^2$$

Lấy $q = 17,5t/m^2$;

$$h' = h_1 \left(1 - \frac{a^2}{a_1^2} \right) = 9,06 \left(1 - \frac{5,66^2}{9,06^2} \right) = 5,52m$$

$$\Delta q = (h' + f') \cdot \gamma_{dd} + \frac{dcv}{\cos \phi_{cv}} \gamma_{bt} - q$$

$$= (t, 52 + 3,23) 1,8 + \frac{0,6}{0,616} \cdot 2,4 - 17,5 = 0,63 t/m^2;$$

Để tính toán tiếp lấy $\Delta q = 0,7 t/m^2$

- Áp lực hông tác dụng lên vòm:

$$e = h_1 \cdot \gamma_{dd} \cdot t g^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 9,06 \cdot 1,8 \cdot 0,4142^2 = 2,79 t/m; \text{ Lấy } e = 3 t/m^2$$

$$\Delta e = f' \lambda_{dd} \cdot t g^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 3,23 \cdot 1,8 \cdot 0,4142^2 = 0,96 t/m^2 \text{ Lấy } \Delta_0 = 1 t/m;$$

- Áp lực hông tác dụng lên tường:

$$e_1 = (h' + f') \gamma_{dd} \cdot \frac{\mu_0}{\mu_0} = (5,52 + 3,23) \cdot 1,8 \frac{0,4}{1 - 0,4} = 10,5 t/m^2;$$

$$e_2 = e_1 + h_y \cdot \gamma_{dd} \frac{\mu_0}{\mu_0} = 10,5 + 5 \cdot 1,8 \cdot 0,666 = 16,5 t/m^2;$$

Để tính toán tiếp theo, cần xác định hệ số độ cứng α và kiểm điều kiện (6.1) với đất sét ta có: $E_0 = 500 kg/cm^2$; $\mu_0 = 0,4$; bê tông M-150; $E_{bt} = 165000 kg/cm^2$;

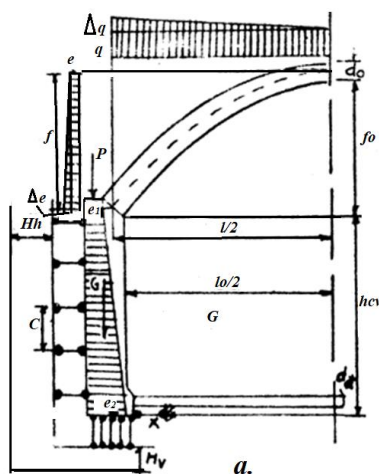
Và

$$\alpha = \frac{\pi \cdot E_0}{6EJ} \cdot \frac{1 - \mu^2}{1 - \mu_0^2} \cdot c^3 = \frac{3,14 \cdot 5000}{6 \cdot 1650000 \cdot 1,0 \cdot 9^3} \cdot \frac{1 - \frac{1}{36}}{1 - 0,4^2} \cdot 1 = 0,0302 < 0,05$$

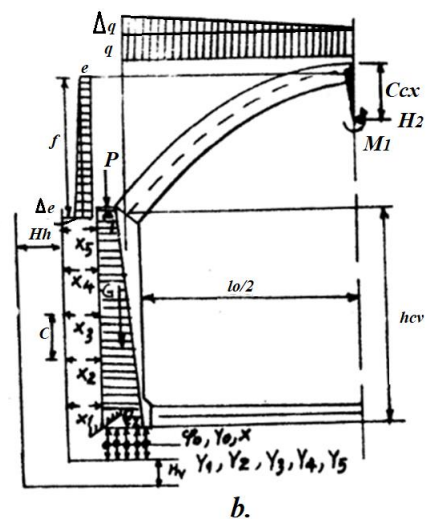
nghĩa là ta có trường hợp tường cứng

$$[l_0 = 9,53] > \left[\sqrt[8]{\frac{f_{kp}}{\beta}} = \sqrt[8]{\frac{1}{3}} \right]$$

Đây là trường hợp tổng quát nhất



a. Sơ đồ tính



b. hệ cơ bản

Hình 2.VD3. Sơ đồ tính (a) và hệ cơ bản (b).

$$H_{20} = \frac{0,07922.l^2}{f \left[1 + \beta_1 \left(\frac{d_0}{f} \right)^2 \right]} \left[(1,578q + 0,494\Delta_q) + \left(\frac{f}{1} \right)^2 (5,433e + 1,511\Delta_e) \right] =$$

$$= \frac{0,07922.100}{3,2 \left[1 + 0,663 \left(\frac{0,44}{3,2} \right)^2 \right]} \left[1,570.17,5 + 0,4945.0,7 + \left(\frac{3,2}{10} \right)^2 (5,433.3 + 1,511.1,0) \right] =$$

73,88t Giá trị β_1 lấy từ bảng (12) trong phụ lục.

Nội lực trong vòm do $\varphi_0 = 1$ gây ra là:

$$1 - \mu_0^2 = 0,84;$$

$$1 - \mu^2 = 0,972;$$

$$J_0 = \frac{1.0,44^3}{12} = 0,0071m^4;$$

$$\sigma = \frac{EJ_0 1 - \mu_0^2}{\pi E_0 1 - \mu^2} = \frac{1650000.0,0071}{3,14.3,14.5000} \cdot \frac{0,84}{0,972} = 0,643;$$

$$A_1 = \frac{2\rho}{1} = \frac{2.0,643}{10} = 0,1286$$

$$C_{cx} = 0,337f = 0,337.3,2 = 1,078m$$

$$h_{cv} + f - C_{cx} = 4,815 + 3,2 - 1,078 = 6,937m;$$

$$A = \frac{\rho}{f^2} \frac{h_{cv} + f - cv}{0,04383 \left[1 + \beta_1 \left(\frac{d_0}{f} \right)^2 \right]} = \frac{0,643}{3,2^2 \cdot 10} \cdot \frac{6,937}{0,04383.1,0012} = 0,975$$

Cuối cùng, để tìm nội lực trong khoá vòm (đỉnh vòm) và khoá bản đáy cần biết góc xoay của tường φ_0 , tìm từ biểu thức (4.202).

$$M_{cto} =$$

$$= e.f \left(h_{cv} + \frac{1}{2}f \right) - \frac{1}{2}\Delta e.f \left(h_{cv} + \frac{1}{3}f \right) - P \cdot \frac{1}{2} \cdot \Delta d - G \frac{1}{2}d_T - \frac{1}{3}e_1 \cdot h_y^2$$

$$= 3,3,2(4,815 + 1,6) \frac{1}{2} \cdot 1,3,2 \left(4,815 + \frac{3,2}{3} \right) - 6,8 \frac{1}{2} \cdot 0,43 - 10,8 \frac{1}{2} \cdot 0,9 -$$

$$10,5 \frac{1}{3} \cdot 25 - 16,5 \frac{1}{6} \cdot 25 = 75,32tm;$$

$$M_{cto} = 75,32tm$$

$$Q_{cto} = \frac{1}{2}q \cdot 1 + \frac{1}{4}\Delta q \cdot 1 + P + G - \mu_1 \left(\frac{1}{2}e_1 \cdot h_y + \frac{1}{2}e_2 \cdot h_y \right)$$

$$= 17,5.5 + \frac{1}{4}0,7.10 + 6,8 + 10,8 - 0,3 \left(\frac{1}{2}10,5.5 + \frac{1}{2}16,5.5 \right) = 86,6$$

α , α_1 và α_2 lấy theo bảng số (PL.10) như sau:

$$\alpha = 1,7117;$$

$$\alpha_1 = 1,3394;$$

$$\alpha_2 = 0,37304$$

$$A_0 = A_1 + A_2(h_{cv} + f - C_{cx}) = 0,1286 + 0,975.6,937 = 6,889$$

$$\phi_0 = - \frac{2M_{cto} + h_x \cdot Q_{cto}}{\alpha \cdot h_y^2 + \alpha_2 \cdot h_x^2 + \mu_1 \cdot \alpha_1 \cdot h_x \cdot h_y + 2A_0}$$

$$= \frac{2.75,32 + 1,1.86,6}{1,7117.25 + 0,37304.1,21 + 0,3.1,339401,15 + 2,6,889} = -4,15$$

Từ đây có thể tìm được các ẩn số

Nội lực tại tâm đàn hồi vòm Parabol có xét tới biến dạng của gối là:

$$M_1 = M_{10} + A_1\alpha_0 = 76,9616 - 0,1286.4,15 = 76,4 \text{tm}$$

$$H_2 = H_{10} + A_2\alpha_0 = 73,88 - 0,975.4,15 = 69,83 \text{t}$$

Nội lực tại khóa vòm là:

$$M_0 = M_1 - H_2 \cdot c_{cx} = 76,34 - 1,078 = 1,16 \text{tm};$$

$$H_0 = H + 69,83 \text{t}$$

Trước khi tính toán tiếp cần kiểm tra điều kiện đường cong áp lực có nằm trong nhân tiết diện khoả vòm hay không.

Thực tế thiết kế cho thấy điều kiện đó là:

$$e_0 = \frac{M_0}{H_0} \leq 0,167d_0$$

Nếu điều kiện trên đây không thỏa mãn, cần thay đổi tiết diện vòm (f, h_y và v.v...). Không thay đổi tiết diện khoả vòm d₀, vì về nguyên tắc, điều đó chỉ dẫn đến khoảng lệch càng lớn hơn. Cần phải nhấn mạnh rằng, giá trị f có ảnh hưởng tới đường cong áp lực nhiều nhất, cho nên trước hết cần thay đổi giá trị của f. Song cũng cần thấy rằng các giá trị h_x, h_y cũng có ảnh hưởng tới quỹ đạo của đường cong này.

Thực tế thiết kế cho thấy đạt được sự làm việc tin cậy của kết cấu công trình ngầm không phải bằng việc tăng chiều dày tiết diện dẫn đến phí tổn vật liệu mà chính là ở chỗ chọn hình dạng vòm và tỷ lệ hợp lý giữa các kích thước của nó:

Ở đây ta có:

$$e_0 = \frac{1,16}{69,83} = 0,0166 \text{m}$$

$$0,0166 < 0,167d_0 = 0,0734 \text{m}$$

Tìm phản lực đàn hồi của đất đá trên bề mặt tường bên X_i:

$$X_i = x_i \cdot h_i \cdot \varphi_0$$

x_i: Lấy theo bảng (PL.8)

$$X_1 = 0,0762 \cdot 5.4.15 = 1,58 \text{t}$$

$$X_2 = 0,1764 \cdot 5.4.15 = 3,66 \text{t}$$

$$X_3 = 0,2758 \cdot 5.4.15 = 5,7 \text{t}$$

$$X_4 = 0,3627 \cdot 5.4.15 = 7,51 \text{t}$$

$$X_5 = 0,4484 \cdot 5.4.15 = 9,92 \text{t}$$

Tìm phản lực đàn hồi từ phía chân tường Y_i:

$$Y_i = \gamma_i \cdot h_x \cdot \varphi_0 + \delta_i \cdot Q_{ct}$$

$$Q_{ct} = Q_{cto} + \mu_1 \cdot \alpha_1 \cdot h_y \cdot \alpha_0 = 86,6 - 0,3.1,3394 \cdot 5.4.15 = 78,28 \text{t}$$

λ_i và δ_i lấy theo bảng (PL.9)

$$Y_1 = 0,1866 \cdot 4.15.1,1 + 0,196 \cdot 78,28 = 16,18 \text{t}$$

$$Y_2 = 0,0931.4,15.1,1 + 0,201.78,28 = 16,15t$$

$$Y_3 = 0 + 0,206.78,28 = 16,12t$$

$$Y_4 = 0,0931.4,15.1,1 + 0,0201.78,28 = 15,305t$$

$$Y_5 = 0,1866.4,15.1,1 + 0,196.78,28 = 14,46t$$

Nội lực trong thanh dưới chân tường là:

$$\begin{aligned} H_{cto} &= H_0 - e \cdot f - \frac{1}{2} \Delta e \cdot f - \frac{1}{2} e_1 \cdot h_y - \frac{1}{2} e_2 \cdot h_y \\ &= 69,83 - 3.3,2 - \frac{1}{2} 1.3,2 - \frac{1}{2} 16,5.5 = -10,87t \end{aligned}$$

$$X = -\alpha_1 \cdot h_y \cdot \varphi_0 - H_{cto} = 1,3394.5.4,15 + 10,87 = 38,77t$$

Để dựng biểu đồ nội lực và đường cong áp lực, chọn 5 tiết diện trên nửa vòm và 5 tiết diện trên tường.

Nội lực trên vòm:

$$\begin{aligned} M_x &= M_0 + H_0 \cdot y \left(\frac{q \cdot x^2}{2} + \frac{\Delta q \cdot x^3}{3l} + \frac{e \cdot y^2}{2} + \frac{\Delta e \cdot y^3}{6f} \right) \\ N_x &= \left(H_0 - e \cdot y - \frac{\Delta e \cdot y^2}{2f} \right) \cos \phi + \left(q \cdot x + \frac{\Delta q \cdot x^2}{l} \right) \sin \phi \\ Q_x &= \left(q \cdot x + \frac{\Delta q \cdot x^2}{l} \right) \cos \phi - \left(H_0 - e \cdot y - \frac{\Delta e \cdot y^2}{2f} \right) \sin \phi \\ y &= \frac{4f}{l^2} \cdot x^2, \quad \operatorname{tg} \phi = \frac{8f}{l^2} \cdot x \end{aligned}$$

Tính M_x , N_x , Q_x tại $x = 3m$.

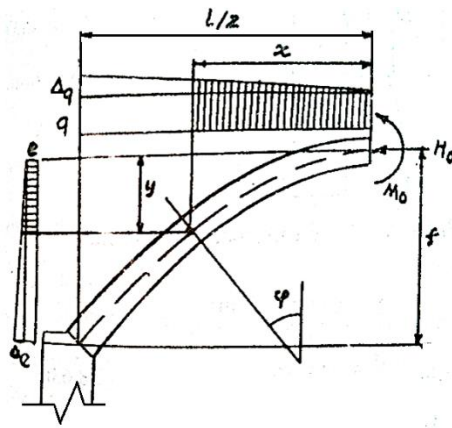
$$y = \frac{4.3,2}{100} \cdot 9 = 1,152m$$

$$\operatorname{tg} \phi = \frac{8.3,2}{100} \cdot 3 = 0,768, \quad \cos \phi = 0,79, \quad \sin \phi = 0,609$$

$$M_x = 1,16 + 69,83.1,152 - \left(\frac{17,53^2}{2} + \frac{0,7 \cdot 3^2}{3.10} + \frac{3.1.1,152^2}{2} + \frac{1.1.1,152^3}{6.3,2} \right) = 0,15tm$$

$$N_x = \left(69,83 - 3.1,152 - \frac{1.1.1,152^2}{2.3,2} \right) \cdot 0,79 + \left(17,53 + \frac{0,7 \cdot 3^2}{2.3,2} \right) \cdot 0,609 = 84,5t$$

$$Q_x = \left(17,5.3 + \frac{0,7 \cdot 3^2}{10} \right) \cdot 0,79 - \left(69,83 - 3.1,152 - \frac{1.152^2}{2.3,2} \right) \cdot 0,609 = 1,68t$$



Hình 3.VD3. Sơ đồ tính vòm

Tại chân vòm:

$$x = \frac{l}{2}; y = f; \tan \phi_{cv} = 1,28; \sin \phi_{cv} = 0,788; \cos \phi_{cv} = 0,616$$

$$M_{cv} = M_0 + H_0 \cdot f - \left(q \cdot \frac{l^2}{8} + \frac{\Delta q \cdot l^2}{24} + \frac{e \cdot f^2}{2} + \frac{\Delta e \cdot f^2}{6} \right)$$

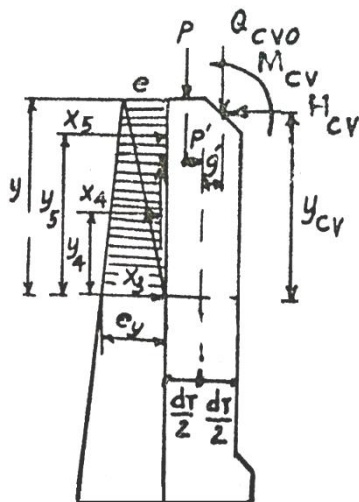
$$= 1,16 + 69,83 \cdot 3,2 - \left(\frac{17,5 \cdot 10^2}{8} + \frac{0,710^2}{24} + \frac{3,3 \cdot 2^2}{2} + \frac{1,3 \cdot 2^2}{6} \right) = -10,22 \text{tm}$$

$$N_{cv} = \left(H_0 - e \cdot f - \frac{\Delta e \cdot f}{2} \right) \cdot \cos \phi_{cv} + \left(q \cdot \frac{l}{2} + \frac{\Delta q \cdot l}{4} \right) \sin \phi_{cv}$$

$$= \left(\frac{69,83 - 3,3 \cdot 3,2 - \frac{1,3 \cdot 2}{2}}{2} \right) \cdot 0,616 + \left(17,55 + \frac{0,7 \cdot 10}{4} \right) \cdot 0,788 = 125,45 \text{t}$$

$$Q_{cv} = \left(\frac{q \cdot l}{2} + \frac{\Delta q \cdot l}{2} \right) \cos \phi_{cv} - \left(H_0 - e \cdot f - \frac{\Delta e \cdot f}{2} \right) \sin \phi_{cv} = 8,8 \text{t}$$

Các giá trị còn lại M_x , N_x , Q_x tính toán tương tự như trên.



Hình 4.VD3. Sơ đồ tính toán tường bên.

Tính nội lực tại diện giữa tường.

$$y = \frac{1}{2} \cdot h y = 2,5 \text{m};$$

$$H_{cv} = H_0 - e \cdot f - \frac{1}{2} \Delta e \cdot f = 69,83 - 3,3,2 \frac{1,3,2}{2} = 58,63t;$$

$$Q_{cvo} = q \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \Delta q \cdot \frac{1}{2} = 17,55 + \frac{1}{2} \cdot 0,7,5 = 89,25t;$$

$$M_{cv} = -10,22tm$$

$$y_{cv} = y - \frac{1}{2} d_{cv} \cdot \cos \phi_{cv} = 2,5 - 0,3,0,616 = 2,315m$$

$$e_y = e_1 + (e_2 - e_1) \cdot \frac{y}{h_y} = 10,5 + (16,5 - 10,5) \cdot \frac{2,5}{5} = 13,5t/m^2$$

$$q' = q_{cv} - \frac{1}{2} \cdot d_t = 0,66 - 0,45 = 0,21m$$

$$p' = \frac{1}{2} d_t - \frac{1}{2} \Delta d = 0,45 - 0,21 = 0,24m$$

$$y_4 = 1m; y_5 = 2m$$

$$\begin{aligned} M_y &= M_{cv} + H_{cv} \cdot y_{cv} - Q_{cvo} \cdot q' + Pp' - \frac{1}{3} e_1 \cdot y^2 - \frac{1}{6} e_y \cdot y^2 - X_4 \cdot y_4 - x_5 \cdot y_5 - \\ &- \frac{1}{2} d_T \cdot \mu_1 \left(\frac{1}{2} e_1 \cdot y + \frac{1}{2} e_y \cdot y + X_5 + X_4 + X_3 \right) \\ &= -10,22 + 58,63 \cdot 2,315 - 89,25 \cdot 0,21 + 6,8 \cdot 0,24 - \frac{1}{3} \cdot 10,5 \cdot 2,5^2 - \frac{1}{6} 18,5 \cdot 2,5^2 \\ &- 7,511 - 9,29 - \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 0,3 \left(\frac{1}{2} 10,5 \cdot 2,5 + \frac{1}{2} 13,5 \cdot 2,5 + 9,29 + 7,51 + 5,7 \right) = 38,6tm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_y &= Q_{cvo} + P + G - \mu_1 \left(\frac{1}{2} e_1 \cdot y + \frac{1}{2} e_y \cdot y + \sum X_i \right) = 89,25 + 6,8 + 10,8 \\ &- 0,3 \left(\frac{1}{2} \cdot 10,5 \cdot 2,5 + \frac{1}{2} \cdot 13,5 \cdot 2,5 + 9,29 + 7,51 + 5,7 \right) = 122,6t \end{aligned}$$

$$Q_y = \left(\frac{1}{2} \cdot e_y \cdot y + \frac{1}{2} e_y \cdot y + \sum X_i \right) - H_{cv} = -6,13t$$

Trong các tiết diện còn lại nội lực M_y , N_y , Q_y tính toán tương tự như trên

Kiểm tra tiết diện được tiến hành theo các quy phạm hiện hành. Trên cơ sở các số liệu tính toán nội lực, dựng biểu đồ M và N (hình vẽ 5.VD3), tìm khoảng lệch tâm theo công thức:

$$e_x = \frac{M_x}{N_x}$$

Dựng đường cong áp lực, các giá trị này đặt trên trục kết cấu:

+ e hướng ra ngoài

- e hướng vào trong

Tại tiết diện chân vòm, đường cong áp lực nằm trong giới hạn nhân tiết diện vì thỏa mãn điều kiện theo công thức (1.VD3) đã nêu ở trên.

Tại chân vòm, đôi khi đường cong áp lực vượt ra khỏi tiết diện vì rằng:

$$e_{cv} = \frac{M_{cv}}{H_{cv}} > 0,167_{cv}$$

Trường hợp như vậy đôi khi còn xảy ra tại tiết diện giữa tường, bởi vậy ở đoạn lân cận chân vòm cần chỉnh lại dạng kết cấu sao cho đường cong áp lực nằm trong khoảng một phần ba ở giữa của tiết diện được chỉnh (hình 6.VD3).

Kiểm tra tiết diện theo quy phạm như sau:

$$n \cdot N \leq m\phi[R] \frac{S_0}{e}$$

Trong đó:

- n: hệ số vượt tải; $n = 1,3$
- [R]: giới hạn bền, với bê tông M - 150, $[R] = 70 \text{ kg/cm}^2$
- m: hệ số điều kiện làm việc; $m = 0,9$
- S_0 : mômen tiết diện tĩnh ứng với mép tiết diện chịu ứng suất ít hơn
- e: khoảng cách từ lực đến mép tiết diện ít chịu ứng suất hơn.

$$e = e_x + \frac{d}{2}$$

Tại khoá vòm:

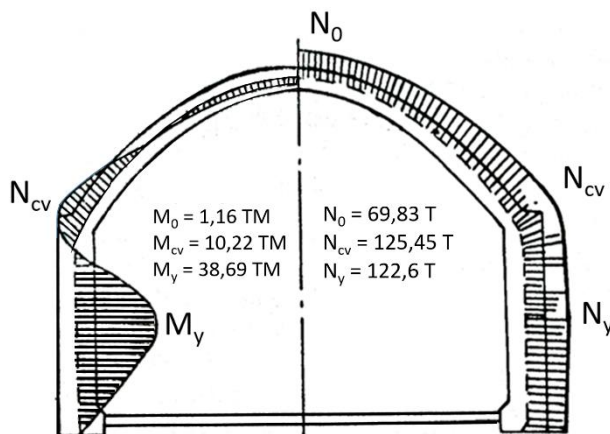
$$e_0 = 0,0166 \text{ m}$$

$$e = 0,0166 + 0,22 = 0,2366 \text{ m}$$

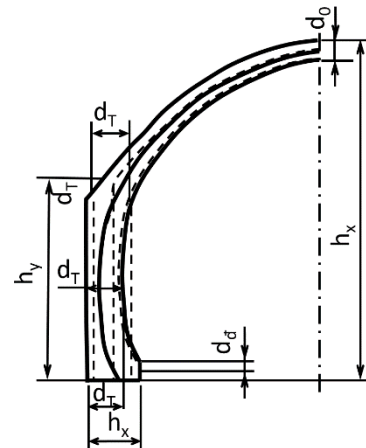
$$S_0 = \frac{b \cdot d_0^2}{2} = \frac{1,0,44^2}{2} = 0,097 \text{ m}^3$$

$$1,3 \cdot 68,83 < 0,9 \cdot 700 \cdot \frac{0,097}{0,0236}$$

$$89,5 \text{ t} < 358 \text{ t}$$



Hình 5.VD3. Biểu đồ nội lực mômen M và lực dọc N



Hình 6.VD3. Kích thước kết cấu.

Chân vòm:

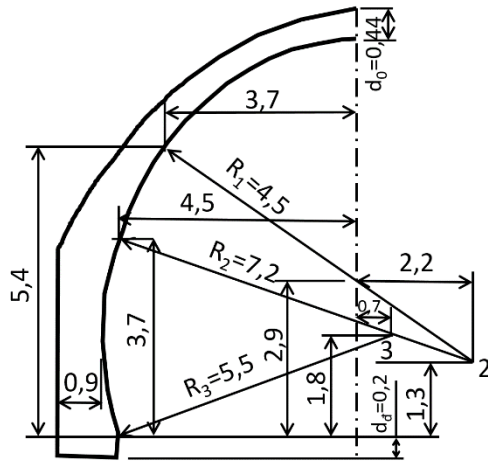
$$e_{cv} = 0,0 \text{ m}$$

$$e = 0,08 + 0,3 = 0,38 \text{ m}$$

$$S_0 = \frac{1,0,6^2}{2} = 0,18 \text{ m}^3$$

$$1,3.125,45 < 0,9.700 \frac{0,18}{0,38}$$

$$163t < 382t$$



Hình 7.VD3. Bản vẽ thi công

Giữa tường:

$$e_y = 0,15m$$

$$e = 0,15 + 0,45 = 0,6m$$

$$S_0 = \frac{1,0,9^2}{2} = 0,405m^3$$

$$\phi = 0,9$$

$$1,3.122,6 < 0,9.700.0,96. \frac{0,405}{0,6}$$

$$1600t < 108t$$

Ví dụ 4. Tính toán kết cấu hầm hình tròn theo thuyết biến dạng toàn bộ của đavidốp

Ví dụ tính toán cho vòm hầm tròn toàn khối có khâu độ sử dụng $l_0=4,4m$; bê tông mác 200; đất đá là mác nơ có hệ số kiên cố $f_{kc}=2$; $\varphi = 65^\circ$; $\mu_0 = 0,2$; $E_0=30\ 000T/m^2$; Lớp đất đá trên nóc hầm có chiều dày 14m, trên cùng là lớp đất trồng trọt dày 1m;

Xác định chiều dày sơ bộ:

$$d_k = 15 \sqrt[3]{\frac{l_0^2}{f_{kp}}}; \quad d_k = 15 \sqrt[3]{\frac{4,4^2}{2}} \approx 0,34 \mu.$$

Chọn $d_k=0,3m$

Bán kính tính toán:

$$r = r_0 + \frac{3,06}{2} = 2,2 + 0,15 = 2,35 \mu.$$

Giả thiết đất đá là đồng nhất có $f_{kp}=2$ tính tải trọng theo thuyết vòm;

$$h_1 = \frac{a_1}{f_{kc}}$$

$$a_1 = a + h_k \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\xi}{2} \right) = (r_0 + d) + (r_0 + d) \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{65}{2} \right) = 2,5 + 2,5 \cdot 0,222 = 3,06 \mu;$$

$$h_1 = \frac{3,06}{2} = 1,53 \mu;$$

$$h = h_1 \left(1 - \frac{a^2}{a_1^2} \right) = 1,53 \left(1 - \frac{2,5^2}{3,06^2} \right) = 1,53 \cdot 0,33 = 0,51 \mu.$$

Tải trọng thẳng đứng phân bố đều g :

$$g = h_1 \cdot \gamma_d = 1,53 \cdot 2,1 = 3,68 \text{ t/m}^2.$$

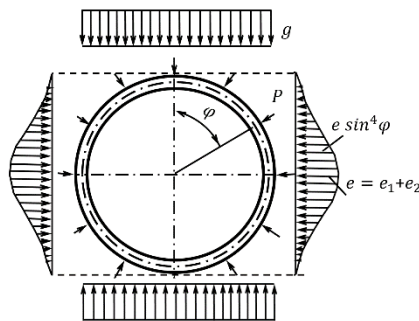
Trọng lượng bản thân kết cấu g_1 :

$$g_1 = d_{kc} \cdot \gamma_{kc} = 0,3 \cdot 2,4 = 0,72 \text{ t/m}^2.$$

Áp lực hông:

$$e_1 = \frac{P_0}{1 - P_0} (h + a) \gamma_{kp} = \frac{0,2}{1 - 0,2} (0,51 + 2,5) 2,4 = 0,25 \cdot 3,01 \cdot 2,4 = 1,8 \text{ m/} \mu^2.$$

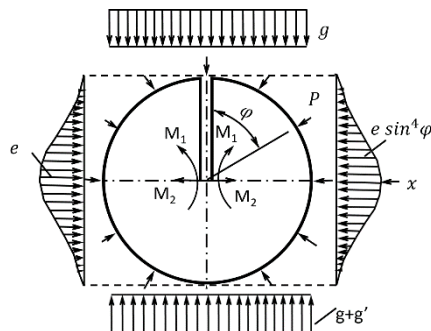
Sơ đồ tính toán như trên hình vẽ dưới đây:



Hình 1.VD4.

Sơ đồ tính

Hệ cơ bản được chọn như trên hình vẽ dưới đây:



Hình 2.VD4.

Hệ cơ bản

Chuyển vị của điểm nằm trên đường kính ngang do tác dụng của tải trọng ngoài được xác định từ công thức:

$$\begin{aligned} U_1 &= 0,0833 \text{ gr}^1 + 0,1309 \text{ g}_1 \text{ r}^4 - 0,0617 \text{ c}_1 \text{ r}^4 = \\ &= 0,0833 \cdot 3,68 \cdot 2,35^4 + 0,1309 \cdot 0,72 \cdot 2,35^4 - 0,0617 \cdot 1,8 \cdot 2,35^4 = \\ &= 9,34 + 2,87 - 3,38 = 8,83 \text{ m} \mu^2. \end{aligned}$$

Chiều dày lớp đàn hồi nằm kề sát vách hầm phía hông được xác định từ công thức:

$$A = \frac{1,2 \sigma_{\text{byt}}}{e}$$

Trong đó:

$$\sigma_{\text{đất}} = \frac{\mu_0}{1 - \mu_0} \left(a\gamma_{rp} + \sum_0^n h_i \gamma_i \right) = \frac{0,2}{1 - 0,2} (2,5.2,4 + 14.2,4 + 1.1,5) = 0,25.41,1 = 10,28 \text{ T/m}^2$$

Chuyển vị của điểm nằm trên đường kính ngang do tác dụng chỉ của tải trọng thẳng đứng sẽ được xác như sau:

$$\begin{aligned} U &= U_{\delta} + U_{g1} = 0,0833 \text{ gr}^4 + 0,1309 \text{ gr}^4 = \\ &= 0,0833. 3,68. 2,35 + 0,1309. 0,72. 2,35^4 = 12,21 \text{ m}\mu^2. \end{aligned}$$

Xác định giá trị max của biểu đồ phản lực nền đất đá từ công thức:

$$e = \frac{16,207.U}{r^4} = \frac{16,207.12,21}{2,35^4} = 6,48 \text{ m}/\mu^2;$$

$$A = \frac{1,2.10,28}{6,48} = 1,9$$

Theo phụ lục 9:

$$\eta = 1,4 \text{ khi } A = 1,9$$

Khi đó chiều dày lớp đàn hồi sẽ là:

$$H_r = \eta r = 0,14. 2,35 = 0,329 \mu$$

Xác định giá trị hệ số từ công thức:

$$P_2 = \frac{EJ}{b \frac{E_0}{H_r}} = \frac{2000000.1.0,3^2.H_r}{12.1.30000} = 0,15 H_r = 0,15. 0,329 = 0,049 \text{ M}^4$$

Giá trị e_2 được xác định từ công thức:

$$e^2 = \frac{U_1}{P_2 + 0,0617.r^4} = \frac{8,83}{0,049 + 0,0617.2,35^4} = 4,6 \text{ m}/\mu^2$$

Thực hiện kiểm tra:

$$e = e_1 + e_2 = 1,8 + 4,6 = 6,4 \approx 6,48 \text{ m}/\mu^2$$

Nội lực tại tiết diện bất kỳ được tính theo các công thức sau đây:

$$M = M_g + M_{g1} + M_e,$$

$$M_g = \frac{gr^2}{4} (1 - 2\sin^2\varphi) \text{ với } \varphi \text{ từ } 0 \text{ đến } \pi;$$

$$M_{g1} = g_1 r^2 \left(\frac{3}{8}\pi - \varphi \cdot \sin\varphi - \frac{5}{6}\cos\varphi \right) \text{ với } \varphi \text{ từ } 0 \text{ đến } \frac{\pi}{2};$$

$$M_{g1} = g_1 r^2 \left(\pi \cdot \sin\varphi - \varphi \cdot \sin\varphi + \frac{1}{2}\pi \cdot \cos^2\varphi - \frac{5}{6}\cos\varphi - \frac{5}{8}\pi \right) \text{ với } \varphi \text{ từ } \frac{\pi}{2} \text{ đến } \pi;$$

$$M_e = \frac{er^2}{480} (95 - 240\cos^2\varphi + 80\cos^4\varphi - 16\cos^6\varphi) \text{ với } \varphi \text{ từ } 0 \text{ đến } \pi;$$

$$N = N_g + N_{g2} + N_{g1}$$

$$N_g = gr \cdot \sin^2\varphi \quad \text{với } \varphi \text{ từ } 0 \text{ đến } \pi;$$

$$N_{g1} = \frac{1}{6} g_1 r \cos\varphi + g_1 r \varphi \cdot \sin\varphi \quad \text{với } \varphi \text{ từ } 0 \text{ đến } \frac{\pi}{2};$$

$$N_{g1} = g_1 r (\varphi \cdot \sin \varphi - \frac{1}{6} \cos \varphi - \pi \cdot \cos \varphi (1 - \sin \varphi)) \text{ với } \varphi \text{ từ } \frac{\pi}{2} \text{ đến } \pi;$$

$$N_e = \frac{er}{15} (\cos^2 \varphi - 10 \cos^4 \varphi + 3 \cos^6 \varphi) \text{ với } \varphi \text{ từ } 0 \text{ đến } \pi;$$

$$Q = Q_g + Q_{g1} + Q_e,$$

$$Q_g = gr \sin \varphi \cdot \cos \varphi \text{ với } \varphi \text{ từ } 0 \text{ đến } \pi;$$

$$Q_g = g_1 r (\frac{1}{6} \sin \varphi + \varphi \cos \varphi) \text{ với } \varphi \text{ từ } 0 \text{ đến } \frac{\pi}{2};$$

$$Q_{g1} = g_1 r (\frac{1}{6} \sin \varphi + \varphi \cdot \cos \varphi + \pi \cos \varphi (\sin \varphi - 1)) \text{ với } \varphi \text{ từ } \frac{\pi}{2} \text{ đến } \pi;$$

$$Q_g = \frac{er}{15} (10 \cos^3 \varphi - 15 \cos \varphi - 3 \cos^5 \varphi) \sin \varphi \text{ với } \varphi \text{ từ } 0 \text{ đến } \pi;$$

Nội lực trong kết cấu sẽ được xác định tại các điểm:

$$\text{Với } \varphi = 0, \frac{\pi}{6}, \frac{\pi}{4}, \frac{\pi}{3}, \frac{\pi}{2}, \frac{3\pi}{4} \text{ và } \pi$$

$$\varphi = \frac{\pi}{4}.$$

$$\begin{aligned} M &= g_1 r^2 (\frac{3}{8} \cdot 3,1416 - 0,7865 \cdot 0,707 - \frac{5}{6} \cdot 0,707) \\ &+ \frac{er^2}{8} (95 - 240 \cdot 0,707^2 + 80 \cdot 0,707^4 - 16 \cdot 0,707^6) = 0,0336 gr^2 - \\ &- 0,0146 er^2 = 0,03336 \cdot 0,72 \cdot 5,52 - 0,0146 \cdot 6,4 \cdot 5,52 = \\ &= 0,03336 \cdot 3,97 - 0,0146 \cdot 35,33 = 0,13 - 0,52 = -0,39 \text{ TM}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= 0,5gr - 1/6 \cdot g_1 r \cdot 0,707 + g_1 r \cdot 0,7854 \cdot 0,707 + \\ &+ \frac{er^2}{15} (15 \cdot 0,707^2 - 10 \cdot 0,707^4 + 3 \cdot 0,707^8) = 0,5 gr + 0,4375 g_1 r + \\ &+ 0,3583 er = 0,5 \cdot 3,68 \cdot 2,35 + 0,4375 \cdot 0,72 \cdot 2,35 + 0,3583 \cdot 6,4 \cdot 2,35 = \\ &0,5 \cdot 8,65 + 0,4375 \cdot 1,69 + 0,3583 \cdot 15,04 = 4,32 + 0,74 + 5,39 = 10,45 \text{ T}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= gr \cdot 0,707^2 + g_1 r (\frac{1}{6} \cdot 0,707 + 0,7854 \cdot 0,707) + \\ &+ \frac{er}{15} (10 \cdot 0,707^3 - 15 \cdot 0,707 - 3 \cdot 0,707^5) \cdot 0,707 = 0,5 gr + 0,6731 g_1 r - \\ &- 0,3582 er = 0,5 \cdot 8,65 + 0,6731 \cdot 1,69 - 0,3582 \cdot 15,04 = \\ &= 4,32 + 1,14 - 5,39 = 0,07 \text{ T}. \end{aligned}$$

$$\varphi = \frac{\pi}{3}.$$

$$\begin{aligned} M &= 0,25gr^2 (1 - 2 \cdot 0,866^2) + g_1 r^2 (\frac{3}{8} \cdot 3,1416 - 1,0472 \cdot 0,866 - \frac{5}{6} \cdot 0,5) + \\ &+ \frac{er^2}{480} (95 - 240 \cdot 0,5^2 + 80 \cdot 0,5^5 - 16 \cdot 0,5^6) = \\ &= 0,125gr^2 - 0,1455 = g_1 r^2 + 0,0818 er^2 = \\ &= -0,125 \cdot 20,31 - 0,1455 \cdot 3,97 + 0,0818 \cdot 35,33 = \\ &= -2,54 - 0,58 + 2,89 = -0,23 \text{ TM}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
N &= gr. 0,866^2 - \frac{1}{6} g_1 r. 1,0472. 0,866 + \frac{er}{15} (15.0,5^2 - 10.0,5^4 + 3.0,5^6) = \\
&= 0,75 gr + 0,8236 g_1 r + 0,2115 er = \\
&= 0,75. 8,65 + 0,8236.1,69 + 0,2115. 15,04 = \\
&= 6,49 + 1,39 + 3,19 = 11,07 \text{ T}; \\
Q &= gr.0,866.0,5 + gr(\frac{1}{6}. 0,866 + 1,0472.0,5) + \\
&+ \frac{er}{15} (10.0,5^2 - 15.0,5 - 3.0,5^5) 0,866 = 0,433 gr + 0,6669 g_1 r - \\
&- 0,3662 er = 0,433.8,65 + 0,6669.1,69 - 0,3662. 15,04 = \\
&= 3,74 + 1,13 - 5,51 = 0,64 \text{ T}.
\end{aligned}$$

$$\varphi = \frac{\pi}{2}.$$

$$\begin{aligned}
M &= -0,25 gr^2 + g_1 r^2 (\frac{3}{8} . 3,1416 - 1,5708) + \frac{er^2}{480} 95 = \\
&= -0,025 gr^2 - 0,3927 g_1 r^2 + 0,1979 er^2 = -0,25.20,31 - \\
&- 0,3927.3,97 + 0,1979.35,33 = -5,08 - 1,56 + 6,99 = 0,35 \text{ TM};
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
N &= gr + g_1 r.1,5708 = 8,65 + 1,5708.1,69 = 8,65 + 2,66 = 11,31 \text{ T}; \\
Q &= 0,1667 g_1 r = 0,1667.1,69 = 0,28 \text{ T}.
\end{aligned}$$

$$\varphi = \frac{2}{3}\pi.$$

$$\begin{aligned}
M &= 0,25 gr^2 (1 - 2.0,866^2) + g_1 r^2 (3,1416.0,866 - 2,0944.0,866 + 0,5.3,1416.0,25 + \\
&\frac{5}{6} . 0,5 - \frac{5}{8} . 3,1416) + \frac{er^2}{480} . (95 - 240.0,25 + 80.0,0625 - 16.0,0625. 0,25) = -0,125 \\
&gr^2 - 0,2472 g_1 r^2 + 0,081 er^2 = \\
&= -0,125.20,31 - 0,2472.3,97 + 0,0818.35,33 = -2,54 - 0,98 + 2,89 = -0,63 \text{ TM};
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q &= -0,433 gr + g_1 r (\frac{1}{6}. 0,866 - 2,0944.0,5 - 3,1416.0,5(0,866 - 1)) + \\
&+ \frac{er}{15} (-10.0,5^8 + 15.0,5 + 3.0,5^8). 0,866 = \\
&= -0,433 gr - 0,6924 g_1 r + 0,3662 er = -0,433.8,65 - \\
&- 0,6924.1,69 + 0,3662.15,04 = -3,74 - 1,17 + 5,51 = 0,6 \text{ T}.
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
N &= gr.0,866^2 + g_1 r (2,0944.0,866 + \frac{1}{6}. 0,5 + 3,1416.0,5 . (1 - 0,866)) + \\
&+ \frac{er}{15} (15.0,25 - 10.0,0625 + 3.0,0625.0,25) = \\
&0,75 gr + 2,1076 g_1 r + 0,2115 er = 0,75.8,65 + 2,1076.1,69 + 0,2115.15,04 \\
&= 6,49 + 3,56 + 3,19 = 13,24 \text{ T};
\end{aligned}$$

$$\varphi = \frac{3}{4}\pi.$$

$$\begin{aligned} M &= g_1 r^2 (3,1416 \cdot 0,707 - 2,3562 \cdot 0,707 + 3,1416 \cdot 0,25 + \frac{5}{6} \cdot 0,707 - \frac{5}{6} \cdot 3,1416) \\ &+ \frac{er^2}{480} (95 - 240 \cdot 0,5 + 80 \cdot 0,25 - 16 \cdot 0,125) = -0,0336 g_1 r^2 - 0,0146 er^2 \\ &= 0,0336 \cdot 3,97 - 0,0146 \cdot 35,33 = \\ &= -0,13 - 0,52 = -0,65 \text{ TM}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= 0,5gr + g_1 r (2,3562 \cdot 0,707 + \frac{1}{6} \cdot 0,707 + 3,1416 \cdot 0,707(1 - 0,707)) + \\ &\frac{er}{15} (15 \cdot 0,5 - 10 \cdot 0,25 + 3 \cdot 0,125) = 0,5gr + 2,4344 g_1 r + 0,3583 er = \\ &0,5 \cdot 8,65 + 2,4344 \cdot 1,69 + 0,3583 \cdot 15,04 = 4,32 + 4,11 + 5,39 = 13,82 \text{ T}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= -0,5 gr + g_1 r (\frac{1}{6} \cdot 0,707 - 2,3562 \cdot 0,707 - 3,1416 \cdot 0,707(0,707 - 1)) + \\ &+ \frac{er}{15} (-10 \cdot 0,707^8 + 15 \cdot 0,707 + 3 \cdot 0,707^6) \cdot 0,707 = \\ &= -0,5 gr - 0,8972 g_1 r + 0,3882 er = -0,5 \cdot 8,65 - \\ &-0,8972 \cdot 1,69 + 0,3582 \cdot 15,04 = -4,32 - 1,52 + 5,39 = -0,45 \text{ T}. \end{aligned}$$

$$\varphi = \frac{5}{6}\pi.$$

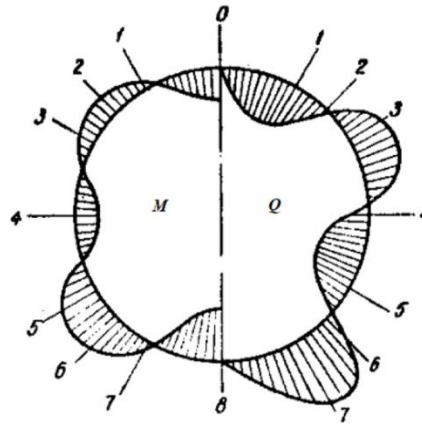
$$\begin{aligned} M &= -0,125 gr^2 + g_1 r^2 (3,1416 \cdot 0,5 - 2,618) \cdot 0,5 + 0,5 \cdot 3,1416 \cdot 0,75 + \frac{5}{6} \cdot 0,866 - \\ &\frac{5}{8} \cdot 3,1416) + \frac{er^2}{480} (95 - 240 \cdot 0,75 + 80 \cdot 0,75^2 - 16 \cdot 0,75^8) = \\ &= -0,125 gr^2 + 0,1981 g_1 r^2 - 0,0974 er^2 = 0,125 \cdot 20,31 + \\ &0,1981 \cdot 3,97 - 0,1974 \cdot 35,33 = 2,54 + 0,79 - 3,44 = -0,11 \text{ TM}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= 0,25gr + g_1 r (2,618 \cdot 0,5 + \frac{1}{6} \cdot 0,866 + 3,1416 \cdot 0,866(1 - 0,5)) + \\ &\frac{er}{15} (15 \cdot 0,75 - 10 \cdot 0,75 + 3 \cdot 0,75^3) = 0,25gr + 2,8136 g_1 r + 0,4594 er = \\ &0,25 \cdot 8,65 + 2,813 \cdot 1,69 + 0,4597 \cdot 15,04 = 2,16 + 4,75 + 6,91 = 13,82 \text{ T}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= -0,433 gr + g_1 r (\frac{1}{6} \cdot 0,5 - 2,618 \cdot 0,866 - 3,1416 \cdot 0,866(0,5 - 1)) + \\ &+ \frac{er}{15} (-10 \cdot 0,5^8 + 15 \cdot 0,866 + 3 \cdot 0,866^5) \cdot 0,5 = \\ &= -0,433 gr - 0,8236 g_1 r + 0,2652 er = 0,433 \cdot 8,65 - \\ &-0,8236 \cdot 1,69 + 0,2652 \cdot 15,04 = -3,74 - 1,39 + 3,99 = -1,14 \text{ T}. \end{aligned}$$

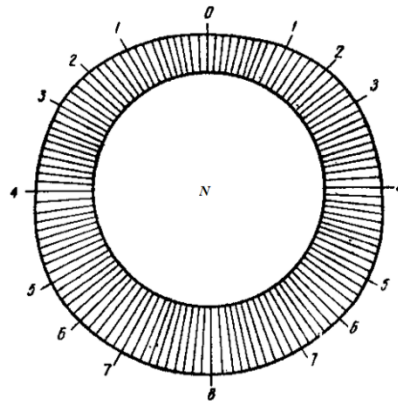
$$\begin{aligned} M &= 0,25 gr^2 + g_1 r^2 (3,1416 \cdot 0,5 + \frac{5}{6} - \frac{5}{8} \cdot 3,1416) + \frac{er^2}{480} (95 - 240 + 80 - 16) = \\ &= 0,25 gr^2 + 0,4406 g_1 r^2 - 0,1688 er^2 = 0,25 \cdot 20,31 + 0,440 \cdot 3,97 - 0,1688 \cdot 35,33 = \\ &= 5,08 + 1,75 - 5,96 = 0,87 \text{ TM}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N &= g_{1r} \left(\frac{1}{6} + 3,1416 \right) + \frac{er}{15} (15 - 10 + 3) = 3,3083g_{1r} + 0,5333 er = \\
 &= 3,3083 \cdot 1,69 + 0,5333 \cdot 15,04 = 5,59 + 8,02 = 13,61 \text{ T}; \\
 Q &= g_{1r} (-3,1416 + 3,1416) = 0.
 \end{aligned}$$



N ₀	0	1	2	3	4	5	6	7	8	N ₀	0	1	2	3	4	5	6	7	8
M	0,45	-0,13	-0,35	-0,23	0,35	-0,53	-0,65	-0,11	0,87	0	0	0,66	0,07	-0,64	0,28	0,6	-0,45	-1,14	0

Hình 3.VD4. Biểu đồ M và Q



N ₀	0	1	2	3	4	5	6	7	8
N	7,74	9,27	10,45	11,07	11,31	13,02	13,02	13,02	13,61

Hình 4.VD4. Biểu đồ lực dọc N.

Kiểm tra tiết diện thực hiện theo quy phạm và TCKT đối với thiết kế kết cấu BT và BTCT.

Trong ví dụ này với BT M200 có

$$R_{gh} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

và $m=0,9$.

Kết cấu làm việc như cấu kiện chịu nén lệch tâm và

$$e = e_0 + \frac{d_k}{2}$$

Trong trường hợp này $\varphi=1$.

Với cấu kiện chịu nén lệch tâm hình chữ nhật, khi $e_0 \leq 0,225 h$

Có thể sử dụng công thức cho trường hợp lệch tâm bé:

$$N \leq \frac{0,5m \cdot \varphi \cdot R_{gh} b h^2}{e} \quad \text{Khi: } e_0 > 0,225 h$$

$$\text{lệch tâm lớn: } N \leq 1,8 m \varphi \frac{R_{gh} b h}{(6 \frac{e_0}{h} - 1)}$$

Kiểm tra tiết diện có mô men lớn nhất: $\varphi = 0$

$$e_0 = \frac{M_0}{N_0} = \frac{0,49}{7,74} = 0,063 \mu < 0,225 h = 0,225 \cdot 0,3 = 0,068 \text{ M.}$$

Đây là trường hợp chịu nén lệch tâm thứ nhất

$$e = e_0 + \frac{d_k}{2} = 0,063 + 0,15 = 0,213 \text{ M;}$$

$$7,74 \leq \frac{0,5 \cdot 0,9 \cdot 1.800 \cdot 1,0 \cdot 3^2}{0,213} = \frac{32,4}{0,213} = 152 \text{ T.}$$

$$\varphi = \frac{\pi}{4}$$

$$e_0 = \frac{0,39}{10,45} = 0,037 \mu < 0,225 h = 0,068 \text{ M;}$$

$$e = e_0 + \frac{d_k}{2} = 0,037 + 0,15 = 0,187 \text{ M;}$$

$$10,45 \leq \frac{0,5 \cdot 0,9 \cdot 1.800 \cdot 1,0 \cdot 3^2}{0,187} = \frac{32,4}{0,187} = 173 \text{ T.}$$

$$\varphi = \frac{2}{3} \pi.$$

$$e_0 = \frac{0,63}{13,24} = 0,048 < 0,068 \mu; \quad e = e_0 + \frac{d_k}{2} = 0,048 + 0,15 = 0,198 \text{ M;}$$

$$13,24 \leq \frac{0,5 \cdot 0,9 \cdot 1.800 \cdot 1,0 \cdot 3^2}{0,198} = \frac{32,4}{0,198} = 164 \text{ T;}$$

$$\varphi = \pi$$

$$e_0 = \frac{0,87}{13,61} = 0,064 < 0,068 \mu; \quad e = e_0 + \frac{d_k}{2} = 0,064 + 0,15 = 0,214 \text{ M;}$$

$$13,61 \leq \frac{0,5 \cdot 0,9 \cdot 1.800 \cdot 1,0 \cdot 3^2}{0,214} = \frac{32,4}{0,214} = 151 \text{ T;}$$

4.9. Tính toán kết cấu lắp ghép chịu tải trọng tĩnh.

4.9.1. Đặc điểm tính toán kết cấu lắp ghép

Kết cấu lắp ghép công trình ngầm, cũng như kết cấu nguyên khối được sử dụng rộng rãi trong xây dựng các công trình ngầm.

Kết cấu lắp ghép công trình ngầm, so với kết cấu nguyên khối, có những đặc điểm khác như sau:

1. Khả năng chịu toàn bộ tải trọng ngay sau khi lắp ghép
2. Thay đổi hình dạng của nó khi đất đá chuyển dịch không đều nhờ cấu tạo khớp ;
3. Tính mềm (linh động) nhờ cấu tạo các lớp đệm mềm (biến dạng) giữa các phần tử kết cấu hay nhờ cấu tạo đặc biệt của các khớp..

Khả năng chịu lực của kết cấu lắp ghép phụ thuộc nhiều vào chất lượng nhồi không gian giữa kết cấu và đất đá. Lớp nhồi thường sử dụng hiện nay là đất đá cục nó có thể làm giảm khả năng chịu lực của kết cấu lắp ghép. Lớp nhồi có hiệu quả nhất là nhồi bằng vữa xi măng - cát lẫn đá thải.

Kết cấu lắp ghép với các phân tử có mối nối phẳng và cứng, thường không phụ thuộc vào các liên kết kéo (thường là liên kết bu lông) khi liên kết chặt chẽ với đất đá nhờ nén trước (dự ứng lực) hay nhờ nhồi chặt khoảng không gian còn lại giữa đất đá và vữa hàm bằng vữa xi măng cát với đá thải thì khi tính toán có thể xem như kết cấu nguyên khối.

Trong một số trường hợp, khi kết cấu lắp ghép kiểu vữa kín có liên kết là khớp cứng và số lượng khớp nhá hơn bốn, cũng có thể xem là kết cấu nguyên khối (thực tế tính toán kết cấu công trình ngầm ở nước ngoài) bởi vì khi biểu đồ phân bố tải trọng có tính ngẫu nhiên thì các khớp có thể trùng với tiết diện có mômen bằng không tương tự như kết cấu nguyên khối.

Nói chung, ngoài những trường hợp thi công công trình ngầm bằng các phương pháp áp dụng các tổ hợp cơ giới (máy đào liên hợp, khiên đào, kích đẩy...) thường tồn tại khe hở thi công $H_0 = 5-15\text{cm}$, khi áp dụng phương pháp khoan nổ giá trị của H_0 còn lớn hơn nhiều, các khe hở này thông thường chỉ được lèn chặt bằng đá thải hoặc vữa xi măng - cát mác thấp có lẫn đá thải.

Vật liệu liên kết có thể là các vật liệu khác nữa tùy theo tình hình cụ thể, có thể là các vật liệu tại chỗ của địa phương. Để xét tới ảnh hưởng của lớp lèn có thể lấy giá trị môđun biến dạng của nó trong khoảng $E_0 = 50-100\text{Kg/cm}^2$, Khi phân tích kết cấu theo mô hình hệ số nền thì hệ số nền có thể lấy theo công thức quy đổi:

$$K = \frac{K_1 \cdot K_2}{K_1 + K_2} \quad (4.231)$$

Trong đó:

- K_1 : Hệ số nền của đất đá nguyên trạng
- K_2 : Hệ số nền của đất đá lớp lèn và có thể xác định theo công thức kinh nghiệm:

$$K_2 = \frac{E_0}{H_0}; \left(\approx \frac{50}{5} \text{ hay } \approx \frac{100}{10} \approx 10\text{kg/cm}^3 \right)$$

4.9.2. Đánh giá, phân loại kết cấu lắp ghép.

1. Đánh giá kết cấu lắp ghép

So với kết cấu nguyên khối, kết cấu lắp ghép có nhiều ưu điểm không thể thay thế được đặc biệt là kết cấu được sản xuất hàng loạt trong nhà các nhà máy hoặc là trên hiện trường phía ngoài công trình ngầm, tại đó điều kiện sản xuất và do đó tốc độ thi công khác hẳn. Có thể áp dụng rộng rãi các phương tiện cơ giới cũng như tận dụng triệt để các loại vật liệu kể cả vật liệu địa phương.

Trong quá trình thi công, sử dụng kết cấu lắp ghép cải thiện điều kiện an toàn tốt hơn vì ngay sau khi đào có thể lắp ghép kết cấu và nó có thể chịu lực được ngay, tạo thành một vữa kín ngăn chặn biến dạng và xập lờ của đất đá, bảo vệ con người và thiết bị thi công bên trong công trình.

Tuy nhiên kết cấu lắp ghép công trình ngầm cũng có những tồn tại: phải xử lý các mối nối, sự tồn tại của các mối nối làm giảm tính nguyên khối và do đó khả năng chịu lực kém hơn. Đặc biệt khi tồn tại nước ngầm, chống thấm đối với kết cấu lắp ghép công trình ngầm là rất phức tạp.

2. Phân loại và cấu tạo kết cấu lắp ghép

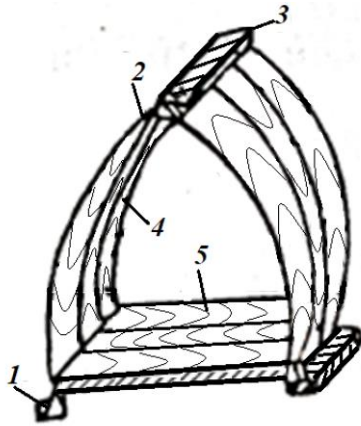
Có thể phân loại kết cấu lắp ghép theo vật liệu, hình dáng mặt cắt ngang, tính chất chịu lực...

- Theo điều kiện làm việc: nằm ngang, thẳng đứng, nằm nghiêng
- Theo vật liệu: bê tông, bê tông cốt thép, kim loại vv
- Theo hình dáng mặt cắt ngang: hình chữ nhật, hình cong, hình tròn...
- Theo tính chất chịu lực có lực xô và không có lực xô;

Về cấu tạo, ta xét một số loại thường gặp sau đây:

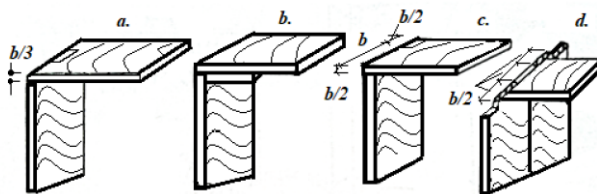
Kết cấu lắp ghép hình chữ nhật, thường sử dụng trong các công trình ngầm khâu độ nhà và được chế tạo từ các khung chế thức sẵn bằng bê tông hay bê tông cốt thép, kim loại, gang.... Các khung được ghép khít nhau một bước khung tùy thuộc vào điều kiện địa chất.

Với các khung chống tạm, trong đất đá trung bình và cứng thường sử dụng các khung ghép khít nhau từ gỗ ván dày 4-7,5cm, rộng 18-30cm. Liên kết như trên hình vẽ (4.58).

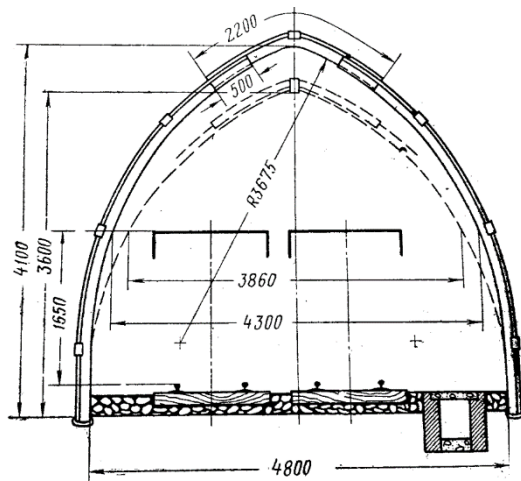


Hình 4. 57. Kết cấu lắp ghép hình mũ tên từ gỗ ván.

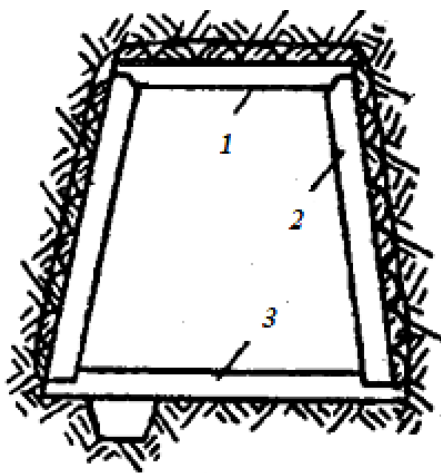
1. Gối;
2. Tấm liên kết;
3. Kết cấu khóa;
4. Bản cong;
5. Bản đáy.



Hình 4. 58. Liên kết các tấm trong khung gỗ hình chữ nhật bằng gỗ ván

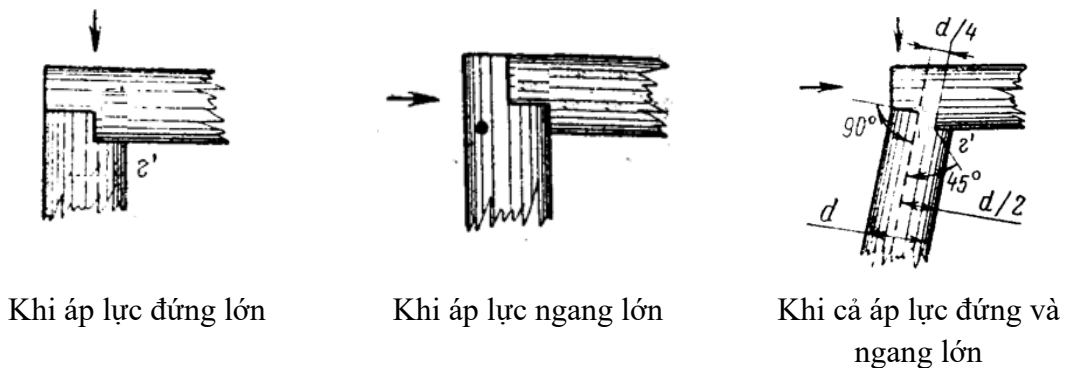


Hình 4. 59. Kết cấu hình mũi tên dạng vòm 3 thanh



Hình 4. 60. Khung gỗ dầm

1. Xà nóc;
2. Dầm tường bên;
3. dầm đáy



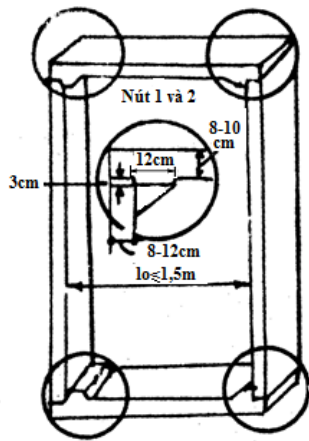
Hình 4. 61. Liên kết các tấm trong khung gỗ hình chữ nhật bằng gỗ dầm

Khi khẩu độ $l_0 = 1,5 - 2\text{m}$ ngoài gỗ ván có thể dùng gỗ dầm hay gỗ tròn, với gỗ dầm thường có tiết diện vuông hay hình chữ nhật chiều cao từ 10-20cm, chiều rộng từ 15-20cm. Liên kết của khung gỗ dầm và gỗ tròn giống nhau như trên hình vẽ (4.58 và 4.61). Với gỗ tròn thường sử dụng gỗ có đường kính 15-30cm. Để đi lại thuận lợi thường lót ván ở dưới.

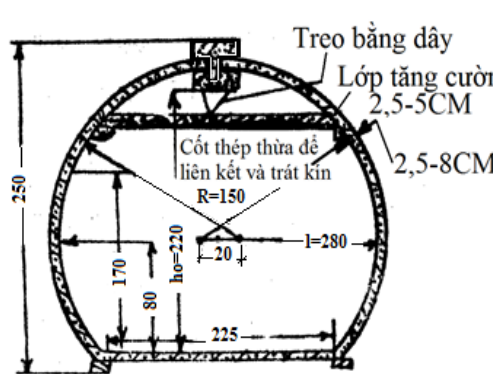
Tại các mối nối của khung gỗ dầm hay gỗ tròn thường bốt lại khe hở chống toác bằng 1-2cm. Giữa các khung liên kết bằng thanh giằng dài 1-1,5m, kích thước mặt cắt ngang 5-7cm

Kết cấu lắp ghép khung chữ nhật bằng bê tông cốt thép được sử dụng rộng rãi trong đất đá trung bình và cứng với các công trình ngầm khô độ nhá đến 2m, các khung thường được xếp liền nhau và được liên kết bằng thép thanh (hình vẽ 4.62). Kích thước mặt cắt ngang khung xác định theo tính toán và thường lấy trong khoảng 10-15cm sao cho lắp ghép được thuận tiện.

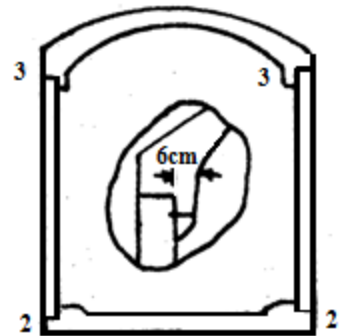
Khung cấu lắp ghép hình cong thường được chế tạo từ kim loại hay bê tông cốt thép như trên hình vẽ 4.62.



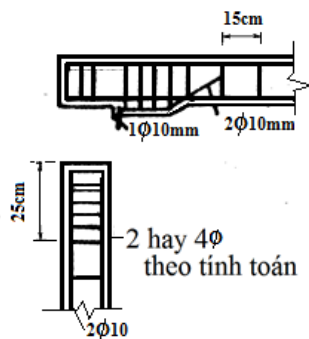
Khung chữ nhật BTCT lắp ghép



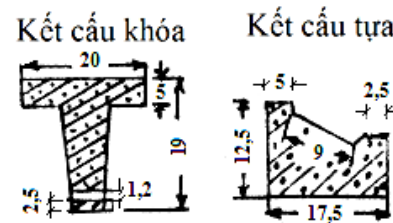
Hình mũi tên BTCT lắp ghép



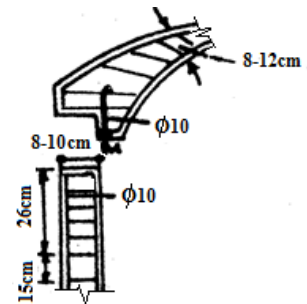
Hình vòm tường thẳng BTCT lắp ghép



Cốt thép tại các đầu mút



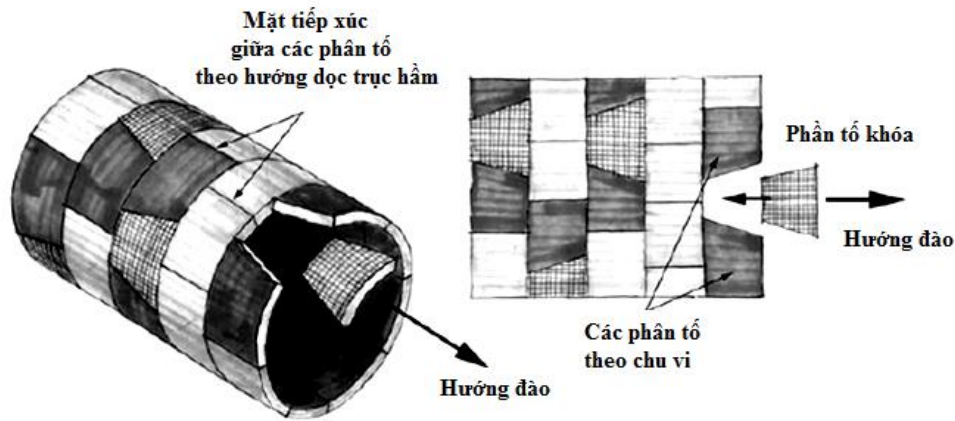
Chi tiết khóa và gôi



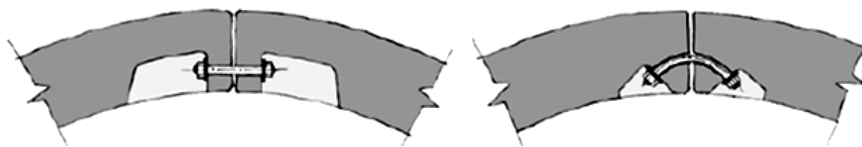
Mối nối ghép

Hình 4. 62. Kết cấu lắp ghép bằng bê tông cốt thép dạng hình vòm tường thẳng và các chi tiết

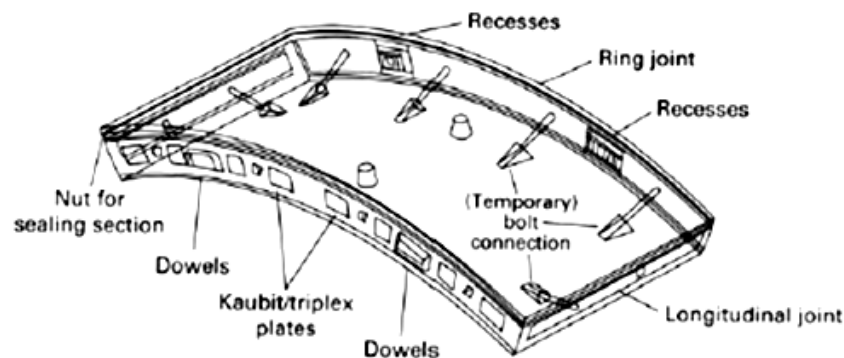
Trong điều kiện địa chất phức tạp, đất đá yếu, thường hay sử dụng kết cấu lắp ghép hình tròn, hay từ các chubin hoặc khối cùng lớp bê tông nguyên khối ở trong cùng. Số lượng các thanh lắp ghép, chubin hay khối tùy thuộc vào kích thước đường hầm.



Hình 4. 63. Vá hầm từ các phân tổ (phần tử) lắp ghép và các mối nối.



Hình 4. 64. Chi tiết mối nối bulông.



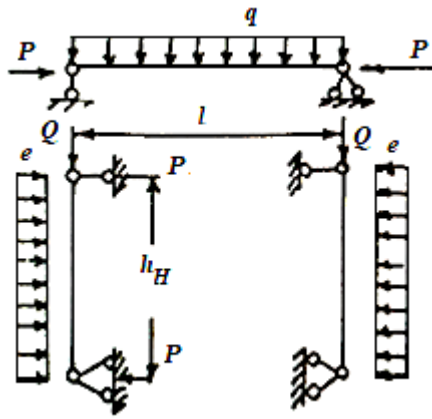
Hình 4. 65. Chi tiết phân tổ lắp ghép.

4.9.3. Tính toán kết cấu lắp ghép.

4.9.3. 1. Tính toán kết cấu lắp ghép kiểu khung (không có lực xô ngang)

Đối với kết cấu lắp ghép kiểu khung không có lực xô ngang nên không phát sinh kháng lực đàn hồi phía bên hông và tính toán theo các phương pháp thông thường trong cơ học kết cấu.

Để tính toán có thể xem là dầm đơn giản hay theo sơ đồ khung, chú ý rằng kết cấu lắp ghép dạng khung trong môi trường đất đá vẫn được xem là kết cấu bất biến hình (hình vẽ 4.66). Thông thường để đơn giản, người ta tính theo sơ đồ dầm đơn giản. Để thuận lợi trong thi công và đơn giản trong tiêu chuẩn hoá kết cấu người ta thường chọn cột, thanh nóc và bản đáy có cùng một tiết diện.



Hình 4. 66. Sơ đồ tính khung lắp ghép như dầm đơn giản.

Trong tính toán có thể sơ bộ xác định chiều dày khung theo các công thức kinh nghiệm của Đavudôp như sau:

- Chiều dày khung gỗ ghép sát nhau:

$$d_g = 7,5 \cdot \sqrt{\frac{l_0^2}{f_{kp}}} \geq 4cm \quad (4.232)$$

- Chiều dày khung bê tông cốt thép ghép sát:

$$d_{btct} = 10 \sqrt[3]{\frac{l_0^2}{f_{kp}} - \frac{100}{R_{28}}} \geq 7cm \quad (4.233)$$

- Chiều cao tiết diện khung thép chữ I:

$$d_{th} = 12,5 \sqrt[3]{\frac{l_0}{f_{kp}}} l_i \quad (4.234)$$

Trong đó:

- l_0 : khẩu độ bên trong của công trình
- l_1 : bước khung (khoảng cách giữa các khung); $l_1 = 1-1,5m$
- R_{28} : cường độ của bê tông (sau 28 ngày).

Trong công thức trên đây d tính bằng cm.

4.9.3.2. Tính toán kết cấu lắp ghép có lực xô ngang

a. Tính toán kết cấu lắp ghép hình vòm tường thẳng.

Kết cấu lắp ghép hình vòm tường thẳng có thể cấu tạo hai khớp tại đỉnh tường như trên hình vẽ 4.62 hoặc một khớp tại đỉnh vòm (với khâu độ nhá), dưới đây sẽ xem xét cách tính toán loại có hai khớp, còn đối với cách tính toán loại có một khớp tại đỉnh vòm có thể vận dụng phương pháp tính toán như với kết cấu hình mũi tên (gồm hai cung ghép) nhưng chân tường kéo thẳng xuống và phần mũi tên có dạng vòm tròn hay Parabôn tùy theo kết cấu cụ thể.

Kích thước sơ bộ các phân tổ vòm và tường có thể xác định theo công thức kinh nghiệm sau đây:

$$d = 6 \cdot \sqrt[3]{\frac{l_0^2}{l_{kp}} \cdot \frac{100}{R_{28}}} \geq 7 \text{ cm}$$

Kích thước dầm đáy:

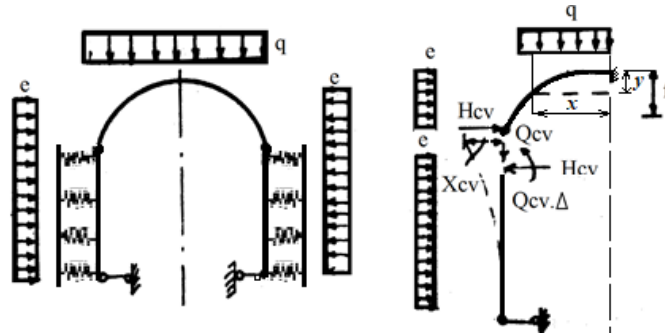
(4.235)

$$d_d = 10 \cdot \sqrt[3]{\frac{l_0^2}{l_{kp}} - \frac{100}{R_{28}}} \geq 7 \text{ cm}$$

Phần nóc xem là vòm hai khớp còn tường xem như dầm trên nền đàn hồi, sơ đồ tính toán và hệ cơ bản như trên hình vẽ 4.67.

Với kết cấu đối xứng chịu tải trọng đối xứng ta có phương trình chính tắc:

$$\delta_{22} \cdot H_{cv} + \Delta_{2p} + X_{cv} = 0 \quad (4.236)$$



Hình 4. 67. Sơ đồ tính và hệ cơ bản tính khung lắp ghép hình vòm tường thẳng.

Trong đó:

- H_{cv} : Lực xô ngang ở chân vòm
- X_{cv} : Chuyển vị nằm ngang tại chân vòm
- Q_{cv} : Phản lực thẳng đứng tại chân vòm, do đối xứng ta có:

$$Q_{cv} = \frac{q \cdot l}{2} \quad (4.237)$$

Trong khi tính toán Δ_{2p} phải xét tới các loại tải trọng gồm q , e và Q_{cv} như trên. Các chuyển vị đơn vị δ_{22} và chuyển vị tải Δ_{2p} với vòm tròn tiết diện không đổi xác định theo các công thức sau đây:

$$\delta_{22} = \frac{1}{EJ} \int_0^{s/2} (f - y)^2 ds = \frac{1}{2EJ} \cdot r^3 \cdot \phi_{cv} \cdot m_0 \quad \Delta_{2p} = \quad (4.238)$$

$$- \frac{1}{EJ} \int_0^{s/2} (f - y) M_p^0 ds = \frac{-1}{12EJ} r^4 \phi_{cv} (m_1 \cdot q - m_2 \cdot e) \quad (4.239)$$

Trong đó:

$$m_0 = 1 + 2 \cos^3 \phi_{cv} - 3 \frac{\sin \phi_{cv} \cdot \cos \phi_{cv}}{\phi_{cv}} \quad (4.240)$$

$$m_1 = 7 \frac{\sin^3 \phi_{cv}}{\phi_{cv}} - 3 \frac{\sin \phi_{cv}}{\phi_{cv}} + 6 \cos^3 \phi_{cv} - 3 \cos^3 \phi_{cv} \quad (4.241)$$

$$m_2 = 15 \frac{\sin \phi_{cv}}{\phi_{cv}} - 11 \frac{\sin^3 \phi_{cv}}{\phi_{cv}} - 9 \cos \phi_{cv} - 6 \cos^3 \phi_{cv} \quad (4.242)$$

Các giá trị m_0 , m_1 có thể tính toán theo các công thức trên đây hay lấy theo bảng tính sẵn trong phụ lục (PL-11)

Chuyển vị ngang ở đỉnh tường có thể xác định theo nguyên lý công tác dụng như sau:

$$X_{cv} = Q_{cvo} \cdot \Delta \cdot \bar{y}_1 + H_{cv} \cdot \bar{y}_2 + y_p \quad (4.243)$$

Trong đó:

- $Q_{cvo} \cdot \Delta$: mômen do khoảng lệch tâm gây ra
- $\bar{y}_1$, $\bar{y}_2$, y_p : chuyển vị đơn vị và chuyển vị tải ở đỉnh tường tính toán như trong phần trước.

Thay X_{cv} từ (4.243) vào (4.236) và sau khi giải ta có:

$$H_{cv} = - \frac{\Delta_{2p} + Y_p - Q_{cvo} \cdot \Delta \cdot \bar{y}_1}{\delta_{22} + \bar{y}_2} \quad (4.244)$$

Nội lực tại tiết diện bất kỳ trong vòm tính toán theo các công thức sau đây:

$$M_x = \frac{ql^2}{8} - \frac{qx^2}{2} - \frac{e}{2}(f-y)^2 - H_{cv}(f-y) \quad (4.245)$$

$$N_x = q \cdot x \cdot \sin \phi (H_{cv} + e \cdot f - e \cdot y) \cos \phi \quad (4.246)$$

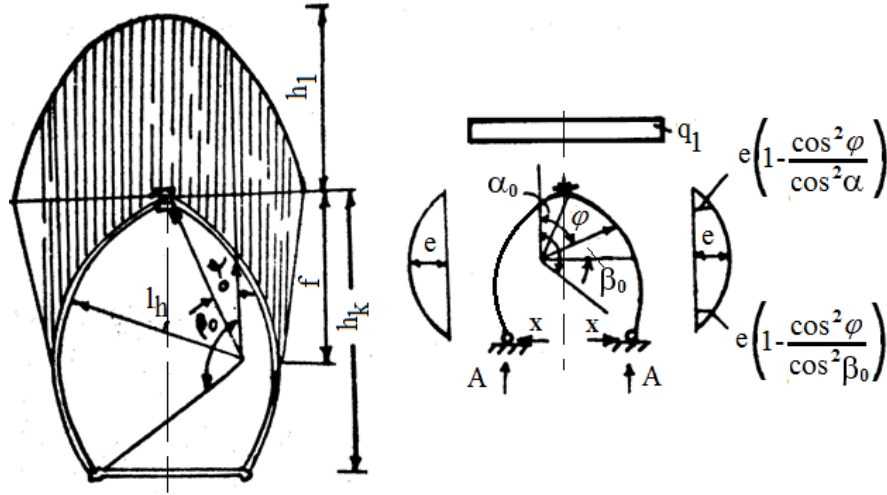
$$Q = q \cdot x \cdot \cos \phi - (H_{cv} + e \cdot f - e \cdot y) \sin \phi \quad (4.247)$$

Sau khi có nội lực trong vòm, việc tính toán tường và bản đáy tương tự như đã trình bày trong phần trước, có thể sử dụng phương pháp tính toán của Đavudov X.X hay Naumôv.S.N.

c. Tính toán kết cấu hình mũi tên

Kết cấu lắp ghép hình mũi tên do hai cung tròn tạo nên và có thể xem là hệ ba khớp. Kết cấu loại này sử dụng chủ yếu trong các công trình ngầm loại nhá, vật liệu chủ yếu thường là gỗ, đôi khi có thể là bê tông cốt thép và thường có chiều dày không đổi.

Để đơn giản và an toàn người ta xem tải trọng thẳng đứng (bao gồm áp lực đất đá và trọng lượng bản thân) là phân bố đều đồng thời bá qua áp lực hông. Áp lực đất đá và sơ đồ tính toán như trên hình vẽ 4.68.



Hình 4. 68. Áp lực đất đá và sơ đồ tính.

Với kết cấu hình mũi tên ta nhận thấy rằng đỉnh của nó nhọn cho nên vùng thoát ly là bé và có thể xem như kháng lực đàn hồi phân bố trên toàn bộ chiều cao kết cấu. Quy luật phân bố của kháng lực đàn hồi như trên hình vẽ 4.68.

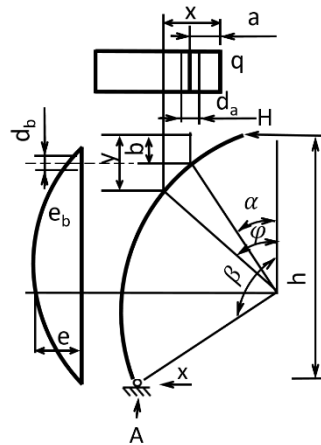
Giá trị kháng lực đàn hồi lớn nhất tại điểm kết cấu có chiều rộng lớn nhất là e , phía trên e quy luật phân bố số là:

$$e \left(1 - \frac{\cos^2 \phi}{\cos^2 \phi_0} \right) \quad (4.248)$$

Dưới e :

$$e \left(1 - \frac{\cos^2 \phi}{\cos^2 \beta_0} \right) \quad (4.249)$$

Chọn hệ cơ bản như trên hình vẽ 4.69 bằng cách cắt bá một nửa và thay vào đó lực xô ngang chưa biết ký hiệu là H ;



Hình 4. 69. Hệ cơ bản

Các đặc trưng hình học:

$$a = r(\sin \alpha - \sin \alpha_0);$$

$$da = r \cos \alpha \, d\alpha;$$

$$b = r(\cos \alpha_0 - \cos \alpha);$$

$$db = r \sin \alpha \, d\alpha;$$

$$x - r(\sin\alpha - \sin\alpha_0)$$

$$dx = r \cos\alpha \, d\alpha;$$

$$y = r(\cos\alpha_0 - \cos\alpha);$$

$$dy = r \sin\alpha \, d\alpha;$$

$$(x-a) = r(\sin\alpha - \sin\alpha_0);$$

$$(y-b) = r(\cos\alpha - \cos\alpha_0);$$

$$h = r(\cos\alpha_0 - \cos\beta_0).$$

$$\text{Trường hợp: } \beta_0 > \frac{\pi}{2}$$

Lực xô H xác định từ điều kiện tổng mômen tại khớp chân bằng không:

$$H \cdot h - M_q^0 - M_e^0 = 0$$

Hay:

$$H = \frac{M_q^0 + M_e^0}{h} \quad (4.250)$$

Trong đó:

- M_q^0 và M_e^0 là mômen do tải trọng ngoài và kháng lực đàn hồi gây ra trong hệ cơ bản và xác định các công thức sau:

$$M_q^0 = \int_{\alpha_0}^{\pi/2} q r^2 (1 - \sin\alpha) \cos\alpha \, d\alpha - r(1 - \sin\beta_0) \int_{\alpha_0}^{\pi/2} q r \cos\alpha \, d\alpha \quad M_e^0 = \int_{\alpha_0}^{\beta_0} e_b r^2 (\cos\alpha - \cos\beta_0) \sin\alpha \, d\alpha \quad (4.251)$$

$$(4.252)$$

Trong công thức (4.250) có thể thấy H gồm hai thành phần, trong đó trong thành phần do tải trọng ngoài gây ra là M_q^0 đã xác định trước, còn thành phần thứ hai M_e^0 do kháng lực đàn hồi sinh ra là chưa biết. Trước hết cần xác định e.

Từ thuyết biến dạng cục bộ của Winkle:

$$e = b \cdot k \cdot u \quad (4.253)$$

Nhưng $K_1 \ll K_2$ và có thể xem: $K \approx K_1 = E_0/H_0$

Do đó:

$$e = b \cdot \frac{E_0}{H_0} \cdot u \quad (4.254)$$

Chuyển vị lớn nhất theo phương nằm ngang:

$$u = \frac{e}{b \frac{E_0}{H_0}} \quad (4.255)$$

Mặt khác, chuyển vị U_e bao gồm chuyển vị do tải trọng ngoài gây ra U_q và chuyển vị U_e do kháng lực đàn hồi gây ra tức là:

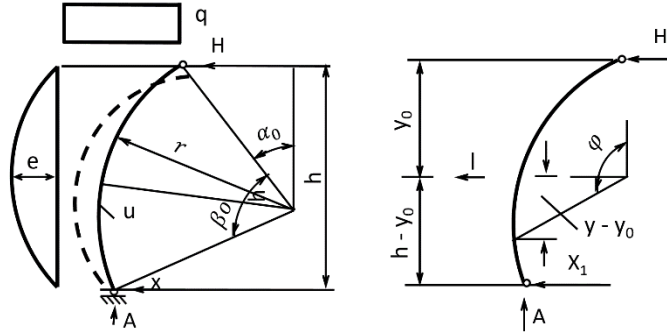
$$U = U_q + U_e \quad (4.256)$$

Các chuyển vị này được xác định theo công thức quen thuộc của Mor:

$$U = \frac{1}{EJ} \left[\int_{\alpha_0}^{\pi/2} M' M'_x \cdot r d\phi + \int_{\pi/2}^{\beta_0} M'' M''_x r d\phi \right] \quad (4.257)$$

Trong đó:

- M' ; M'' : Mô men do lực đơn vị đặt theo phương chuyển vị của điểm cần tìm
- M'_x ; M''_x : Mômen do tải trọng ngoài và do kháng lực đàn hồi gây ra.



Hình
Hình 4. 70. Sơ đồ
tính chuyển vị

Khi: $\phi \leq \frac{\pi}{2}$

$$M = -H_1 \cdot y$$

Khi $\phi > \frac{\pi}{2}$

$$M'' = -H_1 \cdot y + 1 \cdot (y - y_0)$$

$$(4.258)$$

$$(4.259)$$

Lực xô H_1 xác định từ điều kiện ΣM tại A bằng không:

$$H_1 \cdot h + i(h - y_0) = 0$$

Hay:

$$H_1 = \frac{h - y_0}{hk} \quad (4.260)$$

Thay các giá trị sau vào biểu thức tính H_1 :

$$y_0 = r \left(\cos \phi_0 - \cos \frac{\pi}{2} \right) = -r \cos \alpha_0 \quad (4.261)$$

$$y - y_0 = r(\cos \alpha_0 - \cos \phi) - r \cos \alpha_0 = -r \cos \phi \quad (4.262)$$

$$h = r(\cos \alpha_0 - \cos \beta_0) \quad (4.263)$$

$$h - y_0 = r(\cos \alpha_0 - \cos \beta_0) - r \cos \alpha_0 = -r \cos \beta_0 \quad (4.264)$$

Ta có:

$$H_1 = \frac{r \cos \beta_0}{r(\cos \alpha_0 - \cos \beta_0)} = \frac{r \cos \beta_0}{h} \quad (4.265)$$

$$\begin{aligned}
 M' &= \frac{r \cos \beta_0}{h} r (\cos \beta_0 - \cos \phi) \\
 &= r \left(\frac{r}{h} \cos \beta_0 \cdot \cos \alpha_0 \right) - r \cos \phi \left(\frac{r}{h} \cos \beta_0 \right)
 \end{aligned} \tag{4.266}$$

Đặt:

$$a_0 = \frac{r}{h} \cos \beta_0 \cos \alpha_0; \tag{4.267}$$

$$b_0 = \frac{r}{h} \cos \beta_0; \tag{4.268}$$

$$c_0 = 1 + \frac{r}{h} \cos \beta_0; \tag{4.269}$$

Ta có:

$$M' = r(a_0 - b_0 \cos \phi); \tag{4.270}$$

$$M'' = r(a_0 - c_0 \cos \phi); \tag{4.271}$$

Mômen do kháng lực đàn hồi và tải trọng ngoài gây ra:

$$\text{Khi } \varphi \leq \pi/2: \tag{4.272}$$

$$M'_x = H \cdot y - M'_q - M'_e$$

Khi $\varphi > \pi/2$:

$$M''_x = H \cdot y - M''_q - M''_e \tag{4.273}$$

Trong đó:

$$M'_q = \int_{\alpha_0}^{\phi} q da (x - a) = \int_{\alpha_0}^{\phi} q r^2 (\cos \alpha - \cos \alpha) \sin \alpha d\alpha; \tag{4.274}$$

$$M'_e = \int_{\alpha_0}^{\phi} e_b db (y - (-b)) = \int_{\alpha_0}^{\phi} e_b r^2 (\cos \alpha - \cos \alpha) \sin \alpha d\alpha; \tag{4.275}$$

$$M''_q = \int_{\alpha_0}^{\pi/2} q r^2 (1 - \sin \alpha) \cos \alpha d\alpha - r(1 - \tag{4.276}$$

$$\sin \alpha) \int_{\alpha_0}^{\pi/2} q r \cos \alpha d\alpha; \quad M''_e = \int_{\alpha_0}^{\phi} e_b r^2 (\cos \alpha - \tag{4.277}$$

$$\cos \alpha) \sin \alpha d\alpha;$$

Thay các giá trị của mômen vào (4.254) ta có:

$$U_{q1} = \frac{q_1 \cdot r^4}{24EJ} \cdot A_1 \tag{4.278}$$

$$U_e = -\frac{e \cdot r^4}{12EJ} \cdot A_4 \tag{4.279}$$

Trong đó:

A_1 và A_4 : các hệ số phụ thuộc vào α_0 , β_0 và r/h (các hệ số rút gọn) có thể lấy theo bảng tính sẵn (PL.13)

Ký hiệu "1" ở đây có nghĩa là tính toán cho tải trọng thẳng đứng phân bố đều. Thay giá trị của $U=U_{ql}+U_e$ vào (4.256) sẽ tìm được e , nếu $E=50-100 \text{ Kg/cm}^2$, $H_0 = 5-10\text{cm}$ thì:

$$U = \frac{e}{b \frac{E_0}{H_0}} = \frac{e}{1000} \quad (4.280)$$

Thay giá trị của e vào biểu thức tính M_e^0 (4.251) và tính H :

$$H = H_{ql} + H_e \quad (4.281)$$

Trong đó:

$$H_{ql} = m_1 \cdot \frac{q_1 \cdot r}{2} \quad (4.282)$$

$$H_e = m_4 \cdot \frac{e \cdot r}{12} \quad (4.283)$$

Trong đó m_1, m_4 là các hệ số rút gọn lấy theo bảng (PL.12)

Các công thức để xác định nội lực tại tiết diện bất kỳ như sau:

- Khi $\phi \geq \pi/2$:

$$\left. \begin{aligned} M'_X &= H \cdot y - M'_1 - M'_e \\ H_X &= (H - E'_\phi) \cos \phi + Q'_\phi \sin \phi \\ Q_X &= Q'_\phi \cos \phi - (H - E'_\phi) \sin \phi \end{aligned} \right\} \quad (4.284)$$

- Khi $\phi > \pi/2$:

$$\left. \begin{aligned} M''_X &= H \cdot y - M''_q - M''_e \\ H_X &= (H - E''_\phi) \cos \phi + Q''_\phi \sin \phi \\ Q_X &= Q''_\phi \cos \phi - (H - E''_\phi) \sin \phi \end{aligned} \right\} \quad (4.285)$$

Tính toán với tải trọng thẳng đứng phân bố đều q_1 và e :

- Khi $\phi \leq \pi/2$:

$$\left. \begin{aligned} M'_q &= \frac{q_1 \cdot r^2}{2} [2 \sin \alpha_0 \cos \phi - m_1 \cdot \cos \phi - \sin^2 \phi + (m_1 \cdot \cos \alpha_0 - \sin^2 \alpha_0)] \\ M'_e &= \frac{e \cdot r^2}{12} [\cos \alpha_0 (m_1 \cdot \cos \alpha_0 - \sin^2 \alpha_0) + (8 \cos \alpha_0 - m_4) \cos \phi - \\ &\quad - 6 \cos \phi + \frac{1}{\cos^2 \alpha_0} \cos^4 \alpha] \\ E'_\phi &= \frac{e \cdot r}{3 \cos^2 \alpha_0} [2 \cos^3 \alpha_0 + \cos^3 \phi - 3 \cos^2 \alpha_0 - \cos \phi] \\ Q'_\phi &= q_1 \cdot r (\sin \phi - \sin \alpha_0) \end{aligned} \right\} \quad (4.286)$$

- Khi $\phi > \pi/2$:

$$\left. \begin{aligned} M_q'' &= \frac{q_1 \cdot r^2}{2} [\cos^2 \alpha_0 + m_1 \cdot \cos \alpha_0 - 2(1 - \sin \alpha_0) \sin \phi - m_1 \cdot \cos \phi] \\ M_e'' &= \frac{e \cdot r^2}{12} [\cos \alpha_0 (m_4 - 3 \cos \alpha_0) + (\cos \alpha_0 - m_4) \cos \phi - \\ &\quad - 6 \cos^2 \phi + \frac{1}{\cos^2 \beta_0} \cos^4 \phi] \\ E_\phi'' &= \frac{e \cdot r}{3 \cos^2 \beta_0} [\cos^2 \phi + \cos^2 \beta_0 (2 \cos \alpha_0 - 3 \cos \phi)] \\ Q_\phi'' &= q_1 \cdot r (\sin \phi - \sin \alpha_0) \end{aligned} \right\} \quad (4.287)$$

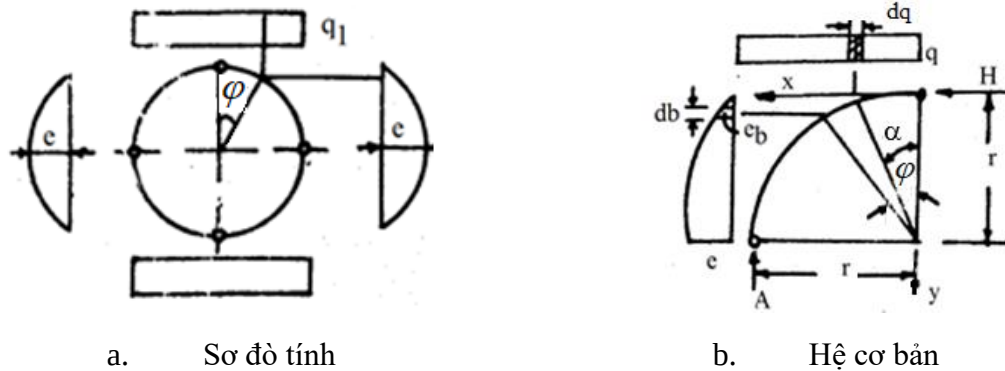
Thông thường tính toán cho một số điểm như:

$$\varphi = \pi/4, \varphi = \pi/3, \varphi = \pi/2, \varphi = 150^\circ \dots$$

Các công thức tính toán mômen uốn (4.286) và (4.287) cho thấy rằng nó phụ thuộc vào bán kính cong của kết cấu, bởi vậy trong quá trình thiết kế nên chọn vào bán kính cong sao cho giá trị của mômen uốn là nhỏ nhất. Sau khi tính toán tiến hành kiểm tra độ bền tiết kiệm kết cấu theo quy phạm hiện hành.

4.9.3.3. Kết cấu lắp ghép hình tròn.

Kết cấu lắp ghép hình tròn có thể gồm nhiều phân tố, do khuôn khổ giáo trình, giới hạn nên ở đây chỉ xét loại kết cấu cầu tạo từ bốn phân tố. Sơ đồ tính toán xem hình phân bố đều, phản lực đàn hồi của đất đá phân bố trên toàn bộ chiều cao của kết cấu. Kháng lực đàn hồi có giá trị lớn nhất tại điểm giữa (nơi có chiều rộng lớn nhất) và ký hiệu như trong kết cấu hình mũi tên là e , quy luật phân bố là $2 \cdot \sin^2 \varphi$.



Hình 4. 71. Tính kết cấu hình tròn bốn khớp

Hệ cơ bản chọn bằng cách tính ra một phân tố (một phần tư kết cấu) như trên hình vẽ 4.71b.

Có vật thể vận dụng cách tính toán kết cấu hình mũi trên cho kết cấu hình tròn khi cho các số liệu vào các công thức tương ứng ở trên.

Phản lực thẳng đứng:

$$A = q(\pi/2) = q_1 \cdot R \quad (4.288.a)$$

Lực xô tại đỉnh điểm tính toán từ điều kiện tổng mômen tại A=0

$$H \cdot r - M\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0;$$

$$M(\pi/2) = \frac{q_1 \cdot r^2}{2} + \frac{e \cdot r^2}{4}$$

Từ đây:

$$H = \frac{q_1 \cdot r}{2} + \frac{e \cdot r}{4} \quad (4.288.b)$$

Phản lực đàn hồi e tìm từ điều kiện cân bằng sau đây:

$$\Sigma X = 0 = E\left(\frac{\pi}{2}\right) - H = 0$$

Trong đó:

$$E(\pi/2) = \int_0^{\pi/2} e \sin^2 \alpha \cdot r \sin \alpha d\alpha = \frac{2}{3} e \cdot r \quad (4.289.1)$$

Từ đây:

$$e = \frac{6}{5} \cdot q_1 \quad (4.289.2)$$

Sau khi có H và e có thể tìm nội lực tại tiết diện bất kỳ theo công thức:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= H \cdot y - M_\phi \\ N_x &= (H - E_\phi) \cos \phi + Q_\phi \cdot \sin \phi \\ Q_x &= Q_\phi \cdot \cos \phi - (H - E_\phi) \sin \phi \end{aligned} \right\} \quad (4.290)$$

Trong đó:

$$\left. \begin{aligned} M_\phi &= \frac{q \cdot r^2}{2} \sin^2 \phi + \frac{e \cdot r^2}{12} (3 - 8 \cos \phi + 6 \cos^2 \phi - \cos^4 \phi) \\ E_\phi &= \frac{e \cdot r}{3} (2 + \cos^3 \phi - 3 \cos \phi) \\ Q_\phi &= q_1 \cdot r \cdot \sin \phi \end{aligned} \right\} \quad (4.291)$$

Sau khi xác định xong nội lực, tiến hành kiểm tra tiết diện kết cấu theo như các phần trước.

4.10. Đặc điểm tính toán và bố trí cốt thép trong công trình ngầm.

Tính toán bố trí cốt thép trong kết cấu công trình ngầm như trong giáo trình bê tông cốt thép và theo các quy phạm hiện hành. Sau khi xác định được nội lực trong kết cấu do các loại tải trọng gây ra, tiến hành tổ hợp nội lực, chọn tiết diện nguy hiểm nhất và tiến hành tính toán bố trí cốt thép theo cấu kiện chịu nén lệch tâm. Tiết diện hợp lý, bảo đảm các chỉ tiêu kinh tế - kỹ thuật là có chiều dày bê tông thích hợp và hàm lượng cốt thép cho phép. Điều đó có thể thực hiện được bằng cách tính toán nhiều lần cả về nội lực lẫn hàm lượng cốt thép và dễ dàng thực hiện trên máy tính loại bất kỳ.

Khi tính toán với tải trọng động, do tính chất của vật liệu chịu tải trọng động, giới hạn bền được tăng lên, bởi vậy cường độ tính toán của chúng cũng được tăng lên so với chịu tải trọng tĩnh. Trong thiết kế có thể lấy các hệ số tăng cường độ như sau:

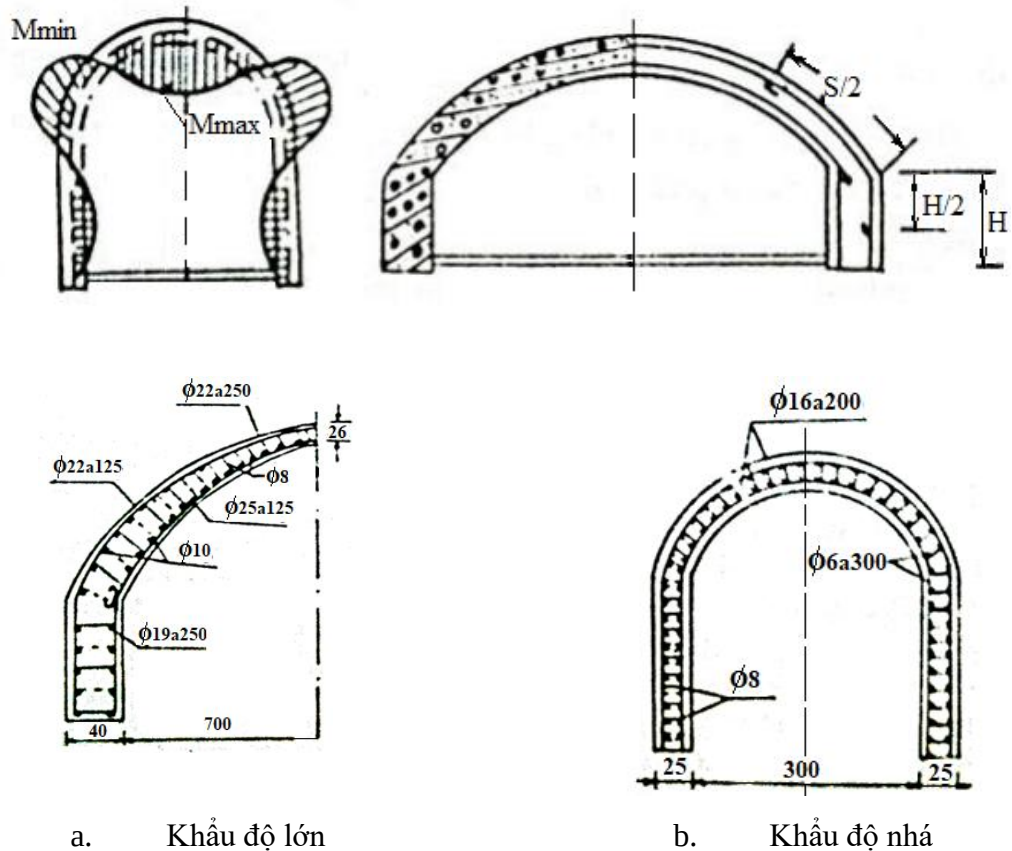
- Cốt thép: $K_1 = 1,15$

- Bê tông: $K_1 = 1,30$

Dưới tác dụng của tải trọng động, kết cấu bị dao động tại cùng một tiết diện có thể xuất hiện cả mômen âm và dương. Bởi vậy có thể bố trí cốt thép đối xứng tức là cốt thép ở trong và ngoài là như nhau. Đối với kết cấu công trình ngầm khâu độ nhá cốt thép ở lớp trong có thể bố

trí theo lượng cốt thép tính toán tại vị trí có mômen dương lớn nhất (ở đỉnh vòm hay tường), còn cốt thép ở lớp ngoài bố trí theo lượng cốt thép tính toán tại tiết diện có mômen âm lớn nhất (thường ở chân vòm hay lân cận chân vòm).

Đối với kết cấu công trình ngầm khâu độ hay chiều cao lớn, để tiết kiệm cốt thép có thể căn cứ vào tính chất làm việc của kết cấu và phản lực của môi trường đất đá xung quanh để bố trí cốt thép cho phù hợp và tiết kiệm.



Hình 4. 72. Các phương án bố trí cốt thép

Thông thường xử lý theo cấu tạo như sau:

- Cốt thép lớp trong của vòm bố trí theo lượng cốt thép tính toán ở lớp dưới của tiết diện đỉnh vòm, đến chân vòm có thể cắt đi (1/2-1/3) lượng cốt thép nói trên, phần còn lại kéo thẳng xuống chân tường.

- Cốt thép lớp ngoài bố trí theo lượng cốt thép tính toán tại tiết diện có mômen âm lớn nhất (ở chân vòm hay lân cận chân vòm), nhưng có thể cắt bớt (1/2-1/3) lượng cốt thép trên ở điểm một phần ba chiều dài vòm và một phần hai chiều cao tường, tính từ chân vòm theo mép ngoài.

- Lượng cốt thép ở các tiết diện sau khi đã cắt giảm như trên cần phải thỏa mãn hàm lượng cốt thép nhỏ nhất ở mép trong và mép ngoài $\mu_{\min}$. Đồng thời phải thỏa mãn hàm lượng cốt thép tính toán tại tiết diện đó. Hàm lượng cốt thép nhỏ nhất trong thiết kế kết cấu công trình ngầm có thể lấy như sau:

Bê tông mác 200-400; $\mu_{\min} = 0,15\%$ (vùng chịu nén $\mu_{\min} = 0,07\%$)

Bê tông mác 500-600; $\mu_{\min} = 0,20\%$

Ngoài ra còn có các quy định như sau:

Cốt thép chịu lực không nhỏ hơn 12mm và không lớn hơn 32mm, thường chỉ sử dụng loại $d = 12 \div 25\text{mm}$.

Giãn cách giữa cốt thép chịu lực không được lớn hơn 25cm, đồng thời để đảm bảo đổ bê tông, giãn cách nhỏ nhất không được nhỏ hơn ba lần đường kính.

Để bố trí cốt đai được thuận tiện tốt nhất là bố trí số thanh cốt thép ở mép trong và mép ngoài như nhau, hay hơn nhau một số lần chẵn.

Khi nối cốt thép cần chú ý thỏa mãn các quy định sau: đoạn chồng lên nhau với mỗi nối buộc là $50d$, mỗi nối hàn là $> 5d$. Bố trí các đầu nối phải so le, phần cốt thép chồng trong cùng một tiết diện:

- Với thép trơn: không vượt quá 25%
- Với thép gờ: không vượt quá 50%
- Mỗi nối hàn: không vượt quá 50% diện tích cốt thép của tiết diện đó.

4.11. Phân tích kết cấu hầm theo NATM.

4.11.1. Các khái niệm cơ bản về phân tích kết cấu và hàm thi công theo phương pháp NATM

Rabceiwicz là người đưa ra những tư tưởng cho phương pháp NATM và được coi là tác giả của phương pháp này. Song Rabceiwicz và những công bố sau này của các tác giả khác, cho đến thời điểm hiện tại, vẫn chưa cho một phương pháp phân tích hệ thống chống đỡ hầm theo NATM một cách chính thống. Nhiều tác giả, trong các công trình công bố khác nhau đã đưa ra các phương pháp phân tích khác nhau với các cơ sở khoa học thuyết phục. Trong các phương pháp nêu trên- phương pháp khống chế hội tụ (Convergence-Confinement Method CCM)-là một phương pháp có cơ sở khoa học chặt chẽ và đang được áp dụng rộng rãi trong phân tích hệ thống chống đỡ hầm theo NATM ở trên thế giới cũng như ở Việt Nam. Trong các phần tiếp theo sẽ trình bày những nội dung cơ bản theo phương pháp này.

4.11.1.1. Lý thuyết mất ổn định hang đào theo Rabceiwicz

Khi nghiên cứu lý thuyết phá hủy của Rabceiwicz với một hang được tạo ra trong đá, sự phân bố lại ứng suất được xảy ra trong ba giai đoạn như thể hiện ở Hình 4.73. Trước hết, các khối đất hình nêm ở cả hai bên hầm bị tách ra dọc theo các mặt phẳng phá hủy theo lý thuyết Mohr và chuyển dịch về phía hang (I). Trong giai đoạn II, sự tăng lên của nhịp hầm dẫn đến sự dịch chuyển lại gần nhau của nóc và sàn hang. Biến dạng tại đỉnh vòm và sàn hang tăng lên hơn nữa và khối đá bị oằn gãy vào trong hang hầm dưới áp lực ngang không đổi (III). Áp lực tăng lên trong giai đoạn III được gọi là “áp lực nén ép” và hiếm khi xảy ra trong các hoạt động xây dựng dân dụng vì các hố đào là khá nông. Sau đó, Rabceiwicz (1964) rút ra một kết luận rằng:

“Công nhận hiện tượng diễn ra liên tục của áp lực như trên, bởi vì, với các phương pháp đã cũ sử dụng vào lúc đó, các mặt cắt thường không được đào toàn tiết diện mà được phân chia thành các gương đào nhỏ mở rộng nối tiếp nhau...”

Ông khẳng định phương pháp đào phải là tuần tự chứ không phải là toàn gương theo lý thuyết cắt của mình.

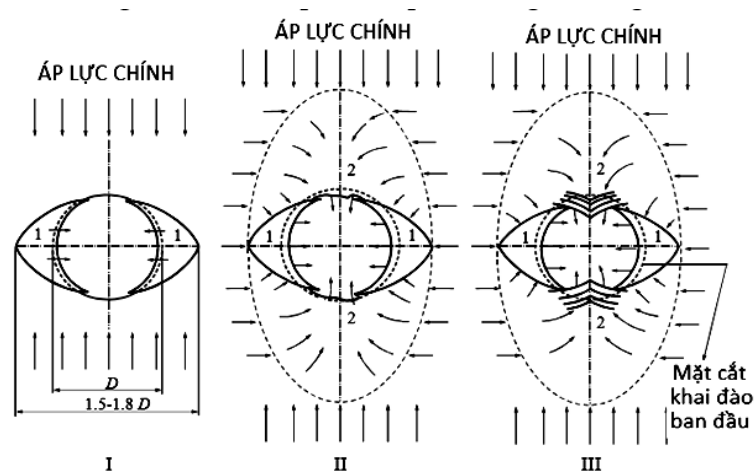
4.11.1. 2. Các hệ thống chống đỡ NATM đề nghị bởi Rabceiwicz

Các hệ thống chống đỡ như được đề nghị bởi Rabcewicz (1973) có hai nhóm chính.

“Nhóm thứ nhất là một thiết kế hệ chống đỡ có tính chất bảo vệ hay vòm vỏ bên ngoài mềm dẻo nhằm ổn định hóa kết cấu một cách thích hợp, và bao gồm một vòm đá được neo bulông một cách có hệ thống kết hợp với lớp bảo vệ bề mặt chủ yếu bằng bê tông phun, thường được gia cường thêm bằng các sườn thép và khép kín bằng vòm ngược...”

Phương tiện chống đỡ thứ hai là một vòm bên trong bằng bê tông mà nói chung sẽ không được thi công cho tới khi vòm bên ngoài đã đạt được trạng thái cân bằng...”

Để có thể thiết kế khả năng chịu tải của vỏ hầm cho nhiều loại đất hay đá khác nhau, cần phải phân tích và hiểu rõ hiện tượng phá hủy cắt như đã trình bày ở trên. Cần phải thiết lập mối quan hệ giữa khối đất bị xáo trộn quanh hang ngầm, gọi là “vùng bảo vệ” (“*protective zone*”), và khả năng chịu tải của hệ thống chống đỡ, gọi là “chống đỡ bề mặt” (“*skin resistance*”) (Rabcewicz 1964). Việc trình bày về mặt toán học của những mối quan hệ này được đưa ra bởi Kastner như sau:



Hình 4. 73. Quá trình cơ học và trình tự phá hủy xung quanh một hang ngầm gây bởi áp lực trong quá trình phân bố lại ứng suất (theo Rabcewicz 1964)

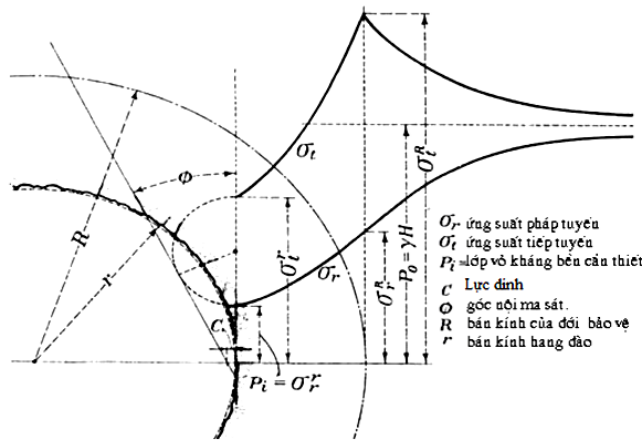
$$p_i = -c \cot \varphi + p_o [c \cot \varphi + (1 - \sin \varphi)] \frac{r^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}}{R} \quad (4.292)$$

Bỏ qua lực dính c , Phương trình (4.292) trở thành:

$$p_i = p_o (1 - \sin \varphi) \frac{r^{\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}}}{R} = n p_o$$

Các giá trị và ký hiệu xem trên hình vẽ 4.74.

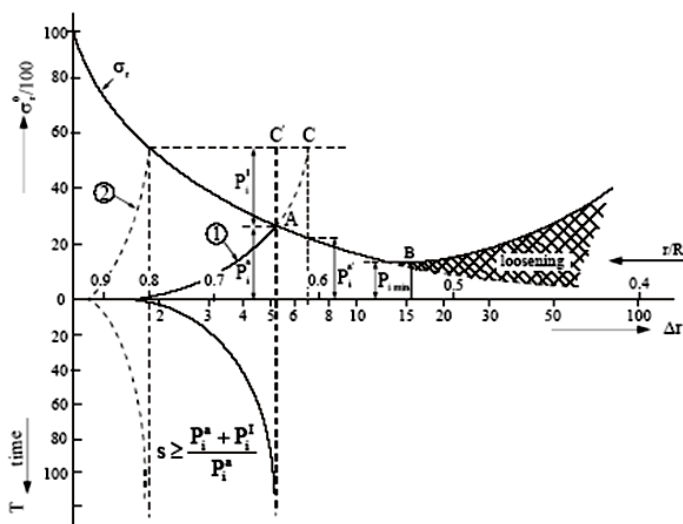
Các giá trị của hệ số n được cho như là một hàm của p_o và φ (xem Rabcewicz 1964). Giả thiết rằng không có vùng đất bảo vệ tức là $r = R$, thì hang ngầm sẽ đạt đến cân bằng mà không có biến dạng nào. Các phương trình nêu trên được rút ra từ sự phân bố ứng suất sau khi hang đã đào xong, như minh họa trong Hình 4.74.



Hình 4. 74. Phân bố ứng suất xung quanh một hang ngầm dưới áp lực thủy tĩnh (theo Kastner, trích dẫn bởi Rabcewicz 1964)

Đường cong phản ứng của nền hay đường cong phản lực của nền (Hình 4.75) thể hiện sự tương tác của đất đá xung quanh hang đào (đất nền) - hệ chống đỡ (hay gia cố) và các biến dạng theo thời gian. Nó là một công cụ để mô hình hóa độ cứng hệ chống đỡ và thời gian lắp đặt. Khi lựa chọn một hệ chống đỡ cứng hơn (đường 2), nó sẽ chịu một tải trọng lớn hơn bởi vì khối đá xung quanh hang vẫn chưa biến dạng đủ để đạt tới trạng thái cân bằng ứng suất. Do đó, hệ số an toàn sẽ tăng lên nhiều. Sau điểm C, sự làm việc của đất không còn tuyến tính nữa.

Nếu hệ chống đỡ (1) được lắp đặt sau khi đã xảy ra một chuyển vị nào đó (điểm A), (hình 4.75) thì hệ thống đạt đến cân bằng với một tải trọng bé hơn trên kết cấu. Vì thế, Rabcewicz (1973) kết luận: "Một điểm đặc biệt của NATM là các điểm giao cắt luôn luôn xảy ra tại nhánh đi xuống của đường cong". Điều này có nghĩa chỉ cần một hệ chống đỡ ít cứng hơn mà nó sinh ra sự biến dạng yêu cầu như trong trường hợp của một ứng dụng NATM. Hơn nữa, ông nhấn mạnh rằng hệ chống đỡ đất đá không được quá cứng hoặc quá mềm. Sau điểm B sẽ xảy ra "sự rã rời ghê gớm" và áp lực chống đỡ cần có để ngăn chặn quá trình rã rời sẽ tăng lên rất nhiều. Tuy nhiên, nếu hệ chống đỡ được lắp đặt đúng thời điểm để có được lượng biến dạng thích hợp, thì áp lực hệ chống đỡ sẽ có giá trị nhá nhất tại điểm này.



Hình 4. 75. Các đường cong tương tác đất đá xung quanh hang đào (đất nền) -hệ chống đỡ (theo Fenner & Pacher, trích dẫn bởi Rabcewicz 1973)

- Rabcewicz cũng đưa ra những kết luận sau đây về mối quan hệ tương hỗ giữa hệ thống chống đỡ cơ sở của NATM, đó là bê tông phun và vòm đá được lắp neo:

– Với cùng một loại đất và chiều dày lớp phủ, mối quan hệ giữa kích thước của các khối bị phân chia bởi khe nứt và diện tích đào sẽ có tính chất quyết định đến việc huy động sự làm việc của lớp vật liệu này.

– Với những tiết diện đào nhỏ ($10-16 \text{ m}^2$) và các khối phân chia khoảng vài dm^3 , thì thường chỉ cần một lớp bê tông phun phủ kín đơn giản dày $d = 3 \text{ cm} \sim 0,017R$ để ổn định hóa hang hầm;

– Nhưng nếu có một gian máy phát điện ngầm khoảng $400-600 \text{ m}^2$, thì nền đá với các khối phân chia kích cỡ như trên sẽ làm việc như một khối không dính, và một vỏ bê tông phun đơn giản cỡ $0,017 \times R = 19-24 \text{ cm}$ sẽ là không đủ để chịu lực. Trong trường hợp này bắt buộc phải tạo ra một vòm đá được lắp đặt neo một cách có hệ thống.

4.11.1.3. Các nguyên tắc cho một phương pháp luận thiết kế của NATM

Các nguyên tắc cho một phương pháp luận thiết kế thích hợp cho NATM có thể chia làm hai nhóm thiết kế chính. Nhóm thứ 1 có thể xem như là một hàm của các yêu cầu kỹ thuật NATM với các ứng dụng trong đất yếu hay đá cứng liên quan đến hệ thống chống đỡ. Nhóm thứ 2 phụ thuộc vào các yếu tố bắt buộc bên ngoài (lún, môi trường, an toàn...).

NATM được hiểu như là một sự kết hợp của các triết lý làm hầm trong đất yếu và đá cứng truyền thống. Sau khi xác định hình dạng và kích thước tùy theo ứng dụng của nó trong đất yếu hay đá cứng, thiết kế NATM chủ yếu liên quan đến đặc điểm hệ thống chống đỡ (gia cố) của nền.

Thiết kế hệ chống cho cả bê tông phun ban đầu và vỏ hầm bê tông cuối cùng (vỏ hầm thứ hai) là phần chính của thiết kế kỹ thuật theo NATM. Trong khi thiết kế hệ chống đỡ cần phải xét đến sự mềm dẻo và chiều dày của vỏ hầm ban đầu, thời gian thi công vỏ hầm, thời gian khép kín vòm hầm... Rabceiwica đề nghị rằng, thiết kế bê tông phun phải đạt được cường độ cao càng nhanh càng tốt và nó phải cứng vững chắc sao cho nó có thể ít kín được bề mặt đất đá một cách chặt chẽ.

Tóm lại, đối với thiết kế bê tông phun và vỏ hầm thứ hai cần xem xét những điều kiện sau:

- Các đặc trưng của đất đá, chẳng hạn như phải xác định cường độ và thời gian tự đứng vững/ổn định. Sau đó đưa ra đường cong tương tác giữa kết cấu và đất nền.

- Nước ngầm cần được tính đến và phải duy trì việc thoát nước hay cách nước theo yêu cầu.

- Nếu cần thoát nước, sự ổn định lâu dài của các lỗ thoát nước phải được duy trì và tính toán số lượng lỗ dựa trên lưu lượng nước chảy vào.

- Khi chọn phương án cách nước, áp lực nước ngầm cần được xem xét trong thiết kế để tính toán tải trọng tác dụng lên vòm hầm, xét sự ổn định lâu dài của màng cách nước.

Cần sử dụng các thành phần chống đỡ bổ sung như neo đá, cọc cừ, dầm chống, lưới thép hàn hay cốt sợi để làm tăng cường độ của bê tông phun. Vật liệu chế tạo bê tông phun cần được xem xét trong thiết kế nhằm đáp ứng tính mềm dẻo và khả năng chịu tải cần thiết.

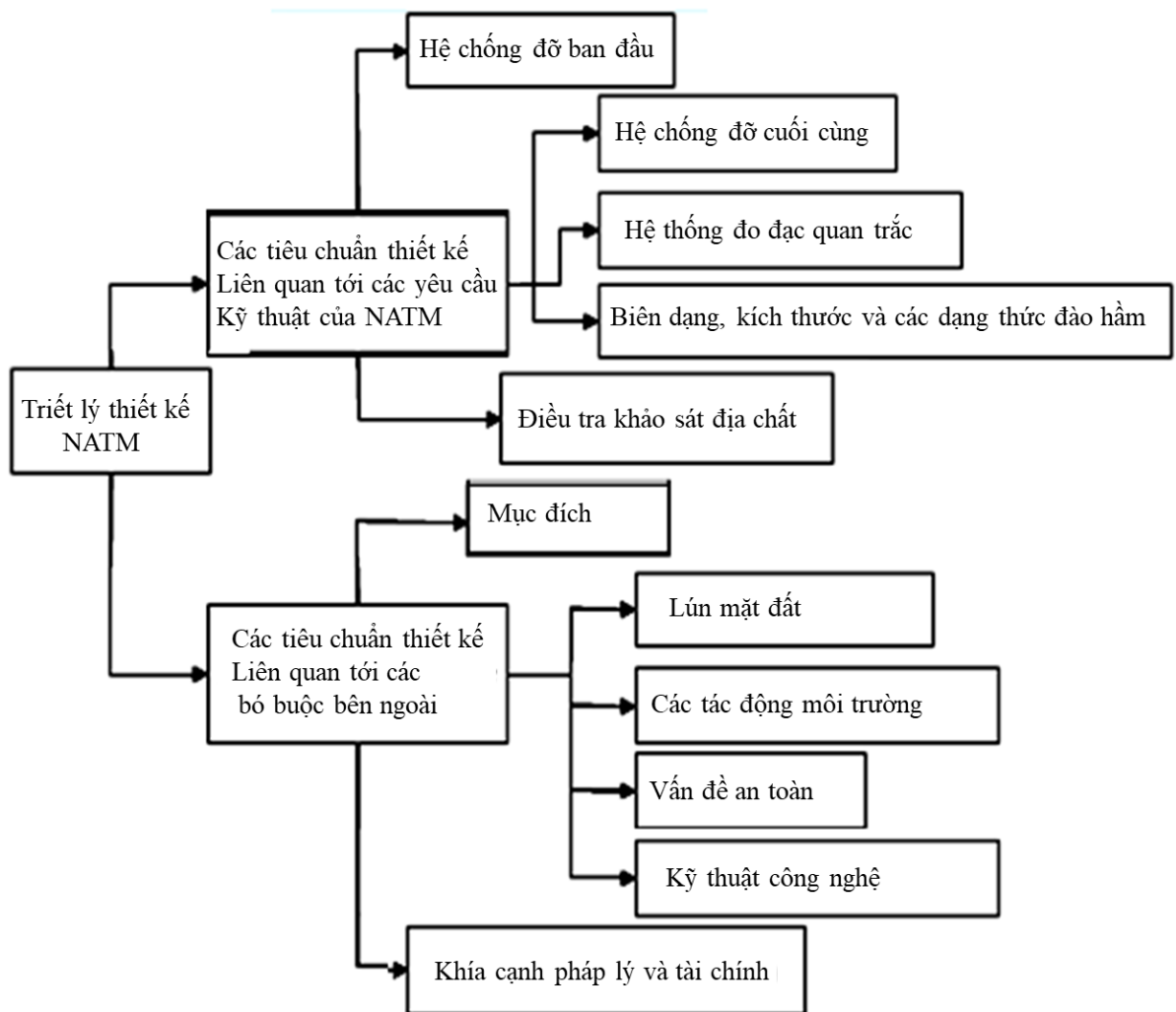
- Cần phải thực hiện kiểm soát các ứng suất trên/trong vỏ hầm biến dạng.

- Thiết kế sơ bộ vỏ hầm bê tông phun ban đầu phải được thực hiện bằng cách dùng các phương tiện phân tích sẵn có như phương pháp kinh nghiệm, các số liệu quan trắc, phương pháp tính toán số, các mô hình vật lý nhỏ hay mô hình theo kích thước thật.

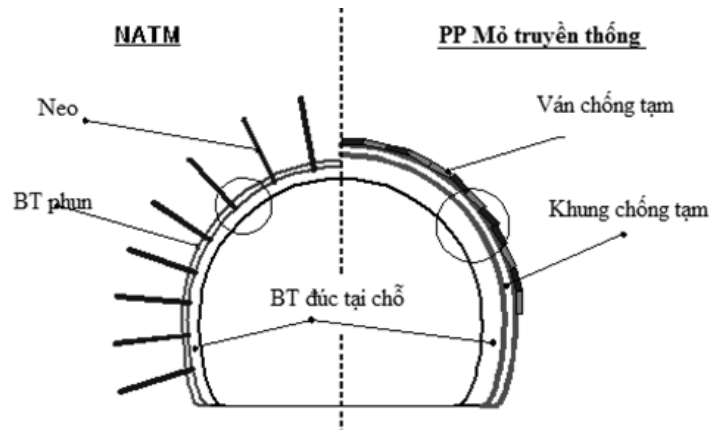
- Vỏ hầm thứ hai thường là vỏ hầm BTCT đúc sẵn và được lắp đặt sau khi lớp bê tông phun đã làm xong hoặc cũng có thể là BTCT đổ tại chỗ.

Khi thiết kế hệ thống chống đỡ của NATM- bao gồm các gia cố ban đầu và vỏ hầm thứ hai- cần thiết phải xem xét đầy đủ các khía cạnh và mối quan hệ giữa chúng, từ đó có thể đưa ra được sự lựa chọn hợp lý (hình vẽ 4.76).

Trên hình vẽ 4.77 dưới đây thể hiện sự khác nhau về cấu tạo giữa hai hệ thống chống đỡ theo NATM và Mỏ truyền thống.



Hình 4. 76. Các khía cạnh thiết kế chung cho NATM



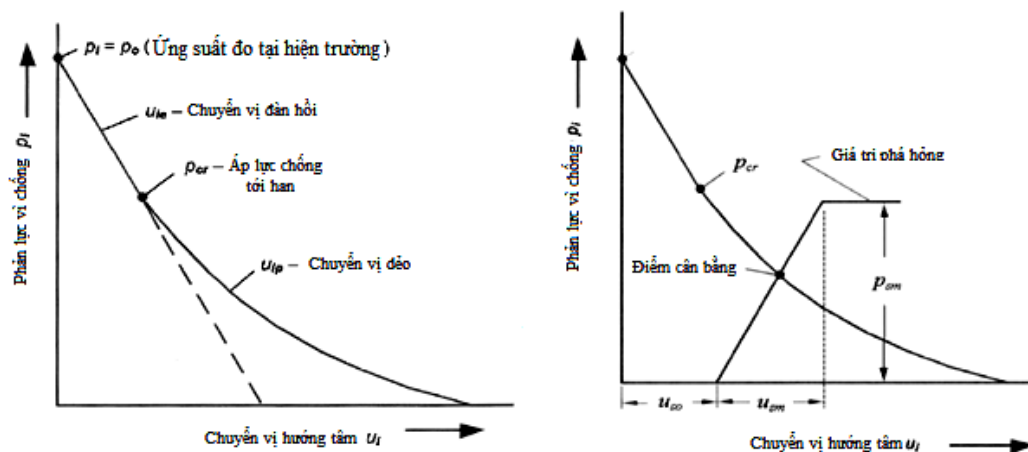
Hình 4. 77. So sánh cấu tạo vỏ hầm theo NATM và Mô truyền thống.

4.11.2. Phương pháp không chế hội tụ-phân tích kết cấu và hàm thi công theo phương pháp NATM

4.11.2.1. Khái niệm cơ bản về tương tác giữa kết cấu gia cố và khối đất đá xung quanh-phương pháp không chế hội tụ

a. Tương tác giữa kết cấu gia cố và khối đất đá xung quanh

Sự tương tác giữa kết cấu gia cố và khối đất đá xung quanh cũng được mô tả bởi đường cong phản ứng của nền (Ground Reaction Curve–GRC), liên quan đến áp lực gia cố bên trong với sự hội tụ của biên đường hầm và Đường cong đặc tính của kết cấu chống (Support Characteristic Curve –SCC). Mô tả chung về đường cong phản ứng nền được như hình 4.78 [Hoek (1999)].



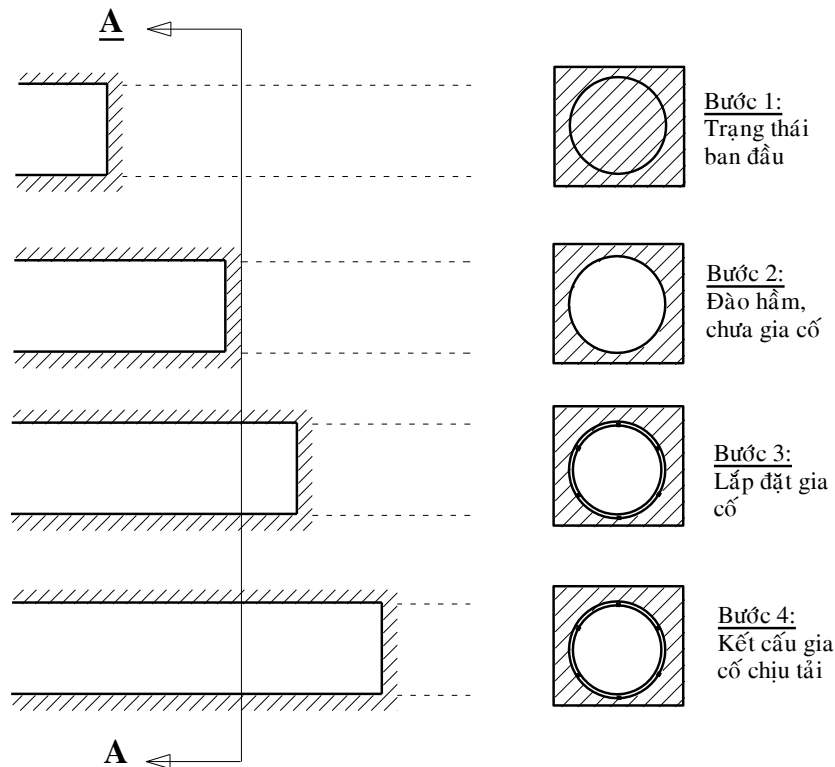
Hình 4. 78. Đường cong phản ứng nền và quan hệ giữa áp lực gia cố và chuyển vị (Hoek et al., 1995).

Mô tả về mối quan hệ giữa áp lực gia cố và chuyển vị của nền có thể được thể hiện như sau Hình 4.79.

Khi một kết cấu gia cố được lắp đặt, thì kết cấu này không chịu toàn bộ tải trọng tác dụng lên nó ngay mà sẽ mang tải dần dần. Một phần tải trọng sẽ được phân bố lại trên đất đá xung quanh gương đào và đất đá sẽ tự mang tải. Khi gương đào tiến lên (rời xa mặt cắt gia cố) thì hiệu ứng vòm này giảm đi và kết cấu chống đỡ sẽ mang được một lượng tải trọng lớn hơn so với khi lắp

đặt sớm. Khi gương đào tiến xa hơn nữa thì kết cấu chống đỡ sẽ mang đầy đủ tải trọng thiết kế một cách hiệu quả. Các giai đoạn xây dựng hầm được minh họa trong hình 4.79.

Bước 1: Gương hầm chưa tiến tới mặt cắt (A-A), khối đá nằm trong vùng đường biên hầm dự kiến đào ở trạng thái cân bằng với khối đá bao quanh đường hầm. Áp lực chống giữ phía trong p_i tác động trên biên đường hầm dự kiến sẽ đào cân bằng với áp lực p_0 .

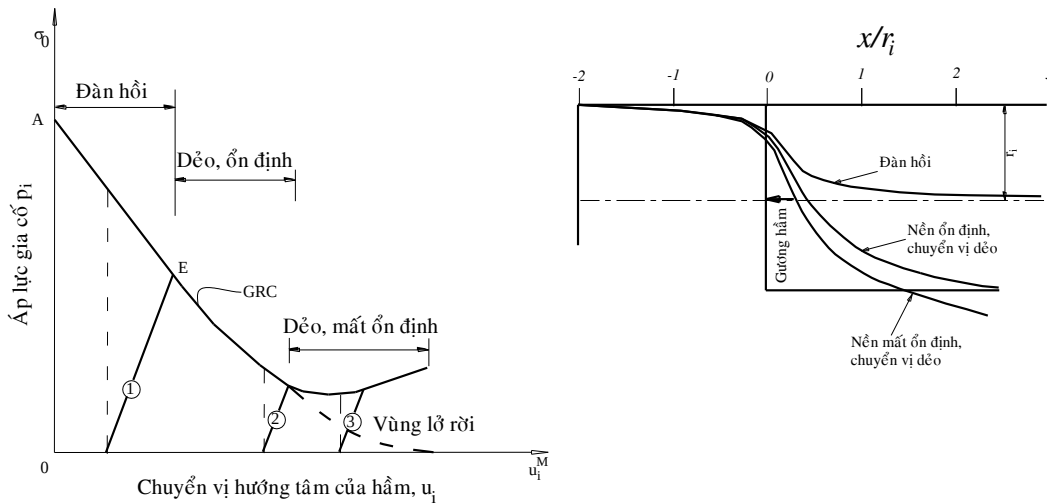


Hình 4. 79. Mô tả các giai đoạn trong xây dựng hầm

Bước 2: Gương hầm tiến đến mặt cắt (A-A) và trường ứng suất nguyên sinh p_0 , dần dần giảm do hiện tượng giải phóng ứng suất trong đất đá vùng lân cận gương đào. Mặc dù vậy, đường hầm vẫn không bị sụt lún do biến dạng hướng kính (u_i) vẫn còn được hạn chế bởi sự tồn tại của mặt gương hầm gần kề ngăn cản đáng kể sự biến dạng của khối đá đã đào qua. Nếu biến dạng của khối đá do việc đào hầm lớn, một áp lực gia cố (p_i) do kết cấu chống đỡ tạo ra nhằm hạn chế biến dạng hướng kính (u_i) tương ứng. Nhưng chú ý là, áp lực gia cố (p_i) cần để hạn chế biến dạng của nóc là lớn hơn so với áp lực để ngăn cản biến dạng hông do trọng lượng của khối đất đá phía trên đường hầm được tính vào thành phần áp lực gia cố đòi hỏi để hạn chế các thành phần ứng suất gây ra bởi sự dịch chuyển của khối đá tại nóc hầm.

Bước 3: Gương hầm vượt quá mặt cắt (X-X) một khoảng bằng 1/2 lần đường kính đường hầm và lúc này tác dụng hạn chế biến dạng bởi sự có mặt của gương hầm gần kề vùng biến dạng đã giảm đáng kể. Đây là nguyên nhân gây ra sự phát triển của biến dạng hướng kính tại nóc và hông đường hầm. Sự biến dạng vào phía trong hay sự hội tụ của đường hầm gây ra tải trọng lên kết cấu chống đỡ (kết cấu chống đỡ có đặc tính đàn hồi cứng). Áp lực chống giữ trong kết cấu chống đỡ tăng cùng với sự gia tăng của các đại lượng biến dạng u_i .

Bước 4: Gương hầm đã vượt rất xa so với mặt cắt (A-A) và không còn có sự tác động nào giúp cho khả năng tự ổn định của khối đá tại mặt cắt (A-A). Nếu kết cấu chống đỡ không được lắp dựng thì biến dạng sẽ tăng và hội tụ tại giá trị u_{max} (tùy thuộc vào các tính chất cơ lý của đá).



a. Đường cong chuyển vị nền và các thời điểm lắp đặt kết cấu chống.

b. Sự giải phóng ứng suất trên gương đào

Hình 4. 80. Đường cong chuyển vị của nền và ảnh hưởng của sự giải phóng ứng suất theo các giai đoạn

1. Lắp đặt kết cấu chống đỡ sớm: kết cấu gia cố chịu uốn, hầm ổn định.
2. Lắp đặt kết cấu đóng thời điểm, chuyển vị của nền dẻo, hầm ổn định, kết cấu làm việc đàn hồi.
3. Lắp đặt kết cấu muộn, chuyển vị dẻo vượt quá giới hạn, kết cấu chống đỡ chịu uốn, hầm mất ổn định.

Rõ ràng từ một ví dụ đơn giản ở trên cho thấy rằng, các kết cấu chống đỡ giữ hợp lý phải được tính toán trên cơ sở mỗi tác động vốn có giữa đặc tính biến dạng tải trọng của cả kết cấu chống đỡ và khối đất đá. Việc phân tích đầy đủ mỗi tác động qua lại giữa vỏ và khối đá là một vấn đề lý thuyết cực kỳ khó khăn và cho đến nay vẫn chưa đưa ra một giải pháp có tính định lượng thoả mãn yêu cầu đặt ra.

Như đã chỉ ra trong hình 4.79, 4.80, nếu một kết cấu gia cố được lắp đặt quá sớm khi đất đá chưa có được các biến dạng cần thiết thì kết cấu chống đỡ làm việc bất lợi do khối đá xung quanh đường hầm vẫn tiếp tục biến dạng. Một ví dụ của Hoek- Brown [8] cho thấy, để ngăn cản các biến dạng đàn hồi của đường hầm khi trong trường ứng suất nguyên sinh $p_0 = 54\text{MPa}$ cho đường hầm có bán kính $r_i = 4\text{ m}$ cần phải sử dụng một lớp vữa bê tông liền khối dày 300mm hoặc phải sử dụng kết cấu chống đỡ bằng vì thép hình nặng. Nếu kết cấu chống đỡ sau khi các biến dạng đã phát triển sang giai đoạn dẻo thì chỉ cần một biện pháp gia cố mang tính mềm dẻo như bê tông phun đã có thể ngăn cản được những biến dạng quá mức.

b. Các đặc trưng của môi trường đất đá, tiêu chuẩn phá hủy

b.1. Các đặc trưng của môi trường đất đá xung quang - MTĐĐXQ

Để xây dựng đường cong phản ứng của khối đá, cần thiết phải có các mô hình phá hủy và các tiêu chuẩn tương ứng. Một số điều kiện dẻo được sử dụng phổ biến như: Mises, Tresca, Mohr-Coulomb và Drucker-Prager. Ngoài ra, còn có tiêu chuẩn thực nghiệm (bán kính nghiệm) Hoek-Brown được sử dụng rộng rãi trong nghiên cứu các mô hình phá hủy của đất đá. Tiếp theo trong tài liệu này, sử dụng hai tiêu chuẩn phá hủy để xây dựng đường cong phản ứng của nền là Mohr-Coulomb và Hoek-Brown, hai tiêu chuẩn này được sử dụng rộng rãi trong thiết kế hiện nay và có sẵn trong các phần mềm phổ thông như Phase2, Plaxi....

(1) Tiêu chuẩn phá huỷ Mohr – Coulomb

Mô hình phá huỷ Mohr - Coulomb được sử dụng rộng rãi để nghiên cứu khối đá ở trạng thái ứng suất ba trục. Tiêu chuẩn này đánh giá độ bền khối đá dựa trên hai thông số cơ bản là góc ma sát trong của đất φ và lực dính C . Tiêu chuẩn này được dựa trên cơ sở như sau:

- Đá bị phá huỷ khi độ bền trượt trên bất kỳ một mặt phẳng nào đạt đến giới hạn bền của vật liệu.
- Cường độ chống cắt thuộc bất kỳ một mặt phẳng nào đều là một hàm của ứng suất dọc trục G_n trên mặt phẳng đó.
- Cường độ chống cắt độc lập với ứng suất chính trung gian.

Một cách quát, phương trình ứng suất cắt có quan hệ tuyến tính với ứng suất pháp tuyến như sau:

$$\tau = C + \sigma_n \tan \varphi \quad (4.293)$$

Với:

- τ : cường độ chống cắt của đất.
- σ_n : ứng suất pháp tuyến.
- φ : góc ma sát trong của đất.
- C : lực dính của đất đá (MPa).

Trong vùng dẻo, tiêu chuẩn Mohr – Coulomb có dạng sau:

$$\sigma_1 = \sigma_c + k \sigma_3 \quad (4.294)$$

Trong đó:

$$\sigma_c = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}; \quad k = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

(2) Tiêu chuẩn phá huỷ Hoek – Brown

Mẫu đá được thí nghiệm dưới điều kiện tải trọng ba trục cho phép xác định các ứng suất phá huỷ của đá. Theo Hoek – Brown, điều kiện phá huỷ của mẫu đá nguyên khối theo quy luật parabol dưới đây:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1} \quad (4.295)$$

Các thông số của tiêu chuẩn Hoek – Brown được đánh giá từ tổ hợp các mẫu thí nghiệm trên lõi khoan đá nguyên khối và có tính đến “sự điều chỉnh” theo kinh nghiệm cho các khối đá bị suy giảm độ bền do sự có mặt của các nứt nẻ và khe nứt.

Mối quan hệ giữa các ứng suất chính ở trạng thái bị phá huỷ được xác định bằng hai thông số: độ bền nén một trục σ_c và hằng số m_i là thông số phụ thuộc vào loại đá (thông thường thì $5 \leq m_i \leq 40$). Cả hai thông số σ_c , m có thể được xác định bằng phân tích hồi quy của các kết quả thí nghiệm mẫu.

Trong thực tế, các mẫu thí nghiệm đá nguyên khối thường có độ bền lớn hơn so với đá nguyên trạng, điều này phản ánh sự có mặt của các khe nứt và khiếm khuyết trong khối đá ở trạng thái nguyên trạng. Bằng việc sử dụng chỉ số độ bền địa chất (*Geological strength Index – GSI*) có thể điều chỉnh được các thông số trong tiêu chuẩn phá huỷ nhằm đánh giá sự suy giảm độ bền

ngoài hiện trường. GSI là một số không thứ nguyên, có phạm vi biến đổi từ 10 đến 100 và được rút ra theo kinh nghiệm. Khi đưa hệ số GSI vào, tiêu chuẩn phá hủy Hoek – Brown được thể hiện bằng mối quan hệ sau (Hoek và Brown, 1997):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (4.296)$$

Thông số m_b trong công thức trên phụ thuộc vào cả thông số m_i của đá nguyên khối và giá trị GSI và được xác định bằng công thức:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28} \right) \quad (4.297)$$

Các tham số s , và a cũng phụ thuộc vào kinh nghiệm dựa trên giá trị GSI và được xác định bằng công thức sau:

- Khi $GSI \geq 25$:

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9} \right) \quad (4.298)$$

$$a = 0.5$$

- Khi $GSI < 25$:

$$s = 0$$

$$a = 0.65 - \left(\frac{GSI}{200} \right) \quad (4.299)$$

Cần phải chú ý rằng, tiêu chuẩn này thừa nhận tính chất đồng nhất - liên tục của khối đá và không nên áp dụng cho các trường hợp có các khối đá có các khe nứt rõ ràng và do đó khối đá không có tính chất đồng nhất – liên tục.

Londe (1998) đã chỉ ra rằng, tiêu chuẩn Hoek – Brown được xác định theo công thức (4.295) có thể được chuyển đổi thành một đường bao phá hủy tổng quát độc lập với các thông số σ_c , m_b , và s . Việc chuyển đổi được đề xuất áp dụng trường hợp đặc biệt $a=0.5$ và bao gồm cả việc chia cường độ ứng suất bằng m_b , s và thêm vào kí hiệu $\frac{s}{m_b^2}$. Khảo sát các thông số được thể hiện

trong công thức (4.295), các ứng suất tỉ lệ S_1 và S_3 được xác định như sau:

$$S_1 = \frac{\sigma_1}{m_b \sigma_c} + \frac{s}{m_b^2}$$

$$S_3 = \frac{\sigma_3}{m_b \sigma_c} + \frac{s}{m_b^2} \quad (4.300)$$

Vậy, tiêu chuẩn phá hủy của đá từ công thức (4.295) được viết lại dưới dạng:

$$S_1 = S_3 + \sqrt{S_3} \quad (4.301)$$

1.1.1. Các đặc trưng phá hủy của đá

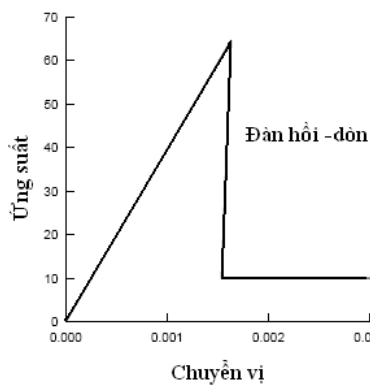
Dưới mức độ tác dụng của ứng suất, đất đá trong môi trường mất khả năng chịu lực. Tại khu vực đó có giá trị ứng suất lớn nhất và khả năng chịu lực của đất đá là tối thiểu sẽ hình thành vùng cân bằng giới hạn.

Đất đá sẽ bị mất khả năng chịu lực khi xảy ra biến dạng chảy dẻo hoặc phá hoại dòn.

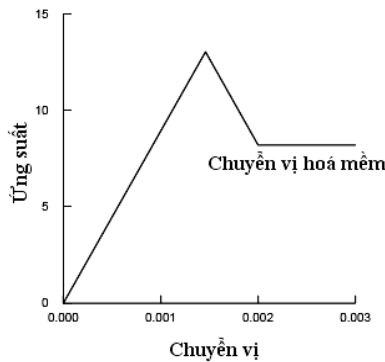
Khi nghiên cứu các mô hình phá huỷ của khối đá, cần thiết phải xác định được các đặc trưng phá huỷ đá.

a. Phá hoại dòn

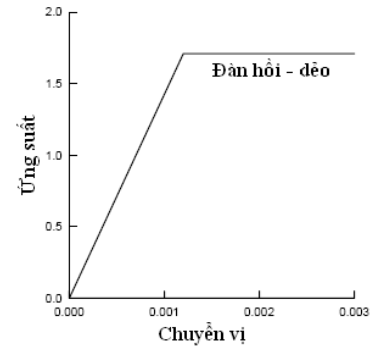
Các loại đá cứng như granit dạng khối, đá quaczit kết cấu đặc chắc, sự mất ổn định của đá được cho rằng do đá có tính đàn hồi - cứng. Khi vượt quá giới hạn bền của đá, thì sự suy giảm độ bền đột ngột xuất hiện (hình 4.81a). Quá trình phá hoại là phá hoại dòn. Sự hình thành vùng cân bằng giới hạn có thể dẫn tới sự phá hoại tính liên tục của môi trường trên biên của vùng cân bằng giới hạn, được biểu thị bằng sự chênh lệch của σ_0 .



a. Phá hoại dòn



b. Đá có chất lượng trung bình



c. Phá hoại dẻo

Hình 4. 81. Các đặc trưng phá huỷ của các loại đá có chất lượng khác nhau

b. Phá hoại dẻo

Trong các đá có chất lượng không tốt, sự hình thành của vùng cân bằng giới hạn không có sự phá hoại đất đá và không phá vỡ tính liên tục của môi trường. Trong dải biến dạng nhất định không có sự biến đổi các giá trị đặc trưng độ bền khối đá.

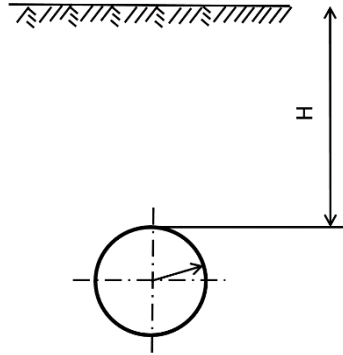
4.11.2.2. Xây dựng các đường đặc tính trong phương pháp không chế hội tụ

Xét một đường hầm có chiều sâu đặt hầm đủ lớn để có thể đưa về bài toán lỗ khoét trong không gian đàn hồi. Đất đá có trạng thái ứng suất nguyên sinh là trạng thái ứng suất thủy tĩnh (hệ số áp lực hông $\lambda=1$).

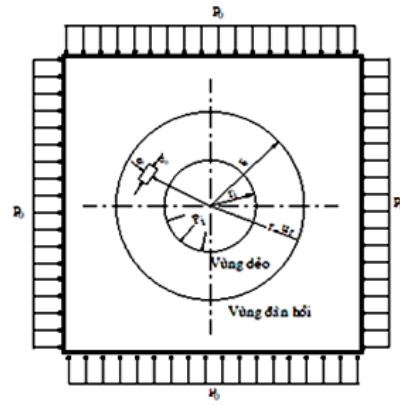
Bán kính của đường hầm là r_i , đất đá xung quanh khoang hầm thoả mãn các điều kiện phá huỷ Mohr –Coulomb hoặc Hoek – Brown.

Theo phương pháp convergence – confinement, các thành phần cơ bản như sau:

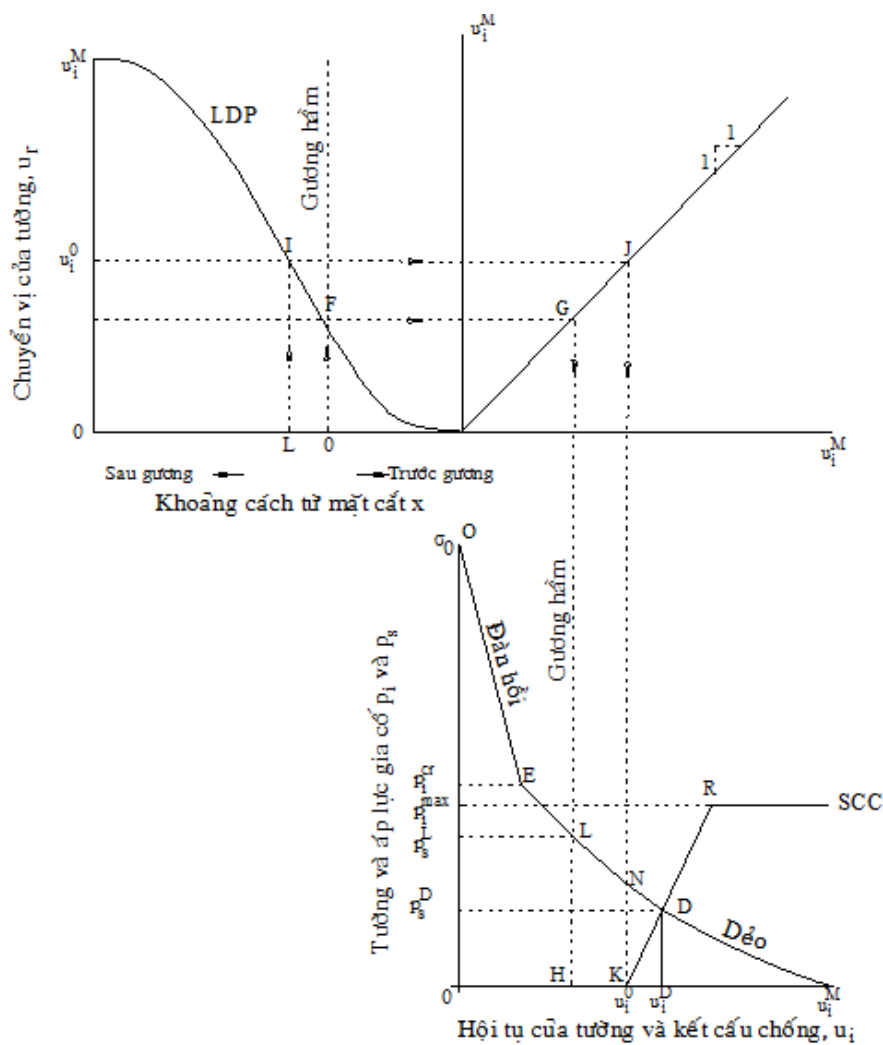
- 1) Đường cong phản lực đất (Ground Reaction Curve –GRC).
- 2) Đường cong đặc tính của kết cấu chống (Support Characteristic Curve –SCC).
- 3) Biến dạng theo dọc trục hầm (Longitudinal Deformation Profile – LDP).



Hình 4. 82. Sơ họa đường hầm



Hình 4. 83. Mô hình tính toán.



Hình 4. 84. Các thành phần cơ bản của phương pháp convergence - confinement

ii) Đường cong phản lực đất (Đường cong đặc tính của nền)

Đường cong đặc tính của khối đất đá và sự tương tác đất đá – vỏ chống cũng như biến dạng theo thời gian được Fenner-Pacher mô tả bằng phương trình gọi là đường cong Fenner-Pacher (4.302) giống như (4.292) đã nêu ở trên:

$$p_i = (\gamma H + C \cot \phi)(1 - \sin \phi) \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^\alpha - C \cot \phi \quad (4.302)$$

Trong đó:

- γ : trọng lượng thể tích của đất đá
- ϕ : góc ma sát trong của đất đá
- C : lực dính của đất đá
- $= \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

Ứng suất tại ranh giới của vùng biến dạng dẻo là:

$$\sigma_{re} = (\gamma H + C \cot \phi) \left(\frac{r}{r_i} \right)^\alpha - C \cot \phi \quad (4.303)$$

Với: r_e – ranh giới của vùng biến dạng dẻo (bán kính của khu vực biến dạng dẻo)

Biến dạng tại khu vực đàn hồi là ($r \geq r_e$):

$$u = \frac{r_i}{2G} (\gamma H + C \cot \phi) \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^2 \sin \phi$$

$$\frac{r_e}{r_i} = \left[\frac{\gamma H + C \cot \phi}{p_i + C \cot \phi} (1 - \sin \phi) \right]^{\frac{1}{\alpha}} \quad (4.304)$$

- Ứng suất trong vùng biến dạng đàn hồi ($r \geq r_e$):

$$\begin{cases} \sigma_r = \gamma H \left(1 - \frac{r_e^2}{r^2} \right) + \sigma_{re} \frac{r_e^2}{r^2} \\ \sigma_\theta = \gamma H \left(1 + \frac{r_e^2}{r^2} \right) - \sigma_{re} \frac{r_e^2}{r^2} \end{cases} \quad (4.305)$$

- Ứng suất trong vùng biến dạng dẻo ($r_i \leq r \leq r_e$):

$$\begin{cases} \sigma_r = (p_i + C \cot \phi) \left(\frac{r}{r_i} \right)^\alpha - C \cot \phi \\ \sigma_\theta = K_p (p_i + C \cot \phi) \left(\frac{r}{r_i} \right)^\alpha - C \cot \phi \end{cases} \quad (4.306)$$

- Biến dạng tại khu vực dẻo là:

$$u = \frac{r_i}{2G} \chi \quad (4.307)$$

Với:

$$\begin{aligned} \chi = & (2v - 1)(\gamma H + C \cot g \phi) + \\ & + (1 - v) \left[\frac{(k^2 - 1)}{k + k_p} \right] (p_i + C \cot g \phi) \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^\alpha \left(\frac{r_e}{r} \right)^{k_p + 1} + \\ & + \left[(1 - v) \frac{(kk_p + 1)}{(k + k_p) - v} \right] (p_i + C \cot g \phi) \left(\frac{r}{r_i} \right)^{k_p - 1} \end{aligned} \quad (4.308)$$

- $k_p = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$.
- góc dẫn nổ thể tích của khối đá ở trạng thái bị phá huỷ.
- $\sigma_c = \frac{2C \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}; \quad \beta = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$

Dựa vào đường cong này đưa ra khái niệm để xác định độ cứng kết cấu chống đỡ hợp lý cũng như thời gian thích hợp lắp đặt kết cấu chống đỡ. Từ các phương trình (4.292) và (4.302) và đường cong tương tác giữa đất đá và vỏ chống theo Fenner-Pacher Hình vẽ (4.75).

Nếu vỏ chống cứng hơn (2) được sử dụng và lắp đặt sớm, nó sẽ chịu tải lớn hơn bởi vì khối đá xung quanh khoang đào chưa biến dạng đầy đủ để đạt đến trạng thái cân bằng. Sau điểm C, tính chất của đất đá trở nên phi tuyến. Nếu như vỏ chống (1) được lắp đặt sau một chuyển vị nhất định nào đó đã xảy ra (điểm A) khi đó hệ thống đạt đến trạng thái cân bằng với tải trọng tác dụng lên vỏ chống sẽ nhỏ hơn. Rabcevicz (1973) đã kết luận: Đặc điểm đặc biệt của NATM đó là sự giao nhau giữa đường đặc tính của khối đá và kết cấu chống đỡ cần luôn xảy ra tại điểm đi xuống của đường cong. Điều đó dẫn đến độ cứng của kết cấu chống đỡ nhỏ hơn, đó là nguyên nhân cho phép có biến dạng trong những trường hợp áp dụng NATM. Hơn nữa ông nhấn mạnh rằng kết cấu chống đỡ cần phải không quá cứng cũng không quá mềm. Sau điểm B sự sụt lở bắt đầu và áp lực tác động lên vỏ chống tăng lên rất nhanh. Tuy nhiên nếu vỏ chống được áp dụng đúng thời điểm biến dạng cho phép thì khi đó áp lực lên vỏ chống đạt giá trị nhỏ nhất.

Đường cong phản lực đất được xây dựng trên lời giải các mô hình đàn - dẻo của một gương đào hình tròn nằm trong trường ứng suất thuỷ tĩnh (hệ số áp lực hông $\lambda = 1$). Đất đá là vật liệu thoả mãn tiêu chuẩn phá huỷ Mohr-Coulomb hay Hoek-Brown.

(1) Đường cong phản lực đất của vật liệu thoả mãn tiêu chuẩn Mohr – Coulomb

Nếu tiêu chuẩn phá huỷ Mohr-Coulomb được chấp nhận cho khối đá, với c và φ là lực dính và góc ma sát của khối đá. Góc dẫn nổ - là góc ma sát trong của đá khi bị phá huỷ có sự thay đổi về thể tích - của khối đá được ký hiệu là ψ .

Tương quan chủ yếu của bài toán đàn - dẻo một chiều ($\lambda = 1$) (mô hình Labase – K.V Rupeneit) như sau:

- Sự phân bố ứng suất ở vùng đàn hồi ($r \geq r_e$):

$$\begin{cases} \sigma_r = \gamma H \left(1 - \frac{r_e^2}{r^2} \right) + \sigma_{re} \frac{r_e^2}{r^2} \\ \sigma_\theta = \gamma H \left(1 + \frac{r_e^2}{r^2} \right) - \sigma_{re} \frac{r_e^2}{r^2} \end{cases} \quad (4.309)$$

- Các ứng suất hướng tâm tại biên của biến dạng dẻo:

$$\sigma_{re} = (p_0 + C \cot g \phi) \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^\alpha - C \cot g \phi \quad (4.310)$$

Áp lực lên vì chống:

$$p_i = (\gamma H + C \cot g \phi) (1 - \sin \phi) \left(\frac{r_i}{r_e} \right)^\alpha - C \cot g \phi \quad (4.311)$$

- Đây chính là biểu thức đường cong đáp ứng Fenner & Pacher (4.1), (4.11) đã trình bày ở trên.

- Biến dạng tại khu vực đàn hồi:

$$u = \frac{r_i}{2G} (\gamma H + C \cot g \phi) \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^2 \sin \phi$$

$$\frac{r_e}{r_i} = \left[\frac{\gamma H + C \cot g \phi}{p_i + C \cot g \phi} (1 - \sin \phi) \right]^{\frac{1}{\alpha}} \quad (4.312)$$

- Sự phân bố ứng suất ở khu vực biến dạng dẻo ($r_i \leq r \leq r_e$):

$$\begin{cases} \sigma_r = (p_i + C \cot g \phi) \left(\frac{r}{r_i} \right)^\alpha - C \cot g \phi \\ \sigma_\theta = k(p_i + C \cot g \phi) \left(\frac{r}{r_i} \right)^\alpha - C \cot g \phi \end{cases} \quad (4.313)$$

Ở đây: r_e – biên của khu vực biến dạng dẻo; $\alpha = \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} = k-1$

- Biến dạng tại khu vực dẻo là:

$$u = \frac{r_i}{2G} \chi \quad (4.314)$$

Trong đó:

$$\begin{aligned} \chi = & (2\nu - 1)(\gamma H + C \cot g \phi) + \\ & + (1 - \nu) \left[\frac{(k^2 - 1)}{k + k_p} \right] (p_i + C \cot g \phi) \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^\alpha \left(\frac{r_e}{r} \right)^{k_p+1} + \\ & + \left[(1 - \nu) \frac{(k k_p + 1)}{(k + k_p) - \nu} \right] (p_i + C \cot g \phi) \left(\frac{r}{r_i} \right)^{k_p-1} \end{aligned} \quad (4.315)$$

Và: $k_p = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$, ψ - góc dẫn nở của khối đá ở trạng thái bị phá hủy.

Có các trường hợp sau xảy ra tại khi xác định biến dạng tại khu vực biến dạng dẻo:

c. Trường hợp 1 - $\psi = \phi$, $k = k_p$

$$\begin{aligned} \chi = & (2\nu - 1)(\gamma H + C \cot g \phi) + \\ & + (1 - \nu) \left[\frac{(k^2 - 1)}{2k} \right] (p_i + C \cot g \phi) \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^\alpha \left(\frac{r_e}{r} \right)^{k_p+1} + \\ & + \left[(1 - \nu) \frac{(k^2 + 1)}{2k - \nu} \right] (p_i + C \cot g \phi) \left(\frac{r}{r_i} \right)^{k_p-1} \end{aligned} \quad (4.316)$$

Trường hợp 2 - $\psi = 0$, $k_p = 1$, đá không bị dẫn nở thể tích khi bị phá hủy:

$$\begin{aligned} \chi = (2\nu - 1)\gamma H + (1 - \nu)(k - 1)(p_i + C \cot g \phi) \left(\frac{r_e}{r_i}\right)^\alpha \left(\frac{r_e}{r}\right)^2 + \\ + (1 - 2\nu)(p_i + C \cot g \phi) \left(\frac{r}{r_i}\right)^\alpha \end{aligned} \quad (4.317)$$

Trường hợp 3 - $\varphi = \phi$, $C = 0$:

Với $\psi = \phi$:

$$\begin{aligned} \chi = (2\nu - 1)\gamma H + (1 - \nu) \left[\frac{(k^2 - 1)}{2k} \right] (p_i + C \cot g \phi) \left(\frac{r_e}{r_i}\right)^\alpha \left(\frac{r_e}{r}\right)^{k_p - 1} + \\ \left[(1 - \nu) \frac{(k^2 - 1)}{2k - \nu} \right] (p_i + C \cot g \phi) \left(\frac{r}{r_i}\right)^\alpha \end{aligned} \quad (4.318)$$

Với $\psi = 0$:

$$\chi = (2\nu - 1)\gamma H + (1 - \nu)(k - 1)p_i \left(\frac{r_e}{r_i}\right)^\alpha \left(\frac{r_e}{r}\right)^2 + (1 - 2\nu)p_i \left(\frac{r}{r_i}\right)^\alpha \quad (4.319)$$

Trường hợp 4 - $\varphi = 0$, $C = C$:

- Điều kiện phá huỷ:

$$\gamma H \geq p_i + C \quad (4.320)$$

- Bán kính vùng dẻo:

$$r_e = r_i \exp \left[\frac{\lambda H - p_i}{2C} - \frac{1}{2} \right] \quad (4.321)$$

- Các ứng suất tại vùng dẻo:

$$\begin{aligned} \sigma_r = p_i + 2C \ln \left(\frac{r}{r_i} \right) \\ \sigma_\theta = p_i + 2C \left[1 + \ln \left(\frac{r}{r_i} \right) \right] \end{aligned} \quad (4.322)$$

- Biến dạng:

$$\begin{aligned} u = C(1 + \nu) \left[1 - \frac{C(1 + \nu)}{2E} \right] \exp \left(\frac{\gamma H - p_i}{C - 1} \right) \\ \cong C \frac{(1 + \nu)}{E} \exp \left(\frac{\gamma H - p_i}{C - 1} \right) \end{aligned} \quad (4.323)$$

d. Đường cong phản lực đất của vật liệu thoả mãn tiêu chuẩn Hoek –Brown (lời giải của Carranza -Torres và Fairhurst)

Trong vùng bị phá huỷ, đất đá thoả mãn tiêu chuẩn phá huỷ Hoek –Brown, thừa nhận ở đây $\sigma_\theta = \sigma_1$ và $\sigma_r = \sigma_3$. Khi đó, tiêu chuẩn phá huỷ có thể viết lại như sau:

$$\sigma_\theta = \sigma_r + \sqrt{m_r \sigma_c \sigma_r + s_r \sigma_c^2} \quad (4.324)$$

Phương trình xác định ứng suất hướng kính trong vùng phá huỷ:

$$\sigma_r = \frac{m_r \sigma_c}{4} \ln \left(\frac{r}{r_i} \right)^2 + \ln \left(\frac{r}{r_i} \right) (m_r \sigma_c p_i + s_r \sigma_c^2)^{\frac{1}{2}} + p_i \quad (4.325)$$

Với:

- m_r : hằng số Hoek –Brown của đá ở điều kiện bị phá huỷ
- m : hằng số Hoek –Brown của đá ở trạng thái ban đầu.

Để xác định giá trị σ_{re} và bán kính r_e của vùng phá huỷ, dựa trên cơ sở tiêu chuẩn phá huỷ của khối đá ban đầu khi chưa đào phải được thoả mãn tại biên phía trong của vùng đàn hồi, nghĩa là tại $r = r_e$, các thành phần ứng suất chính:

$$\sigma_{\theta e} - \sigma_{re} = 2(P_0 - \sigma_{re}) \quad (4.326)$$

Tiêu chuẩn phá huỷ với đá nguyên khối có thể viết lại ở dạng sau:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{m_r \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s_r} \quad (4.327)$$

Thay $\sigma_{\theta e} = \sigma_1$ và $\sigma_{re} = \sigma_3$ ta có phương trình sau:

$$\sigma_{re} = P_0 - M \sigma_c \quad (4.328)$$

Với:

$$M = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{m}{4} \right)^2 + \frac{m P_0}{\sigma_c} + s \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{m}{8} \quad (4.329)$$

Tiêu chuẩn phá huỷ đối với đá bị phá huỷ phải thoả mãn tại $r=r_e$, nên:

$$\sigma_{re} = \frac{m_r \sigma_c}{4} \ln \left(\frac{r_e}{r} \right)^2 + \ln \left(\frac{r_e}{r} \right) \sqrt{m_r \sigma_c p_i + s_r \sigma_c^2} + p_i \quad (4.330)$$

Cân bằng các giá trị σ_{re} cho các phương trình trên ta có phương trình xác định bán kính miền dẻo:

$$r_e = r_i \exp \left[N - \frac{2}{m_r \sigma_c} \sqrt{m_r \sigma_c p_i + s_r \sigma_c^2} \right] \quad (4.331)$$

Với:

$$N = \frac{2}{m_r \sigma_c} \sqrt{m_r \sigma_c P_0 + s_r \sigma_c^2 - m_r \sigma_c^2 M} \quad (4.332)$$

Như vậy, vùng phá huỷ chỉ tồn tại khi áp lực gia cố bên trong (p_i) do kết cấu chống đỡ, nhỏ hơn giá trị tiêu chuẩn:

$$p_i < p_i^{cr} = P_0 - M \sigma_c \quad (4.333)$$

Khi đó, chuyển vị hướng tâm của đường hầm là:

$$u_i = r_i \left[1 - \left(\frac{1 - e_{av}}{1 + A} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (4.334)$$

Với: e_{av} : biến dạng thể tích dẻo trung bình tương ứng khi khối đá chuyển từ trạng thái ban đầu sang trạng thái bị phá huỷ.

$$e_{av} = \frac{2 \left(\frac{u_e}{r_e} \right) \left(\frac{r_e}{r_i} \right)^2}{\left[\left(\frac{r_e}{r_i} \right)^2 - 1 \right] \left[1 + \frac{1}{R} \right]} \quad (4.335)$$

Giá trị R xác định tùy thuộc vào chiều dày của vùng phá huỷ. Khi chiều dày của vùng phá huỷ tương đối mỏng, tương ứng với $\frac{r_e}{r_i} < \sqrt{3}$:

$$R = 1D \ln \left(\frac{r_e}{r_i} \right) \quad (4.336)$$

$$D = \frac{-m}{m + 4 \left(\frac{m\sigma_{re}}{\sigma_c} + s \right)^{\frac{1}{2}}} \quad (4.337)$$

Khi chiều dày của vùng phá huỷ lớn, tương ứng với $\frac{r_e}{r_i} > \sqrt{3}$

$$R = 1.1D \quad (4.338)$$

iii) Hiệu ứng giải phóng ứng suất, biến dạng của biên hầm theo trục hầm

Khi đào hầm, kết cấu gia cố thường được lắp đặt phía sau gương một khoảng cách d , được gọi là khoảng cách không chống. Chuyển vị u_r sẽ xuất hiện trên gương và trong khu vực chưa gia cố. Chuyển vị này tương ứng với hệ số “mất khống chế” (*confinement loss*) (hay hệ số giải phóng ứng suất) λ_d . Phương trình cân bằng cuối cùng sẽ là kết quả tương tác giữa kết cấu chống và nền. Giả thiết về hệ số “mất khống chế” là chìa khoá của phương pháp khống chế hội tụ và việc xác định giá trị của hệ số λ_d là khó khăn chính.

Hầm đào được xem như một ống hình trụ đáy là gương đào. Sau khi đào hầm, theo hướng đào cách bề mặt gương khoảng cách $1D$ (D -đường kính hầm) biến dạng của đất đá xuất hiện. Do sự tác động của bề mặt gương và phần đất đá chưa đào nên biến dạng cực đại u_r^M của đất đá khi không chống chỉ đạt được ở một khoảng cách nhất định tính từ mặt gương. Kết quả đo đạc thực nghiệm chỉ ra rằng biến dạng cực đại đạt được ở khoảng cách $1,5 \div 3D$ tính từ mặt gương đào. Mối liên hệ giữa tỷ số chuyển vị hướng kính u_r/u_r^M và khoảng cách tính từ bề mặt gương z đối với đường hầm bán kính R được một số tác giả xây dựng trên cơ sở số liệu đo đạc thực nghiệm như sau:

Theo Panet (1995):

$$\lambda_d = \frac{u_r}{u_r^M} = 0,25 + 0,75 \left[1 - \left(\frac{0,75}{0,75 + z/R} \right)^2 \right] \quad (4.339)$$

Theo E. Hoek (1999):

$$\lambda_d = \frac{u_r}{u_r^M} = \left[1 + \exp\left(\frac{-z/R}{1,10}\right) \right]^{-1,7} \quad (4.340)$$

Theo H. C. Булычев (1989): Булычев đã đưa ra hệ số giải phóng ứng suất là α^* với các cơ sở lý thuyết như sau:

- Vỏ chống đỡ trong hệ “vỏ - đất đá” thể hiện tính nguyên khối của kết cấu, do cùng độ cứng chống uốn.
- Phân tích một chiều cho phép xác định giá trị trung bình theo biên mặt cắt ngang hàm của các ứng suất $\bar{p}$ trên biên tiếp xúc giữa vữa và khối nền đóng cả cho trường hợp trường ứng suất ban đầu với các thành phần không bằng nhau (không thuỷ tĩnh) và đúng với hàm có hình dạng mặt cắt ngang bất kỳ.
- Khoảng cách tính từ gương đào đến vị trí đổ vữa hàm và sự tồn tại của những chuyển dịch ban đầu của đất đá được xác định bằng hệ số α^* , hệ số này là thừa số nhân với thành phần của trường ứng suất ban đầu trong khối nền ($\alpha^* \sigma_0$).
- Hệ số α^* có thể được xác định bằng phân tích một chiều các chuyển vị của biên hàm trong trường hợp không vữa theo công thức:

$$\alpha^* = 1 - \frac{u_r}{u_r^M} \quad (4.341)$$

- Hệ số α^* có thể được xác định bằng phân tích một chiều các ứng suất trên biên vữa với đất đá theo công thức:

$$\alpha^* = \frac{\bar{p}}{p_0} \quad (4.342)$$

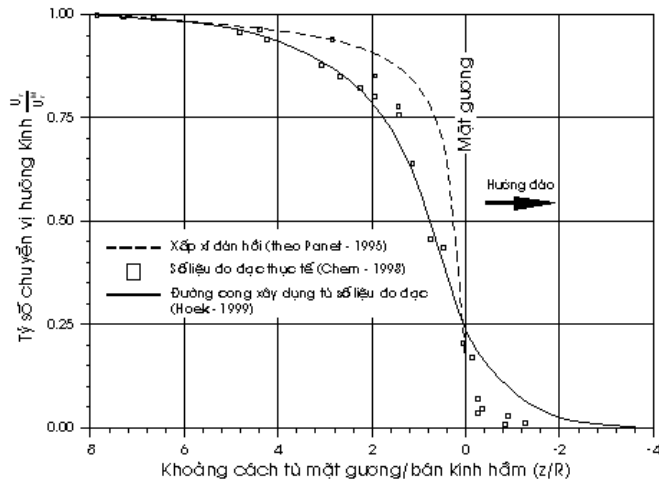
- Với p_0 là ứng suất trên mặt tiếp xúc của vành tròn đàn hồi (mô hình vữa hàm) với môi trường biến dạng tuyến tính (mô hình khối) với điều kiện vành được đặt tức thời vào lỗ khoét và không có khoảng trống ($u_0=0$):

$$p_0 = \frac{\sigma_0}{1 + 2 \frac{G}{Br_i}}; B = \frac{Et}{r^2} \quad (4.343)$$

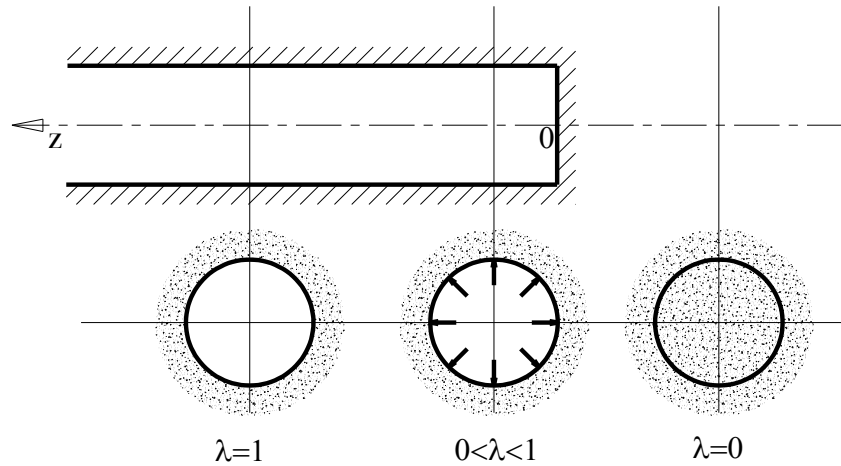
- Ở đây: t - chiều dày của vữa; r - bán kính trục trung hoà

Để xác định hệ số α^* có thể sử dụng công thức thực nghiệm. Hệ số α^* cũng có thể được xác định trên cơ sở xử lý các số liệu đo đạc thực tế về đo đạc áp lực đất đá trên vỏ hàm, biến dạng của vỏ hoặc chuyển dịch của đất đá (phương pháp thực nghiệm phân tích trong tính toán kết cấu vỏ hàm) theo công thức:

$$\alpha^* = \exp\left(1 - \frac{1,3z}{r_i}\right); \quad (4.344)$$



Hình 4. 85. Chuyển vị hướng kính của biên hầm không chống (E.Hoek 1999)



Hình 4. 86. Các giá trị của hệ số λ tại các giai đoạn khác nhau trên khoang đào.

iv) Đường cong đặc tính của kết cấu chống

Đường cong đặc tính của kết cấu chống (SCC) được xây dựng dựa trên mối quan hệ tuyến tính giữa ứng suất gia cố p_i và kết quả chuyển vị u_r cho một mặt cắt gia cố trên một đơn vị chiều dài theo trục hầm.

Kết cấu chống này thường được lắp đặt sau khi gương hầm đã có một dịch chuyển biến dạng hội tụ nhất định của công trình. Độ dịch chuyển ban đầu này là u_0 . Độ cứng của kết cấu gia cố lắp đặt trong đường hầm được đặc trưng bằng độ cứng K_s .

Nếu độ cứng của kết cấu chống là K_s , phần đàn hồi của đường cong đặc tính kết cấu chống - Phần KR trong hình (4.84) có thể được tính toán theo công thức sau:

$$p_s = K_s u_r \quad (4.345)$$

Với: K_s có thứ nguyên (lực /chiều dài).

Tại phần dẻo như minh hoạ trong hình 2.4, xác định tại điểm R, được xác định bởi áp lực lớn nhất p_s^{max} mà kết cấu có thể chống đỡ được khỏi bị sập lở. Cần thiết phải xác định được p_s^{max} và độ cứng đàn hồi K_s cho ba hệ thống chống đỡ sau:

- 1) Bê tông phun hoặc vỏ bê tông.
- 2) Neo (neo vữa hoặc neo cáp).
- 3) Vẽ thép hình.

e. Bê tông phun hoặc vỏ bê tông

Khảo sát một vỏ hầm bằng bê tông phun (bê tông) khép kín, áp lực gia cố lớn mà kết cấu chống nhất có thể cung cấp là:

$$p_s^{\max} = \frac{\sigma_{con}}{2} \left[1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right] \quad (4.346)$$

Độ cứng của kết cấu chống là:

$$K_s = \frac{E_{con}}{(1 + \nu_{con})} \frac{(r_i^2 - (r_i - t_{con})^2)}{((1 - 2\nu_{con}) r_i^2 + (r_i - t_{con})^2)} \quad (4.347)$$

Trong đó:

σ_{con} : độ bền nén không nở hông của vữa bê tông phun (bê tông).

E_{con} : mô đun đàn hồi của bê tông phun (bê tông).

ν_{con} : hệ số poisson của bê tông phun (bê tông).

t_{con} : chiều dày của lớp vữa.

Các giá trị của E_{con} , σ_{con} phụ thuộc vào mác bê tông và ngày tuổi. Thông thường, cường độ của bê tông 7 ngày tuổi xấp xỉ 80% cường độ thiết kế theo mác của bê tông. Hệ số Poisson của bê tông thường giả thiết $\nu_{con} = 0.25$. Chiều dày của lớp vữa bê tông phun phụ thuộc và mức độ gồ ghề của bề mặt sau khi nổ mìn và tỷ lệ của chúng trên gương. Khi bê tông phun được sử dụng như là một hệ thống gia cố tạm thời, chiều dày của chúng thường biến đổi từ 50 đến 100mm.

Với hệ chống đỡ là bê tông đúc sẵn hoặc bê tông đổ tại chỗ, thông số E_{con} , σ_{con} phụ thuộc chủ yếu vào loại xi măng và cốt liệu được sử dụng.

f. Vẽ chống thép

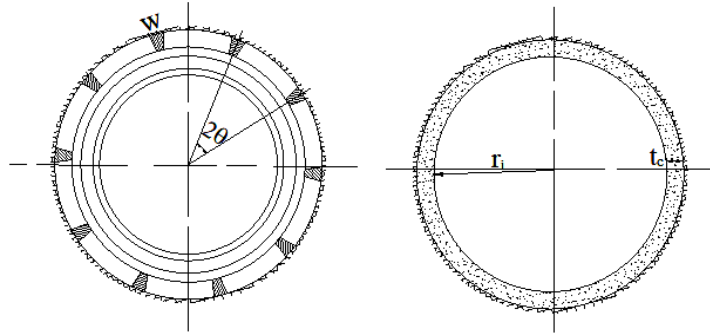
Độ cứng của kết cấu chống bằng vữa thép được tính theo công thức:

$$\frac{1}{K_s} = \frac{S \cdot r_i}{E_s A_s} + \frac{S \cdot r_i^3}{E_s I_s} \left[\frac{\theta (\theta + \sin \theta \cos \theta)}{2 \sin^2 \theta} - 1 \right] + \frac{2S\theta t_B}{E_B W^2} \quad (4.348)$$

Trong đó:

- r_i : Bán kính đường hầm
- S : Khoảng cách giữa các vữa chống dọc theo trục đường hầm
- θ : $\frac{1}{2}$ góc hợp bởi các tấm chèn (xem hình vẽ)
- W : Chiều rộng của khối chèn
- A_s : Diện tích mặt cắt ngang vữa thép
- I_s : Mômen quán tính trên mặt cắt ngang vữa thép
- E_s : Mô đun đàn hồi của thép
- t_B : Chiều dày của thanh nẹp
- E_B : Mô đun đàn hồi của vật liệu làm khối chèn.

Khối nệm chèn được giả thiết có hình vuông và có chiều dài đúng bằng (W), bằng chiều rộng của khối chèn.



Hình 4. 87. Hệ thống chống đỡ bằng vì thép hình và vỏ bê tông

Áp lực gia cố lớn nhất của kết cấu chống bằng vì thép là:

$$p_s^{\max} = \frac{3I_S A_S \sigma_{YS}}{2Sr_i \theta \left[3I_S + X A_S \left(r_i - \left(t_B + \frac{1}{2} X \right) \right) (1 - \cos \theta) \right]} \quad (4.349)$$

- σ_{ys} : cường độ chịu uốn của thép.
- X : chiều rộng mặt cắt ngang của vì thép (m).

g. Neo

Khả năng chống giữ của neo cơ học không có lắp nhét bổ sung hoặc neo liên kết hoá học tùy thuộc vào đặc tính biến dạng của neo, tấm đệm và đầu neo cũng như vào biến dạng của thân neo. Kết quả một thí nghiệm kéo neo điển hình được thể hiện như trong hình 4.16. Độ dịch chuyển đàn hồi trong thân neo được tính theo công thức:

$$u_{eb} = \frac{4l T_{bf}}{\pi d_b^2 E_b} \quad (4.350)$$

Trong đó:

- l : Khoảng chiều dài tự do nằm giữa đầu và đuôi neo.
- d_b : đường kính thanh neo.
- E_b : mô đun đàn hồi của thép neo.
- T_{bf} : tải trọng tác dụng trong neo.

Độ dịch chuyển đàn hồi này phải được cộng thêm một đại lượng:

$$u_{eb} = QT_{bf} \quad (4.351)$$

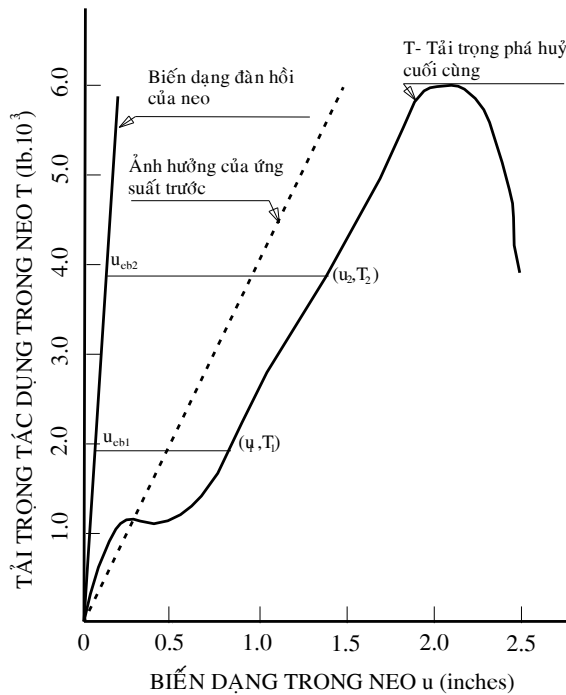
Ở đây:

Q - Đại lượng tương ứng với đặc tính biến dạng tải trọng của neo, tấm đệm và đầu neo. Giá trị của Q có thể được xác định từ đường cong biến dạng tải trọng thu được thông qua các thí nghiệm kéo neo:

$$Q = \frac{(u_2 - u_{eb2}) - (u_1 - u_{eb1})}{T_2 - T_1} \quad (4.352)$$

Với: (u_1, T_1) và (u_2, T_2) là hai điểm nằm trên đường tuyến tính (thẳng) của đường cong trên hình (4.88).

Để loại bỏ trạng thái biến dạng không tuyến tính trong thanh neo gây ra bởi mômen uốn ban đầu trong các thành phần của thanh neo cơ học và tấm đệm, các thanh neo cơ học thông thường tạo ứng suất trước ngay sau khi lắp đặt. Nếu thanh neo không được gây ứng suất trước, nó sẽ có độ cứng không đủ để tương ứng với biến dạng xảy ra trong khối đá.



Hình 4. 88. Đường cong biến dạng tải trọng điển hình của neo xác định bằng thí nghiệm kéo một thanh neo cơ học dài 2m, đường kính 2.5cm.

Tải trọng ra trong thân neo là do biến dạng của khối đá. Chính vì vậy, lực ứng suất trước tạo ra trong thân neo sau khi lắp đặt không nên quá lớn nếu không thì khả năng còn lại của neo để tiếp nhận những tải trọng bổ sung do khối đá gây ra sẽ còn không đáng kể. Trong trường hợp được mô tả trên hình 4.88, giá trị lực ứng suất trước trong thân neo nên nằm trong khoảng 20000 đến 30000 lb là tốt nhất đối với kết cấu chống.

Một thanh neo cơ học không được lắp nhét bằng vừa bổ sung sẽ có thể bị phá huỷ bất ngờ, như chỉ ra trên hình 4.16, nếu độ bền của thân neo không đủ để chịu tải trọng tác dụng. Thông thường, phá huỷ xảy ra tại phần tiện ren của đầu hoặc đuôi neo. Nếu phá huỷ xảy ra là do neo bị tách chẻ (*slip*), thì nói chung quá trình phá huỷ sẽ kéo dài trong thời gian lâu hơn.

Độ cứng K_s của kết cấu chống bằng neo cơ học hoặc neo liên kết hoá học được tính theo công thức:

$$\frac{1}{K_s} = \frac{s_l s_c}{r_i} \left[\frac{4 l}{\pi d_b^2 E_b} + Q \right] \quad (4.353)$$

Ở đây:

- s_c : Khoảng cách giữa các neo theo chu vi đường hầm;
- s_l : Khoảng cách giữa các neo dọc trục đường hầm.

Áp lực gia cố lớn nhất có thể sinh ra trong kết cấu chống do biến dạng của khối đá được cho bởi:

$$p_s^{\max} = \frac{T_{bf}}{s_c s_l} \quad (4.354)$$

Với:

T_{bf} : Độ bền cuối cùng của neo thu được từ các kết quả thí nghiệm kéo neo gắn trên một khối đá tương tự với khối đá thực tế.

h. Ảnh hưởng của kết cấu chống hỗn hợp

Thông thường, trong thực tế thi công hầm thường kết hợp nhiều hệ thống chống đỡ khác nhau để tạo nên một hệ chống đỡ hoàn chỉnh.

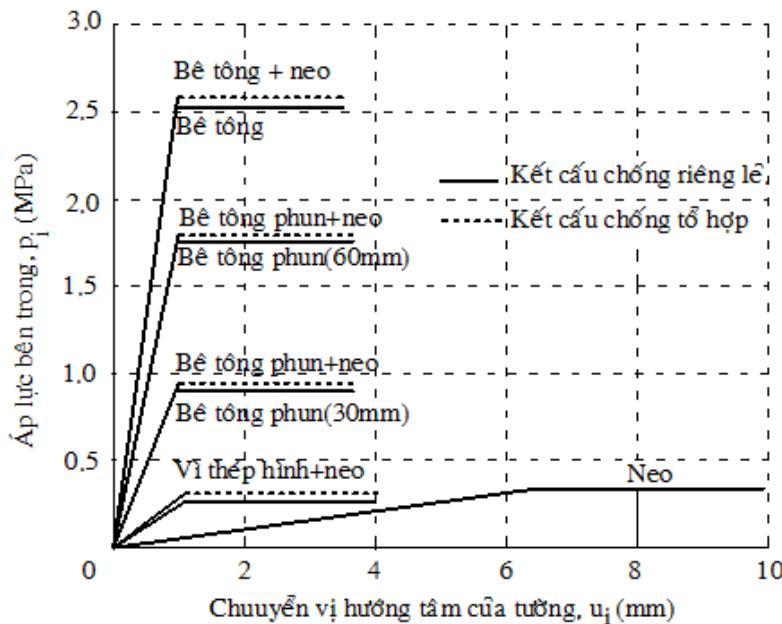
Khi sử dụng kết cấu chống hỗn hợp, độ cứng của kết cấu gia cố hỗn hợp được giả thiết bằng tổng độ cứng của mỗi kết cấu chống thành phần.

$$K_s = K_s^1 + K_s^2 \quad (4.355)$$

Với:

- K_s^1 : độ cứng của kết cấu chống thứ nhất
- K_s^2 : độ cứng của kết cấu chống thứ hai.

Các kết cấu chống thành phần được giả thiết lắp đặt tại cùng một thời điểm.



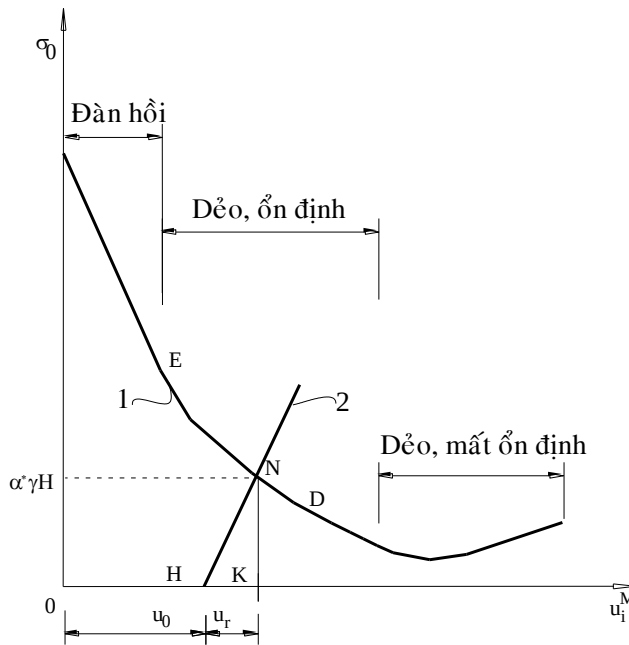
Hình 4. 89. Ảnh hưởng của kết cấu chống hỗn hợp

v) Phân tích biến dạng khi có chuyển vị ban đầu u_0 như trên hình vẽ 4.18.

Đường cong của kết cấu chống được đặc trưng bằng phương trình:

$$u_i = u_0 + u_r \text{ với } u_r = \frac{p_i r_i}{K_s} \quad (4.356)$$

u_0 : thành phần biến dạng ban đầu trước khi lắp đặt vá (được xác định qua hiệu ứng giải phóng ứng suất).



Hình 4. 90. Mối quan hệ giữa biến dạng của nền và chuyển vị u_0

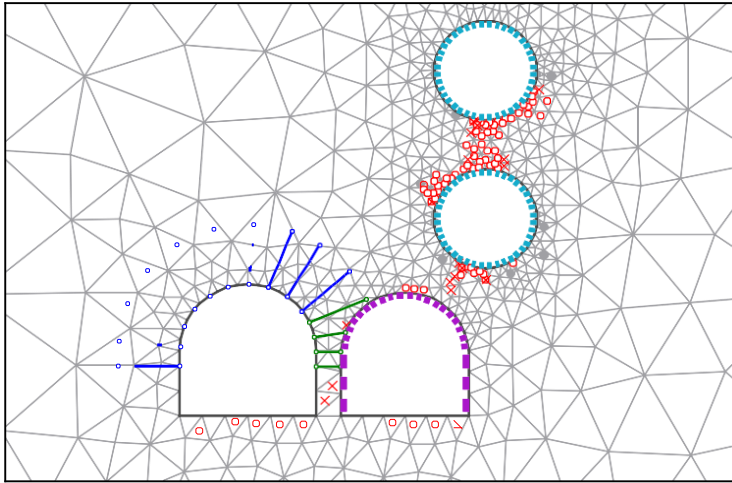
1. Đường cong phản lực đất; 2. Đường cong đặc tính của kết cấu chống

Như vậy, từ hình 4.90 cho thấy, khi lắp đặt một kết cấu chống thì kết cấu này không tham gia vào chịu tải ngay mà chuyển vị u_r là thành phần chuyển vị của kết cấu chống trước khi cùng làm việc với nền. Đây chính là cơ sở của việc kết cấu cùng làm việc với đất nền.

4.12. Các phương pháp số

4.12.1. Các phần mềm dựa trên cơ sở các phương pháp của cơ học các mô trường liên tục.

Một công cụ thiết kế mạnh khác là phân tích ứng suất của phần tử hữu hạn đàn hồi - dẻo hay sai phân hữu hạn. Các phân tích phần tử hữu hạn hoặc sai phân hữu hạn có phạm vi sử dụng rộng rãi trong các lĩnh vực công trình trong mấy thập kỷ qua. Các mô hình phức tạp, nhiều giai đoạn có thể dễ dàng tạo dựng và phân tích một cách nhanh chóng. Các phân tích cung cấp các tùy chọn (option) mô hình vật liệu phức tạp và có thể mô hình hóa nhiều loại kết cấu gia cố. Các phần tử tuyến tính, thông thường được mô hình như phần tử dầm có thể áp dụng trong việc lập mô hình bê tông phun, các lớp bê tông và vữa thép hình. Một sơ đồ phần tử hữu hạn điển hình để thiết kế hệ thống gia cố được thể hiện trên hình vẽ dưới đây;



Hình 4. 91. Thiết kế hệ thống gia cố trong phân tích phần tử hữu hạn trên Phase 2

(o: phá hủy do kéo, x: Phá hủy do trượt)

Hầu như mọi dự án được thực hiện đều đòi hỏi phải có mô hình số để dự đoán các thuộc tính của các kết cấu và đất nền và có nhiều các chương trình phân tích số để lựa chọn. Các quan điểm về mô hình hóa số trong tính toán hầm đã thay đổi đáng kể trong vài thập kỷ qua. Trong quá khứ, mô hình số hóa thường được cho là không liên quan hoặc không thích hợp. Hiện nay, hầu hết đã chuyển sang tính toán số do những tiến bộ của kỹ thuật số. Có nhiều chương trình máy tính thương mại có sẵn trên thị trường-vấn đề là biết cách sử dụng các chương trình này hiệu quả và hiểu biết về điểm mạnh và điểm yếu của chúng.

Khuynh hướng mô hình số đã tạo ra những chương trình thương mại hóa giúp ích rất nhiều cho kỹ sư địa kỹ thuật. Tất cả các chương trình yêu cầu người sử dụng phải có một sự hiểu biết vững chắc về các mô hình số cơ bản và các luật cấu thành. Giao diện người dùng cũng đã được cải thiện với các chương trình Windows gần đây nhất. Một số phương pháp số đã được phát triển trong thực hành kỹ thuật xây dựng, bao gồm phương pháp phần tử hữu hạn (FEM), phương pháp sai phân hữu hạn (FDM), phương pháp phần tử biên (BEM), phương pháp phần tử rời rạc (DEM) và phương pháp phối hợp/lai hydrocode.

- Phương pháp sai phân hữu hạn (*FDM - Finite Difference Method*) đã được sử dụng từ những năm 1920, đặc biệt để giải quyết các vấn đề dòng chảy. Phương pháp SPHH bị giới hạn chủ yếu bởi yêu cầu là khoảng cách lưới phải đẳng cỡ, hình vuông, hình chữ nhật hoặc đối xứng tuyệt đối. Để giải bài toán gradient ứng suất và biến dạng cao gần công trình ngầm, cần phải có lưới không gian nhá trên toàn bộ mô hình, điều này tiêu tốn thời gian chạy máy trong những vùng gradient ứng suất thấp. Đối với những vấn đề ứng suất và biến dạng, phương pháp SPHH chỉ giới hạn sử dụng chủ yếu cho vật liệu đồng nhất, đàn hồi tuyến tính, với biên thẳng hoặc đối xứng. Ưu điểm của SPHH là, do không cần lập các ma trận nên yêu cầu về năng lực lưu trữ và xử lý của máy tính là không lớn. Lời giải không có ma trận cũng cho phép phân tích các chuyển vị lớn mà không cần tới năng lực máy tính bổ sung đáng kể. Hiện nay, các chương trình **FLAC 5.0** và **FLAC3D 2.1** (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) của hãng HCLitasca Consulting Group Inc. (Hoa Kỳ) viết bằng ngôn ngữ C++ theo phương pháp SPHH là chương trình thương mại hóa nổi tiếng, được dùng cho nhiều dạng bài toán địa kỹ thuật.

- Phương pháp phần tử hữu hạn (*FEM - Finite Element Method*) có lịch sử gần 100 năm (1906), nhưng phải mất khoảng 50 năm thì nó mới trở nên hữu ích. Năm 1943 nhà toán học Richard Courant¹ đề xuất ra phương pháp PTHH như chúng ta biết ngày nay; trong những năm

¹ 1888 - 1972

1950 nó được sử dụng bởi một số kỹ sư hàng không để giải các phương trình vi phân và các bài toán phân tích kết cấu. Cái tên “phương pháp PTHH” thực tế được R. W. Clough đưa ra năm 1960. Tính đến nay có khoảng vài vạn bài báo về phương pháp PTHH. Đây có thể là kỹ thuật mạnh và linh hoạt nhất để phân tích ứng suất tổng quát của các công trình trên mặt đất và ngầm trong đá. Phân tích ứng suất biến dạng được thực hiện bằng cách giải các ma trận phương trình dùng để mô hình lưới phần tử. Phương pháp này cần tới khả năng tính toán mạnh của máy tính, là điều hoàn toàn dễ dàng với công nghệ máy tính hiện nay. Có thể kể một vài chương trình PTHH đại diện trong lĩnh vực địa kỹ thuật như:

ABAQUS của công ty ABAQUS, Inc. (Mỹ);

LUSAS Civil & Structural (London University Stress Analysis System) của công ty Finite Element Analysis Ltd. (Anh);

VISAGE của công ty Vector International Processing Systems Ltd. (Anh);

TDV2000/MISES3 của hãng TDV (*Technische Datenverarbeitung² Gesellschaft m.b.H.* - Áo), viết bằng ngôn ngữ FORTRAN, C, C⁺⁺;

SAGE-CRISP2D (*CRITICAL State soil mechanics Program*) của công ty The Crisp Consortium Limited (Mỹ), viết bằng ngôn ngữ FORTRAN77 và FORTRAN90;

PLAXIS (*PLasticity AXISymmetry*) của công ty Plaxis BV (Hà Lan);

TUNA Plus (*TUNnel Analysis*) chuyên tính hầm theo NATM do hãng Comtec Research (Mỹ) phát triển;

Phase2 6.0 của công ty Rocscience Inc. (Canada);

V.v...

- Phương pháp phần tử gián đoạn/phần tử riêng (*DEM - Discrete/Discint Element Method*) cho rằng các thái trong khối đá đủ cứng chắc để biến dạng và chuyển vị chỉ xuất hiện tại khe nứt. Phương pháp này đã được P. A. Cundall (1971) áp dụng lần đầu để nghiên cứu bờ dốc đá. Candela (1976) thì sử dụng các lò xo để mô phỏng mối quan hệ tương tác giữa các thái với nhau. Phương pháp này cần kho lưu trữ dữ liệu máy ít hơn rất nhiều so với phương pháp PTHH, nhưng lại cần có nhiều thời gian máy tính vì phải chạy cực kỳ nhiều lời giải. Các thể hệ máy điện toán hiện đại đã giải được các bài toán có số lượng thái rất lớn. Hiện đã có những chương trình tính toán mạnh sử dụng trong địa kỹ thuật, kỹ thuật dân dụng và khoa học về trái đất, chẳng hạn như:

UDEC (*Universal Distinct Element Code*) của hãng HClasca (Hoa Kỳ) viết bằng ngôn ngữ C⁺⁺;

3DEC (*3-Dimensional Distinct Element Code*) cũng của hãng HClasca (Hoa Kỳ);

UNWEDGE 3.0 dùng cho phân tích công trình ngầm trong đá cứng nứt nẻ của công ty Rocscience Inc. (Canada);

V.v...

- Phương pháp rời rạc hóa biên (*BDM - Boundary Discretization Method*), hay còn gọi là phương pháp phần tử biên (*BEM - Boundary Element Method*) chỉ rời rạc hóa các mặt đá lộ chứ không phải toàn bộ khối đá. Các phương pháp này đã được đề xuất từ những năm 1960, và được sử dụng rộng rãi trong những năm gần đây. Có ba phương pháp biên rời rạc khác nhau là:

² Tiếng Đức, nghĩa tiếng Anh là “Technical Data Processing” = Xử lý số liệu kỹ thuật.

phần tử biên (*BE - Boundary Element*), chuyển vị khe nứt (*DD - Displacement Discontinuity*), và tích phân biên (*BI - Boundary Intergral*), nhưng cách tiếp cận của chúng cơ bản là giống nhau. Các chương trình BEM điển hình trong lĩnh vực địa kỹ thuật là **EXAMINE^{3D}** của công ty **Rocscience Inc. (Canada)**, **MinSim 2000** của Council for Scientific and Industrial Research (CSIR), Nam Phi.

Trong hầu hết các phần mềm đã nêu trên đây có thể thực hiện các phân tích kết cấu vỏ hầm cũng như hệ kết cấu vỏ hầm-môi trường đất đá xung quanh theo quan điểm của người thiết kế, song chưa thấy khuyến cáo nào về việc phân tích hầm có kể đến khảo sát đường cong phản lực nền và đường cong phản lực kết cấu chống đỡ hay gia cố cũng như chọn thời điểm gia cố hay lắp dựng kết cấu chống đỡ nhằm tận dụng tối đa sức mang tải của môi trường đất đá xung quanh. Trong phần mềm PHASE 2, có khuyến cáo về cách xây dựng đường cong phản lực nền và được áp dụng trong luận văn TSKT “Nghiên cứu ảnh hưởng tính chất phi tuyến của đất đá đến sự làm việc của hệ kết cấu vỏ hầm và môi trường nền bằng phương pháp không chế hội tụ” [5].

4.12.2. Các phần mềm dựa trên cơ sở các phương pháp của cơ học kết cấu.

Midas. Là Phương pháp phần tử HH dùng để phân tích kết cấu Cầu và Hầm

4.12.3. Tính toán kết cấu và hầm trên máy tính - phương pháp thay thế.

Ngày nay máy tính đã được sử dụng rộng rãi trong khoa học kỹ thuật để giải quyết nhiều vấn đề khoa học kỹ thuật phức tạp với độ tin cậy và chính xác cao, thời gian nhanh và giá thành rẻ. Máy tính đã được sử dụng vào tính toán kết cấu công trình ngầm và có thể thỏa mãn những vấn đề cơ bản của lĩnh vực này.

Máy tính bảo đảm tính toán kết cấu chính xác, không cần giả thiết quy luật phân bố kháng lực đàn hồi, kết quả tính toán trên máy tính cho biết nội lực trong kết cấu và biến dạng của nó phù hợp với sự hình thành kháng lực đàn hồi của địa tầng, đồng thời cho phép phát huy một cách đầy đủ khả năng cùng chịu lực của kết cấu và môi trường.

Máy tính có thể giải được những bài toán kết cấu công trình ngầm phức tạp, thậm trí không thể giải được bằng tay với kết cấu có hình dạng bất kỳ chịu tải trọng phân bố bất kỳ trong môi trường đồng nhất hoặc không đồng nhất. MT có khả năng tự động hoá toàn bộ quá trình thiết kế công trình ngầm, chỉ cần có sự can thiệp nhất định của con người với những thao tác đơn giản.

Thuật toán ma trận tính toán kết cấu và hầm (phương pháp thay thế).

Kết cấu dạng vòm hở hoặc kín, cấu tạo đối xứng chịu tải trọng bất kỳ, đặt sâu thi công bằng phương pháp đào chui trong môi trường đất đá có thể không đồng nhất biến đổi thành sơ đồ tính toán như sau (Hình vẽ 4.92):

$[\delta_{ik}]$ – Ma trận các thành phần chuyển vị đơn vị trong hệ cơ bản ứng với các ẩn số lực đối xứng, $\{i, k = 0 \div (n+1)\}$.

$[\delta'_{ik}]$ – Ma trận các thành phần chuyển vị đơn vị trong hệ cơ bản ứng với các ẩn số lực phản xứng, $\{i', k' = 1 \div n\}$.

$\{X_i\}$, $\{X'_i\}$ – Véc tơ ẩn số mômen đối xứng và phản đối xứng.

$\{\Delta_{ip}\}$ – Véc tơ các thành phần chuyển vị do tải trọng tác dụng trên nửa bên trái kết cấu trong hệ cơ bản.

$\{\Delta'_{ip}\}$ – Véc tơ các thành phần chuyển vị do tải trọng tác dụng trên nửa bên phải kết cấu trong hệ cơ bản.

Giải hệ phương trình trên ta xác định được các ẩn số $\{X\}$ và $\{X'\}$ và dễ dàng xác định được mômen nội lực tại các nút.

$$\{M_i\} = \{X_i\} + \{X'_i\}$$

$$\{M'_i\} = \{X_i\} - \{X'_i\} \quad (4.358)$$

Từ đó có thể xác định được lực dọc trong các thanh $\{N_i\}$ và $\{N'_i\}$ và phản lực các gối tựa đàn hồi $\{R_i\}$, $\{R'_i\}$.

Kết quả tính toán lần đầu xuất hiện phản lực của một số gối tựa đàn hồi ở khu vực đỉnh vòm có giá trị âm, phản ánh sơ bộ khu vực không hình thành kháng lực đàn hồi. Để đảm bảo sơ đồ tính toán phù hợp với thực tế chịu lực của kết cấu mà không phải thay đổi sơ đồ tính cần xem rằng các gối tựa đàn hồi không chịu nén có khối lượng đủ bé, tính toán lại kết cấu với sơ đồ mới. Cứ như vậy quy trình lặp sẽ dừng khi kết quả hai lần tính liên tiếp không sai khác nhau.

Câu hỏi chương 4

1. Phân loại các phương pháp phân tích kết cấu theo liên kết với môi trường đất và phân loại các phương pháp phân tích kết cấu theo tính chất tương tác giữa kết cấu vỏ hầm với môi trường đất đá xung quanh?
2. Các loại kết cấu nguyên khối công trình ngầm thường gặp và cách xác định các kích thước sơ bộ và kích thước tính toán?
3. Các loại tải trọng tính toán?
4. Kể tên các loại hoạt tải tính toán?
5. Nguyên lý tính toán kết cấu nguyên khối công trình ngầm dạng vòm đặt trực tiếp lên đất đá?
6. Nguyên lý tính toán kết cấu công trình ngầm nguyên khối hình vòm tường thẳng theo thuyết biến dạng cục bộ của Winkler – phương pháp của S.N. Naumốp?
7. Nguyên lý tính toán kết cấu công trình ngầm hình móng ngựa?
8. Nguyên lý tính toán kết cấu công trình ngầm nguyên khối hình tròn?
9. Nguyên lý tính toán kết cấu công trình ngầm bằng phương pháp thay thanh?
10. Xây dựng sơ đồ tính toán kết cấu công trình ngầm theo mô hình nền biến dạng toàn bộ – mô hình bán không gian đàn hồi (phương pháp của Đavudốp)?
11. Nguyên lý tính toán kết cấu vòm công trình ngầm?
12. Nguyên lý tính toán kết cấu công trình ngầm có tường cứng?
13. Đặc điểm tính toán và đánh giá, phân loại kết cấu lắp ghép?
14. Nguyên lý tính toán kết cấu công trình ngầm lắp ghép hình vòm tường thẳng?
15. Nguyên lý tính toán kết cấu công trình ngầm lắp ghép hình tròn?
16. Các khái niệm cơ bản về phân tích kết cấu hầm thi công theo phương pháp NATM?

17. Phương pháp không chế hội tụ - phân tích kết cấu hầm thi công theo phương pháp NATM?
18. Khái niệm cơ bản về tương tác giữa kết cấu gia cố và khối đất đá xung quanh phương pháp không chế hội tụ?
19. Các khái niệm và cách xây dựng các đường đặc tính trong phương pháp không chế hội tụ?
20. Khái niệm về các phương pháp số và các phần mềm phân tích hầm?

CHƯƠNG 5: THÔNG GIÓ TRONG ĐƯỜNG HÀM

5.1. Các khái niệm chung.

Hệ thống thông gió cho các thông số quan trọng để thiết kế đường hầm an toàn và đảm bảo sự thích nghi cho người sử dụng hầm và có ảnh hưởng lớn đối với công tác bảo trì hầm. Với mục đích đó, hệ thống thông gió được thiết kế phù hợp với các yêu cầu giảm tác hại của khí thải phương tiện, tạo cảm giác thoải mái và tầm nhìn tốt trong đường hầm.

Thông thường, các quyết định về hệ thống thông gió của hầm được xác định dựa vào địa hình, vị trí, chức năng, chiều dài hầm ngay trong giai đoạn xem xét lập kế hoạch đầu tư.

Sự an toàn đường hầm bị ảnh hưởng bởi nhiều yếu tố như khả năng tự cứu nạn trên tuyến đường thoát (lối thoát hiểm), qua đoạn ngang hoặc lối thoát khẩn cấp, các dịch vụ cứu trợ khẩn cấp cũng như hệ thống thông gió, hệ thống thoát nước, hệ thống phòng chống cháy nổ và các vấn đề liên quan đến loại hình khai thác vận hành (hầm đường sắt, hầm đường bộ, hầm cho người đi bộ,...). Chính vì vậy, ngay trong giai đoạn thiết kế, việc xác định hạ tầng kỹ thuật của hầm (loại hình thông gió, biên báo, chỉ dẫn, chiếu sáng,...) cần được nghiên cứu một cách tỉ mỉ, thận trọng nhằm có được các phương án thiết kế tối ưu cho đường hầm.

Để đánh giá thiết kế các đường hầm cần xem xét các yếu tố sau:

- Chiều dài hầm, kích thước mặt cắt ngang của hầm và chức năng của công trình.
- Khí động học đường hầm: sự thích nghi của người sử dụng đường hầm, sóng vi áp do hiện tượng khí động học đoàn tàu,
- Môi trường bên trong hầm (nhiệt độ, độ ẩm, bụi, chất ô nhiễm, khí đốt tự nhiên).
- Điều kiện thông gió: chế độ bình thường, chế độ bảo trì, và chế độ hoạt động khẩn cấp cũng như công tác phòng cháy chữa cháy.

- Thiết kế thiết bị dân dụng như chiếu sáng, chỉ dẫn, CCTV, ...;

- Các thiết kế giao cắt hoặc đoạn mở rộng trong hầm...

Các yếu tố trên có liên quan chặt chẽ với hệ thống thông gió đường hầm.

Thông gió trong hầm bao gồm các vấn đề như:

- Thông gió trong khi hoạt động bình thường, vận hành bảo dưỡng để duy trì điều kiện không khí thích hợp.
- Hoạt động khẩn cấp, với khái niệm an toàn tổng thể và tập hợp các biện pháp thông gió (cứu hộ và hoạt động can thiệp).
- Khí động học đường hầm (sóng vi áp trong hầm, độ thích nghi của hành khách, hệ thống thoát khí).
- Thiết bị liên quan đến trực tiếp để thông gió (quạt, van, ống dẫn, thiết bị kiểm soát, hệ thống cung cấp điện).
- Thiết bị cơ khí phụ trợ (tủ, cửa, tay vịn, biên báo, điều hòa không khí của phòng kỹ thuật, v.v..).

Những vấn đề này đều có liên quan chặt chẽ với nhau.

5.2. Các tham số thông gió trong hầm

Các thông số về thiết kế cháy nổ được sử dụng để thiết kế hệ thống thông gió khẩn cấp và hệ thống an toàn và tuổi thọ công trình hỏa hoạn có ảnh hưởng đáng kể đến thiết kế hầm và sự an toàn của người sử dụng. Các tiêu chí quan trọng là kích thước đám cháy, tốc độ giải phóng nhiệt, tốc độ tăng/giảm lửa, sự hình thành khói, sinh nhiệt và thời gian cháy. Việc thiết kế và vận hành hệ thống thông gió khẩn cấp phụ thuộc vào nhiều yếu tố quan trọng nhất là dạng hình học đường hầm, loại phương tiện và hàng hóa lưu thông qua hầm, kích bán cháy và các thông số thiết kế cháy nổ chính.

Hệ thống thông gió đường hầm gồm các loại thông gió tự nhiên và thông gió nhân tạo (thông gió cưỡng bức). Trong thông gió nhân tạo có thông gió dọc, thông gió ngang, thông gió bán ngang. Việc lựa chọn loại hệ thống thông gió cần được lựa chọn căn cứ vào tính toán kinh tế kỹ thuật và điều kiện an toàn trong trường hợp hầm hoạt động bình thường và khi có hỏa hoạn.

Việc phân tích kỹ thuật an toàn được thực hiện riêng cho từng tuyến hầm. Trong hệ thống gió hỗn hợp, phải khảo sát riêng từng hệ thống của toàn bộ đường hầm và điều kiện an toàn của mỗi hệ thống phải phù hợp với hệ số an toàn thống nhất. Nội dung thiết kế thông gió bao gồm: chọn hệ thống thông gió, kiểm tra đường thoát, xác định tiêu chuẩn chất lượng cho tình trạng hoạt động và điều kiện an toàn.

Chiều dài của đường thoát hiểm tối đa là khoảng cách giữa những đường ngang của đường hầm hoặc cửa hầm đi qua được.

Trong thông gió dọc, cần kiểm tra sự an toàn của đường thoát dọc. Nếu có biện pháp làm tan khói hoặc hút khói thì đường thoát có thể dài hơn, nếu không có đường thoát và biện pháp bổ sung làm tan khói thì nên chọn hệ thống thông gió khác.

Đối với đường hầm giao thông, khi chọn hệ thống thông gió cần phải chú ý các đặc điểm về tình hình giao thông (số chiều phương tiện lưu thông, lưu lượng giao thông tối đa, tình trạng ách tắc); quy mô công trình (chiều dài, chiều cao, cắt ngang, đường thoát của hầm); biện pháp bảo vệ, các dự báo dự phòng trong tương lai...

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 bị 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 khí độc như CO_2 , CH_4 , H_2S do quá trình phân huỷ sinh vật hoặc phân giải hoá học của nước dưới đất.

Mục đích của thông gió là làm giảm bớt hoặc đẩy ra ngoài hầm các chất độc hại chứa trong khí thải từ các phương tiện đi lại, bao gồm cả khí CO có ảnh hưởng độc hại đến con người, bồ hóng có hại đối với môi trường thị giác và khí NO_3 hiện nay đang là một vấn đề với môi trường. Hầm là một khoảng không gian hẹp và sự tập trung của các chất độc được tích lũy dần dần do các phương tiện qua lại nếu không khí trong hầm không được thổi đi.

Thông thường thì khí CO và bồ hóng là những yếu tố chính cần chú trọng trong khi thiết kế thông gió hầm. Bởi vì khí NO_3 có sự tập trung chất thải thấp hơn CO nên nếu hệ thống thông gió được thiết kế đủ để giảm bớt khí CO thì cũng làm giảm bớt khí NO_3 .

Để đảm bảo sức khỏe và tính mạng của công nhân và hành khách khi lưu thông trong hầm, cần đảm bảo sao cho không khí trong hầm có tỷ lệ chất khí độc và các loại bụi, khói ở dưới mức cho phép của qui 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 hoà 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, năng lượng cho hệ thống thông gió hoạt động. Nhiều trường hợp công trình thông gió chiếm tỷ lệ quá lớn trong quá trình xây dựng hầm.

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.

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.

Độ sạch yêu cầu của không khí do khói và CO phải được tính toán để xác định hệ thống thông gió. Tùy theo các nước và tiêu chuẩn thiết kế, các công thức tính toán, số liệu ban đầu có

thể khác nhau, tiếp theo sẽ giới thiệu công thức và các bảng tính độ sạch yêu cầu của không khí xuất phát từ PIARC (Hội Nghị Thường Trục Hiệp Hội Quốc Tế Đường Bộ) các năm 1987 và 1991 và của CHLB Nga.

Công thức tính độ sạch yêu cầu của không khí xuất phát từ PIARC (Hội Nghị Thường Trục Hiệp Hội Quốc Tế Đường Bộ) các năm 1987 và 1991:

5.2.1 Các giới hạn tầm nhìn do khói

Các điều kiện về khói trong các hầm được đo và đánh giá bằng hệ số tan khói, được xác định theo phương trình sau:

$$K = -\frac{1}{L} \ln\left(\frac{\tau}{100}\right) \quad (5.1)$$

Trong đó:

- K: Hệ số tan khói (m^{-1})
- L: Độ dày của khói (100 m)
- τ : Tầm nhìn (%)

PIARC đề nghị tầm nhìn do khói trong các hầm bằng giá trị K trình bày trong bảng 5.1 dưới đây.

Bảng 5. 1. Các giới hạn tầm nhìn cho phép

LOAI GIAO THÔNG		$K_{\text{giới hạn tại thời gian cao điểm}} (\text{m}^{-1})$	τ (%)
Giao thông thông suốt	V=60-80km/giờ	0,005 - 0,007	50 - 60
	V=100km/giờ	0,005	60
Giao thông bị tắc nghẽn		0,007 - 0,009	40 - 50
Hầm bị đóng		0,012	30
Công việc duy tu bảo dưỡng hầm		0,003	74

5.2.2 Yêu cầu khí sạch làm tan khói

Yêu cầu khí sạch để làm tan khói được tính theo công thức sau:

$$Q_F = \frac{q_T^0 \cdot f_{iv} \cdot f_H}{3600} \cdot D_{hv} \cdot \frac{1}{K_{lim}} \quad (5.2)$$

Trong đó:

- Q_F : Lượng khí sạch cần cho mỗi giây, km làn phương tiện
- q_T^0 : Giá trị cơ bản của khí thải tán ra [m^2/h , phương tiện]
- f_{iv} — Hệ số độ dốc/tốc độ
- f_H — Hệ số độ cao
- D_{hv} — Số lượng phương tiện hạng nặng/km, làn phương tiện= M_{hv}/V [$\text{hv}/\text{km.làn}$]
- V — Tốc độ trung bình của phương tiện vận tải [km/h]
- $K_{lim} = K_{\text{giới hạn}}$ Sự tập trung khói có thể chấp nhận được [m^{-1}] xem trong

bảng 5.1.

Bảng 5. 2. Luật khói thải ở Châu Âu và Mỹ

Xe tải, xe buýt chạy dầu ($m > 3.5t$)

Luật khói thải	Kiểm soát	q_{0T} (V=60km/h)			
		(m ² /h, xe)			
		Trọng lượng xe tải (t)			
		5	10	20	40
No Law	không	80-130	160-250	300-400	400-600
EEC R49+24	không	80	160	240	280
EEC R49+24	có	65	130	200	240
EEC 88/77	có	50	100	160	200
US Transient 88	có	50	100	160	200
US Transient 91	có	30	60	100	140
US Transient 94	có	20	40	70	110

5.2.3. Các giới hạn lượng CO

Khí oxy thực hiện chuyển tải chất hemoglobin trong máu bị CO tác động. ảnh hưởng này phụ thuộc vào thời gian và nồng độ CO. Vì vậy, nếu trong một thời gian ngắn bị nhiễm CO thì cũng vô hại và có thể chịu đựng được. Vì nguyên nhân này, PIARC đề nghị sử dụng bảng giới hạn CO (bảng 5.3) sau:

Bảng 5. 3. Các giới hạn CO cho phép.

	Khí CO _{lim} tại thời gian cao điểm (ppm)	
Loại hầm	Giao thông thông suốt	Giao thông tắc nghẽn
Hầm trong khu vực đô thị		
Tắc nghẽn hàng ngày	100-150	100-150
Tắc nghẽn thông thường	100-150	150-250
Hầm nối hai đô thị	100-150	150-200

Theo tiêu chuẩn về vệ sinh công nghiệp của Cộng hòa Liên bang Nga (Liên Xô (cũ), hàm lượng các chất khí độc ở trong hầm phải có tỷ lệ như trong bảng 5.4 dưới đây:

Bảng 5. 4. Tỷ lệ không khí.

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 cửa		1.0	0.20
-Trong hầm		0.75	0.15

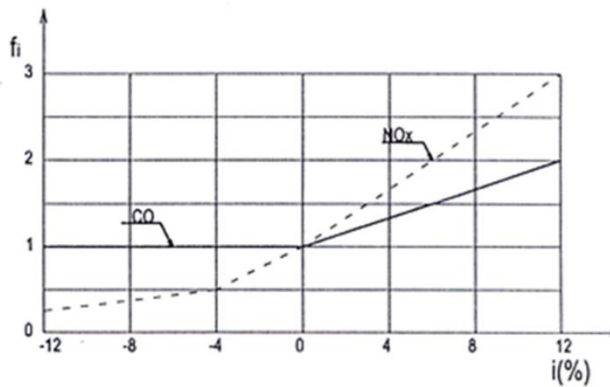
5.2.4 Yêu cầu khí sạch để làm sạch khí CO

Công thức sau được dùng để xác định yêu cầu khí sạch để làm loãng khí CO:

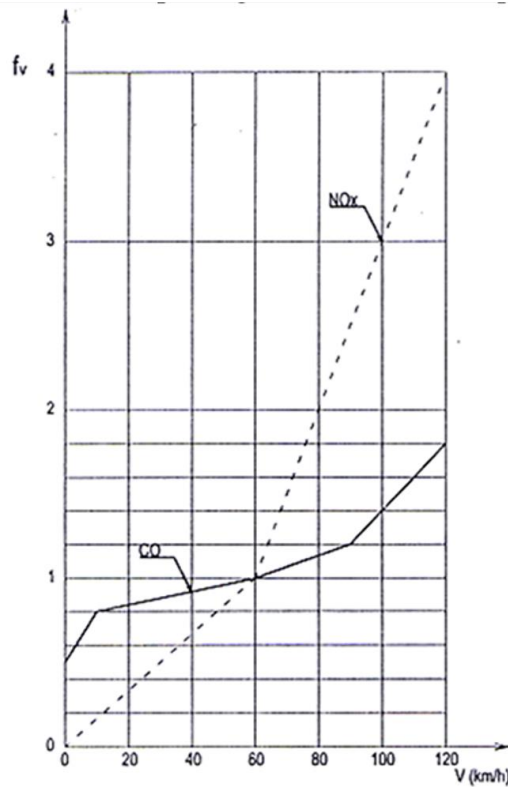
$$Q_F = \frac{q_{CO}^0 \cdot f_v \cdot f_i \cdot f_H}{3600} \cdot D_{pc} \frac{10^6}{CO_{lim}} \quad (5.3)$$

Trong đó:

- Q_F : số lượng khí sạch mỗi giây, km làn xe [$m^3/s, km, làn xe$]
- q_{CO}^0 : giá trị cơ bản của khí thải CO/ xe khách [$m^3/h, pc$]
- f_v : hệ số tốc độ tra theo đồ thị hình 5.2
- f_i : hệ số độ dốc tra theo đồ thị hình 5.1
- f_H : hệ số cao độ [-]
- D_{pc} : số lượng xe khách/km và làn xe [$pc/km/lane$]= M_{pc}/V
- M_{pc} : lưu lượng giao thông tối đa của xe khách/ làn xe [$pc/h/làn xe$]
- V : tốc độ lái trung bình [km/h]
- CO_{lim} : sự tập trung tối đa khí CO cho phép [$Ppm CO$]



Hình 5. 1. Hệ số độ dốc f_i

Hình 5. 2. Hệ số tốc độ f_v

Bảng 5. 5. Luật khí thải và thải CO ở châu Âu và Mỹ

Luật khí thải	Kiểm soát	q_{0CO} ($V=60\text{km/giờ}$) ($\text{m}^3/\text{giờ xe}$)
Không có luật	Không	0.7
EEC R 15/04	Không	0.5
EEC R 15/04	Có	0.16
FTP75	Có	0.12
Loại máy dầu		0.08

5.3. Với hầm đường bộ theo cách tính của CHLB Nga

Trong đường hầm 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 CO_2 do ô tô thải ra trong hầm phụ thuộc vào nhiều yếu tố:

- do số lượng xe chạy trong hầm (xe/h)
- do vận tốc xe chạy trong từng đoạn (V_k , km/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 công thức:

$$q_c = q \cdot \frac{V_k}{3600} \quad (g / sec) \quad (5.4)$$

Trong đó :

- q : lượng nhiên liệu xe tiêu thụ, g/km;
- V_k : vận tốc xe chạy, km/h.

Lượng khí độc (tính bằng gam/giây) do ô tô thải ra trong mỗi đoạn hầm:

$$b_i = 6,06 q_c [1 + 0,022 H - \alpha(1 - 0,023 H)] \quad (5.5)$$

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 1km, trên đó có các đoạn lên dốc và xuống dốc, được tính theo công thức:

$$B = \frac{N}{V_k} \left(A_1 \sum m_i b_i' + A_2 \sum m_i b_i^2 \right) \quad (g / sec) \quad (5.6)$$

Trong đó:

- N : số lượng xe chạy trong hầm theo tính toán, xe/h
- V_k : vận tốc độ xe chạy km/h
- A_1 : tỷ lệ xe lên dốc
- A_2 : tỷ lệ xe xuống dốc
- m_i : tỷ lệ xe tương ứng theo loại xe
- b_i' : lượng khí độc do ô tô thải ra trên đoạn đường lên dốc
- b_i^2 : 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:

$$B = \frac{N}{V_k} \sum m_i b_i \quad (5.7)$$

Trị số N cũng như các hệ số A_1, A_2 , 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.

5.4 Với đường hầm đường sắt (TC CHLB Nga)

Trong đường hầm 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).

a. Lượng than tiêu thụ khi máy chạy:

$$E = \frac{0,105 \alpha H Z_m}{3}, \quad (kg / h) \quad (5.8)$$

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 (m²)
- Z_m suất tiêu hao hơi nước của đầu máy trong một giờ, tính bằng kG/m² giờ
- ε đương lượng kỹ thuật của than kcal/kg

b. 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:

$$E = \frac{0,105 \cdot \alpha \cdot H \cdot Z_0}{\varepsilon}, \quad (kG/h) \quad (5.9)$$

Trong đó: Z₀ - suất tiêu thụ hơi nước của đầu máy khi đứng im.

c. Khi hầm có nhiều đường và nhiều đầu máy chạy thì lượng than tiêu thụ trong thời gian tàu chạy qua hầm là:

$$E = \sum_{i=1}^n E_i \left(\frac{l_i}{V_i} \right), \quad (kG/h) \quad (5.10)$$

c. Lượng nhiên liệu tiêu thụ do đầu máy diesel tùy thuộc vào vận tốc của máy chạy trên từng đoạn đường:

$$E = \sum_{i=1}^n G_i t_i, \quad (kG) \quad (5.11)$$

Trong đó :

- t_i - thời gian đầu máy chạy trên một đoạn hầm
- G_i - lượng nhiên liệu tiêu thụ trong một đoạn đường tương ứng kG/phút.

e. Lượng khói do một kg than thải ra:

$$g = \mu \left\{ \left(1 + \frac{A^P}{100} \right) + \frac{\alpha}{23,6} \left(\frac{8}{5} C^P + 8H^P - O^P + S^P \right) \right\} \quad (kG) \quad (5.12)$$

Trong đó

- μ - hệ số cháy thực tế (0.85-0.95)
- α - hệ số dư không khí α=1.50
- A^P, C^P, H^P, O^P, S^P trọng lượng của nitơ, cacbon, hydro, oxy, lưu huỳnh có trong một kg than.

Lượng khói do đầu máy thải ra trong một giờ:

$$O_g = E \cdot g \quad (kg) \quad (5.13)$$

Lượng khói độc do đầu máy tiêu thụ diesel được tính trong phần sau (đối với ô tô);

5.5. Tính toán lượng gió cần thiết

Có hai giả thiết để tính lượng gió cần thiết.

a/ 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/giờ) để hoà loãng khí độc đến nồng độ cho phép.

Theo giả thiết này, lượng khí sạch cần đưa vào hầm cho chiều dài 1km tính theo:

$$Q = \frac{B}{D} \quad (m^3/sec) \quad (5.14)$$

Trong đó :

- B: lượng khí độc do xe thải ra, g/sec
- D: nồng độ khí độc cho phép, mg/lít hay g/m³.

Giả thiết này tính toán đơn giản nhưng chưa hẳn đúng bởi khí độc trong không khí bị hoà loãng thì còn bị đẩy ra ngoài do hầm có 2 cửa thông nhau, tuy nhiên giả thiết trên thích hợp với hầm ô tô.

b/ Giả thiết khi thổi khí sạch vào hầm, khí độc vừa bị hoà loãng, vừa bị đẩy ra ngoài:

Nếu gọi C_0 là nồng độ khí độc sau khi tàu qua hầm thì:

$$C_o = C_k + \frac{B}{V} \quad (5.15)$$

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 $Q(m^3/h)$ thổi vào nhằm làm giảm nồng độ khí độc từ C_0 xuống C_k trong khoảng thời gian thông gió là t_k thì vận tốc chuyển động của luồng gió thổi vào là:

$$V_k = \frac{Q}{F} \quad (m/h) \quad (5.16)$$

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 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 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 hoà 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:

$$F.V_k.C_t.dt = -V.dC_t$$

Từ đó rút ra:

Giải phương trình vi phân trên ta được:

$$\frac{dC_t}{C_t} = -\frac{F.V_k}{V} dt$$

Hay:

$$\ln.C_t = -k.t + C$$

Trong đó:

$$\ln \frac{C_t}{C} = -k.t$$

- 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:

khi thời gian thông gió $t=t_k$ thì $C_t=C_k$ do đó: $C_k=C_0.e^{-k.t}$

$$\ln \frac{C_t}{C_0} = -k.t \quad \text{hay} \quad C_t = C_0 e^{-k.t_k}$$

Từ đó xác định:

$$k = \frac{1}{t_k} \ln \frac{C_0}{C_k} \quad (5.17)$$

Với $Q=k.V$ ta có :

$$Q = \frac{V}{t_k} \ln \frac{C_0}{C_k} \quad (m^3 / h) \quad (5.18)$$

5.6. Thông gió tự nhiên

Để đưa lưu lượng khí sạch vào hầm có nhiều giải pháp, trong đó có việc không khí tự lưu thông qua hầm do tác dụng của các điều kiện tự nhiên, gọi là thông gió tự nhiên.

Các điều kiện tự nhiên tác động tới không khí lưu thông qua hầm bao gồm:

a. *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 $\Delta h(mm)$. Nếu tính đổi ra milimet cột nước thì chênh lệch áp suất không khí giữa 2 cửa hầm là:

$$h_H = 13,6 - \Delta h, \text{ mm cột nước.} \quad (5.19)$$

Đương 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.

d. *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:

Trong đó:

$$h_t = \gamma H \frac{t_t - t_n}{173 + t_t}, \text{ mm - cột nước} \quad (5.20)$$

- γ_n : trọng lượng riêng của không khí ngoài hầm.
- H : chênh lệch độ cao giữa hai cửa hầm.
- t_t : nhiệt độ trong hầm.
- t_n : nhiệt độ không khí bên ngoài hầm.

c. 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 thổi vào hầm. Áp suất do gió thiên nhiên tùy thuộc vào vận tốc 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:

Trong đó:

$$h_v = \gamma \frac{v^2}{2g} \cos^2 \alpha \quad \text{mm-cột nước} \quad (5.21)$$

- γ : trọng lượng riêng của không khí.
- v : vận tốc 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:

$$h_S = h_H \pm h_t \pm h_v \quad \text{mm-cột nước} \quad (5.22)$$

Muốn đạt được thông gió tự nhiên thì tổng áp suất gây gió phải thắng được các tổn thất áp suất trong hầm.

Áp suất tổn thất tính theo:

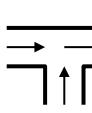
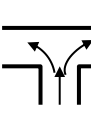
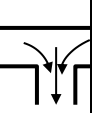
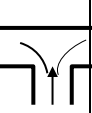
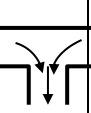
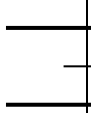
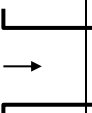
$$h_{\xi} = \rho \left(\mu \frac{L}{4R} + \sum \xi_i \right) \frac{V_e^2}{2} \quad \text{mm-cột nước} \quad (5.23)$$

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 bằng 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_e : vận tốc 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 5.6 sau:

Bảng 5. 6. Các trở lực của cục bộ trong hầm

Hình dạng								
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 vận tốc thông gió tự nhiên như dưới đây:

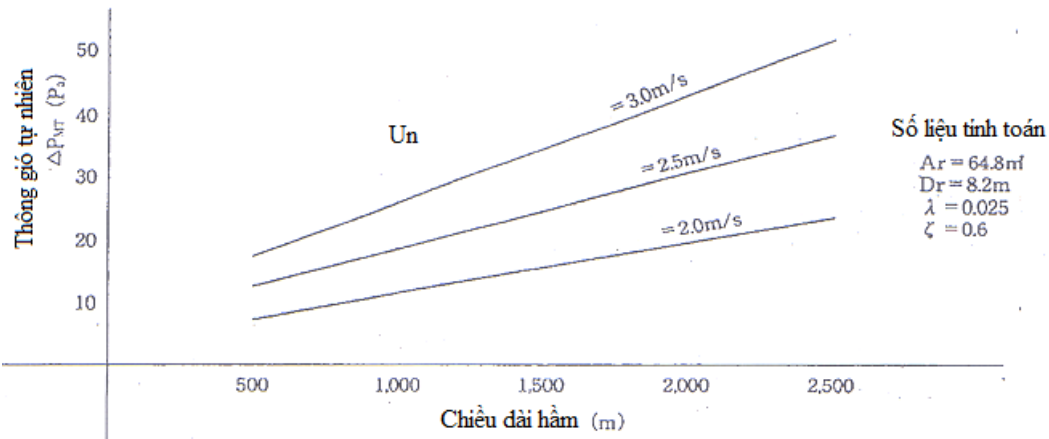
$$V_e = 0,236 \sqrt{\frac{h_s(273 + t_t)}{\mu \frac{L}{4R} + \sum \xi_i}} \quad (5.24)$$

Lưu lượng không khí qua hầm đạt được do thông gió tự nhiên là:

$$Q_e = 3600 \cdot F \cdot V_e \cdot m^3/h \quad (5.25)$$

Nếu lưu lượng do thông gió tự nhiên lớn hơn lưu lượng cần thiết, nghĩa là : $Q_e \geq Q$ cần thì không phải áp dụng các biện pháp thông gió khác, ngược lại cần bố trí các thiết bị thông gió nhân tạo.

Theo Hiệp Hội Quốc Tế Đường Bộ) các năm 1987 và 1991. Khi thiết kế hệ thống thông gió, thông gió tự nhiên cần phải được kể đến. Luồng gió tự nhiên tốc độ 2.5m/s là tiêu chuẩn để tính toán thông gió tự nhiên.



Hình 5. 3. Thông gió tự nhiên

Không khí trong hầm bị ảnh hưởng bởi các yếu tố khác nhau như áp suất của không khí, nhiệt độ, v.v... giữa các cổng hầm và áp suất thông gió tự nhiên. Thông gió tự nhiên hoạt động ở cùng hướng của không khí trong hầm ở một vài trường hợp và đảo ngược ở các trường hợp khác. Thông thường tốc độ thông gió trong hầm mong muốn từ 2.0m/s đến 3.0m/s. Giảm đồ 5.3 thể hiện mối quan hệ giữa chiều dài hầm và thông gió tự nhiên. Thông thường, vận tốc gió tự nhiên là 2.5m/s được dùng để tính toán ngoại trừ trường hợp có những dữ liệu đặc biệt. Thông gió tự nhiên được tính toán bằng công thức sau:

$$\Delta P_{MT} = \left(1 + \xi_e + \lambda_r \frac{L}{D_r}\right) \frac{\rho}{2} U_n^2 \quad (5.26)$$

Trong đó:

- ΔP_{MT} : Thông gió tự nhiên
- p : Mật độ không khí (1.2kg/m³)
- ζ_e : Hệ số hao hụt lõi vào hầm 0.6
- λ_r : Hệ số hao hụt ma sát trong hầm 0.025
- L : Chiều dài hầm (m)
- D_r : Đường kính thủy lực (m)
- U_n : Vận tốc tự nhiên 2.5 (m/s)

Thông gió tự nhiên do hiệu ứng piston.

Thông gió thông qua hiệu quả pít-tông của dòng xe cộ được tính bằng công thức sau:

$$\Delta P_r = \frac{A_m}{A_r} \cdot \frac{\rho}{2} \cdot n^+ (V_t^+ - U_r)^2 - \frac{A_m}{A_r} \cdot \frac{\rho}{2} n^- (V_t^- + U_r)^2 \quad (5.27)$$

Trong đó:

- ΔP_r : Thông gió giao thông (Pa)
- p : Mật độ không khí (1.2kg/m³)
- A_r : Tiết diện thông gió hầm (m²)
- A_m : Diện tích cản tương đương của xe (m²)
- n^+ : Số lượng xe trong trường hợp cùng hướng luồng gió (xe/h)
- n^- : Số lượng xe trong trường hợp khác hướng luồng gió (xe/h)
- U_r : Vận tốc không khí trong hầm (m/sec)
- V_t : Vận tốc xe trong trường hợp cùng hướng luồng gió (m/sec)

Diện tích cản tương đương của xe là A_m và được xác định như sau:

$$A_m = \gamma_{hv} A_{hv} \xi_{hv} + (1 - \gamma_{hv}) A_{pc} \xi_{pc} \quad (5.28)$$

Trong đó:

- A_{hv} : tiết diện của xe hạng nặng (m²)
- A_{pc} : tiết diện của xe khách (m²)
- γ_{hv} : tỷ lệ xe hạng nặng
- ξ_{hv} : hệ số cản của xe hạng nặng
- ξ_{pc} : hệ số cản của xe khách

$$\xi = 0.0786\alpha + 0.35; \quad \alpha_{hv} = \frac{A_{hv}}{A_r}$$

5.7. 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 chiếm gần hết tiết diện ngang của hầm nên khi 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 là 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 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 vận tốc chuyển động của luồng không khí đuổi theo phía sau càng lớn.

Theo G. N. Abramovic, vận tốc của luồng không khí đuổi theo đoàn tàu khi chạy trong hầm là V_P , xác định theo :

$$V_P = \frac{V_0}{1 + \frac{1}{(1+\alpha) \sqrt{\frac{\xi_T}{K\alpha} \cdot \frac{1-\alpha}{1 + \frac{0,004n.S_B}{(K.F_a)}}}}} \quad (5.29)$$

Trong đó:

- V_0 : vận tốc đoàn tàu
- $\alpha = F_a/F$ - 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; $\xi_T = 1,5 + \mu - [(L_h - l_t)/(4R)]$
- μ : hệ số ma sát giữa không khí với thành hầm
- L_h : chiều dài hầm
- l_t : 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 không khí phía sau tiếp tục chuyển động nhờ vào vận tốc sẵn có của nó. Vận tốc luồng khí chuyển động trong hầm sau khi tàu ra khỏi hầm V_k :

$$V_k = \frac{V_P}{e^m} \quad m = \frac{2L}{\xi_T - 1} \quad t_k = \frac{m}{V_P} \left(e^m - 1 \right) \quad (5.30)$$

Trong đó: L : chiều dài hầm

Thời gian để luồng khí phía sau chuyển động tiếp tục cho đến khi kết thúc việc thông gió piston tính theo:

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 không khí bẩn bị quẩn ở trong hầm. Khi đó cần bố trí thêm thiết bị quạt gió để đẩy hết không khí bẩn ra ngoài.

Theo công thức nêu trên, vận tốc luồng không khí đuổi theo tàu tỷ lệ thuận với vận tốc đoàn tàu. Vì thế muốn tăng tác dụng piston của đoàn tàu cần tăng vận tốc của nó. Đồng thời tiết

diện ngang của hầm càng gần sát với khổ giới hạn và bề mặt vữa hầm càng nhẵn thì tác dụng piston càng tăng.

Theo thực nghiệm cho thấy, khi vận tốc 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.

5.8. 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.

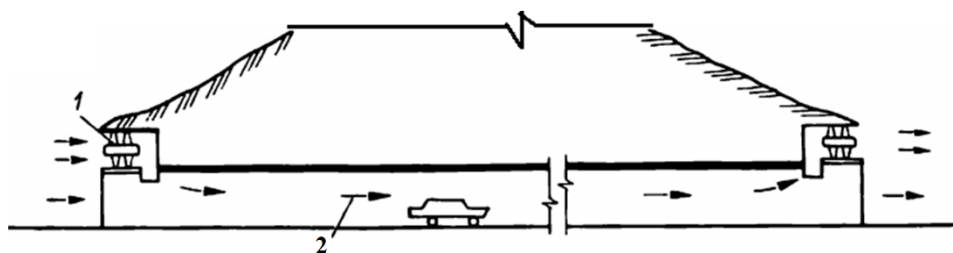
Thông gió nhân tạo thực hiện bằng quạt đẩy gió vào hầm hay hút gió bên trong hầm ra ngoài bằng các thiết bị quạt gió và dẫn gió.

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.

5.8.1. Thông gió dọc:

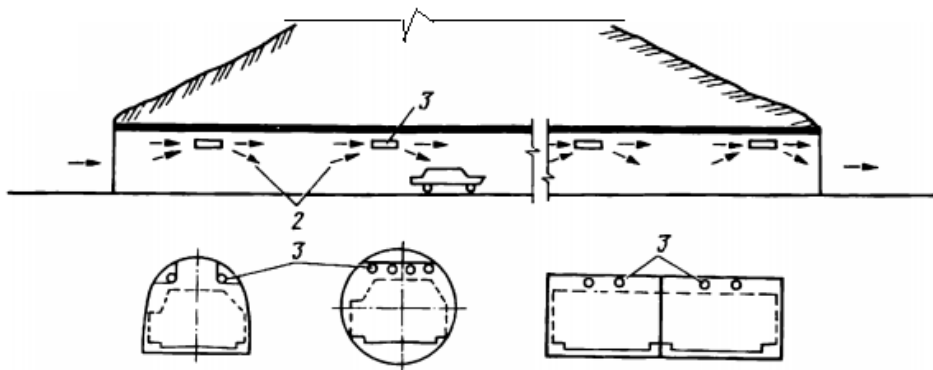
Hệ thống thông gió dọc sử dụng toàn bộ tiết diện hầm làm đường ống thông gió với luồng khí thông chạy theo hướng dọc. Đối với một đường cao tốc giữa hai thành phố dự kiến là nơi có điều kiện giao thông đi lại tự do thì hệ thống này là kinh tế nhất do có lực thông gió giao thông (ảnh hưởng Piston). Đối với việc thiết kế một đường hầm hai làn trong khi thi công giai đoạn đầu thì hệ thống thông gió dọc có thể được áp dụng có tính đến việc sửa đổi trong tương lai thành hầm một chiều.

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 làm nhiều đoạn, trong các đoạn đó không khí chuyển động dọc theo hầm (hình 5.4).



Hình 5. 4. Sơ đồ thông gió dọc

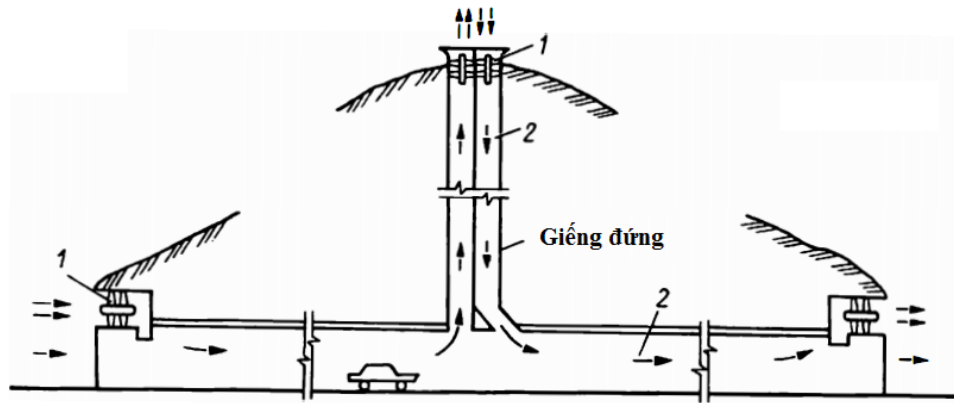
1. Buồng quạt,
2-Hướng gió



Hình 5. 5. Sơ đồ thông gió dọc sử dụng quạt đặt dọc hầm

3. Quạt đặt dọc trục hầm.

Các giếng đứng bố trí cấp và thoát gió xen kẽ nhau, trong đó chọn giếng sâu hơn để thoát gió.



Hình 5. 6. Sơ đồ sử dụng giếng đứng để thông gió.

Do lực cản nên các tổn thất dọc hầm rất lớn do đó phải đẩy gió với vận tốc cao mới gây được tác dụng thông gió. Tuy nhiên vận tốc chuyển động của không khí trong hầm không được lớn quá 5 m/s. Từ đó xác định được chiều dài tối đa của đoạn hầm có thể áp dụng thông gió dọc.

$$L_{\max} = \frac{Q}{F.V_g};$$

Trong đó:

- Q: lưu lượng gió cần thổi vào
- F : diện tích tiết diện ngang của hầm
- V_g : vận tốc chuyển động của không khí trong hầm.

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 5.6), vận tốc 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 5.6). 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 10^0 - 15^0 và thổi gió vào hầm với vận tốc rất lớn (Với hầm dài 1km vận tốc gió tới 20 m/s).

Các phương pháp thông gió dọc có nhược điểm là vận tốc trong hầm rất lớn do đó gây nên lực cản lớn vào tàu xe và gây nguy hiểm khi có hỏa hoạn trong hầm.

Hệ thống thông gió dọc được chia thành-theo PIARC 1) loại quạt phản lực, 2) Loại Saccardo, 3) Loại máy lọc bụi tĩnh điện, 4) Loại có đường ống thông và xả khí, 5) loại khí thải được tập trung và 6) Loại kết hợp giữa các loại trên.

5.8.2. 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 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 và bốc lên trần hầm bị hút vào buồng dẫn gió ra và đẩy ra ngoài (hình 4.5).

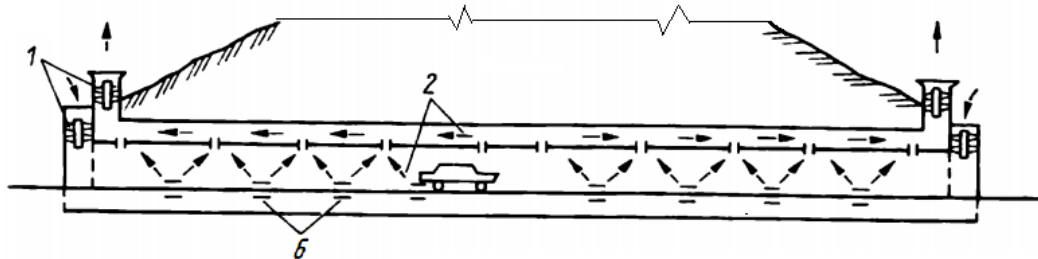
Hệ thống thông gió ngang có các khoảng không đường ống sử dụng chung cả cung cấp và xả khí được cung cấp tách biệt từ khoảng không đường trong tiết diện hầm. Việc thông gió được tiến hành bằng cách đưa khí sạch qua khoảng không đường từ ống cung cấp khí đến đường ống xả khí với luồng gió thông đi theo hướng ngang. Hệ thống thông gió này có thể thông gió hầm không cần đến các điều kiện giao thông và thích hợp với các hầm đường bộ trong đô thị có lưu lượng giao thông lớn và có các đoạn đường dốc ở đoạn giữa.

Do bố trí đường dẫn gió vào hầm riêng biệt nên không khí trong ống dẫn có thể thổi với vận tốc lớn hơn 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 1200m-1600m (Hv 5.6). 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.

Phương pháp thông gió ngang có ưu điểm là không khí chuyển động trong hầm điều hoà, không gây lực cản lớn đối với chuyển động của tàu xe.

Khi có xảy ra hoả 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.



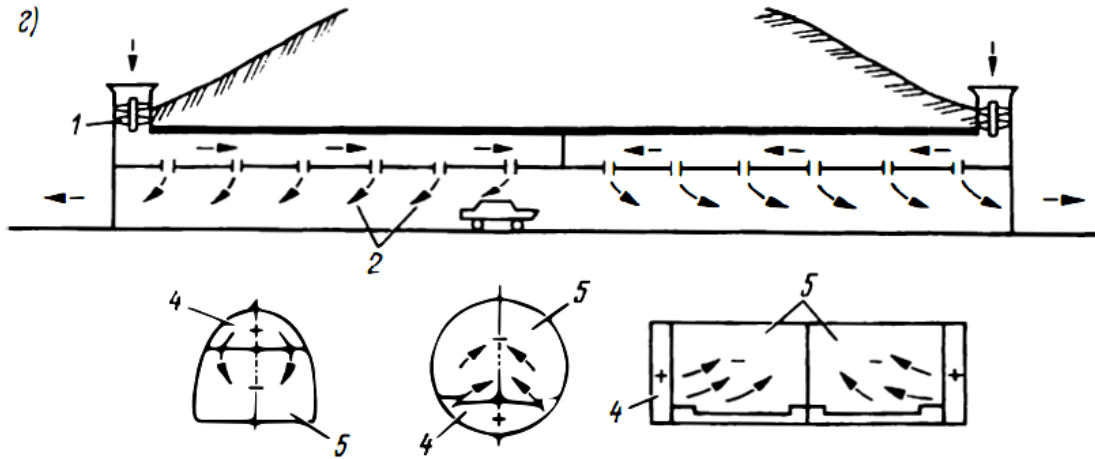
Hình 5. 7. Sơ đồ thông gió ngang; 6. Kênh ngang

5.8.3. Hệ thống thông gió bán ngang (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 5.7).

Vì cấp gió vào hầm bằng đường dẫn riêng nên tốc độ chuyển động của không khí trong đó có thể rất mạnh (16-20m/s) để đi được xa. Còn khi gió thoát ra, do điều chỉnh van xả nên vận tốc 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 1.600 m có mật độ xe chạy cao chỉ bằng 2 trạm quạt gió đặt ở 2 cửa hầm.

Phương pháp hỗn hợp còn có ưu điểm là giảm được chi phí xây dựng hệ thống đường dẫn gió ra.



Hình 5. 8. Sơ đồ thông gió bán ngang; 4 Kênh hút; 5 Kênh đẩy

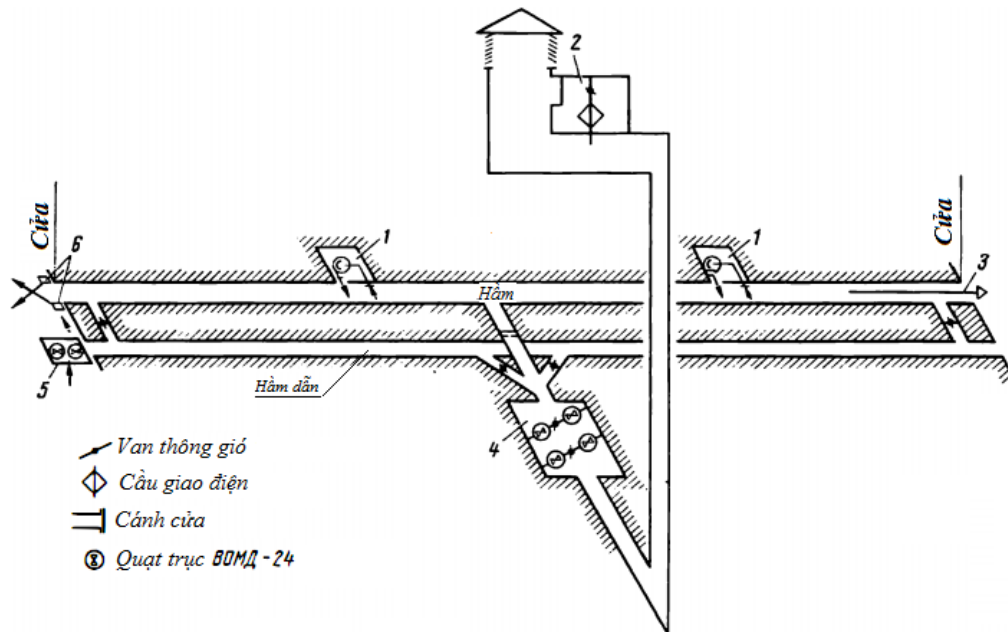
Hệ thống thông gió bán ngang có đường kính cung cấp và xả khí (thường là ống cung cấp khí trong tiết diện hầm). Bằng hệ thống này thì nguồn cung cấp khí sạch được bảo đảm. một điều kiện nữa là khói hoả hoạn có thể được đẩy lùi bằng hoạt động đảo chiều của các quạt thông gió trong trường hợp khẩn cấp. Hệ thống này thỉnh thoảng cũng được sử dụng trong đường hầm hai chiều. Tuy nhiên sự bất lợi của hệ thống này là đường khí làm xáo trộn việc sử dụng lực thông gió giao thông trong điều kiện giao thông một chiều.

Với hầm đường sắt, theo tiêu chuẩn thiết kế thông gió cho hầm giao thông của CHLB Nga, thông gió phụ thuộc vào chiều dài hầm có thể là thông gió tự nhiên hay cưỡng bức (cơ khí) xem bảng 5.7 dưới đây.

Bảng 5. 7. Phương pháp thông gió hầm đường sắt (TC CHLB Nga)

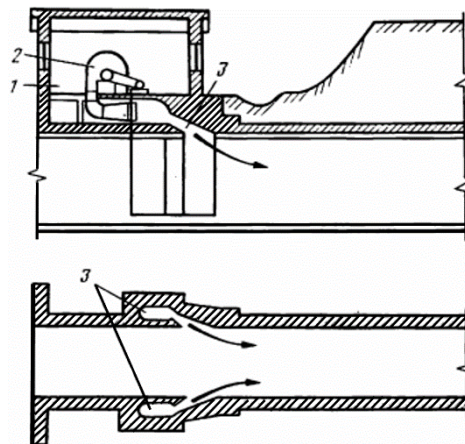
Phương pháp thông gió	Chiều dài hầm cho phép (M)	
	Đầu máy hơi nước	Đầu máy điện
Tự nhiên	<300	<1000
Tự nhiên có cơ sở tính toán	300-1000	>1000
Cơ khí	>1000	>1000 Trên cơ sở tính toán

Tiêu chuẩn thiết kế thông gió cho hầm giao thông của CHLB Nga sử dụng hai hệ thống thông gió cho hầm đường sắt giếng và cửa.



Hình 5. 9. Sơ đồ nguyên lý thông gió kiểu giếng trong điều kiện thời tiết khắc nghiệt:

1-Buồng màn gió; 2- Nút thông gió trên; 3.Hướng kéo tự nhiên; 4. Nút thông gió dưới; 5-Trạm thông gió tại cửa; Hệ thống màn gió cửa.



Hình 5. 10. Sơ đồ thông gió kiểu cửa;
1-buồng máy quạt, 2. Quạt; 3.Rãnh gió.

Với chiều dài đến 3-4Km thông gió kiểu cửa được khuyến cáo là hợp lý, khi chiều dài lớn hơn 4Km có thể sử dụng sơ đồ thông gió kiểu cửa, song cần có quạt có công suất lớn, và trong những trường hợp này thường sử dụng sơ đồ thông gió kiểu giếng.

5.8.4. Máy quạt gió:

Máy quạt gió thường dùng 2 loại: Quạt ly tâm và quạt ép gió dọc quạt hướng trục (trục). Máy quạt ép gió trục có kích thước nhá hơn nhưng áp lực gió nhá 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 :

Trong đó :

$$N = k \cdot \frac{Q \cdot h}{102 \eta_m \eta_t} ; kW \quad (5.31)$$

- 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 khớp $\eta_t = 0,95$ và khi truyền động bằng đai chuyền 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 $k = 1,1$;

Với hệ thống thông gió cơ khí, sử dụng quạt phản lực:

Loại quạt phản lực

Tốc độ của quạt phản lực là 30 m/s. Về cơ bản, hai quạt phản lực sẽ được lắp đặt xem như để thực hiện công việc bảo dưỡng. Các khoảng cách lắp đặt như sau:

Thông thường, trục quạt được lắp đặt vào những chỗ không có xe cộ và luồng không khí được tạo ra từ ống quạt của các quạt theo trục gọi là loại ống quạt thông gió. Loại quạt chỉ thổi theo một hướng gọi là quạt nâng. Loại quạt có hiệu quả thấp hơn so với quạt nâng nhưng có thể thổi ở cả hai phía gọi là quạt phản lực. Đặc biệt, những loại quạt này được dùng tùy theo điều kiện như hầm một chiều hay hầm hai chiều, chiều dài hầm, khí hậu, khí thải, v.v. nhưng nói chung những loại quạt này thường được gọi là quạt phản lực. Một cặp quạt loại này thường được lắp đặt để thực hiện công việc bảo dưỡng và khoảng cách lắp đặt được tính toán. Khoảng cách lắp đặt phải được xác định bằng với hiệu quả của quạt phản lực và những khoảng cách này phải được giữ ở khu vực cổng hầm. Những chướng ngại vật như bảng hiệu chỉ đường, lối thoát hiểm và tường bê tông chỗ tránh xe không nên đặt gần phía lối ra của quạt phản lực. Quạt phản lực phải được lắp đặt xa chỗ không có xe cộ 200 mm và chóng phải được siết đai ốc (khoảng cách nhả nhất tường bằng bê tông là 200 mm). Những nơi tập trung khói và CO được nhấn mạnh trong tỷ lệ từ giá trị tính toán đến giá trị tiêu chuẩn (theo tỷ lệ luồng không khí đến yêu cầu về không khí trong lành, $C/C_0 = Q_{rq}/Q_r$).

Số lượng quạt phản lực thông gió

Số lượng quạt phản lực cần bố trí để đảm bảo yêu cầu thông gió được xác định theo công thức:

$$Z = \frac{\Delta P_r + \Delta P_{MT} - \Delta P_t}{\Delta P_j} \quad (5.32)$$

Trong đó:

- ΔP_r — áp suất mất mát do ma sát và cửa ra vào hầm, [Pa]
- ΔP_{MT} — áp suất do thông gió tự nhiên, [Pa]
- ΔP_t — áp suất do thông gió giao thông, [Pa]
- ΔP_j — áp suất của quạt phản lực, [Pa].

Với:

$$\Delta P_r = \left(1 + \zeta_e + \lambda_r \frac{L}{D_r}\right) \frac{\rho}{2} U_r^2 \quad (5.33)$$

$$\Delta P_{MT} = \left(1 + \zeta_e + \right. \quad (5.34)$$

$$\left. \lambda_r \frac{L}{D_r}\right) \frac{\rho}{2} U_n^2$$

Trường hợp hầm giao thông hai hướng:

$$\Delta P_t = -\frac{A_m}{A_r} \frac{\rho}{2} 2nV_t U_r \quad (5.35)$$

Trường hợp hầm giao thông một hướng:

$$\Delta P_t = \frac{A_m}{A_r} \frac{\rho}{2} 2n(V_t - U_r)^2 \quad (5.36)$$

$$\Delta P_j = \frac{\rho}{2} U_j^2 2\phi(1 - \psi) \quad (5.37)$$

Trong đó:

- N: Số lượng phương tiện trong hầm, $n = n^+ + n^-$ (tính cho hai hướng)
- U_j : Tốc độ gió của quạt phản lực
- A_j : Diện tích thoát gió của quạt phản lực
- ϕ : tỉ lệ diện tích A_j/A_r
- ψ : tỉ lệ tốc độ U_r/U_j

(a) áp suất mất mát trong hầm (bởi mất mát ma sát và mất mát từ lối ra và lối vào):

DP

(b) Thông gió tự nhiên: DP_{MT}

(c) Thông gió giao thông: DP_t

Trong trường hợp hầm hai hướng

$$n = n^+ + n^-$$

Trong trường hợp hầm một hướng

$$n = \text{số lượng xe cộ trong hầm}$$

d) áp suất quạt phản lực: DP_j

- U_j : tổ độ thoát gió của quạt phản lực (m/sec)
- A_j : diện tích thoát gió của quạt phản lực (m^2)
- F : tỷ lệ diện tích A_j/A_r
- y : tỷ lệ tốc độ U_r/U_j

Câu hỏi chương V

1. Các khái niệm chung về Thông gió trong đường hầm và các tham số thông gió trong hầm?
2. Các giới hạn lượng CO trong đường hầm?
3. Các yêu cầu khí sạch làm tan khói và để làm sạch khí CO?
4. Trình bày tính toán lượng gió cần thiết để thông gió hầm đường bộ?
5. Trình bày tính toán lượng gió cần thiết để thông gió hầm đường sắt?
6. Thông gió tự nhiên khái niệm và cơ sở tính toán?
7. Tác dụng piston của đoàn tàu đối với thông gió trong hầm đường sắt?
8. Các sơ đồ thông gió nhân tạo và máy quạt gió.?

TÀI LIỆU THAM KHẢO**Tiếng Việt**

- 1 GS. TS Đỗ Như Tráng (1997), áp lực đất đá và tính toán kết cấu công trình. Học viện Kỹ thuật Quân sự.
- 2 GS. TS Đỗ Như Tráng (2001), Giáo trình công trình ngầm, Phần 3 Thi công Công trình ngầm; Học viện Kỹ thuật Quân sự. NXB QĐND.
- 3 GS. TS Đỗ Như Tráng (2002), Cơ học đá và tương tác hệ kết cấu công trình ngầm môi trường đá, Nhà xuất bản Quân đội Nhân dân.
- 4 GS.TS Đỗ Như Tráng, PGS.TS Nguyễn Bá Kế, TS Nguyễn Tiến Cường và nnk. Các phương pháp đào kín trong thi công công trình ngầm Đô thị; Tập bài giảng; Viện Địa Kỹ thuật, Hà Nội 2007.
- 5 GS.TS Đỗ Như Tráng. Phương pháp thi công hầm mới của Áo, Tập bài giảng cho khoá đào tạo thi công hầm theo NATM, Công ty APAVE-ASIA-PASIFIC tại Dự án Hầm Đèo Cả, Công ty cổ phần Đèo Cả -Tuy Hoà 2014.
- 6 GS.TS Đỗ Như Tráng. Các công nghệ đào hầm mới, Trường ĐH CNGTVT, NXB Khoa học tự nhiên và Công nghệ 2019.
- 7 Bước đầu nghiên cứu các hệ thống chống đỡ trong xây dựng công trình ngầm theo NATM trong điều kiện Việt Nam, ĐTNCKH cấp viện 2005. Nguyễn Đức Toàn, Vũ Thị Thùy Giang, Phòng Công trình ngầm, Viện KH & CN GTVT.
- 8 Bộ GTVT, J/V of Nippon Koei Co., Ltd. (Japan) and Louis Berger International Inc. (USA) and TEDI (2002), Tài liệu chương trình đào tạo công nghệ NATM, Dự án hầm đường bộ Hải Vân

Tiếng Nga

- 9 Kartoziya Механика подземных сооружений, Недр
- 10 Davidôp Проектирование подземных сооружений
- 11 Маковский (1993), Проектирование автодорожных и городских тоннелей, М.: «Транспорт».
- 12 А.Н.Панкратеко (2002) ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА
- 13 ВЫРАБОТКА БОЛЬШОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ моска MOSTKOP
- 14 Н. С. Булычёв (1994) Механика подземных сооружений, Недр

Tiếng Anh

- 15 K. Széchy (1966). The art of tunnelling, Akadémiai kiadó budapest, Hungary.

- 16 E. Hoek, E.T. brown (1980), Support of Underground excavation in Rock, The Institution of Mining and Metallurgy, London.
- 17 Japanese Standard for Mountain Tunneling Japan Society of Civil Engineers
- 18 WITTKKE2007_Stability Analysis and Design for Mechanised tunneling
- 19 C. Carranza Torres, C. Feirhurst, Application of the convergence – confinement method of tunnel design to rock mass that satisfy the Hoek - Brown failure criterion, Tunnelling and underground space, Vol 15, 2000.
- 20 Standard Specifications for Tunneling-2006: Shield Tunnels Japan Society of Civil Engineers
- 21 Mechanized Shield Tunneling 2nd 2012, Maidl Bernhard; Martin Herrenknecht; Ulrich Maidl; Gerhard Wehrmeyer.
- 22 AFTES (2001). The convergence-confinement method
- 23 E. Hoek (2000), Rock engineering,
- 24 Morgan & Yang (2002), Principles of tunnel lining design, AGS/IMM Technical meeting “underground excavation in urban environment”.
- 25 Yoshiji Matsumoto and Takashi Nishioka (1991), Theoretical tunnel mechanics, University of Tokyo press, Japan

PHỤ LỤC**Phụ lục 1.****Giá trị hệ số kiên cố f_{KP} (ММ.ПРОТОДЯКОНОВ)****Dung trọng γ và góc ma sát trong của đất đá φ^0**

Cấp đất đá	Mức độ bền chắc của đất đá	Tên đất đá	Hệ số độ cứng (f_{KP})	Dung trọng γ (t/m ³)	Góc nội ma sát φ (độ)
I	Chắc nhất	Quartzit, bazan tươi mới, chặt sít.	20	2,8 – 3,0	87 ⁰
II	Rất chắc	Granit rắn chắc, Porfia thạch anh, phiến sillit, cát kết.	15	2,6 – 2,7	75 ⁰
III	Chắc	Granit chắc, cát kết và đá vôi chắc, cuội kết chắc, ...	10	2,5 – 2,6	82 ⁰ 30
IIIa	Chắc	Granit không chắc, đá vôi, cát kết, đá hoa, đolômit	8	2,5	80 ⁰
IV	Khá chắc	Cát kết thường, quặng sắt...	6	2,4 – 2,8	75 ⁰
Iva	Khá chắc	Phiến thạch chứa cát	5	2,5	72 ⁰ 30
V	Chắc vừa	Phiến sét, cát kết đá vôi không chắc, cuội kết mềm...	4	2,3 – 2,8	70 ⁰
Va	Chắc vừa	Đá phiến không chắc, đá macơ chặt...	3	2,5	70 ⁰
VI	Khá mềm	Phiến sét mềm, đá phấn, muối mỏ, thạch cao	2	2,4	65 ⁰

Via	Khá mềm	Đá phiến nứt nẻ, than đá nguyên chất...	1,5	1,8 – 2,0	60 ⁰
VII	Mềm vừa	Đất sét chặt sít, than đá mềm	1,0	1,8	45 ⁰
VIIa	Mềm	Cát pha, sét pha, hoàng thổ...	0,8	1,5 – 1,6	35-40 ⁰
VIII	Đất	Đất trồng, than bùn, cát pha nhẹ	0,6	1,5 – 1,8	30 ⁰
IX	Đất rời	Cát, sùnn tích, lũ tích, đất đắp...	0,5	1,7	27 ⁰
X	Đất chảy	Đất có thành phần hữu cơ, trạng thái chảy...	0,3	1,4 – 1,5	9 ⁰

Phụ lục 2**Chiều dày tường và vòm BT**

Khâu độ sử dụng (mm)	Hệ số kiên cố f_{kp}											
	$f_{kp} = 1$			$f_{kp} = 2$			$f_{kp} = 3$		$f_{kp} = 4-6$		$f_{kp} = 7-9$	
	d_v (mm)	d_T (mm)	$d_{\text{®}}$ (mm)	d_v (mm)	d_T (mm)	$d_{\text{®}}$ (mm)	d_v (mm)	d_T (mm)	d_v (mm)	d_T (mm)	d_v (mm)	d_T (mm)
1800-2000	200	300	200	200	250	200	170	200	170	200	170	200
2001-2200	200	300	200	200	250	200	170	200	170	200	170	200
2201-2400	200	300	200	200	250	200	170	200	170	200	170	200
2401-2600	250	300	250	200	300	200	200	200	170	200	170	200
2601-2800	250	300	250	200	300	200	200	250	170	200	170	200
2801-3000	250	300	250	200	300	200	200	250	170	200	170	200
3001-3200	250	300	250	200	300	200	200	250	170	200	170	200
3201-3400	250	350	250	250	300	250	200	250	170	200	170	200
3401-3600	250	350	250	250	300	250	200	300	200	250	170	200
3601-3800	250	350	250	250	350	250	200	300	200	250	170	200
3801-4000	300	400	300	250	350	250	200	300	200	250	170	200
4001-4200	300	400	300	250	350	250	200	300	200	250	170	250
4201-4400	300	400	250	250	350	250	200	300	200	250	170	250
4401-4600	300	400	300	300	350	250	200	300	200	300	200	250
4601-4800	300	450	350	300	400	300	250	350	200	300	200	250
4801-5000	300	450	350	300	400	300	250	350	200	300	200	250
5001-5200	-	-	-	-	-	-	250	350	250	300	200	300
5201-4500	-	-	-	-	-	-	300	400	250	300	200	300

Ghi chú d_v : Chiều dày vòm nóc; d_T : Chiều dày tường; $d_{\text{®}}$: Chiều dày vòm đáy.

Phụ lục 3**Các hệ số tính toán vòm tròn không khớp một tâm**

ϕ_{cv}	Radian	k_1	k_2	k'_2	k_3	k_4	K_0	K_1	K_2	K'_2	K_3	K_4
50	35236	0.0236	0.0019	0.4783	0	0	02679	00179	00016	01535		
50	8727	1066	0231	6825	0	0		0833	0198	2041	0	0
51	8901	1130	0254	6896	0	0	4769	0884	0218	2053	0	0
52	9076	1196	0279	6964	0	0	4877	0937	0240	3063	0	0
53	9250	1264	0306	7028	0	0	4986	0993	9264	2073	0	0
54	9425	1335	0335	7090	00001	0	5095	0151	0289	0289	0	0
55	9599	1408	0365	7149	0001	0	5256	1110	0315	2088	00001	0
56	9774	1483	0398	7205	0001	0	5317	1172	0344	2093	0002	00001
57	9948	1562	0433	7258	0002	0	5430	1234	0375	2098	0002	0001
58	10123	1642	0471	7309	0002	00001	5543	1303	0408	2102	0002	0002
59	0297	1726	0510	7356	0003	00001	5658	1372	0444	2105	0003	0002
60	0472	1812	0553	7401	0004	0002	5773	1443	0481	2106	0004	0002
61	0647	1900	0598	7443	0005	0003	5890	1517	0521	2107	0005	0003
62	0826	1992	0645	7483	0006	0003	6009	1594	0464	2107	0006	0003
63	0996	2066	0696	7520	0008	0004	6128	1673	0609	2106	0008	0004
64	1670	2182	0749	7555	0009	0005	8249	1755	0657	2104	0010	0005
65	1345	2282	0806	7587	0012	0006	6371	1839	0708	2101	0012	0006
66	1519	2384	0866	7618	0015	0008	6494	1926	0762	2098	0014	0008
67	1694	2489	0929	7645	0018	0010	6619	2016	0819	2093	0017	0009
68	1868	2596	0995	7671	0021	0012	6743	2109	0879	2089	0020	0011
69	2013	2698	1065	7694	0025	0014	6873	2205	0940	2084	0024	0013
70	2212	2802	1139	7716	0029	0017	7002	2304	1010	2076	0028	0010
71	2392	2937	1216	7735	0034	0020	7133	2405	1082	2072	0033	0020
72	2546	3056	1293	7753	0040	0024	7265	2510	1156	2065	0038	0023
73	2791	3178	1383	7769	0046	0028	7400	2619	1275	2058	0044	0027
74	2875	3303	1743	7783	0052	0033	7538	2729	1318	2052	0051	0032
75	3090	3431	1566	7795	0060	0038	7673	2844	1465	2044	0058	0038

φ_{cv}	Radian	k₁	k₂	k'₂	k₃	k₄	K₀	K₁	K₂	K'₂	K₃	K₄
76	3265	3562	1664	7806	0063	0045	7813	2961	1496	2036	0065	0045
77	3439	3695	1767	7815	0077	0051	7934	3082	1593	2092	0074	0050
78	3614	3852	1874	7823	0087	0059	8098	3207	1694	2021	0084	0057
79	3788	3912	1986	7831	0097	0068	8243	3335	1799	2014	0094	0066
80	3963	4105	2103	7836	0109	0077	8391	3467	1989	2007	0105	0075
81	4137	4260	2225	7841	0122	0088	8541	3602	2026	2000	0118	0085
82	4312	4409	2351	7845	0135	0099	8693	3742	2147	1993	0131	0096
83	4480	4561	2483	7848	0150	0112	8847	3885	2271	1987	0145	0108
84	4661	4716	2621	7250	0166	0126	9004	4032	2407	1982	0161	0122
85	4835	4873	2763	7852	0141	0141	9163	4182	2545	1977	0177	0137
86	5010	5034	2911	7853	0158	0158	9325	4337	2690	1968	0195	0154
87	5184	5198	3065	7854	0176	0176	9450	4497	2841	1962	0214	0172
88	5359	5365	3225	7854	0106	0106	9657	4660	2998	1976	0235	0192
89	5533	5535	3390	7854	0217	0217	9827	4828	3162	1964	0265	0213
90	5708	5708	3500	7854	0248	0248	10000	5000	3333	1964	0270	0237

Tiếp phụ lục 3

§é	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄
30	0.0227	0.0018	0.0010	0.0001	0.0172	0.0015	0.0008	10.0001
50	0.0951	0.0202	0.0116	0.0030	0.0734	0.0172	0.0099	0.0027
51	0.1003	0.0220	0.0127	0.0034	0.0775	0.0188	0.0109	0.0030
52	0.1056	0.0241	0.0140	0.0039	0.0817	0.0206	0.0120	0.0035
53	0.1111	0.0262	0.0153	0.0044	0.0861	0.0224	0.0132	0.0039
54	0.1167	0.0235	0.0168	0.0050	0.0906	0.0244	0.0144	0.0045
55	0.1225	0.0309	0.0183	0.0056	0.0952	0.0255	0.0158	0.0050
56	0.1285	0.0335	0.0199	0.0063	0.1000	0.0287	0.0172	0.0057
57	0.1345	0.0362	0.022	0.0071	0.1049	0.0311	0.0188	0.0064
58	0.1407	0.0391	0.0235	0.0080	0.0099	0.0336	0.0204	0.0072
59	0.1471	0.0421	0.0255	0.0089	0.1150	0.0363	0.0222	0.0081
60	0.1536	0.0453	0.0276	0.0100	0.1203	0.0391	0.0241	0.0090
61	0.1602	0.0190	0.0799	0.0101	0.1257	0.0421	0.0261	0.0101
62	0.1669	0.0522	0.0323	0.0123	0.1312	0.0452	0.0282	0.0112
63	0.1738	0.0559	0.0348	0.0137	0.1369	0.0484	0.305	0.0125
64	0.1808	0.0598	0.0375	0.0152	0.1426	0.0519	0.0329	0.0138
65	1879	0.0638	0.0403	0.0168	0.1435	0.0555	0.0354	0.0153
66	1951	0.0680	0.0433	0.0186	0.1345	0.0552	0.0381	0.0169
67	2024	0.0724	0.0465	0.0205	0.1607	0.0632	0.0401	0.0187
68	2099	0.0770	0.0498	0.0225	0.1669	0.0673	0.0440	0.0206
69	2174	0.0818	0.0533	0.247	0.1733	0.0716	0.0472	0.0227
70	0.2251	0.0868	0.0570	0.0271	0.1791	0.0761	0.0505	0.0249
71	0.2328	0.0920	0.0608	0.297	0.1865	0.0808	0.0541	0.0274
72	0.2407	0.0973	0.0649	0.0325	0.1932	0.0857	0.0578	0.8300
73	0.2486	0.1029	0.0692	0.0355	0.2001	0.0907	0.0618	0.0328
74	0.2567	0.1086	0.0736	0.0387	0.2070	0.0960	0.06	0.0358
75	0.2648	0.1146	0.0783	0.0421	0.2141	0.1015	0.0703	0.0391
76	0.2729	0.1207	0.0832	0.0458	0.2213	0.1071	0.0748	0.0425

§é	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄
77	0.2812	0.1270	0.0884	0.0497	0.2286	0.1130	0.0796	0.0463
78	0.2895	0.1335	0.0937	0.0539	0.2360	0.1191	0.0847	0.0503
79	0.2979	0.1402	0.0993	0.0584	0.2436	0.1253	0.0900	0.546
80	0.3063	0.1471	0.1051	0.0632	0.2512	0.1318	0.0955	0.0592
81	0.3148	0.1542	0.112	0.0682	0.2589	0.1385	0.1013	0.0641
82	0.3233	0.1615	0.1176	0.0736	0.2668	0.1454	0.1074	0.0693
83	0.3319	0.1690	0.1242	0.0794	0.2747	0.1525	0.1136	0.0749
84	0.3405	0.1766	0.1310	0.0855	0.2828	0.1599	0.1203	0.0808
85	0.3492	0.1844	0.1382	0.0919	0.2910	0.1674	0.1273	0.0871
86	0.3579	0.1924	0.1456	0.0088	0.2992	0.1752	0.1345	0.0938
87	0.3665	0.2006	0.1533	0.1060	0.3076	0.1831	0.1420	0.1010
88	0.3753	0.2089	0.1613	0.1136	0.3161	0.1913	0.1499	0.1085
89	0.3840	0.2174	0.1695	0.1217	0.3247	0.1997	0.1581	0.1165
90	0.3927	0.2260	0.1781	0.1302	0.3333	0.2083	0.1667	0.1250

Bảng giá trị các hàm số phi

α^x	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4
0.0	1	0	0	0
0.1	1.0000	0.2000	0.0100	0.0006
0.2	0.9997	0.4000	0.0400	0.0054
0.3	0.9987	0.5995	0.0900	0.0180
0.4	0.9957	0.7994	0.1600	0.0127
0.5	0.9895	0.9980	0.2498	0.0833
0.6	0.9784	1.1918	0.3596	0.1439
0.7	0.9600	1.3888	0.4888	0.2284
0.8	0.9318	1.5782	0.0372	0.2466
0.9	0.3931	1.7608	0.8012	0.4845
1.0	0.8337	19336	0.9800	0.6635
1.1	0.7568	2.0930	1.1904	0.8811
1.2	0.6561	2.2316	1.1070	1.1106
1.3	0.6272	2.3534	1.3300	1.4148
1.4	0.3656	2.4434	1.8766	1.7959
1.5	0.1664	2.1972	2.1248	2.1950
1.6	-0.0753	2.5070	2.3740	2.2258
1.7	-0.3644	2.4614	2.6236	3.1154
1.8	-0.7060	2.3578	2.8652	3.6947
1.9	-1.1049	2.1776	3.0928	4.2908
2.0	-1.5656	1.9116	3.2980	4.9301
2.1	-2.0923	1.5470	3.4718	5.6078
2.2	-2.6882	1.0702	3.6036	6.3162
2.3	-3.3562	0.4670	3.6816	7.0457
2.4	-4.0976	-0.2772	3.6922	7.7842
2.5	-4.9128	-1.1770	3.6210	8.5470
2.6	-5.8003	-2.2472	3.4512	9.2266
2.7	-6.7565	-3.5018	3.1654	9.8898
2.8	-7.7759	-4.9540	2.7442	10.4832
2.9	-8.8471	-6.6158	2.1676	10.9772
3.0	-9.9669	-8.4970	1.4138	11.3384
3.1	-11.1119	-10.6046	0.4606	11.5292
3.2	-12.2656	-12.9422	-0.7148	11.5076
3.3	-13.4048	-15.5098	-2.1356	11.2272
3.4	-14.5008	-18.3014	-3.8242	10.6356
3.5	-15.5198	-21.3050	-5.8028	9.6780
3.6	-16.4218	-24.5016	-8.0918	8.2940
3.7	-17.1622	-27.8630	-10.7088	6.4496
3.8	-17.6875	-31.3522	-13.6686	3.9876
3.9	-17.9387	34.9100	-16.9818	0.9284

Giá trị các hàm số ρ_1 - ρ_6

α^x	ρ_1	ρ_2	ρ_3	ρ_4	ρ_5	ρ_6
1.0	3.36998	3.10415	2.01891	0.73467	0.49292	1.43642
1.05	2.97968	2.83579	1.92664	0.66339	0.46802	1.22912
1.1	2.66019	2.60502	1.84328	0.60134	0.44513	1.05733
1.15	2.39680	2.40558	1.76776	0.54696	0.42405	0.91364
1.2	2.17824	2.23238	1.69912	0.49898	0.40453	0.79253
1.25	1.99591	2.08139	1.63659	0.45636	0.38035	0.68961
1.3	1.84305	1.94930	1.57951	0.41831	0.36931	0.80156
1.35	1.74437	1.83340	1.52731	0.38416	0.35331	0.52576
1.4	1.60566	1.73446	1.47950	0.35337	0.33818	0.46009
1.45	1.51357	1.64463	1.43500	0.32547	0.32385	0.40287
1.5	1.43536	1.56233	1.39548	0.30008	0.31026	0.35218
1.55	1.36882	1.49225	1.35858	0.27690	0.20728	0.30879
1.6	1.31213	1.43028	1.33469	0.25564	0.28185	0.26991
1.65	1.26379	1.37544	1.29359	0.23609	0.27292	0.23544
1.7	1.22256	1.32692	1.26504	0.21805	0.26144	0.20477
1.75	1.8740	1.28401	1.23885	0.20153	0.25037	
1.8	1.5748	1.24607	1.24484	0.18586	0.23966	0.17294
1.85	1.3190	1.21257	1.19285	0.17145	0.22930	0.13099
1.9	1.11020	1.18302	1.172773	0.15803	0.21924	0.11172
1.95	1.09129	1.15648	1.15383	0.14542	0.20938	0.09348
2.0	1.07619	1.13410	1.13759	0.13376	0.19997	0.07753
2.05	1.06303	1.11410	1.12232	0.12278	0.19072	0.06313
2.1	1.05196	1.09658	1.10845	0.11250	0.18171	0.05013
2.15	1.04496	1.08931	1.09587	0.10284	0.17204	0.03844
2.2	1.03496	1.06805	1.08449	0.09348	0.16438	0.02785
2.25	1.02855	1.05658	1.07423	0.08528	0.15604	0.01834
2.3	1.02327	1.04669	1.06499	0.07728	0.14791	0.00980
2.35	1.01894	1.03823	1.05670	0.06978	0.13999	0.00214
2.4	1.01543	1.03101	1.04929	0.06274	0.13228	-0.00471
2.45	1.01260	1.02490	1.042668	0.05614	0.12478	-0.01082
2.5	1.01035	1.01976	1.03681	0.04995	0.11749	-0.01624
2.55	1.00858	1.01547	1.03162	0.04415	0.11041	-0.02102
2.6	1.00721	1.01193	1.02703	0.03837	0.10354	-0.02522
2.65	1.00616	1.00903	1.02302	0.03367	0.09688	-0.02887
2.7	1.00537	1.00668	1.01951	0.02895	0.02895	-0.03203

Phụ lục 5(tiếp)

Giá trị các hàm số $\rho_7 - \rho_{10}$

α^x	ρ_7	ρ_8	ρ_9	ρ_{10}
1.0	3.97163	0.61940	2.48577	1.49403
1.05	3.43984	0.48668	2.22005	1.49403
1.1	3.02882	0.38237	2.01060	1.49134
1.15	2.68712	0.29936	1.84361	1.48956
1.2	2.41866	0.23275	1.70925	1.48766
1.25	2.20079	0.17874	1.60041	1.48533
1.3	2.02240	0.13475	1.51128	1.48346
1.35	1.87539	0.09861	1.43773	1.48095
1.4	1.75319	0.06884	1.37661	1.47783
1.45	1.65109	0.04413	1.32558	1.47457
1.5	1.56516	0.02349	1.28262	1.47120
1.55	1.49249	0.00631	1.24620	1.49725
1.6	1.43063	-0.00812	1.21537	1.46311
1.65	1.37782	-0.02019	1.8891	...
1.7	1.33246	-0.03029	1.16619	...
1.75	1.29334	-0.03875	1.14669	1.44834
1.8	1.25949	-0.04580	1.12977	1.44269
1.85	1.23005	-0.05165	1.11499	1.43665
1.9	1.20439	-0.05645	1.10220	1.43019
1.95	1.18088	-0.06032	1.08996	1.42216
2.0	1.16225	-0.06350	1.08114	1.41625
2.05	1.14490	-0.06595	1.07250	1.40870
2.1	1.2960	-0.06779	1.06477	1.40076
2.15	1.11608	-0.06912	1.05801	1.39256
2.2	1.10407	-0.06996	1.05208	1.38391
2.25	1.09334	-0.07039	1.04674	1.37500
2.3	1.08398	-0.07046	1.04201	1.36582
2.35	1.07551	-0.07019	1.03775	1.35627
2.4	1.06798	-0.06964	1.03396	1.34654
2.45	1.06122	-0.06881	1.03062	1.33646
2.5	1.05517	-0.06777	1.0275	1.32625
2.55	1.04976	-0.06652	1.02487	1.31584
2.6	1.04487	-0.06509	1.02243	1.30523
2.65	1.04048	-0.06350	1.02028	1.59448
2.7	1.03656	-0.06179	1.01826	1.28372
2.75	1.03303	-0.05996	1.01654	1.27287

Phụ lục 6

Các hệ số khi tính đầm dài trên nền đàn hồi

$$\left(\varphi = \frac{x}{c} \quad \text{hay} \quad \alpha x \right)$$

α^x	η_1	η_2	η_3	η_4
0.0	1.0000	0.0000	1.0000	1.0000
0.1	0.9004	0.0903	0.9907	0.8100
0.2	0.8024	0.1627	0.9651	0.6398
0.3	0.7078	0.2189	0.9267	0.4888
0.4	0.6174	0.2610	0.8784	0.3564
0.5	0.5323	0.2908	0.8231	0.2415
0.6	0.4530	0.3099	0.7628	0.1431
0.7	0.3798	0.3199	0.6997	0.0699
0.8	0.3130	0.3223	0.6354	0.0093
0.9	0.2528	0.3185	0.5712	0.0657
1.0	0.1988	0.3096	0.5083	-0.1108
1.1	0.1510	0.2967	0.4476	-0.1457
1.2	0.1092	0.2807	0.3899	-0.1716
1.3	0.0729	0.2626	0.3355	-0.1897
1.4	0.0419	0.2430	0.2849	-0.2011
1.5	0.0158	0.2230	0.2384	-0.2068
1.6	-0.0059	0.2018	0.1950	-0.2077
1.7	-0.0236	0.1812	0.1576	-0.1985
1.8	-0.0376	0.1610	0.1234	-0.1899
1.9	-0.0484	0.1415	0.0932	-0.1794
2.0	-0.0564	0.1231	0.0667	-0.1675
2.1	-0.0618	0.1057	0.0439	-0.1548
2.2	-0.0652	0.1896	0.0244	-0.1416
2.3	-0.0668	0.0748	0.0080	-0.1282
2.4	-0.0669	0.0613	-0.0056	-0.1149
2.5	- 0.0658	0.0491	-0.0166	-0.1019
2.6	- 0.0636	0.0383	-0.0254	-0.0898
2.7	- 0.0608	0.0287	-0.0320	-0.0777
2.8	- 0.0573	0.0204	-0.0369	
2.9	- 0.0535	0.0133	-0.0403	
3.0	- 0.0493	0.00703	-0.04226	
3.1	- 0.0450	0.00187	-0.04314	-0.04688
3.2	-0.0407	-0.00238	-0.04307	-0.03831
3.3	-0.0364	-0.00582	-0.04224	-0.03060
3.4	-0.0322	-0.00853	-0.04079	-0.02374
3.5	-0.0283	-0.01059	-0.03887	-0.01769
3.6	-0.0245	-0.01209	-0.03659	-0.01241
3.7	-0.0210	-0.01310	-0.03407	-0.00787
3.8	-0.0177	-0.01369	-0.03138	-0.00401
3.9	-0.0147	-0.01392	-0.02862	-0.00077
4.0	-0.01197	-0.01386	-0.02583	0.00189
4.1	-0.00955	-0.01356	-0.02309	0.00403
4.2	-0.00735	-0.01307	-0.02042	0.00572

4.3	-0.00545	-0.01243	-0.01787	0.00699
4.4	-0.00380	-0.01168	-0.01546	0.00791
4.5	-0.00235	-0.01086	-0.01320	0.00852
4.6	-0.00110	-0.00999	-0.01180	0.00886
4.7	-0.0002	-0.00909	-0.00911	0.00398
4.8	0.0007	-0.00820	-0.00748	0.00892
4.9	0.0009	-0.00732	-0.00593	0.00870
5.0	0.0020	-0.00646	-0.00455	0.00837
5.1	0.00235	-0.00564	-0.00334	0.00795
5.2	0.00260	-0.00487	-0.00229	0.00746
5.3	0.00275	-0.00415	-0.00139	0.00692
5.4	0.00290	-0.00349	-0.00063	0.00636
5.5	0.0029	-0.00288	-0.00001	0.00578
5.6	0.0029	-0.00238	0.00053	0.00520
5.7	0.0028	-0.00184	0.00095	0.00464
5.8	0.0027	-0.00141	0.00127	0.00409
5.9	0.00255	-0.00102	0.00152	0.00356
6.0	0.0024	-0.00069	0.00169	0.00307
6.1	0.0022	-0.00041	0.00180	0.00261
6.2	0.0020	-0.00017	0.00185	0.00219
6.3	0.00185	0.00003	0.00187	0.00181
6.4	0.00165	0.00019	0.00184	0.00146
6.5	0.00150	0.00032	0.0019	0.00115
6.6	0.0013	0.00042	0.00172	0.00087
6.7	0.0012	0.00050	0.00162	0.00063
6.8	0.00095	0.00055	0.00152	0.00042
6.9	0.0008	0.00058	0.00141	0.00024
7.0	0.0007	0.00060	0.00129	0.00009

Phụ lục 7: Độ lún theo bề mặt lớp đàn hồi tùy thuộc vào chiều cao

$\frac{x}{c}$		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\mu_0 = 0,2$	H = c	2.619	0.195	-0.009	-0.006	-0.001	+0.004	-0.007	-0.007	-0.001	-0.002	0
	H = 2c	3.355	0.891	0.119	-0.022	-0.021	-0.004	-0.013	-0.012	-0.010	-0.005	0
	H = 3c	4.737	1.525	0.463	0.089	-0.009	-0.012	-0.023	-0.018	+0.002	-0.004	0
	H = 4c	5.334	2.053	0.858	0.321	0.105	0.033	-0.012	-0.021	+0.002	-0.002	0
	H = 5c	5.798	2.481	1.219	0.584	0.278	0.135	0.041	0	+0.014	-0.003	0
$\mu_0 = 0,3$	H = c	2.444	+0.083	-0.038	-0.018	-0.011	-0.010	-0.009	-0.009	-0.002	-0.001	0
	H = 2c	3.777	+0.752	+0.038	-0.044	-0.036	-0.016	-0.016	-0.016	-0.009	-0.005	0
	H = 3c	4.569	+1.378	+0.348	+0.015	-0.051	-0.034	-0.032	-0.021	-0.006	-0.004	0
	H = 4c	5.171	+1.904	+0.729	+0.223	+0.036	-0.005	-0.056	-0.023	-0.004	-0.004	0
	H = 5c	5.650	+2.341	+0.089	+0.535	+0.122	+0.064	-0.000	-0.030	-0.002	-0.002	0
$\mu_0 = 0,4$	H = c	2.148	-0.083	-0.091	-0.037	-0.019	-0.009	-0.009	-0.009	-0.002	-0.002	0
	H = 2c	3.460	+0.503	-0.123	-0.141	-0.078	-0.036	-0.031	-0.019	-0.007	-0.007	0
	H = 3c	4.283	+1.121	+0.143	-0.121	-0.135	-0.082	-0.058	-0.932	-0.008	-0.008	0
	H = 4c	4.910	+1.662	+0.518	+0.063	-0.077	-0.084	-0.084	-0.055	-0.015	-0.010	0
	H = 5c	5.431	+2.118	+0.896	+0.319	+0.074	-0.009	-0.052	-0.050	-0.011	-0.007	0

Phụ lục 8

Các giá trị X_1 khi tính tường cứng

H_r	X_5	X_4	X_3	X_2	X_1	Thỏa sè
$0,2h_y$	-0.3272	-0.2305	-0.1678	-0.1013	-0.0319	$h_y\varphi_0$
$0,4h_y$	-0.2012	-0.1119	-0.0834	-0.0522	-0.0128	$h_y\varphi_0$
$0,6h_y$	-0.1597	-0.0756	-0.0543	-0.0340	-0.0033	$h_y\varphi_0$
$0,8h_y$	-0.1382	-0.0589	-0.0412	-0.0218	0	$h_y\varphi_0$
$1h_y$	-0.1255	-0.0502	-0.0323	0.0183	0	$h_y\varphi_0$
∞	-0.1086	-0.0431	-0.0311	-0.0215	-0.0132	$h_y\varphi_0$
						$\mu_0 = 0,3$
$0,2h_y$	-0.3631	-0.2696	-0.1976	-0.1214	-0.0435	$h_y\varphi_0$
$0,4h_y$	-0.2139	-0.1239	-0.0939	-0.0586	-0.0174	$h_y\varphi_0$
$0,6h_y$	-0.1678	-0.0816	-0.0598	-0.0387	-0.0073	$h_y\varphi_0$
$0,8h_y$	-0.1437	-0.0627	-0.0434	-0.0272	0	$h_y\varphi_0$
$1h_y$	-0.1290	-0.0528	-0.0351	-0.0179	0	$h_y\varphi_0$
∞	-0.1086	-0.0431	-0.0311	-0.0215	-0.0132	$h_y\varphi_0$
$0,2h_y$	-0.4484	-0.3627	-0.2758	-0.1764	-0.0762	$h_y\varphi_0$
$0,4h_y$	-0.2462	-0.1532	-0.1206	-0.0798	-0.0334	$h_y\varphi_0$
$0,6h_y$	-0.1848	-0.0949	-0.0724	-0.0470	-0.0171	$h_y\varphi_0$
$0,8h_y$	-0.1537	-0.0703	-0.0491	-0.0332	-0.0054	$h_y\varphi_0$
$1h_y$	-0.1357	-0.0571	-0.385	-0.0238	0	$h_y\varphi_0$
∞	-0.1086	-0.0431	-0.0311	-0.0215	-0.0132	$h_y\varphi_0$

Phụ lục 9: Giá trị Y_1 khi tính tường cứng

$Y_i = \lambda_i h_x \varphi_0 + \delta_i Q_{CT}$ $y_0 = \lambda_0 h_x \varphi_0 + \delta_{i0} Q_{CT}$ $\mu_0 = 0,2$							
H_B	λ_1/δ_1	λ_2/δ_2	λ_3/δ_3	λ_4/δ_4	λ_5/δ_5	λ_0/δ_0	
0,2 h_x	-0,1513 +0,2117	-0,0645 +0,1919	0 +0,1933	+0,0645 +0,1919	+0,1513 +0,2117	-0,500 +0,578	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
0,4 h_x	-0,0942 +0,2318	-0,0301 +0,1778	0 +0,1809	+0,0301 +0,1778	+0,0942 +0,2318	-0,500 +1,0833	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
0,6 h_x	-0,0776 +0,2475	-0,0217 +0,1704	0 +0,1633	+0,0217 +0,1704	+0,0776 +0,2475	-0,500 +1,5330	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
0,8 h_x	-0,0707 +0,2613	-0,0173 +0,1612	0 +0,1500	+0,0173 +0,1612	+0,0707 +0,2613	-0,500 +1,9368	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
1 h_x	-0,0669 +0,2686	-0,0159 +0,1572	0 +0,1483	+0,0159 +0,1572	+0,0669 +0,0286	-0,500 +2,2945	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
∞	-0,0601 +0,2894	-0,0133 +0,143	0 +0,1352	+0,0133 +0,143	+0,0601 +0,2894	- -	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
							$\mu_0 = 0,3$
0,2 h_x	-0,1598 +0,204	-0,0741 +0,196	0 +0,199	+0,0741 +0,196	+0,1598 +0,204	-0,500 +0,502	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
0,4 h_x	-0,0983 +0,228	-0,0326 +0,180	0 +0,184	+0,0326 +0,180	+0,0983 +0,228	-0,500 +0,985	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
0,6 h_x	-0,0802 +0,247	-0,0215 +0,169	0 +0,168	+0,0215 +0,169	+0,0802 +0,247	-0,500 +1,408	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
0,8 h_x	-0,0721 +0,259	-0,0177 +0,1625	0 +0,157	+0,0177 +0,1625	+0,0721 +0,259	-0,500 +1,809	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
1 h_x	-0,0667 +0,271	-0,0175 +0,153	0 +0,152	+0,0175 +0,153	+0,0667 +0,271	-0,500 +2,168	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
∞	-0,0601 +0,2894	-0,0133 +0,143	0 +0,1352	+0,0133 +0,143	+0,0601 +0,2894	- -	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
							$\mu_0 = 0,4$
0,2 h_x	-0,1866 +0,196	-0,0931 +0,201	0 +0,206	+0,0931 +0,201	+0,1866 +0,196	-0,500 +0,37358	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
0,4 h_x	-0,1064 +0,221	-0,0367 +0,184	0 +0,190	+0,0367 +0,184	+0,1064 +0,221	-0,500 +0,78978	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
0,6 h_x	-0,0840 +0,241	-0,0231 +0,172	0 +0,174	+0,0231 +0,172	+0,0840 +0,241	-0,500 +0,19741	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
0,8 h_x	-0,0743 +0,255	-0,0185 +0,165	0 +0,160	+0,0185 +0,165	+0,0743 +0,255	-0,500 +1,60238	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
1 h_x	-0,0691 +0,264	-0,0167 +0,160	0 +0,152	+0,0167 +0,160	+0,0691 +0,264	-0,500 +1,97847	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}
∞	-0,0601 +0,2894	-0,0133 +0,143	0 +0,1352	+0,0133 +0,143	+0,0601 +0,2894	- -	$h_x \varphi_0$ Q_{CT}

Phụ lục 10: Giá trị α , α_1 và α_2 khi tính tường cứng

	α			α_1			α_2		
	$\mu_0 = 0,2$	$\mu_0 = 0,3$	$\mu_0 = 0,4$	$\mu_0 = 0,2$	$\mu_0 = 0,3$	$\mu_0 = 0,4$	$\mu_0 = 0,2$	$\mu_0 = 0,3$	$\mu_0 = 0,4$
H = c	1.14662	1.31010	1.71170	0.8587	0.99517	1.33938	0.29369	0.31496	0.37304
H = 2c	0.63610	0.69104	0.83274	0.4615	0.50700	0.63314	0.17480	0.18336	0.19960
H = 3c	0.46866	0.50070	0.56954	0.3269	0.35514	0.41626	0.14152	0.14552	0.15288
H = 4c	0.38550	0.40610	0.44528	0.2601	0.27695	0.31183	0.12696	0.12952	0.13368
H = 5c	0.33946	0.35210	0.37704	0.2263	0.23491	0.25513	0.11976	0.12072	0.12392
H = ∞	0.30246	0.30246	0.30246	0.21750	0.21750	0.21750	0.10680	0.10680	0.10680

Phụ lục 11: Hệ số M_0 và M_1 (Vòm tròn hai khớp)

φ_{cv}	m_0	φ_{cv}	m_0	φ_{cv}	m_0	φ_{cv}	m_0
0.50	0.008	0.70	0.041	0.90	0.135	1.10	0.340
0.51	0.009	0.71	0.044	0.91	0.142	1.11	0.354
0.52	0.010	0.72	0.047	0.92	0.149	1.12	0.369
0.53	0.011	0.73	0.050	0.93	0.157	1.13	0.384
0.54	0.012	0.74	0.054	0.94	0.165	1.14	0.399
0.55	0.013	0.75	0.057	0.95	0.173	1.15	0.415
0.56	0.014	0.76	0.060	0.96	0.182	1.16	0.432
0.57	0.015	0.77	0.064	0.97	0.191	1.17	0.449
0.58	0.016	0.78	0.068	0.98	0.200	1.18	0.466
0.59	0.017	0.79	0.073	0.99	0.210	1.19	0.484
0.60	0.019	0.80	0.077	1.00	0.220	1.20	0.502
0.61	0.021	0.81	0.082	1.01	0.230	1.21	0.521
0.62	0.023	0.82	0.87	1.02	0.241	1.22	0.540
0.63	0.025	0.83	0.092	1.03	0.253	1.23	0.560
0.64	0.027	0.84	0.093	1.04	0.263	1.24	0.580
0.65	0.028	0.85	0.103	1.03	0.257	1.25	0.601
0.66	0.030	0.86	0.109	1.06	0.287	1.26	0.622
0.67	0.033	0.87	0.115	1.07	0.300	1.27	0.644
0.68	0.036	0.88	0.121	1.08	0.313	1.28	0.666
0.69	0.038	0.89	0.128	1.09	0.326	1.29	0.689
1.30	0.773	1.40	0.978	1.50	1.304		
1.31	0.737	1.41	1.008	1.51	1.339		
1.32	0.761	1.42	1.039	1.52	1.376		
1.33	0.787	1.43	1.070	1.53	1.412		
1.34	0.813	1.44	1.101	1.54	1.451		
1.35	0.839	1.45	1.133	1.55	1.149		
1.36	0.865	1.46	1.166	1.56	1.582		
1.37	0.893	1.47	1.199	1.57	1.568		
1.38	0.921	1.48	1.234				
1.39	0.949	1.49	1.269				

Hệ số M_1

Φ_{cv}	m_1	Φ_{cv}	m_1	Φ_{cv}	m_1	Φ_{cv}	m_1
0.50	0.0069	0.60	0.0173	0.70	0.0353	0.80	0.0639
0.51	0.0081	0.61	0.0188	0.71	0.376	0.81	0.0674
0.52	0.0089	0.62	0.0203	0.72	0.0401	0.82	0.0712
0.53	0.0097	0.63	0.0218	0.73	0.0427	0.83	0.0749
0.54	0.0106	0.64	0.0234	0.74	0.0454	0.84	0.0788
0.55	0.0116	0.65	0.0253	0.75	0.0481	0.85	0.0830
0.56	0.0127	0.66	0.0270	0.76	0.0509	0.86	0.0867
0.57	0.0138	0.67	0.0290	0.77	0.0539	0.87	0.0915
0.58	0.0049	0.68	0.0309	0.78	0.0572	0.88	0.0960
0.59	0.0161	0.69	0.0330	0.79	0.0605	0.89	0.1008
0.90	0.1055	1.05	0.1958	1.20	0.3182	1.35	0.4622
0.91	0.1106	1.06	0.2032	1.21	0.3273	1.36	0.4723
0.92	0.1156	1.07	0.2104	1.22	0.3366	1.37	0.4823
0.93	0.1208	1.08	0.2181	1.23	0.3459	1.38	0.4820
0.94	0.1264	1.09	0.2254	1.24	0.3553	1.39	0.4918
0.95	0.1318	1.10	0.2334	1.25	0.3641	1.40	0.5115
0.96	0.1378	1.11	0.2414	1.26	0.3742	1.41	0.5216
0.97	0.1435	1.12	0.2494	1.27	0.3838	1.42	0.5310
0.98	0.1495	1.13	0.2576	1.28	0.3934	1.43	0.5409
0.99	0.1556	1.14	0.2658	1.29	0.4031	1.44	0.5497
1.00	0.1621	1.15	0.2746	1.30	0.4131	1.45	0.5601
1.01	0.1684	1.16	0.2028	1.31	0.4228	1.46	0.5695
1.02	0.1751	1.17	0.2917	1.32	0.4325	1.47	0.5790
1.03	0.1818	1.18	0.3003	1.33	0.4426	1.48	0.5885
1.04	0.1888	1.19	0.3094	1.34	0.4524	1.49	0.5975
1.50	0.6067	1.52	0.6244	1.54	0.6415	1.56	0.6579
1.51	0.6156	1.53	0.6341	1.55	0.6500	1.57	0.6654

$$m_1 = \frac{\varphi_{cv}}{6} \left[7 \cdot \frac{\sin^3 \varphi_{cv}}{\varphi_{cv}} - 3 \frac{\sin \varphi_{cv}}{\varphi_{cv}} + 6 \cos^3 \varphi_{cv} - 3 \cos \varphi_{cv} \right]$$

$$\delta = m_0 \frac{r^3}{EJ_0}$$

$$\Delta p = -m_1 \frac{gr^4}{EI_0}; m_0 = \varphi_{cv} \left[1 + 2 \cos^2 \varphi_{cv} - 3 \frac{\sin \varphi_{cv} \cos \varphi_{cv}}{\varphi_{cv}} \right]$$

Các giá trị m_1, m_2, m_3 và m_4

β	110^0				115^0				120^0			
α_0	m_1	m_2	m_3	m_4	m_1	m_2	m_3	m_4	m_1	m_2	m_3	m_4
0	0.6553	3.6189	0.3129	4.7102	0.5712	3.1925	0.2347	5.1130	0.4880	2.7745	0.1534	5.000
5^0	0.5404	2.9295	0.3123	4.6987	0.4667	2.5660	0.2340	5.1016	0.3934	2.2075	0.1526	5.4886
10^0	0.4396	2.3277	0.3100	4.6645	0.3752	2.0201	0.2313	5.0674	0.3180	1.7151	0.1496	5.4543
15^0	0.3517	1.8096	0.3010	4.6079	0.2956	1.5514	0.2224	0.0108	0.2393	1.2949	0.1403	5.3978
20^0	0.2759	1.3707	0.2815	4.5292	0.2273	1.1570	0.2066	4.9320	0.1783	0.9437	0.1257	5.3190
25^0	0.2113	1.0091	0.2589	4.4291	0.1695	0.8346	0.1823	4.8320	0.1271	0.6593	0.1029	5.2180
β	125^0				130^0				135^0			
α_0	m_1	m_2	m_3	m_4	m_1	m_2	m_3	m_4	m_1	m_2	m_3	m_4
0	0.4057	2.3645	0.0693	5.8679	0.3238	1.9596	-0.0157	6.2140	0.2426	1.5607	-0.1049	6.5353
5^0	0.3205	1.8543	0.0687	5.8565	0.2477	1.5040	-0.0177	6.2026	0.1752	1.1573	-0.1060	6.5241
10^0	0.2465	1.4131	0.0655	5.8236	0.1820	1.1130	-0.0211	6.1682	0.1176	0.8147	-0.1096	6.4899
15^0	0.1828	1.0397	0.0568	5.7657	0.1259	0.7850	-0.0297	6.1119	0.0689	0.5312	-0.1180	6.4333
20^0	0.1289	0.7307	0.0424	5.6869	0.0791	0.5172	-0.0433	6.0330	0.0288	0.3040	-0.138	6.3546
25^0	0.0842	0.4840	0.0213	5.5869	0.0408	0.3073	-0.0627	5.9330	-0.0030	0.1307	-0.1486	6.2543

Các hệ số tập trung ứng suất

K_p và K_p

HỒ sè	h/2a tÝnh f/2a	2/3	1	1	1	3/2	2
		1/3	1/4	1/4	1/2	1/2	1/2
-K _p	0	1.028	-0.89	-0.909	-0.929	-0.85	-1.019
	1	2.35	2.62	2.452	2.478	2.7	2.067
	2	2.29	1.794	1.854	1.929	1.9	1.356
	3	3.858	2.03	3.049	3.436	3.2	3.869
	4	1.888	1.150	1.15	1.270	-	-
	5	-0.869	-0.78	-0.987	-0.764	1.2	-0.801
-K _p	0	3.111	2.64	3.026	3.98	4.1	4.218
	1	1.456	1.81	1.483	1.708	-	1.024
	2	-0.849	-0.85	-0.889	-0.935	1.7	-0.828
	3	-0.251	2.43	-0.835	0.634	-	-0.553
	4	0.079	3.1	4.166	4.263	3.4	2.855
	5	1.333	1.39	1.406	1.353	2.7	0.771

Phụ lục

Phụ lục 1: Bảng phân loại đất đá

Phụ lục 2: Chiều dày tường và vòm bê tông

Phụ lục 3: Các hệ số tính toán vòm không khớp một tâm

Phụ lục 4: Bảng các giá trị Φ_1

Phụ lục 5: Bảng các giá trị $\rho_1 - \rho_{10}$

Phụ lục 6: Bảng các giá trị n_i

Phụ lục 7: Bảng độ lún theo bề mặt lớp đàn hồi phụ thuộc vào chiều cao

Phụ lục 8: Bảng giá trị các hệ số X_i khi tính tường cứng

Phụ lục 9: Bảng giá trị các hệ số Y_i khi tính tường cứng

Phụ lục 10: Bảng giá trị các hệ số $\alpha, \alpha_1, \alpha_2$ khi tính tường cứng

Phụ lục 11: Hệ số m_0 và m_1 cho vòm tròn 2 khớp

Phụ lục 12: Bảng giá trị m_1, m_2, m_3, m_4

Phụ lục 13: Bảng giá trị A_1, A_2, A_3, A_4

Phụ lục 14: Bảng giá trị các hệ số tập trung ứng suất