

TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI
PGS. TS. HỒ SỸ DŨY - PGS. TS. NGUYỄN DUY HẠNH
TS. HUỖNH TẤN LƯỢNG - PGS. TS. PHAN KỲ NAM

CÔNG TRÌNH TRẠM THỦY ĐIỆN



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

LỜI NÓI ĐẦU

Nguồn năng lượng thủy điện chiếm vai trò quan trọng trong hệ thống điện Việt Nam. Trường Đại học Thủy lợi trường chuyên đào tạo kỹ sư các ngành quản lý, sử dụng và bảo vệ nguồn nước trong đó có ngành “ Công trình thủy điện”. Môn học “Công trình trạm thủy điện” không thể thiếu trong chương trình đào tạo các kỹ sư Thủy lợi nói chung và ngành Thủy điện nói riêng.

Cấu trúc chương trình ngành “ Công trình Thủy điện ” gồm các môn học: Thủy năng, Thiết bị thủy lực, Công trình trạm thủy điện, Thiết bị phụ của TTD, Phần điện của TTD và các môn học liên quan.

Nội dung cơ bản của môn học Công trình trạm Thủy điện trình bày các giải pháp kỹ thuật, công nghệ trong thiết kế, xây dựng các thành phần trên tuyến năng lượng của công trình Thủy điện và cũng là nội dung cơ bản của cuốn sách này. Cuốn sách tập trung giới thiệu các đặc điểm kết cấu, các giải pháp kỹ thuật công trình, phương pháp tính toán thiết kế và xây dựng các thành phần chủ yếu của tuyến năng lượng TTD, các vấn đề thủy lực liên quan. Cuốn sách một phần đi sâu vào các phương pháp tính toán các vấn đề thủy lực phức tạp trong tuyến năng lượng.

Cấu trúc của cuốn sách gồm hai phần : Phần I- Các công trình trên tuyến đường dẫn nước gồm 6 chương liên quan tới từng hạng mục có thể có trên tuyến đường dẫn nước vào nhà máy TĐ. Phần II - Nhà máy thủy điện gồm 4 chương giới thiệu các đặc điểm kết cấu, bố trí thiết bị, các giải pháp kỹ thuật thiết kế và công nghệ xây dựng, các tính toán bền và ổn định các bộ phận của nhà máy.

Cuốn sách được các PGS, TS nhiều kinh nghiệm trong đào tạo và sản xuất của Bộ môn Thủy điện Trường Đại học Thủy lợi biên soạn. Các tác giả đã cố gắng trình bày những nội dung cơ bản nhất theo trình tự hợp lý để sinh viên dễ nắm bắt và tra cứu.

Cuốn sách do TS. Hồ Sĩ Dự chủ biên và viết các chương: Các chương I, II, III, V, và mục 6-5 (phần I), chương III và các mục 1-1, 1-2, 2-6 (phần II); TS. Huỳnh Tấn Lượng viết các chương I, II, IV (phần II); PGS. TS. Nguyễn Duy Hạnh viết chương VI(phần I); PGS. TS Phan Kỳ Nam viết chương IV (phần I).

Đối tượng phục vụ của cuốn sách Công trình trạm thủy điện chủ yếu là làm giáo trình cho sinh viên ngành công trình thủy điện và làm tài liệu tham khảo cho sinh viên các ngành công trình thủy lợi chính quy và tại chức. Ngoài ra, có thể làm tài liệu tham khảo, nghiên cứu cho các học viên cao học và các kỹ sư các ngành trong lĩnh vực liên quan tới công trình thủy điện.

Cuốn sách được xuất bản với sự giúp đỡ của các đồng nghiệp trong Bộ môn Thủy điện và trong khoa Thủy điện Trường ĐH Thủy lợi. Các tác giả xin cảm ơn sự góp ý xây dựng của PGS. TS. Đỗ Văn Chiêu – Trường ĐH Xây dựng, Hà nội, PGS.TS.

Nguyễn Văn Ngang – Trường ĐH Thủy lợi đã có nhiều góp ý xây dựng để hoàn thiện cuốn sách này.

Mặc dù trong quá trình biên soạn chúng tôi cố gắng bám sát mục tiêu và nội dung chương trình cải cách giáo dục của Bộ GD&ĐT. Song, do đề cập đến nhiều vấn đề kỹ thuật, công nghệ phức tạp nên nội dung cuốn sách khó tránh khỏi những sai sót. Tập thể các tác giả rất mong nhận được sự góp ý, nhận xét của các đồng nghiệp, sinh viên và các bạn đọc quan tâm để lần tái bản sau sách được hoàn thiện hơn.

CÁC TÁC GIẢ

MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU	1
PHẦN MỞ ĐẦU	8
1. TÌNH HÌNH SẢN XUẤT ĐIỆN NĂNG.....	8
2. TRỮ NĂNG THỦY ĐIỆN	9
3. TÌNH HÌNH PHÁT TRIỂN THỦY ĐIỆN	10
Phần I: CÁC CÔNG TRÌNH TRÊN TUYẾN DẪN NƯỚC THỦY ĐIỆN	8
Chương I : CỬA LẤY NƯỚC CỦA TRẠM THỦY ĐIỆN	8
1.1. CÔNG DỤNG, PHÂN LOẠI, YÊU CẦU ĐỐI VỚI CỬA LẤY NƯỚC.....	8
1.2. CÁC THIẾT BỊ BỐ TRÍ TRONG CỬA LẤY NƯỚC	9
1.3. CẤU TẠO CỬA LẤY NƯỚC CÓ ÁP.....	19
1.4. THIẾT KẾ CỬA LẤY NƯỚC CÓ ÁP	29
1.5. CỬA LẤY NƯỚC KHÔNG ÁP	33
Câu hỏi chương 1:.....	36
Chương II: BỂ LẮNG CÁT CỦA CÔNG TRÌNH THỦY ĐIỆN.....	37
2.1. CÔNG DỤNG VÀ NGUYÊN LÝ LÀM VIỆC CỦA BỂ LẮNG CÁT	37
2.2. CÁC LOẠI BỂ LẮNG CÁT	40
2.2.1. Bể lắng cát với các khoang xói rửa định kỳ.....	40
2.2.2. Bể lắng cát với các khoang xói rửa liên tục.....	42
2.3. XÁC ĐỊNH CÁC KÍCH THƯỚC CƠ BẢN CỦA BỂ LẮNG CÁT	42
2.4. XÁC ĐỊNH THỜI GIAN LẮNG ĐẦY DUNG TÍCH CHẾT VÀ THẢO RỬA BỂ LẮNG CÁT.....	50
Câu hỏi chương 2.....	52
Chương III: CÔNG TRÌNH DẪN NƯỚC CỦA TRẠM THỦY ĐIỆN.....	53
3.1. KHÁI NIỆM, PHÂN LOẠI.....	53
3.2. CẤU TẠO KÊNH DẪN NƯỚC THỦY ĐIỆN.....	54
3.3. ĐIỀU KIỆN VẬN HÀNH VÀ VẬN TỐC CHO PHÉP TRONG KÊNH	57
3.4. ĐƯỜNG HÀM DẪN NƯỚC	59
3.5. TÍNH TOÁN THỦY LỰC CÔNG TRÌNH DẪN NƯỚC CỦA TRẠM THỦY ĐIỆN.....	63
3.6. KÊNH TỰ ĐIỀU TIẾT VÀ KHÔNG TỰ ĐIỀU TIẾT	67
3.7. TỶ SỐ MẤT NĂNG LƯỢNG TRONG ĐƯỜNG DẪN.....	69
3.8. LỰA CHỌN MẶT CẮT KINH TẾ ĐƯỜNG DẪN NƯỚC TRẠM THỦY ĐIỆN	72
3.9. BỂ ÁP LỰC	76
3.10. BỂ ĐIỀU TIẾT NGÀY.....	86
3.11. TÍNH TOÁN DÒNG KHÔNG ỔN ĐỊNH TRONG ĐƯỜNG DẪN NƯỚC KHÔNG ÁP	91
Câu hỏi chương 3	97
Chương IV: ỐNG DẪN NƯỚC ÁP LỰC TRẠM THỦY ĐIỆN.....	98
4.1. CÔNG DỤNG VÀ PHÂN LOẠI ỐNG DẪN NƯỚC ÁP LỰC	98
4.2. LỰA CHỌN TUYẾN ỐNG VÀ XÁC ĐỊNH ĐƯỜNG KÍNH KINH TẾ ỐNG DẪN NƯỚC ÁP LỰC	98
4.3. ỐNG DẪN NƯỚC ÁP LỰC BẰNG THÉP.....	106
4.4. CÁC LỰC TÁC DỤNG TRÊN ỐNG THÉP LỖ THIÊN.....	114

4.5. MÔ ÔM VÀ MÔ ĐỒ ỐNG THÉP	117
4.6. THIẾT KẾ THÂN ỐNG THÉP LỖ THIÊN	121
4.7. ỐNG PHÂN NHÁNH	131
4.8. ỐNG DẪN NƯỚC ÁP LỰC BẰNG BÊ TÔNG CỐT THÉP.....	134
Câu hỏi chương 4:.....	138
Chương V :.....	139
NƯỚC VÀ VÀ CÁC CHẾ ĐỘ CHUYỂN TIẾP CỦA TRẠM THỦY ĐIỆN	139
5.1. KHÁI NIỆM NƯỚC VÀ VÀ CÁC CHẾ ĐỘ CHUYỂN TIẾP CỦA TRẠM THỦY ĐIỆN.....	139
5.2. NƯỚC VÀ TRONG ỐNG TUYẾT ĐỐI CỨNG.....	143
5.3. NƯỚC VÀ TRONG ỐNG ĐÀN HỒI.....	147
5.4. TÍNH TOÁN NƯỚC VÀ BẰNG PHƯƠNG PHÁP GIẢI TÍCH.....	158
5.5. TÍNH TOÁN NƯỚC VÀ BẰNG PHƯƠNG PHÁP ĐỒ GIẢI.....	166
5.6. PHÂN BỐ ÁP LỰC NƯỚC VÀ THEO CHIỀU DÀI ỐNG.....	170
5.6.1. Mục đích	170
5.7. TÍNH TOÁN NƯỚC VÀ TRONG ĐƯỜNG ỐNG PHỨC TẠP.....	173
5.8. TÍNH TOÁN BẢO ĐẢM ĐIỀU CHỈNH TỔ MÁY KHI CẮT TẢI	176
5.9. CÁC BIỆN PHÁP GIẢM ÁP LỰC NƯỚC VÀ KHI THIẾT KẾ TRẠM THỦY ĐIỆN.....	179
Câu hỏi chương 5:.....	184
Chương VI: THÁP ĐIỀU ÁP	185
6.1. TÁC DỤNG, ĐIỀU KIỆN ỨNG DỤNG VÀ CÁC LOẠI THÁP ĐIỀU ÁP	185
6.2. PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CƠ BẢN CỦA THÁP ĐIỀU ÁP	190
6.3. TÍNH TOÁN THỦY LỰC THÁP ĐIỀU ÁP BẰNG GIẢI TÍCH	192
6.4. TÍNH TOÁN THỦY LỰC THÁP ĐIỀU ÁP BẰNG PHƯƠNG PHÁP ĐỒ GIẢI	200
6.5. PHƯƠNG PHÁP SAI PHÂN HỮU HẠN VÀ ỨNG DỤNG TÍN HỌC GIẢI CÁC BÀI TOÁN CHẾ ĐỘ KHÔNG ỔN ĐỊNH TRONG THÁP ĐIỀU ÁP	206
6.6. ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC ỔN ĐỊNH CỦA HỆ THỐNG DẪN NƯỚC ÁP LỰC CÓ THÁP ĐIỀU ÁP.....	210
6.7. LỰA CHỌN LOẠI VÀ KÍCH THƯỚC THÁP ĐIỀU ÁP	213
6.8. TÍNH TOÁN KẾT CẤU CỦA THÁP ĐIỀU ÁP	214
Câu hỏi chương 6.....	219
Phần 2: NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN.....	220
Chương I: CÁC THÀNH PHẦN CƠ BẢN CỦA NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN.....	220
1.1. PHÂN LOẠI NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN	220
1.2. CÁC THIẾT BỊ BỐ TRÍ TRONG NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN	222
1.3. KẾT CẤU VÀ KÍCH THƯỚC PHẦN DƯỚI NƯỚC NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN	242
1.4. KẾT CẤU VÀ KÍCH THƯỚC PHẦN TRÊN NƯỚC NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN	249
1.5. GIAN LẮP RÁP SỬA CHỮA	254
1.6. HỆ THỐNG THIẾT BỊ PHỤ VÀ NGUYÊN TẮC BỐ TRÍ TRONG NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN.....	255

1.7. PHẦN ĐIỆN CỦA NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN.....	263
1.8. CÁC PHÒNG PHỤ CỦA NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN	270
Câu hỏi chương 1	272
Chương II: ĐẶC ĐIỂM CẤU TẠO CỦA CÁC LOẠI NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN.....	273
2.1. NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN LÒNG SÔNG (NGANG ĐẬP).....	273
2.2. NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN SAU ĐẬP VÀ ĐƯỜNG DẪN.....	279
2.3. NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN NGẦM VÀ NỬA NGẦM.....	288
2.4. NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN TÍCH NĂNG.....	292
2.5. NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN THỦY TRIỀU.....	295
2.6. ĐẶC ĐIỂM KẾT CẤU NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN CÔNG SUẤT NHỎ ...	297
Câu hỏi chương 2	302
Chương III.....	304
CÁC VẤN ĐỀ VỀ THỦY LỰC DÒNG ỔN ĐỊNH	304
TRONG TRẠM THỦY ĐIỆN	304
3.1. CÁC BỘ PHẬN DẪN NƯỚC VÀO NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN	304
3.2. CÁC BỘ PHẬN DẪN DÒNG SAU NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN.....	307
3.3. VẤN ĐỀ NỐI TIẾP CÁC BỘ PHẬN CÔNG TRÌNH PHÍA HẠ LƯU TRẠM THỦY ĐIỆN	315
3.4. CÁC CHẾ ĐỘ THỦY LỰC HẠ LƯU NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN KẾT HỢP XẢ LŨ	317
3.5. TÍNH TOÁN KHẢ NĂNG THÁO NƯỚC CỦA CÔNG TRÌNH XẢ LŨ CÓ ÁP CỦA NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN KẾT HỢP	321
3.6. HIỆN TƯỢNG PHUN XIẾT Ở CÁC TRẠM THỦY ĐIỆN KẾT HỢP XẢ LŨ	323
Câu hỏi chương 3	327
Chương IV	328
TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH VÀ ĐỘ BỀN CỦA.....	328
NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN.....	328
4.1. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CHỐNG TRƯỢT NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN	328
4.2. ỨNG SUẤT DƯỚI BẢN ĐÁY NHÀ MÁY.....	331
4.3. TÍNH TOÁN ĐỘ BỀN NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN	333
4.4. TÍNH TOÁN ĐỘ BỀN CỤC BỘ	335
4.5. KHÁI NIỆM VỀ ỨNG SUẤT NHIỆT TRONG CÁC BỘ PHẬN NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN.....	358
4.6. DÀM CẦU TRỤC NHÀ MÁY THỦY ĐIỆN	359
Câu hỏi chương 4.....	362
TÀI LIỆU THAM KHẢO	363

MỘT SỐ CHỮ VIẾT TẮT

MNDBT	Mực nước dâng bình thường.
MNLSC	Mực nước lũ siêu cao.
MNC	Mực nước chết.
BC	Cao trình bùn cát.

HL	Mức nước hạ lưu.
TĐ	Thủy điện.
TTĐ	Trạm thủy điện.
NĐ	Nhiệt điện.
TNĐ	Trạm nhiệt điện.
$\nabla_{\max}$	Cao trình mực nước lớn nhất.
$\nabla_{\min}$	Cao trình mực nước nhỏ nhất.
KW	Đơn vị công suất 1000 W.
MW	Đơn vị công suất 1000 KW.
KWh	Đơn vị điện lượng .
Q	Lưu lượng. m ³ /s.
H	Cột nước m.
N	Công suất.
N _{lm}	Công suất lắp máy.
η	Hiệu suất.
C	Chi phí.

PHẦN MỞ ĐẦU

1. TÌNH HÌNH SẢN XUẤT ĐIỆN NĂNG

Năng lượng điện có vai trò vô cùng to lớn trong sự phát triển văn hoá và đời sống nhân loại. Nhu cầu điện năng của cả thế giới tăng trưởng ngày càng mạnh hoà nhịp với tốc độ tăng trưởng của nền kinh tế chung và vì vậy sản xuất điện năng ngày càng phát triển mạnh. Nguồn năng lượng chủ yếu là nhiệt điện than, nhiệt điện khí đốt, thủy điện, điện nguyên tử và một số nguồn năng lượng khác năng lượng gió, năng lượng mặt trời...

Nhu cầu dùng điện bình quân tính trên đầu người toàn thế giới hiện nay khoảng 2000 KW.h / năm/ người. Số liệu thống kê năm 1993 một số nước như sau:

Tên nước	Sản xuất KWh/ năm/người	Tên nước	Sản xuất KWh/ năm/người
Nauy	20.245	Thái Lan	1500*
Mỹ	11.109	Philipin	334*
LB Nga	6450	ấn Độ	240*
LB. Đức	6010	Indônêxia	202*
Malaysia	2600*	Việt nam	350*

(*- số liệu thống kê của Trần Đình Long năm 1993)

Trong tình hình phát triển chung của ngành năng lượng điện trên toàn thế giới thủy điện ngày càng đóng vai trò quan trọng. Theo thống kê đến năm 1995 thủy điện chiếm 23.2 % trong tổng số 13 097,7 tỷ Kwh và tỷ lệ này ngày một tăng nhanh để bù đắp cho việc giảm công suất của các trạm phát điện nguyên tử và các trạm nhiệt điện vì những tác động lớn lao của chúng đến môi trường.

ở nước ta, điện năng luôn đóng vai trò vô cùng quan trọng trong sự nghiệp phát triển kinh tế đất nước, thiếu nó thì không thể công nghiệp hoá và hiện đại hoá đất nước được. Để đáp ứng sự phát triển nền kinh tế nước ta trong những năm đầu thế kỷ 21, dự báo nhu cầu dùng điện đến năm 2005 ước tính khoảng 53.6 tỷ KW.h/năm, năm 2010 là 87.82 tỷ Kwh/năm, nhu cầu phụ tải tương ứng 10.4 triệu KW và 14.56 triệu KW. Đến năm 2020 nhu cầu lại tăng gấp đôi và trong đó thủy điện đóng vai trò lớn trong hệ thống điện Việt nam và chiếm khoảng 50% ÷ 60% công suất của toàn hệ thống. Tuy nhiên, sau năm 2020 tỷ trọng thủy điện trong hệ thống có xu hướng giảm vì phần lớn trữ năng thủy điện đã được khai thác mà nhu cầu dùng điện tăng cao do đó cần phải bổ sung các nguồn năng lượng khác và chủ yếu là nhiệt điện dùng khí đốt hoặc dầu.

Các nguồn năng lượng khác như điện nguyên tử, năng lượng gió, năng lượng mặt trời và thủy triều cũng sẽ được nghiên cứu đưa vào sử dụng.

2. TRỮ NĂNG THỦY ĐIỆN

Trữ năng thủy điện của các châu lục trên thế giới phân bố không đều phụ thuộc vào diện tích lãnh thổ, điều kiện địa hình và khí tượng thủy văn được thể hiện trong bảng 0-1.

Trữ năng thủy điện Việt Nam được đánh giá khoảng 271.3 tỷ KW.h tập trung chủ yếu vào ba hệ thống sông lớn : sông Hồng, sông Đồng Nai và sông Sêsan. (bảng 0-2).

Bảng 1. Trữ năng thủy điện thế giới

Châu lục	Công suất TB năm 10^6 KW/ năm	Điện lượng TB năm 10^9 KWh/ năm	%	Mật độ lãnh thổ KW/ Km ²
Châu Âu	240	2 100	6,4	25
Châu á	1 340	11 750	35,7	30
Châu Phi	700	6 150	18,7	23
Bắc Mỹ	700	6 150	18,7	34
Nam Mỹ	600	5 250	16,0	33
Châu úc	170	1 500	4,5	19
Toàn thế giới	3 750	32 900	100	28
Việt nam	30.97	271.3		92

Bảng 2. Trữ năng thủy điện Việt Nam.

TT	Hệ thống sông	Trữ năng lý thuyết 10^9 KWh	Trữ năng kinh tế 10^9 KWh
1	Sông Đà	68.50	31.175
2	Sông Lô-Gâm	28.20	4.752
3	Sông Đồng Nai	27.30	10.335
4	Sông Thao	25.20	757
5	Sông Sêsan	16.50	7.948
6	Sông Thu bồn-Vũ gia	16.00	4.575

7	Sông Srêpok (Đakrông)	12.10	2.636
8	Sông Mã	14.60	1.256
9	Sông Cả	14.00	2.556
10	Sông Ba	10.10	1.240
11	Các sông khác	38.87	1.688
11	Các sông khác	38.87	1.688
	Tổng cộng	271.30	68.918

3. TÌNH HÌNH PHÁT TRIỂN THỦY ĐIỆN

Trong hệ thống điện nhiều nước trên thế giới thủy điện chiếm tỷ lệ tương đối lớn, trung bình toàn thế giới 25 %. Giá thành sản xuất điện năng thủy điện rất rẻ so với nhiệt điện do sử dụng nguồn năng lượng tái sinh và ít ảnh hưởng xấu tới môi trường. Chính vì vậy mà ngành thủy điện trên thế giới rất phát triển cả về số lượng lẫn chất lượng. Công suất lớn nhất của tổ máy thủy điện 750 MW hiệu suất tổ máy 92-96% . Công trình có công suất lớn nhất thế giới, hiện nay đang được xây dựng là CT Tam Hiệp (Trung quốc) N lm = 18.200 MW. Các nước như : Mỹ, Nga, Pháp, Canada, Nhật bản, Trung quốc... là những nước có trữ lượng thủy điện lớn và có nền công nghiệp thủy điện phát triển mạnh.

ở Việt Nam có 124 hệ thống sông với 2860 con sông có chiều dài lớn hơn 10 km, với trữ năng lý thuyết 271.3 tỷ KWh/năm và trữ năng kỹ thuật khoảng 90 tỷ KWh/năm. (Bảng 0-2).

Hiện nay chúng ta mới chỉ khai thác được khoảng 20% trữ năng thủy điện dồi dào này. Trước ngày giải phóng Miền Nam có thể nói việc khai thác nguồn trữ năng thủy điện không đáng kể. ở Miền Nam chỉ có trạm thủy Đa nhim công suất 160 MW và ở Miền Bắc có Thác Bà công suất 108 MW được coi là những trạm thủy điện lớn ở nước ta. Sau ngày Miền Nam giải phóng với chủ trương đẩy mạnh khai thác nguồn thủy điện nhằm đảm bảo cho việc cân bằng hệ thống điện cả nước đáp ứng nhu cầu phát triển nền kinh tế quốc dân, một loạt nhà máy thủy điện có công suất trung bình và lớn đã và đang được xây dựng như : Hoà bình - 1.920 MW, Yaly- 720 MW, Trị an- 400 MW, Thác Mơ- 150 MW, ĐaMi-175 MW, Hàm thuận - 300 MW, Vĩnh Sơn -66 MW, Sông Hinh -70 MW và một số trạm khác. Ngoài ra trong những năm qua chúng ta đã xây dựng mới và phục hồi được hàng chục nhà máy có công suất nhỏ dưới 1000 KW. Dự kiến trong tương lai chúng ta cần phải xây dựng thêm nhiều nhà máy nữa mới có thể đáp ứng được nhu cầu của nền kinh tế quốc dân trong đó có các trạm Sơn la công suất dự kiến khoảng 2.400 MW, Bản Mai-340MW (s. Cả), Đại thị-300MW (s. Lô - Gâm), Đại Ninh – 300 MW, Đồng nai III - 250, Đồng nai IV-280 MW (S. Đồng Nai), Sêsan III.-259 MW, Sêsan IV-340 MW (s. Sêsan), và nhiều trạm khác.

Ở nước ta, thủy điện chiếm tỷ trọng khoảng 60% công suất của hệ thống điện Việt nam hiện nay và trong tương lai vào thập kỷ đầu của thế kỷ 21 khi nhu cầu phát triển kinh tế tăng cao đòi hỏi nhiều năng lượng điện thì thủy điện là nguồn năng lượng rẻ tiền nhất cần phải khai thác triệt để khi nguồn than của chúng ta không nhiều mà chi phí sản xuất nhiệt điện lại lớn hơn nhiều so với thủy điện (Chi phí sản xuất 1 KWh điện năng Thủy điện như Hoà bình : 73 đ/KWh, nhiệt điện dùng khí -1000 đ/KWh). Không những công trình thủy điện đóng vai trò quan trọng trong việc cung cấp năng lượng mà là công trình lợi dụng tổng hợp và phòng chống thiên tai. Lợi ích trong phòng chống lũ ở các công trình thủy điện trên các hệ thống sông như sông Đà là vô cùng lớn. Nếu khai thác và chế ngự được sông Đà sẽ cho ta hàng năm một sản lượng điện khoảng 31 tỷ Kwh và đảm bảo an toàn cho Hà nội và các khu vực đồng bằng sông Hồng. Ước tính nếu mực nước lũ tại Hà nội vượt quá 13.3m nếu dùng biện pháp phân lũ thì tổn thất có thể lên tới 3 tỷ USD. Vì vậy, xây dựng các công trình thủy điện lợi dụng tổng hợp chống lũ và cấp nước cho hạ du sẽ mang lại hiệu ích kinh tế cao và là mục tiêu quan trọng của công cuộc phát triển đất nước.

Một xu hướng quan trọng trong kế hoạch điện khí hoá toàn quốc là bên cạnh các công trình thủy điện công suất vừa và lớn, để phủ kín bản đồ cung cấp điện trên toàn lãnh thổ, không thể thiếu các trạm phát điện công suất nhỏ để cung cấp cho những vùng mà lưới điện quốc gia không với tới được do những chi phí đường dây tải điện đến những vùng núi xa xôi, hiểm trở quá lớn. Nguồn năng lượng cung cấp cho những nơi này tốt nhất là thủy điện qui mô nhỏ vì tại đây có sẵn nguồn nước của các sông suối, điều kiện địa hình lại thuận lợi cho việc xây dựng các nhà máy thủy điện nhỏ có công suất từ một vài kW đến hàng trăm KW.

Phần I: CÁC CÔNG TRÌNH TRÊN TUYẾN DẪN NƯỚC THỦY ĐIỆN

Các công trình chuyển nước từ cửa nước vào tới nhà máy thủy điện và từ nhà máy xuống hạ lưu được gọi chung là công trình dẫn nước của trạm thủy điện. Tuyến các công trình dọc theo các công trình dẫn nước vào nhà máy thủy điện còn được gọi là tuyến năng lượng. Tùy theo điều kiện cụ thể của từng công trình mà tuyến năng lượng có thể bao gồm: cửa lấy nước, bể lắng cát, kênh dẫn nước, tuy nen dẫn nước có áp và không có áp, bể áp lực, tháp điều áp, đường ống dẫn nước áp lực, đường dẫn nước ra khỏi nhà máy, các công trình khác như cống luồn, cầu máng, cầu vượt .v.v... Trong phần này chỉ trình bày các hạng mục công trình chủ yếu của tuyến năng lượng, các hạng mục khác như cống luồn, cầu máng.v.v... đã được trình bày trong các ấn phẩm về các công trình thủy lợi.

Chương I : CỬA LẤY NƯỚC CỦA TRẠM THỦY ĐIỆN

1.1. CÔNG DỤNG, PHÂN LOẠI, YÊU CẦU ĐỐI VỚI CỬA LẤY NƯỚC

Cửa lấy nước là công trình đầu tiên trong hệ thống công trình dẫn nước vào nhà máy thủy điện, nó trực tiếp lấy nước từ hồ chứa, từ dòng sông vào các công trình dẫn nước hoặc vào nhà máy thủy điện.

Hình dạng và kết cấu cửa lấy nước phụ thuộc vào sơ đồ và thành phần các công trình đầu mối, điều kiện địa hình địa chất của khu vực xây dựng công trình.

Theo trạng thái của dòng chảy trong cửa lấy nước, chúng được phân thành hai loại cơ bản: có áp và không áp.

ở cửa lấy nước có áp dòng chảy trong nó không có mặt thoáng tự do (hình 1.1a). Phạm vi sử dụng của chúng không hạn chế, đặc biệt chúng được ứng dụng trong trường hợp mực nước thượng lưu thay đổi nhiều. Thành phần cấu tạo của cửa lấy nước có áp bao gồm: tường ngực, lưới chắn rác, các cửa van cùng thiết bị đóng mở, thiết bị vớt và chuyên chở rác, ống thông khí và ống cân bằng áp lực nước khi mở cửa van.

Cửa lấy nước không áp (hình 1.1b) được ứng dụng trong trường hợp mực nước thượng lưu ít thay đổi. Dòng chảy trong chúng là không áp. Chúng thường được dùng ở các trạm thủy điện đường dẫn với các công trình đầu mối cột nước thấp. Thành phần cấu tạo của cửa lấy nước không áp bao gồm: lưới chắn rác, thiết bị vớt và chuyên chở rác, các cửa van cùng các thiết bị đóng mở.

Ngoài cách phân loại trên người ta còn phân loại theo vị trí tương đối, đặc điểm kết cấu và hình thức lấy nước: cửa lấy nước kiểu đập, kiểu bên bờ, kiểu tháp, cửa lấy nước mặt và cửa lấy nước dưới sâu.v.v...

Cửa lấy nước phải đảm bảo yêu cầu sau:

- Cung cấp đủ lưu lượng cần thiết theo yêu cầu cần thiết của trạm thủy điện và các nhu cầu dùng nước khác.

- Có khả năng ngừng cung cấp nước hoàn toàn trong các trường hợp kiểm tra, sửa chữa và sự cố đối với các công trình dẫn nước. Để đảm bảo điều kiện này đòi hỏi phải bố trí các cửa van sửa chữa và van sửa chữa sự cố.

- Bảo vệ các bộ phận và thiết bị của các công trình dẫn nước khỏi bị hư hại do bùn cát, vật nổi và rác bẩn gây nên. Muốn vậy phải bố trí lưới chắn rác, tường ngực để chắn vật nổi, đường xả cát, bể lắng cát.v.v..

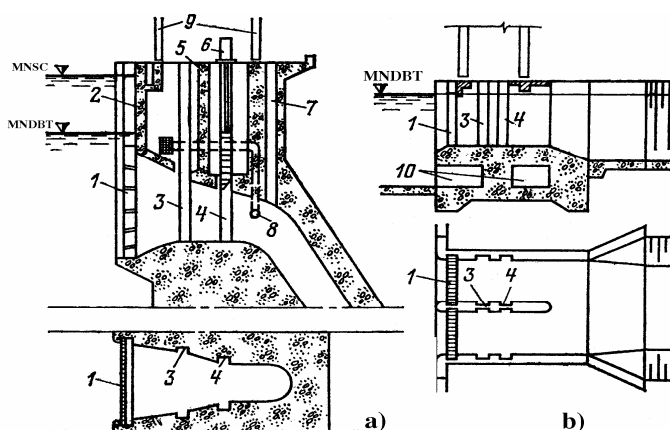
- Miệng cửa lấy nước phải có hình dạng và vị trí của nó sao cho nước chảy vào thuận dòng, tổn thất thủy lực nhỏ nhất và không gây nên phễu xoáy trước cửa lấy nước.

- Đảm bảo điều kiện ổn định, độ bền và vận hành tiện lợi với chi phí vận hành ít nhất.

Để đảm bảo các điều kiện trên, trên mặt bằng dòng chảy phải đi thẳng vào cửa lấy nước và nếu dòng chảy xiên góc phải làm các tường hướng dòng. Miệng cửa lấy nước phải ngập sâu dưới mực nước thấp nhất với mức tối thiểu để đảm bảo không khí không qua lỗ cửa lấy nước vào đường ống dẫn nước áp lực trong mọi chế độ vận hành của TTĐ.

ở TTĐ kiểu ngang đập, bản thân cửa lấy nước đóng vai trò thành phần của công trình dâng nước vì vậy yêu cầu cửa lấy nước phải đảm bảo khả năng ổn định của toàn bộ công trình cùng với nhà máy TĐ. Trong trường hợp này cần thiết phải liên kết cửa lấy nước và nhà máy để chúng cùng đồng thời tham gia chịu áp lực nước từ phía thượng lưu.

Khi thiết kế cửa lấy nước cần phải lưu ý tới khả năng tự động hoá cao nhất. Việc đóng mở cửa van phải cố gắng tới mức tối đa khả năng điều khiển từ xa kết hợp với điều khiển tại chỗ.



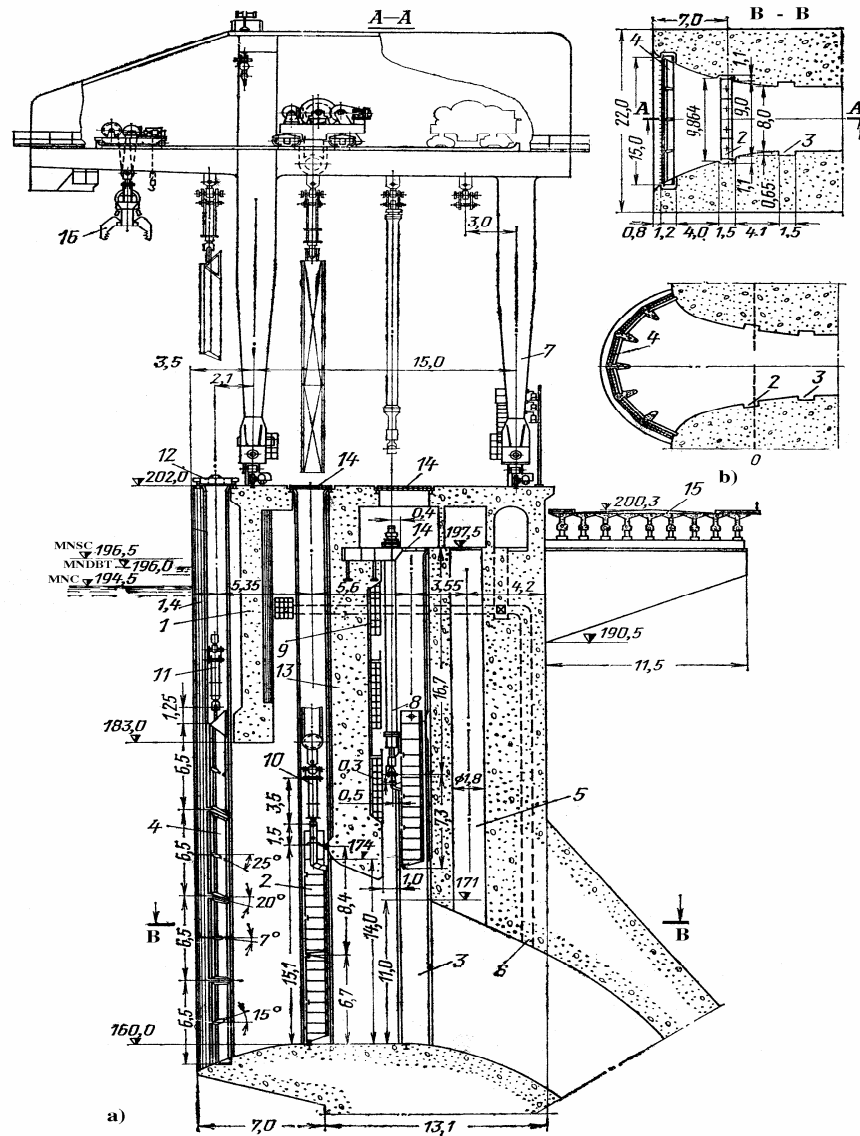
Hình 1-1. Các loại cửa lấy nước:

a- cửa lấy nước có áp; b- cửa lấy nước không áp: 1- lưới chắn rác; 2- tường chắn vật nổi; 3- khe van sửa chữa; 4- khe van sửa chữa-sự cố; 5- tường giữa; 6- máy đóng mở cửa van; 7- ống thông khí; 8- ống cân bằng áp lực; 9-Cầu trục; 10. đường xả cát.

1.2. CÁC THIẾT BỊ BỐ TRÍ TRONG CỬA LẤY NƯỚC

Cửa lấy nước thường được bố trí các thiết bị sau :

- Lưới chắn rác
- Van sửa chữa



Hình 1-2. Cửa lấy nước trong thân đập trọng lực :

a- lưới chắn rác kiểu phẳng; b- lưới chắn rác bố trí hình vòng cung trên hình chiếu bằng.
 1- tường chắn vật nổi; 2- cửa van sửa chữa; 3- van sự cố- sửa chữa (van công tác); 4- lưới chắn rác; 5- ống thông khí; 6- ống cân bằng áp lực; 7- cầu trục; 8- cầu thang xuống giếng van công tác; 10- trục nâng van sửa chữa, 11- trục nâng lưới chắn rác; 12- lưới đáy lưới chắn rác; 13- tường trung gian; 14- nắp đáy bằng tấm kim loại các khe van; 15- cầu giao thông; 16- cap vớt rác.

- Van sự cố-sửa chữa (van công tác)
- Thiết bị nâng chuyên.
- Ống dẫn khí.

- Ống cân bằng áp lực.

Trên hình 1-2 là ví dụ về các bộ phận chủ yếu của một cửa lấy nước có áp

1.2.1. Lưới chắn rác

Để bảo vệ hệ thống đường dẫn, các thiết bị thủy lực nhà máy thủy điện và các cửa van của bản thân cửa lấy nước khỏi bị hư hại do tác động của rác bẩn hoặc do vật nổi, đòi hỏi phải bố trí lưới chắn rác và bộ phận chắn các vật nổi.

Yêu cầu của lưới chắn rác phải đảm bảo thuận dòng không gây tổn thất thủy lực lớn, vững chắc và thuận lợi khi lắp đặt tháo dỡ và dọn rác bẩn.

Lưới chắn rác thường đặt trước van sửa chữa và sự cố-sửa chữa (còn gọi là van công tác) để bảo vệ chúng khỏi rác bẩn làm ảnh hưởng tới quá trình làm việc. Ở nơi có ít rác bẩn khi có luận chứng cụ thể thì có thể lắp đặt lưới chắn rác nằm giữa hai van sửa chữa và van công tác, trường hợp này ít phổ biến. Để giảm kích thước cửa lấy nước và khẩu độ cầu trục phục vụ nó, trong nhiều trường hợp người ta kết hợp khe lưới chắn rác và khe van sửa chữa làm một. Trong trường hợp này sẽ gây khó khăn trong vận hành vì muốn đóng van sửa chữa phải nâng lưới chắn rác, khi đó rác bẩn và vật nổi có thể xâm nhập vào khu vực van công tác. Để khắc phục điều này yêu cầu cần phải có tường chắn vật nổi.

Về nguyên lý chung các lưới chắn rác được thiết kế riêng cho từng cửa lấy nước do có sự khác biệt trong điều kiện vận hành: hướng và độ lớn của vận tốc dòng chảy, độ ngập sâu, mức độ bẩn của dòng chảy, và các biện pháp dọn các rác bẩn cũng như nhiều yếu tố khác. Nhưng trong thực tế sơ đồ cấu tạo các lưới chắn rác là như nhau mặc dù điều kiện làm việc của chúng không giống nhau. Lưới chắn rác có thể chia ra làm hai loại : lưới chắn rác cho các cửa lấy nước có độ ngập sâu nhỏ và lưới chắn rác cho các cửa lấy nước có độ ngập sâu lớn. Khi tính toán cho lưới chắn rác bố trí ở cửa lấy nước có độ ngập sâu của ngưỡng dưới MNDBT không quá 20 m, các bộ phận của chúng được thiết kế với khả năng chịu áp lực nước với độ chênh mực nước trước và sau lưới chắn rác là 2.0m, khi độ ngập sâu lớn hơn 20m - độ chênh này lấy bằng 3.0m.

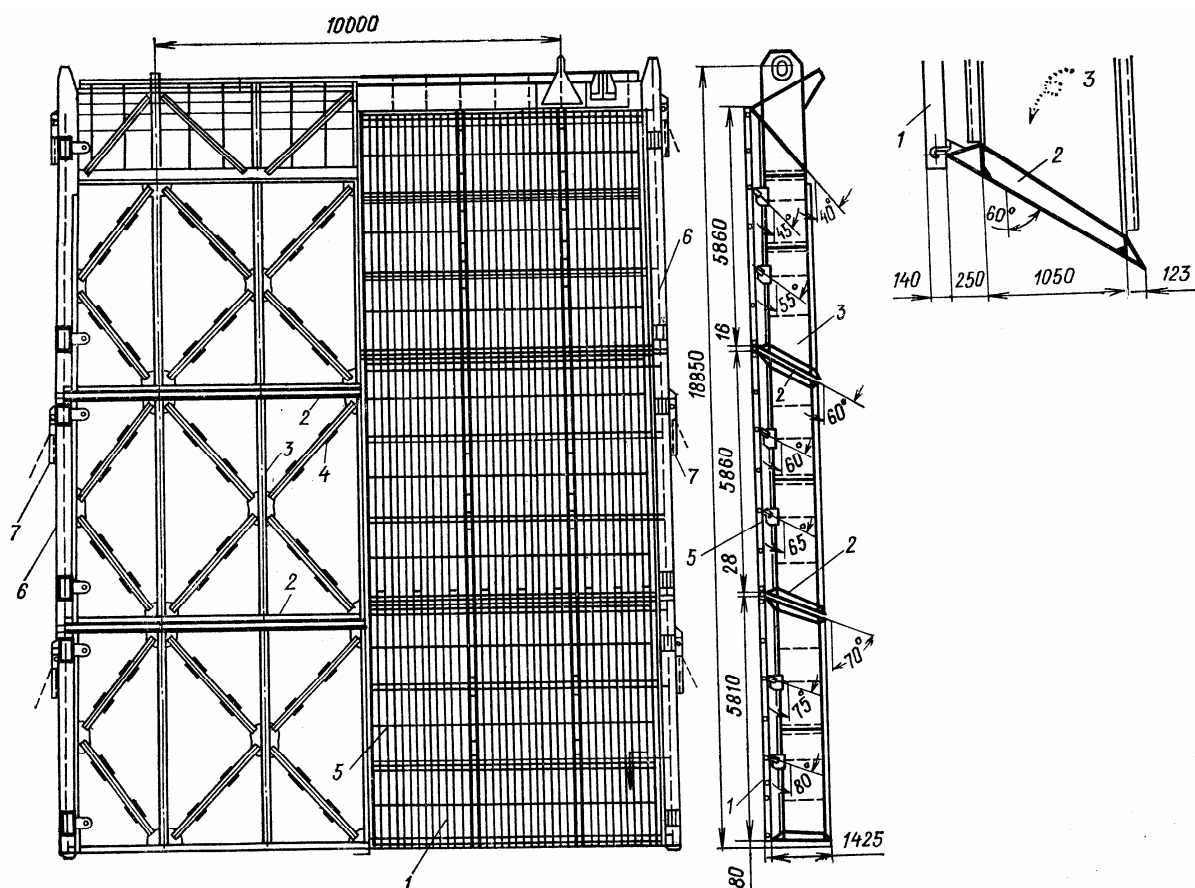
Lưới chắn rác bao gồm những thanh kim loại có tiết diện hình tròn, hình chữ nhật hoặc có tiết diện hình lưu tuyến được đặt theo phương thẳng đứng trên hệ thống khung dầm đặt tựa vào trụ pin hoặc trong các khe nằm trong trụ pin. Trên hình 1-3 là ví dụ về kết cấu lưới chắn rác .

Khoảng cách (a - khoảng trống) giữa các thanh phụ thuộc vào kích thước và loại turbin, vào số lượng và loại rác bẩn trong dòng chảy. Việc lựa chọn kích thước này phải thông qua tính toán sao cho những vật trôi qua không làm hư hại các bộ phận turbin. Khi thiết kế sơ bộ khoảng cách các thanh có thể lấy như sau:

- Đối với turbin cánh quay, cánh quạt: $a = 1/20 D_1$ ($a = 5 \div 20 \text{cm}$)
- Đối với turbin tâm trục : $a = 1/30 D_1$ ($a = 3 \div 10 \text{cm}$)
- Đối với turbin gáo: $a = 2 \div 7 \text{cm}$

ở những cửa lấy nước có kích thước lớn, lưới chắn rác được chia thành nhiều tầng đặt chồng lên nhau trong các khe thẳng đứng.

Kích thước của lưới chắn rác có ảnh hưởng tới kích thước toàn bộ cửa lấy nước, nó phụ thuộc vào số lượng, loại rác bẩn, phương thức cào dọn rác trên lưới và tổn thất thủy lực trên lưới chắn rác. Khi dòng chảy nhiều rác bẩn, ngưỡng cửa lấy nước đặt dưới mực nước dâng bình thường (MNDBT) không sâu lắm ($<20\div25\text{m}$) và việc dọn rác được tiến hành bằng máy thì vận tốc trên lưới chắn rác thường được chọn $v = 1 \div 1,2 \text{ m/s}$. Trong trường hợp ngưỡng cửa lấy nước đặt quá sâu so với MNDBT ($>20\div25\text{m}$) việc dọn rác bẩn không thể tiến hành được thì vận tốc trên lưới chắn rác thường chọn $v = 0,25 \div 0,5 \text{ m/s}$ và lưới chắn rác được đặt cố định.



Hình 1-3. Kết cấu lưới chắn rác phẳng:

1- thanh lưới đứng; 2- dầm ngang; 3- dầm dọc; 4- giằng chéo; 5- thanh ngang lưới chắn rác; 6- dầm biên; 7- khớp nối các tầng lưới.

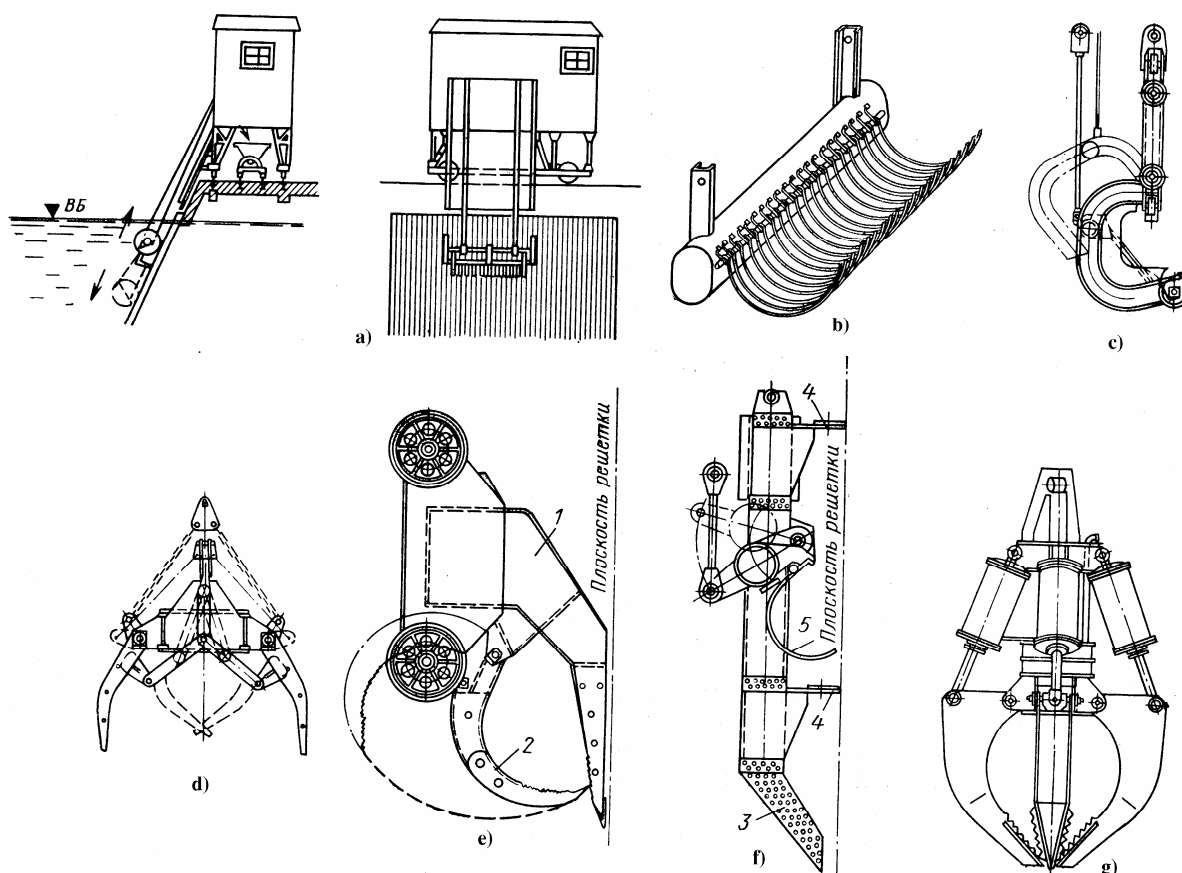
Khi dòng chảy ít rác bẩn thì vận tốc trên lưới có thể lấy lớn hơn nhưng không quá 2 m/s và khi đó việc dọn rác có thể phải giảm công suất của tổ máy thủy điện hoặc ngừng hẳn. Việc làm này sẽ dẫn tới làm tăng tổn thất năng lượng phát điện trong mùa lũ.

1.2.2. Thiết bị vớt rác trên lưới chắn rác.

Việc dọn rác bẩn trên lưới chắn rác nhờ các thiết bị chuyên dụng, phụ thuộc vào đặc điểm các loại rác bẩn, vị trí lưới chắn rác mà có thể bố trí các thiết bị cào vớt rác

khác nhau. Các thiết bị này thường được bố trí trên cầu trục sử dụng chung cho toàn bộ cửa lấy nước, trong một số trường hợp chúng được đặt trên xe lăn hoặc xe chuyên dụng.

Hình 1-4. là một số thiết bị dọn rác : Thiết bị cào rác (b) được dùng để cào rác kích thước nhỏ như rong rêu, cỏ, lá. Nó có một hàng răng có khả năng đàn hồi và có khả năng cào rác bám trong các khe giữa các thanh lưới. Gầu xúc (c) xúc và cào rác



Hình 1-4. Các thiết bị dọn rác bằng máy.

a- máy dọn rác với thiết bị cào rác; b- thiết bị cào rác; c- gầu xúc rác; d- cạp; e- cạp kiểu hàm răng; f- ụ dọn rác; g- cạp polip: 1- hàm trên; 2- hàm dưới; 3- lưỡi dao.

vào trong gầu nhờ vào trọng lượng bản thân gầu và áp lực nước. Cạp (d) dùng vớt các vật nổi kích thước lớn trong khoảng không trước lưới chắn rác. Cạp kiểu hàm răng (e) dùng để cắt rác bám trên mặt lưới, khi chuyển động về phía dưới (trên xuống) lưỡi dao 1 sẽ gạt lớp rác bám trên lưới dồn vào phía trong cạp, cạp móc 2 khép lại và nhấc chúng lên nhờ cầu trục. Cạp polip (g) dùng để vớt rác và vật nổi các loại từ nhỏ đến lớn nằm trước lưới nhờ vào việc đầu cạp có bố trí thêm các tấm thép, chúng có thể khép kín để đựng các rác nhỏ. Thiết bị ụ rác dùng để làm sạch rác trên lưới nhờ lưỡi dao 1 và các hàng răng lược 2 sẽ đánh sạch các rác bám vào thanh lưới, làm nát chúng và theo dòng nước chúng sẽ trôi qua lưới chắn rác.

Kinh nghiệm vận hành ở các trạm thủy điện với dòng chảy có nhiều rác bần cho thấy cần phải đồng thời sử dụng một số loại thiết bị dọn rác thì mới có thể đảm bảo làm sạch lưới chắn rác.

1.2.3.Cửa van

Cửa lấy nước của các trạm thủy điện thường được bố trí hai cửa van: van công tác, (van sự cố -sửa chữa) và van sửa chữa.

Van sự cố-sửa chữa dùng để đóng không cho nước chảy vào đường dẫn trong các trường hợp sự cố đối với đường dẫn hoặc với tổ máy cũng như khi sửa chữa chúng.

Van sửa chữa dùng trong trường hợp sửa chữa , kiểm tra định kỳ các thiết bị thủy điện (đường ống, tổ máy thủy điện và cả van công tác), nó được đặt trước van công tác.

ở các trạm thủy điện đường dẫn không áp không tự điều tiết, cửa van công tác còn được gọi là cửa van chính ngoài các nhiệm vụ kể trên còn làm nhiệm vụ điều tiết lưu lượng vào trạm thủy điện.

Van công tác được đóng xuống dòng nước đang chảy với vận tốc lớn nên đòi hỏi phải đủ sức nặng, lực đóng mở phải lớn và phải luôn luôn ở vị trí sẵn sàng làm việc. Nếu đường ống dẫn nước áp lực để hở trên mặt đất hoặc để hở ở mặt ngoài đập bê tông trọng lực không có lớp bê tông cốt thép bảo vệ thì van công tác nhất thiết phải là van đóng nhanh, thời gian đóng từ 2-3 phút. Hệ thống đóng mở cửa van trong trường hợp này thường bằng hệ thống cơ khí thủy lực điều khiển tự động tại chỗ và từ xa. Trong trường hợp đường ống dẫn nước áp lực đặt trong đập bê tông trọng lực hoặc là đường hầm có áp thì van công tác không đòi hỏi là van đóng nhanh. Van sự cố-sửa chữa có thể là van phẳng, van cung, van đĩa, van cầu. ở các trạm thủy điện ngang đập và sau đập thường sử dụng van phẳng , đôi khi van cung cũng được dùng ở trạm thủy điện có cửa lấy nước kiểu bên bờ.

Cửa van phẳng có kết cấu gồm 4 bộ phận chủ yếu : Bản mặt với hệ thống khung dầm đỡ nó, bộ phận làm kín nước, bộ phận tựa đỡ van khi di chuyển và bộ phận nâng cửa van. Bộ phận làm kín nước thường sử dụng gioăng cao su hoạt động trên nguyên lý biến dạng dưới tác động của áp lực nước. Bộ phận đỡ van khi di chuyển trong khe van thường sử dụng bàn trượt, con lăn hoặc bánh xe lăn.

Trên hình 1-5 là ví dụ về kết cấu cửa van sự cố- sửa chữa kiểu van phẳng của cửa lấy nước trạm thủy điện Bratskaia (LB Nga). Cửa van có kích thước 7x11m (H=42 m), làm kín nước bằng gioăng cao su củ tỏi. Bộ phận tựa di chuyển của nó là bàn trượt bằng thép không rỉ. Hệ thống đóng mở độc lập bằng thủy lực với sức nâng 2500 KN (trong lượng cửa van 75.6 T). Cửa van được tính toán với sức nâng khi chênh lệch mực nước trước và sau nó không quá 6m.

Van sửa chữa đóng xuống dòng nước đứng yên nên không đòi hỏi lực đóng mở lớn và không yêu cầu phải đóng thật nhanh. Van sửa chữa thường là van phẳng một tầng hoặc nhiều tầng tùy thuộc vào chiều cao cửa lấy nước. Khi chiều cao cửa lấy nước lớn hơn 14m người ta thường làm cửa van dưới dạng nhiều tầng. Trong trường hợp cột nước tương đối thấp cửa van sửa chữa có thể làm dưới dạng các phai độc lập. Tùy thuộc vào số tổ máy nhiều hay ít mà có thể bố trí 1 đến 3 bộ cửa van sửa chữa chung cho toàn bộ nhà máy thủy điện. Để đóng mở chúng sử dụng cầu trục chung của cửa lấy nước.

1.2.4. Thiết bị nâng chuyển

Để phục vụ cho việc đóng mở, tháo lắp các cửa van và lưới chắn rác cũng như việc vớt rác bần trên lưới chắn rác, cửa lấy nước cần được trang bị các thiết bị nâng chuyển.

Khi chỉ có một hoặc hai cửa lấy nước thì nên sử dụng các thiết bị nâng độc lập đặt cố định cho từng cửa riêng biệt. Chúng có thể là ròng rọc, cầu trục hoặc thiết bị đóng mở độc lập bằng thủy lực v.v...

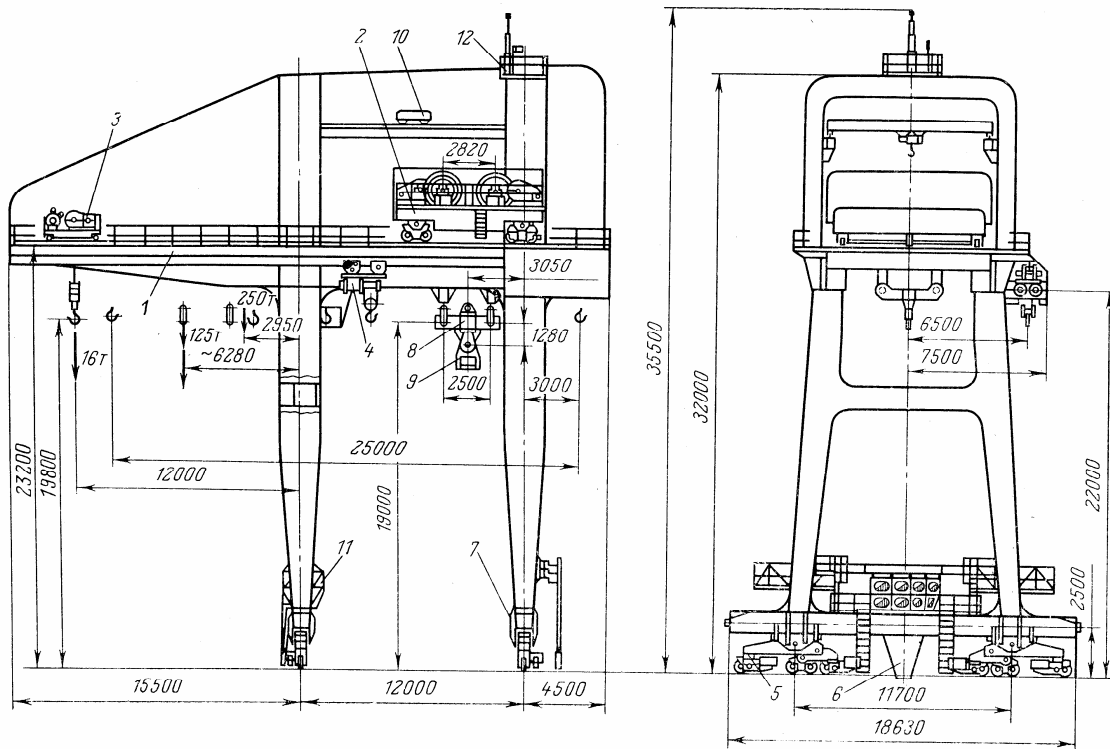
Khi số cửa lấy nước nhiều thì tốt hơn hết là bố trí cầu trục di động hoặc cần trục kiểu chân dê (hình 1-6) phục vụ chung cho toàn bộ các cửa lấy nước của trạm thủy điện. Cũng có thể bố trí một cầu trục phục vụ cho các lưới chắn rác và van sửa chữa và một chiếc khác phục vụ cho các van sự cố - sửa chữa.

Đối với các van đóng nhanh (sự cố- sửa chữa) ngoài cầu trục phục vụ chung cần trang bị máy đóng mở riêng biệt cho từng cửa van với hệ thống điều khiển tự động có thể điều khiển từ xa và tại chỗ. Các máy này chỉ phục vụ cho việc đóng mở cửa van khi vận hành, còn khi tháo lắp phải sử dụng cần trục chung.

ở các trạm thủy điện với tổ máy có kích thước lớn hoặc khi có đòi hỏi phải đồng thời đóng một số cửa van thì van sự cố - sửa chữa được trang bị máy đóng mở riêng. Các hệ thống đóng mở cố định dùng cho các cửa van của trạm thủy điện thường sử dụng các loại tời điện hoặc máy nâng thủy lực, tốc độ nâng và hạ của chúng thường từ $0.2 \div 2$ m/s. Trong trường hợp dùng cho van đóng nhanh tốc độ có thể đạt $8 \div 10$ m/s.

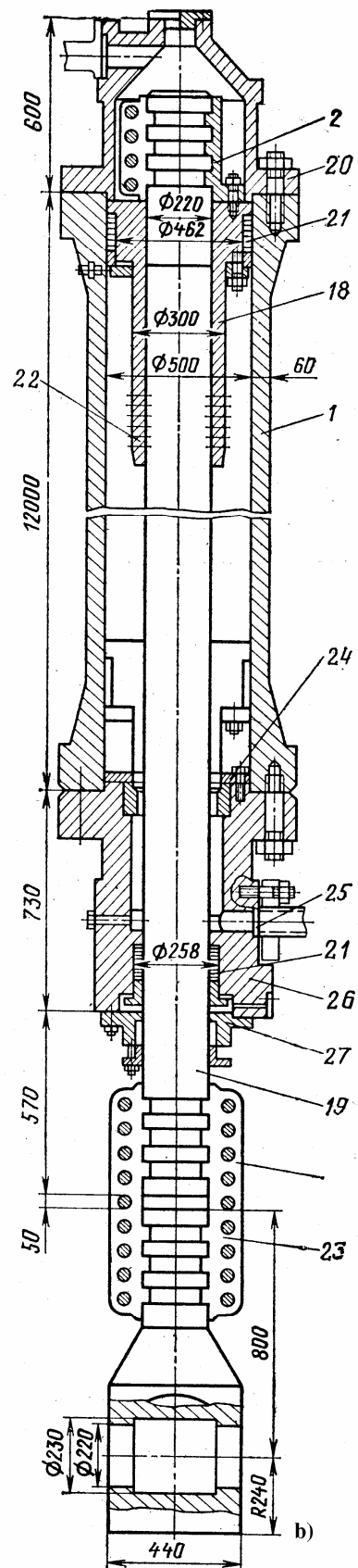
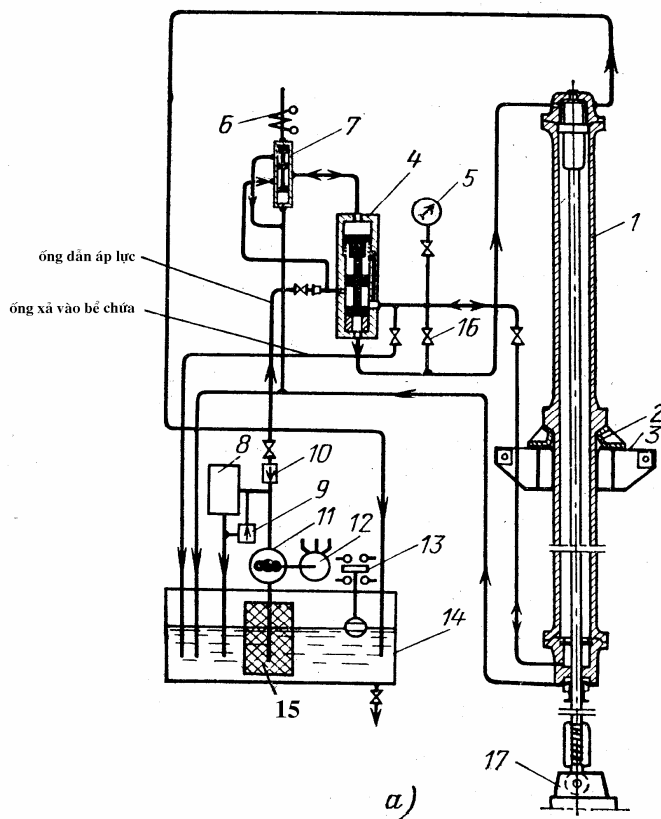
Máy nâng thủy lực được dùng rộng rãi cho các cửa van đóng nhanh ở cửa lấy nước trạm thủy điện. Nó có cấu tạo gồm thùng dầu áp lực, máy tiếp lực , các bộ phận điều khiển (Hình 1-7). Dầu áp lực từ thùng dầu áp lực có thể cung cấp độc lập cho từng máy tiếp lực và cũng có thể cấp theo nhóm với áp suất dầu thường dưới 40 at. Sức nâng của một máy có thể đạt 900T. Sức nâng của thiết bị nâng chuyển phụ thuộc

vào trọng lượng cửa van, áp lực nước lựa chọn trên cơ sở tính toán. Số lượng và loại thiết bị nâng cần chọn trên cơ sở so sánh kinh tế- kĩ thuật đảm bảo làm việc an toàn của cửa lấy nước và hiệu quả của việc vớt rác bẩn trên lưới chắn rác.



Hình 1-6. Cầu trục chân dê sức nâng $2 \times 125 + 16 + 10T$.

1- kết cấu khung cầu trục; 2- xe lăn chính sức nâng $2 \times 125 T$; 3- xe lăn $16T$; 4- pa lăng $20T$; 5- cơ cấu di chuyển cầu trục; 6- móc chống trượt; 7- đối trọng; 8- dầm gánh $250T$; 9- móc $250T$; 10- cầu trục lắp ráp T ; 11- cabin; 12- bộ phận đo áp lực gió.

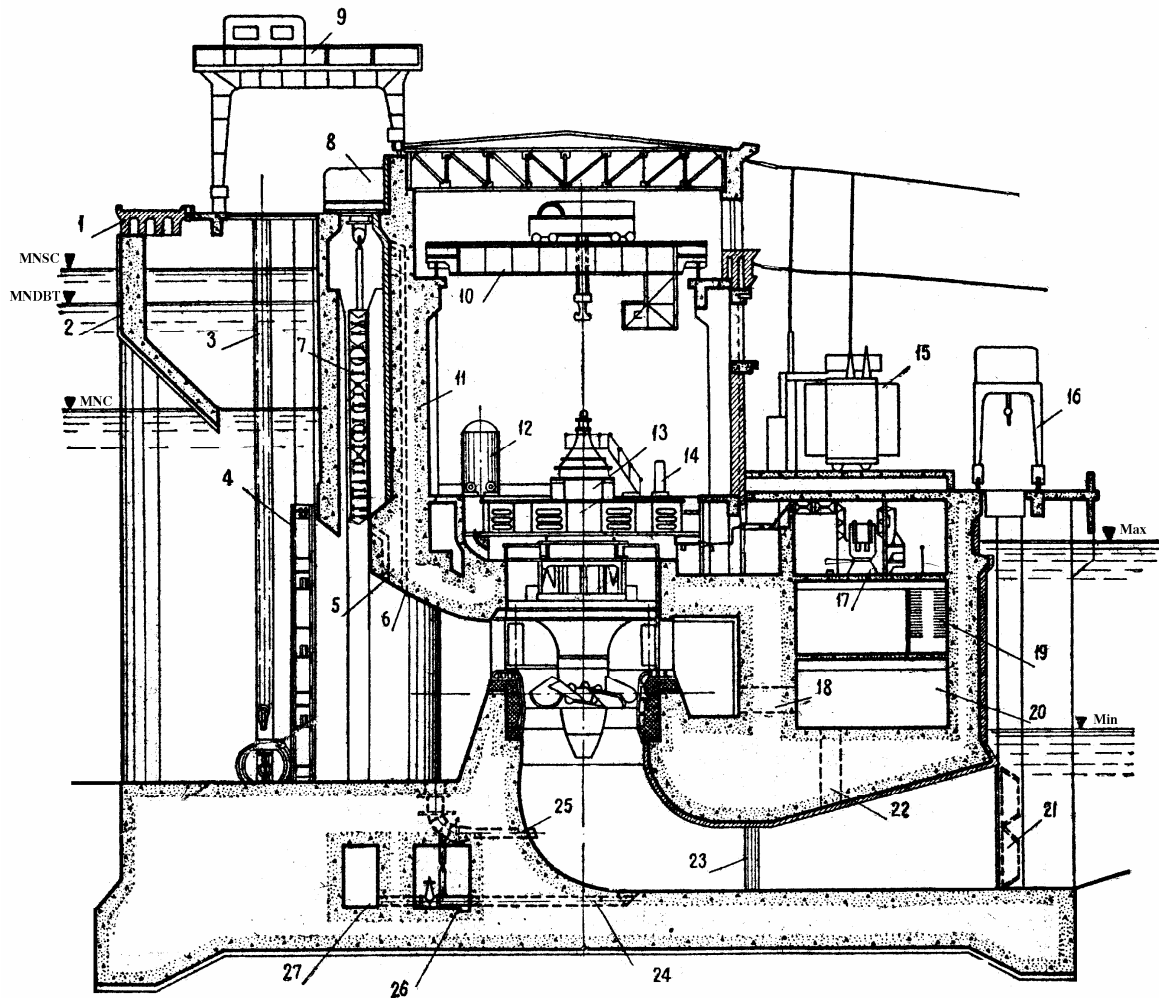


Hình 1-7. Máy nâng cửa van sự cố -sửa chữa.

a- sơ đồ hoạt động b- máy tiếp lực : 1- xi lanh máy tiếp lực; 2 & 3- gối tựa; 4- van điều phối vi sai; 5- đồng hồ đo áp; 6- nam châm ; 7- van điều phối; 8- van khởi động; 9- van an toàn; 10- van ngược; 11- máy bơm dầu; 12- động cơ điện máy bơm; 13- rơ le mức dầu; 14- bể chứa dầu; 15- lọc dầu; 16- van ; 17- cửa van; 18- cần pit tông; 19- trục kéo; 20- nắp trên xi lanh; 21- gioăng chèn; 22- kết cấu giảm vận tốc khi cửa van đến ngưỡng; 23- khớp nối trục; 24- vòng tự điều chỉnh khe hở; 25- ốc điều chỉnh khe hở; 26- phần dưới xi lanh; 27- nắp xi lanh.

1.3. CẤU TẠO CỬA LẤY NƯỚC CÓ ÁP

Cửa lấy nước có áp được chia làm 3 loại: cửa lấy nước kiểu đập, cửa lấy nước kiểu bên bờ, cửa lấy nước kiểu tháp.



Hình 1-8. Nhà máy thủy điện ngang đập với turbin trực đứng:

1- cầu giao thông; 2- tường chắn vật nổi; 3- khe bố trí cạp vớt rác; 4- lưới chắn rác; 5- ống cân bằng áp lực; 6- ống thông khí; 7-van sự cố sửa chữa; 8- tời cửa van công tác; 9-cầu trực cửa lấy nước; 10- cầu trục gian máy; 11- tường chịu áp lực

1.3.1. Cửa lấy nước kiểu đập

Cửa lấy nước kiểu đập được bố trí trong thân đập bê tông hoặc tiếp giáp với đập ở mặt thượng lưu. Chúng được ứng dụng ở các trạm thủy điện ngang đập, sau đập và đường dẫn khi công trình đầu mối là đập bê tông hoặc bê tông cốt thép. Chúng được ứng dụng cơ bản trong các sơ đồ khai thác kiểu đập và đôi khi ở sơ đồ kết hợp đập và đường dẫn. ở các TTĐ sau đập bê tông, sử dụng cửa lấy nước kiểu này cho phép rút

ngắn chiều dài đường ống dẫn nước turbin, bố trí công trình đầu mỗi đơn giản và do đó giảm được giá thành công trình. ở các trạm thủy điện với sơ đồ kết hợp đập và đường dẫn, nó chỉ được ứng dụng khi không thể sử dụng các loại khác do điều kiện địa hình, địa chất hoặc do điều kiện kinh tế.

1. Cửa lấy nước của nhà máy thủy điện ngang đập (kiểu lòng sông)

Cửa lấy nước là một phần của nhà máy, nó cùng với nhà máy chịu áp lực nước từ phía thượng lưu. Cửa lấy nước có chung tấm đáy với nhà máy thủy điện (hình 1.8). Các trụ pin được đặt trên tấm đáy và phía trên chúng nối với nhau bởi tường chắn vật nổi, tường ngực và tường giữa. Trụ pin chính phân cách buồng xoắn, ống hút của khối tổ máy với tổ máy bên cạnh. Chiều dày trụ pin chính thường từ 1,5- 2,5 m, khi trong đó có bố trí khe chống lún thì chiều dày có thể từ 3-6 m. Trong trường hợp khoảng cách giữa các trụ pin chính lớn (>10-12m), để giảm trọng lượng và kết cấu cửa van người ta làm thêm các trụ pin trung gian, các trụ pin này kéo dài tới buồng xoắn của turbin. Chiều dày trụ bin trung gian thường từ 1-1,5m.

Kích thước tiết diện cửa vào của cửa lấy nước được xác định trên cơ sở tính toán tổn thất thủy lực khi qua lưới chắn rác và có xét tới ảnh hưởng của rác bám vào nó. Chiều rộng cửa lấy nước trên mặt bằng thường lấy bằng chiều rộng của khối tổ máy và do kích thước buồng xoắn quyết định. Chiều cao tiết diện cửa vào của cửa lấy nước phải đảm bảo sao cho vận tốc dòng chảy trên lưới chắn rác khi tháo qua turbin lưu lượng tính toán không vượt quá 1,2-1,6 m/s (thông thường lấy 1,0-1,2 m/s). Để đảm bảo điều kiện này trong nhiều trường hợp cửa lấy nước được phát triển theo hướng đứng. Chiều dài cửa lấy nước theo phương dòng chảy phụ thuộc vào số lượng các khe van và lưới chắn rác, điều kiện bố trí, lắp ráp sửa chữa các thiết bị và điều kiện vận hành các thiết bị đóng mở và thiết bị nâng chuyển của cửa lấy nước.

Phần trên cửa lấy nước thường được bố trí tường chắn vật nổi để bảo vệ các khe van và lưới chắn rác không bị các vật nổi va đập và phá hủy. Ngoài ra tường chắn này còn đảm bảo cho điều kiện nước chảy vào buồng xoắn được thuận dòng. Mép dưới của tường chắn ngập sâu dưới mực nước thấp nhất tối thiểu 0,5-1,5 m (phụ thuộc vào vận tốc dòng chảy) để đảm bảo vật nổi không chui qua và không tạo phễu xoáy trước cửa lấy nước.

Cửa lấy nước của trạm thủy điện ngang đập được trang bị cửa van sự cố - sửa chữa, van sửa chữa, lưới chắn rác, thiết bị nâng chuyển và vớt rác, ống cân bằng áp lực, ống thông khí...

Trong trường hợp dòng chảy ít rác bẩn và vật nổi thì có thể bố trí các cửa van và lưới chắn rác theo chiều dòng chảy lần lượt là van sửa chữa, lưới chắn rác, van sự cố - sửa chữa. Trong trường hợp này khe van sửa chữa có thể kết hợp làm khe bố trí thiết bị vớt rác trước lưới chắn rác. Trong nhiều trường hợp khe van sửa chữa được kết hợp với khe đặt lưới chắn rác với mục đích kinh tế, song sẽ phức tạp và khó khăn trong vận hành do phải nâng lưới chắn rác trước khi hạ van sửa chữa.

Đối với dòng chảy có nhiều vật nổi thì lưới chắn rác thường được bố trí trước van sửa chữa để các vật nổi không lấp kín các khe van.

Khe đặt lưới chắn rác có thể bố trí theo phương thẳng đứng hoặc nghiêng tùy thuộc vào phương thức dọn rác và sơ đồ bố trí cầu trục. Nếu vớt dọn rác bằng các thiết bị kiểu cạp thì phai lưới chắn rác bố trí thẳng đứng và khi đó sẽ giảm được kích thước cửa lấy nước cũng như khẩu độ cầu trục. Nếu sử dụng các loại máy dọn rác lợi dụng trọng lượng của thiết bị để bám mặt lưới thì lưới chắn rác đặt nghiêng $60 \div 65^\circ$ so với phương ngang, trường hợp này tuy kích thước cửa lấy nước tăng nhưng giảm được tổn thất thủy lực qua lưới.

Van sửa chữa cho phép đóng kín cửa lấy nước của một tổ máy, tháo cạn buồng xoắn để tiến hành kiểm tra, sửa chữa các khe van công tác và các công việc khác. Van sửa chữa thường là van phẳng hoặc bằng các tấm bê tông cốt thép gọi là phai. Mỗi bộ cửa van dùng cho một số nhất định cửa lấy nước ($3 \div 4$ cửa). Chúng được đóng xuống và nâng lên ở trạng thái nước cân bằng từ hai phía khi mà tổ máy đã ngừng làm việc. Các bộ cửa van hoặc phai được cất giữ trong kho riêng nằm trong tầm hoạt động của cầu trục.

Van sự cố-sửa chữa cần phải đảm bảo đóng kín không cho nước chảy vào turbin ở các trạng thái khác nhau của dòng chảy trong quá trình vận hành, tức là nó làm việc khi dòng chảy ở các chế độ tương ứng với chế độ làm việc của tổ máy khi có sự cố. Phía sau van sự cố thường bố trí ống thông khí nhằm giảm bớt chân không trong đường ống hoặc trong buồng xoắn khi tháo nước ra khỏi chúng. Thời gian đóng van sự cố -sửa chữa có thể từ $2 \div 3$ phút đến $20 \div 30$ phút phụ thuộc vào khả năng chống lỏng tốc của thiết bị động lực của tổ máy. Việc mở van sự cố-sửa chữa được tiến hành trong điều kiện nước đứng yên và ở trạng thái cân bằng từ hai phía nhờ ống cân bằng áp lực đặt trong trụ pin.

Tường bê tông cốt thép giữa cửa lấy nước và gian máy phải đảm bảo các điều kiện về khả năng chống thấm và độ bền.

Trên hình 1-9. thể hiện một số sơ đồ bố trí cửa lấy nước của trạm thủy điện ngang đập:

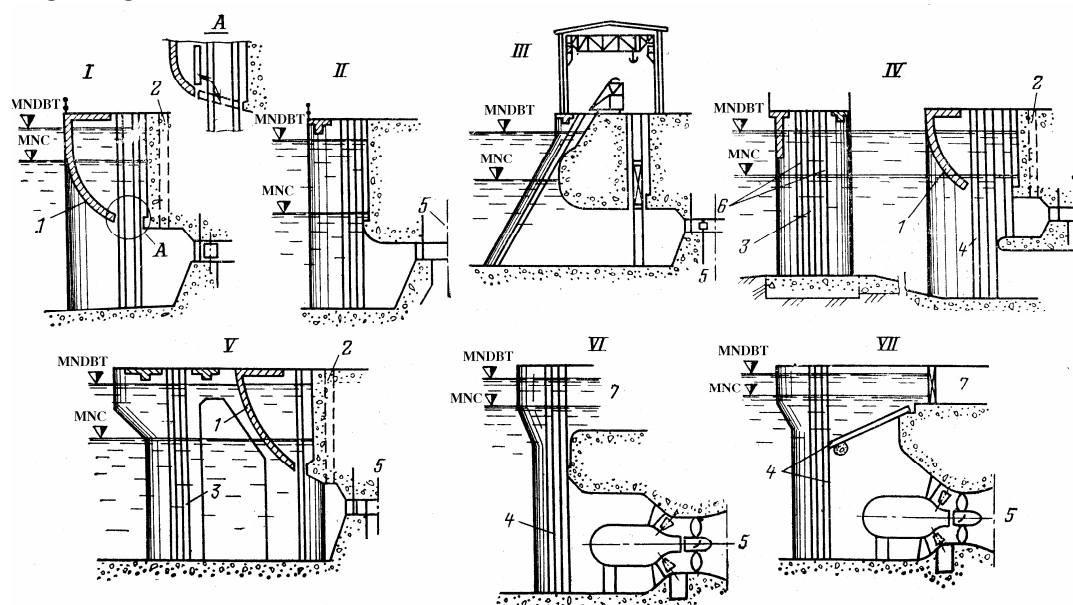
Sơ đồ I : cửa lấy nước nhà máy thủy điện không kết hợp có tường chắn vật nổi bảo vệ các cửa van và lưới chắn rác, lưới chắn rác được đặt trong khe van sửa chữa.

Sơ đồ II : Cửa lấy nước không có tường chắn vật nổi, giảm được kích thước cửa lấy nước. Thí nghiệm mô hình cho thấy tuy dòng chảy vào không thuận nhưng tổn thất thủy lực không lớn do đường dòng ngắn nên giảm tổn thất do ma sát. Cửa lấy nước loại này thường ứng dụng nơi dòng chảy không có các vật nổi nguy hiểm.

Sơ đồ III : Cửa lấy nước có thiết bị dọn rác và cầu trục bố trí trong nhà, chúng được sử dụng trong trường hợp điều kiện khí hậu quá khắc nghiệt như ở châu Âu.

Sơ đồ IV & V : Cửa lấy nước với công trình chắn rác đặt xa turbin một khoảng cách nhất định tạo điều kiện để trong quá trình dọn rác tổ máy thủy điện không bị ảnh hưởng nhiều do có thể lấy nước từ các khoang bên cạnh. Việc sửa chữa lưới chắn rác được thực hiện khi đóng van sửa chữa.

Sơ đồ VI & VII : Cửa lấy nước của trạm thủy điện với turbin chảy thẳng kiểu capxun, phụ thuộc vào vị trí của capxun mà lưới chắn rác có thể bố trí thẳng đứng hoặc nghiêng.



Hình 1-9. Sơ đồ bố trí của lấy nước TTĐ ngang đập:

- 1- Tường chắn vật nổi; 2- ống thông khí; 3- khe lưới chắn rác thô; 4- khe lưới chắn rác nhỏ;
5- trục tổ máy; 6- khe phai sửa chữa; 7- tràn xả lũ.

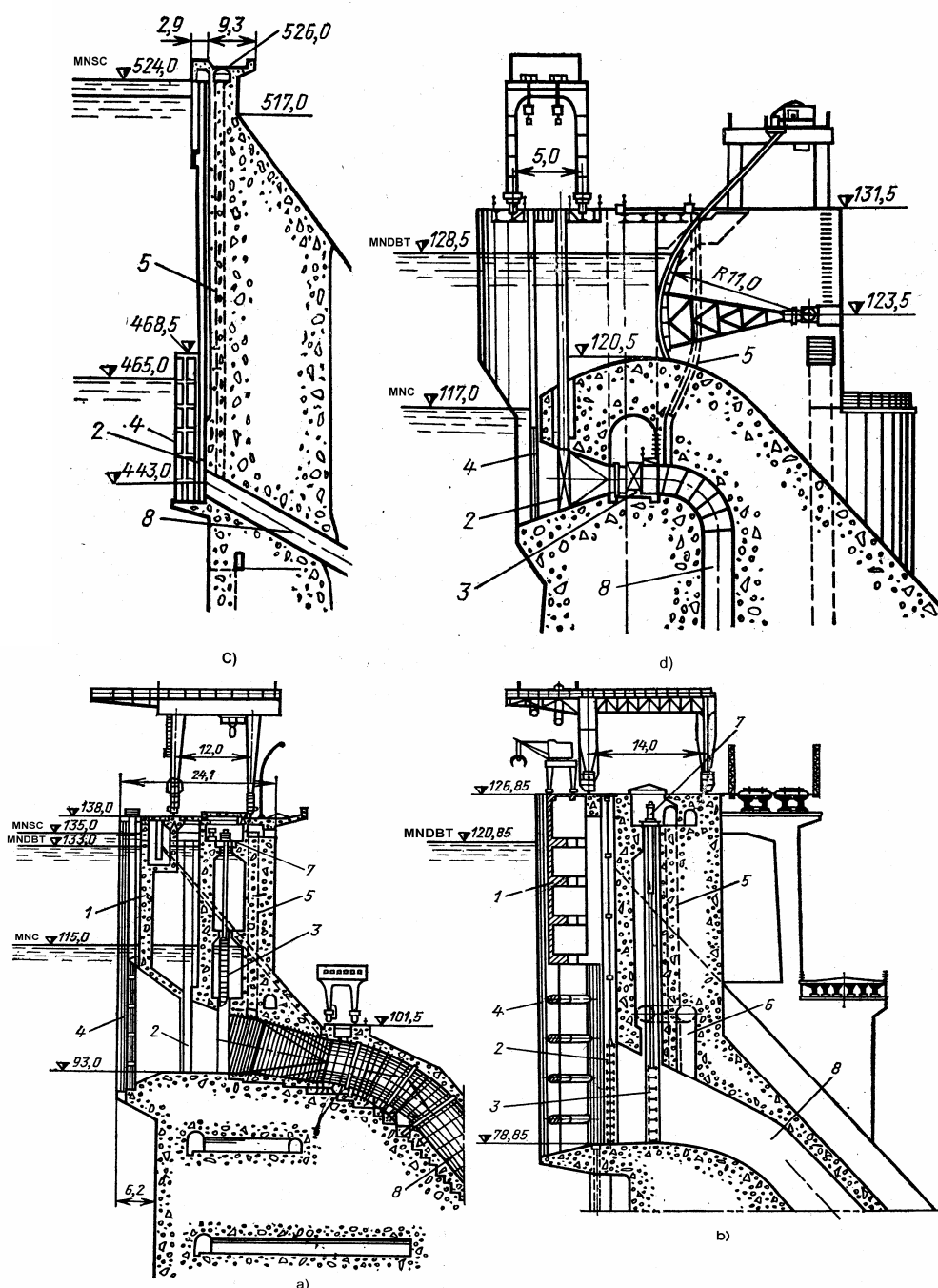
2. Cửa lấy nước của trạm thủy điện sau đập

Trong trường hợp nhà máy thủy điện đặt trực tiếp ngay sau đập bê tông thì cửa lấy nước được bố trí trong thân đập bê tông hoặc tiếp giáp với mặt thượng lưu của đập. ở TTĐ cột nước không cao lắm, đường ống dẫn nước áp lực ngắn thì độ ngập sâu của cửa lấy nước càng nhỏ càng có lợi về mặt kinh tế do giảm được kết cấu của các cửa van. Trong các trường hợp này miệng cửa lấy nước được bố trí thấp hơn mực nước tối thiểu 0,5-1m. Trong nhiều trường hợp với mục đích sớm đưa vào vận hành các tổ máy đầu tiên của trạm thủy điện, miệng cửa lấy nước được bố trí ở cao trình thấp hơn mức nêu trên. Đối với trạm thủy điện cột nước cao vị trí miệng cửa lấy nước đặt thấp sẽ cho phép giảm được chiều dài đường ống áp lực.

Trong mọi trường hợp cửa lấy nước của trạm thủy điện sau đập được bố trí lưới chắn rác, van sửa chữa và van công tác ... Nếu cửa lấy nước đặt dưới sâu không đòi hỏi phải vớt rác thường xuyên thì cửa lấy nước được thiết kế với vận tốc dòng chảy trên lưới không quá $0,5 \div 0,6$ m/s. Van sửa chữa thường là van phẳng và một bộ cửa van dùng cho 3÷4 tổ máy. Khi đường ống dẫn nước áp lực đặt hở trên mặt hạ lưu của đập thì cửa van công tác đòi hỏi phải là van đóng nhanh. Thiết bị đóng mở cửa van này để có thể thao tác nhanh gọn thường sử dụng tời điện hoặc hệ thống đóng mở thủy lực. Thiết bị nâng hạ phục vụ cho cửa van và lưới chắn rác thường sử dụng cầu trục kiểu chân dê bố trí trên đỉnh cửa lấy nước.

Hình thức kết cấu cửa lấy nước của trạm thủy điện sau đập phụ thuộc vào hình thức kết cấu của đập bê tông và vị trí của cửa lấy nước.

Cửa lấy nước trong thân đập bê tông trọng lực được thể hiện trong các ví dụ hình 1-2 và 1.10.



Hình 1-10. Cửa lấy nước trong thân đập bê tông trọng lực.

a- với lưới chắn rác tháo lắp được; b- với lưới chắn rác đặt cố định dọn rác bình thường; c - với lưới chắn rác đặt cố định không dọn rác; d- cửa lấy nước kết với tràn xả lũ : 1- tường

chắn vật nổi; 2- van sửa chữa (phai sửa chữa); 3- van sự cố sửa chữa; 4- lưới chắn rác; 5- ống thông khí; 6- ống cân bằng áp lực; 7- máy đóng mở thủy lực; 8- ống dẫn nước turbin.

Cửa lấy nước trên hình 1-2 khi dao động mực nước thượng lưu nhỏ với mực đích giảm chiều cao của lưới chắn rác, van sửa chữa và đường ống dẫn nước turbin, tường chắn vật nổi cũng như tường trung gian được bố trí ngập rất sâu dưới mực nước chết. Nhưng do khoảng cách giữa chúng tương đối ngắn và độ ngập sâu của chúng có độ chênh lệch lớn (9m) nên lưu tốc phân bố không đều trên lưới chắn rác và có thể xuất hiện những vùng không làm việc trên lưới chắn rác dẫn tới lưu tốc thực tế có thể lớn hơn lưu tốc tính toán.

Lưới chắn rác được bố trí về phía thượng lưu trên tấm công xôn phía trước đập cho phép tăng được diện tích của lưới chắn rác. Trong nhiều trường hợp lưới chắn rác được bố trí theo hình cung tròn với mực đích tăng tiết diện lưới chắn rác và giảm vận tốc trên nó (hình 1-2b). Việc tiến hành dọn rác bản trên lưới chắn rác và nâng chuyển cửa van sửa chữa nhờ cầu trục kiểu chân dê đặt trên cửa lấy nước. Việc này không ảnh hưởng tới việc vận hành chúng vì quá trình vận hành của chúng không đồng thời.

Van sửa chữa là van phẳng hai tầng đặt trước van sự cố-sửa chữa, vận hành van sự cố-sửa chữa nhờ các máy đóng mở thủy lực riêng biệt cho từng cửa van.

Ống dẫn khí kết hợp làm đường vào kiểm tra đường ống áp lực được đặt sau van sự cố-sửa chữa. Tiếp theo cửa van sự cố sửa chữa là đoạn chuyển tiếp của đường ống áp lực từ tiết diện hình chữ nhật sang tiết diện hình tròn.

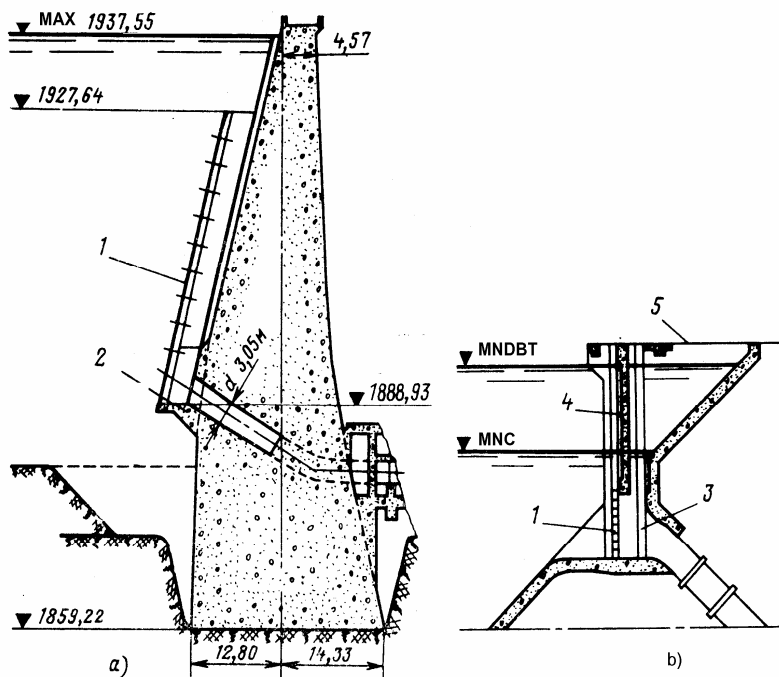
Cửa lấy nước trên hình 1-10a có độ ngập sâu của tường chắn vật nổi dưới mực nước chết (MNC) không lớn và tường chắn vật nổi kết hợp làm hướng dòng. Khoảng cách giữa tường chắn vật nổi và tường giữa tương đối lớn, do vậy vận tốc được phân bố trên lưới chắn rác tương đối đều hơn.

ở cửa lấy nước hình 1-10 b,c lưới chắn rác được bố trí cố định và đặt sâu dưới MNDBT. Trong các trường hợp này lưới chắn rác đặt cố định và không tiến hành dọn rác, để giảm vận tốc trên lưới chắn rác kích thước của nó có thể rất lớn và van công tác được bố trí phía trước buồng xoắn (hình 1-10,c).

Hình 1-10d là cửa lấy nước kết hợp với tràn xả lũ. Khác với các cửa lấy nước thông thường, van công tác thường là van đĩa hoặc van hình cầu.

Cửa lấy nước trong đập vòm và đập vòm trọng lực được bố trí trên các công xôn nhô ra phía thượng lưu với mực đích không làm giảm khả năng chịu lực của thân đập hình (1-11a). Các cửa lấy nước loại này thường có độ ngập sâu lớn và được bố trí lưới chắn rác cố định không tiến hành dọn rác, van công tác bố trí trong nhà máy thủy điện trước buồng xoắn turbin. Trong trường hợp cửa lấy nước với đập vòm trọng lực có độ ngập sâu không lớn thì có thể bố trí van công tác và van sửa chữa trong cửa lấy nước.

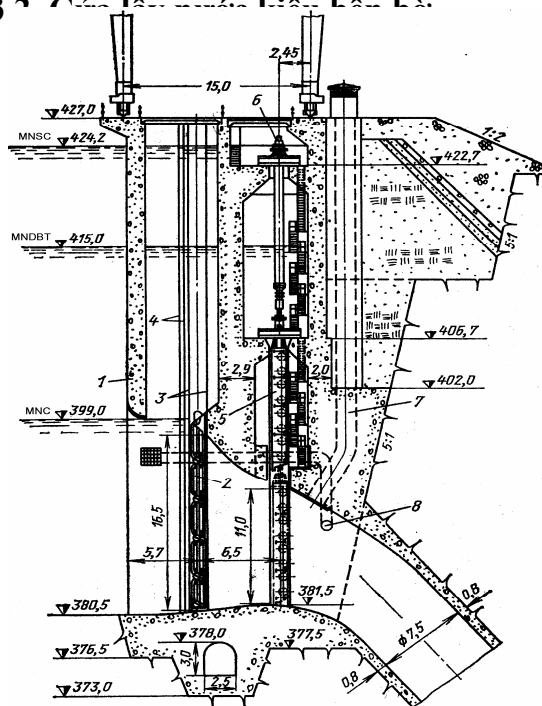
Cửa lấy nước trong đập trụ chống về nguyên tắc có độ ngập không lớn và chỉ bố trí lưới chắn rác và van sửa chữa, còn van công tác (sự cố- sửa chữa) được bố trí trong đường ống dẫn nước ngoài phạm vi cửa lấy nước. Các khe van sửa chữa và khe đặt lưới chắn rác bố trí trong các trụ pin ở phía trên các trụ chống (hình 1-11b).



Hình 1-11. Cửa lấy nước trong đập vòm và đập trụ chống:

a- trong đập vòm; b- trong đập trụ chống; 1- lưới chắn rác; 2- công côn; 3- khe van sửa chữa; 4- tường BTCT; 5- trụ pin.

1.3.2. Cửa lấy nước kiểu bờ



Hình 1-12. Cửa lấy nước kiểu bờ;

1- Tường chắn vật nổi; 2- lưới chắn rác; 3- khe lưới chắn rác & van sửa chữa; 4- khe cạp vớt rác; 5- van công tác; 6- máy đóng mở thủy lực; 7- ống thông khí; 8- ống cân bằng áp lực.

Là khối kết cấu bê tông cốt thép trong đó có bố trí lắp đặt các thiết bị của cửa lấy nước được bố trí bên bờ dốc phía vai đập dâng nước. Chúng được ứng dụng ở các trạm thủy điện đường dẫn và sau đập khi điều kiện địa hình và địa chất thuận lợi. Trên hình 1.12 thể hiện mặt cắt ngang qua cửa lấy nước kiểu bờ với toàn bộ thiết bị được bố trí trong một khối kết cấu bê tông cốt thép nằm trực tiếp trên bờ hồ chứa. Điều đặc biệt của kết cấu này là khe van sửa chữa và lưới chắn rác được kết hợp làm một, làm như vậy sẽ giảm được chiều dài của cửa lấy nước.

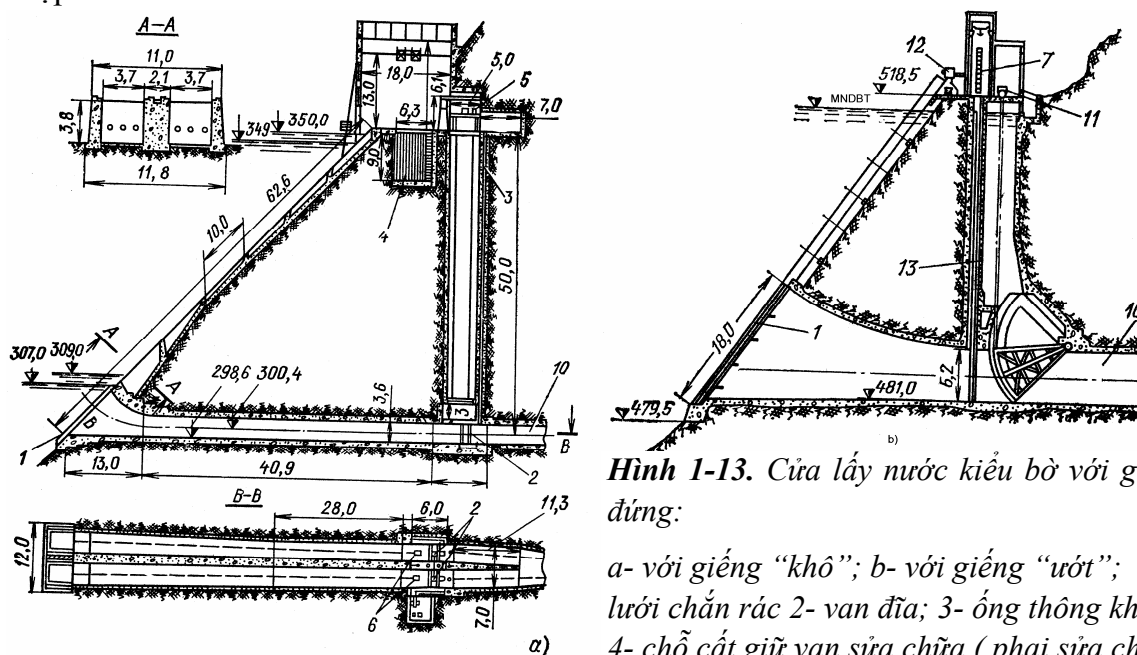
Trong nhiều trường hợp các mái dốc của bờ quá thoải hoặc quá dốc việc bố trí tất cả các thiết bị vào một khối kết cấu bê tông cốt thép sẽ không có lợi về mặt kinh tế do khối lượng đào đắp đất đá và khối lượng

bê tông quá lớn. Trong trường hợp này người ta thường sử dụng cửa lấy nước kiểu bờ có giếng hoặc hầm riêng để bố trí các cửa van. ở các cửa lấy nước loại này trên mái dốc bố trí đoạn cửa vào thu hẹp dần trên đó chỉ bố trí lưới chắn rác còn các thiết bị cửa van được bố trí trong một giếng khô hoặc ướt (trong giếng ngập nước), giếng này được nối với đoạn cửa vào bởi một đoạn đường hầm ngắn làm việc trong trạng thái có áp.

Trên hình 1-13 là các ví dụ về cấu tạo cửa lấy nước bên bờ với giếng khô (1-13a) và giếng ướt (1-13b). Chúng thường được ứng dụng ở trạm thủy điện đường dẫn khi địa chất là nền đá.

Đối với cửa lấy nước kiểu giếng khô người ta bố trí van công tác là các loại van đĩa hoặc van cầu, giếng có tác dụng phục vụ cho việc tháo lắp, sửa chữa và bố trí các bộ phận điều khiển chúng. Đoạn đường ống dưới giếng khô phải làm bằng kim loại có tiết diện tròn.

Về kết cấu cửa lấy nước kiểu tháp có dạng là một tháp riêng biệt có các cửa lấy nước bố trí xung quanh theo toàn bộ hoặc một phần lớn chu vi của tháp. Tháp được đặt trên mái dốc của bờ hồ chứa hoặc phía trước đập dâng. Cửa lấy nước kiểu tháp được sử dụng khi điều kiện kinh tế không cho phép xây dựng cửa lấy nước kiểu bờ vì khối lượng xây lắp quá lớn điều kiện địa hình hoặc khi điều kiện ổn định mái dốc không đảm bảo. Chúng thường được ứng dụng rộng rãi ở các trạm thủy điện với đập đất hoặc đập vòm.

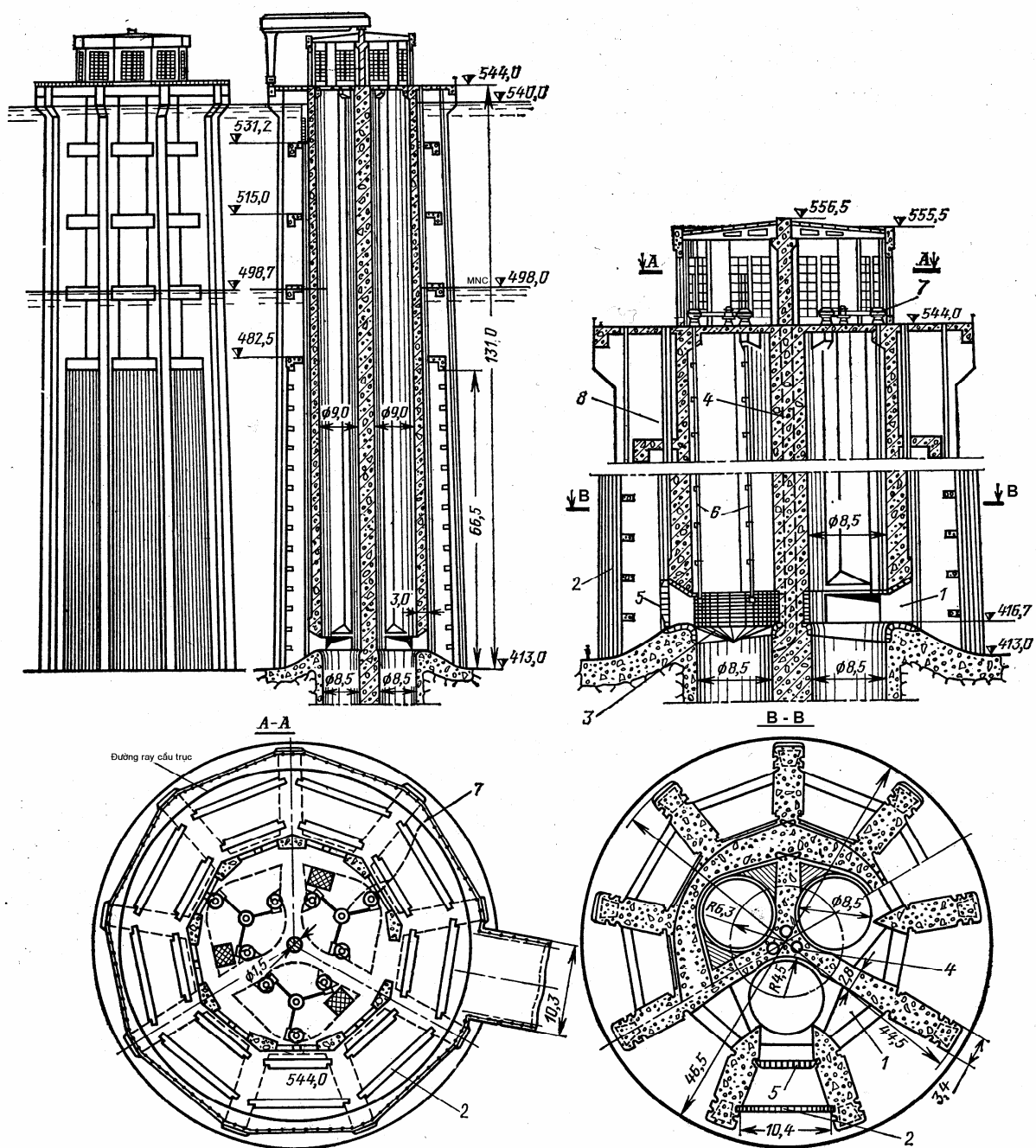


Hình 1-13. Cửa lấy nước kiểu bờ với giếng đứng:

a- với giếng “khô”; b- với giếng “ướt”; 1- lưới chắn rác 2- van đĩa; 3- ống thông khí; 4- chỗ cất giữ van sửa chữa (phai sửa chữa) và lưới chắn rác; 5- tời van đĩa; 6- lỗ xuống giếng; 7- phai sửa chữa; 8- van sự cố sửa chữa; 9- trụ pin trung gian; 10- đường hầm dẫn nước; 11- máy đóng mở van cung; 12- máy dọn rác; 13- tường BTCT.

1.3.3. Cửa lấy nước kiểu tháp

Ưu điểm của cửa lấy nước loại này là hướng đặt đường ống dẫn nước không phụ thuộc vào cách bố trí lỗ lấy nước và khả năng bố trí nhiều dãy lỗ theo chiều cao. Phụ



Hình 1-14. Cửa lấy nước kiểu tháp với các khoang cửa bố trí theo chu vi của nó.

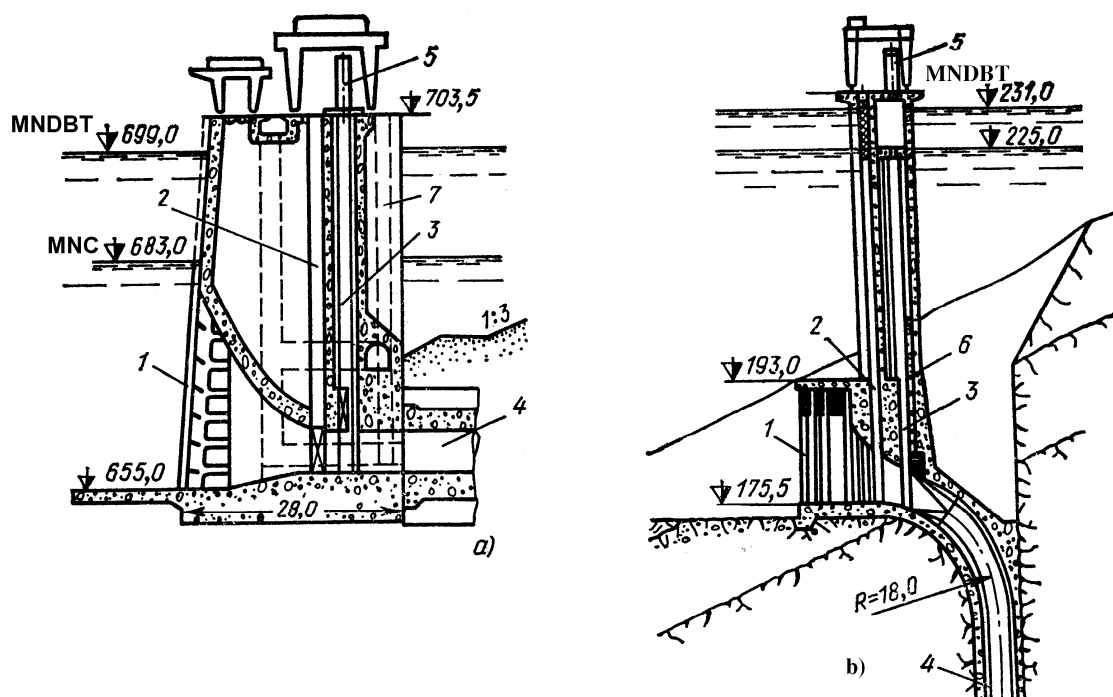
1- Lỗ lấy nước; 2- lưới chắn rác; 3- van sửa chữa hình trụ; 4- ống thông khí; 5- phai sửa chữa; 6- trục vít máy đóng mở cửa van trụ; 7- máy đóng mở; 8- nơi để phai sửa chữa.

thuộc vào chiều cao của tháp các cửa (lỗ lấy nước) có thể bố trí một tầng hoặc hai tầng theo chiều cao. Điều này rất có lợi trong trường hợp dòng chảy có nhiều rác bản hoặc ở các trạm thủy điện có hồ chứa lớn vì có thể sử dụng chúng để khai thác tạm thời khi hồ chưa đầy nước.

ở trạm thủy điện sau đập có đường ống dẫn nước áp lực ngắn và có cửa van ở trước buồng xoắn thì trong phần tháp chỉ bố trí cửa van sửa chữa còn trong các trường hợp ống dài thì vẫn bố trí cả van sửa chữa và van sự cố - sửa chữa. Trong trường hợp đoạn đầu của đường ống thẳng đứng và các lỗ lấy nước bố trí theo chu vi tháp có thể bố trí cửa van hình trụ để đóng mở đồng thời các lỗ lấy nước hoặc toàn bộ miệng vào của đường ống áp lực. Van hình trụ có thể là van thép hoặc bê tông cốt thép.

Trên hình (1-14) là cửa lấy nước kiểu tháp với các khoang lấy nước bố trí theo chu vi tháp. Cửa lấy nước có ba ống áp lực, mỗi ống được ba khoang lấy nước cung cấp. Van sửa chữa của cửa lấy nước có dạng hình trụ bằng thép độc lập cho mỗi đường ống. Để đảm bảo việc sửa chữa cửa van lấy nước cửa van của cửa lấy nước được bố trí các phai sửa chữa. Lưới chắn rác được bố trí cố định.

Hình (1-15a) là cửa lấy nước kiểu tháp đặt trước đập đất, lấy nước từ một phía với nhiều khoang lấy nước. Còn trên hình (1-15b) là cửa lấy nước lấy tháp lấy nước từ một phía với một khoang lấy nước, Lưới chắn rác bố trí theo cửa hình tròn được đặt cố định.



Hình 1-15. Cửa lấy nước kiểu tháp lấy nước một phía.

a- lỗ lấy nước bố trí thành dãy; b- một lỗ lấy nước; 1- lưới chắn rác; 2- khe van sửa chữa; 3- khe van sự cố-sửa chữa; 4- ống dẫn nước turbin; 5- máy đóng mở thủy lực; 6- ống thông khí; 7- đường kiểm tra .

1.4. THIẾT KẾ CỬA LẤY NƯỚC CÓ ÁP

1.4.1. Độ ngập sâu của cửa lấy nước

Lỗ cửa lấy nước có áp nằm cao hơn mực bùn cát lắng đọng trong hồ chứa và thấp hơn mực nước chết. Cao trình ngưỡng cửa lấy nước thường đặt cao hơn mực bùn cát từ 3÷5 m đảm bảo cho bùn cát không bị cuốn vào đường ống.

Trần (mép trên của lỗ cửa lấy nước) cửa lấy nước phải ngập dưới mực nước chết tối thiểu để đảm bảo không tạo phễu xoáy trước nó. Khi trước cửa lấy nước xuất hiện phễu xoáy sẽ gây bất lợi cho vận hành của tổ máy, làm dòng chảy vào turbine không còn là dòng liên tục. Nguyên nhân tạo phễu xoáy có thể do nhiều yếu tố khác nhau như vị trí và kết cấu của cửa lấy nước. Khi thiết kế để loại trừ khả năng xuất hiện phễu xoáy cần phải tiến hành thí nghiệm mô hình cho từng công trình cụ thể. Khi thiết kế sơ bộ độ ngập của trần dưới mực nước chết có thể lấy từ 0,5÷2 m và không nhỏ hơn $3v^2/2g$. Thông thường ở các trạm thủy điện lớn độ ngập sâu này khoảng 1 ÷ 1,5 m ở các trạm thủy điện nhỏ 0,3 ÷ 0,5m.

1.4.2. Vận tốc trước lưới chắn rác

Vận tốc cho phép trước lưới chắn rác phụ thuộc vào độ ngập sâu của cửa lấy nước so với mực nước dâng bình thường, vào độ bẩn của dòng chảy và điều kiện dọn rác bản trên lưới chắn rác.

ở các cửa lấy nước độ ngập sâu dưới mực nước dâng bình thường không quá 20÷25 m, nếu dòng chảy có nhiều rác bẩn và cần phải có biện pháp vớt rác thì vận tốc cho phép trước lưới chắn rác có thể lấy bằng 1÷1,2 m/s. Nếu dòng chảy ít rác bẩn có thể lấy lớn hơn. Khi độ ngập của cửa lấy nước lớn hơn 20÷25 m vận tốc cho phép giới hạn từ 0,6÷0,8 m/s.

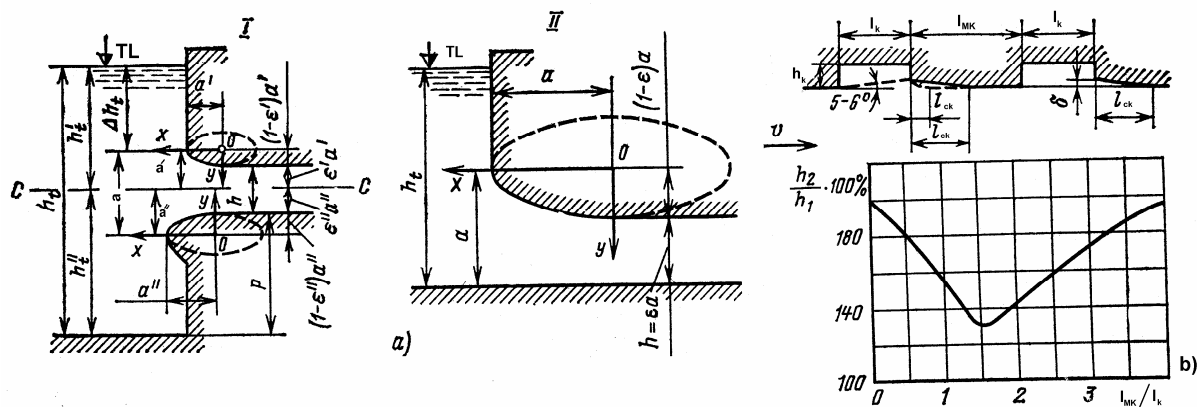
Đối với các trường hợp không tiến hành vớt rác trên lưới chắn rác vận tốc cho phép không vượt quá 0,5 m/s. Khi độ ngập quá sâu và dòng chảy ít rác bẩn thường lưới chắn rác được bố trí cố định và không tiến hành vớt rác bản khi tổ máy đang làm việc. Việc làm sạch lưới chắn rác chỉ thực hiện khi tổ máy ngừng hoạt động.

1.4.3. Hình dạng các bộ phận cửa lấy nước

Mục tiêu cơ bản khi lựa chọn hình dạng các bộ phận cửa lấy nước của trạm thủy điện và các công trình năng lượng khác là giảm đến mức tối thiểu tổn thất cột nước và giá thành xây dựng cũng như thiết bị. Với mục đích đó các bộ phận của cửa lấy nước phải có hình dạng và kích thước phù hợp với từng điều kiện cụ thể của kết cấu công trình.

Theo kinh nghiệm thiết kế và xây dựng góc co hẹp đoạn cửa vào phụ thuộc vào tỉ số giữa vận tốc trước lưới chắn rác và vận tốc dòng chảy trong đường ống, nó dao động trong khoảng 15°÷35°. Nếu vận tốc dòng chảy trước lưới chắn rác $V \leq 1,2$ m/s thì hệ số co hẹp đoạn cửa vào nên lấy trong khoảng $m = \omega / \omega_0 = 4 \div 7$, trong đó ω, ω_0 - tương ứng là diện tích tiết diện tại cửa vào ở vị trí mặt lưới chắn rác và tiết diện đường ống dẫn nước.

Từ các kết quả nghiên cứu trên các mô hình cho thấy rằng tổn thất cột nước trong cửa lấy nước nhỏ nhất nếu trần và ngưỡng của đoạn cửa vào có dạng hình elip (hình 1-16a).



Hình 1-16. Sơ đồ tính toán ngưỡng cửa lấy nước.

a- hình dạng ngưỡng và trần; b- hình dạng các khe van

Phương trình của hình elip có dạng sau:

- Nếu ngưỡng cửa lấy nước đặt ngang với đáy sông (hình 1-16, sơ đồ II)

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{(1-\varepsilon)^2 a^2} = 1 \quad (1-1)$$

trong đó : ε - hệ số co hẹp dòng chảy theo phương đứng được xác định theo công thức sau:

$$\varepsilon = 0,57 + \frac{0,043}{1,1 - \eta}; \quad \eta = \frac{a}{h_1} \quad (1-2)$$

- Nếu ngưỡng cửa lấy nước đặt cao hơn đáy sông (hình 1-16, sơ đồ I), khi đó các hệ số $\eta' = a'/h_1$ hoặc $\eta'' = a''/h_1$ tùy thuộc vào việc xác định hình dạng trần hay ngưỡng cửa lấy nước. Vị trí trục giới hạn C-C trên hình 1-16a (I) được xác định theo hệ thức sau:

$$h'' = p h_1 (h_1 - h); \quad h_1'' = h - h''$$

trong đó: h_t - chiều sâu nước trước cửa lấy nước, h - chiều cao ống dẫn nước, các ký hiệu khác thể hiện trên hình 1-16.

Vị trí và kích thước của các khe phai và khe van cũng có ảnh hưởng lớn đối với tổn thất cột nước trong cửa lấy nước. Trên hình 1-16b là sơ đồ biểu diễn quan hệ giữa tổn thất thủy lực với kích thước và vị trí của chúng, trong đó h_1 - tổn thất trong một khe van độc lập, h_2 - tổng tổn thất trong hai khe van. Từ đồ thị cho thấy rằng, tổn thất

nhỏ nhất khi bố trí hai khe van tương ứng với tương quan khoảng cách và kích thước $l_{MK} = 1,5 l_K$. Theo kinh nghiệm, để giảm tổn thất thủy lực, mép sau của khe van theo chiều dòng chảy cần làm vát sâu vào trụ pin một ít $\delta = l_K \text{tg}(5^\circ \div 6^\circ)$ và chiều dài phần vát đó $l_{ck} \geq 12.\delta$ nếu phần vát thẳng, $l_{ck} \geq 6.\delta$ nếu phần vát lượn cong.

1.4.4. Xác định tổn thất cửa lấy nước

Như đã nói ở trên, tổn thất thủy lực trong cửa lấy nước phụ thuộc không chỉ vào hình dạng, kích thước các bộ phận của chúng mà còn phụ thuộc vào vị trí tương quan của các bộ phận đó. Vì vậy, để xác định chính xác các hệ số cản thủy lực của các bộ phận nói riêng và tổng tổn thất thủy lực trong toàn bộ cửa lấy nước nói chung cần phải dựa trên kết quả thực nghiệm. Trong thiết kế sơ bộ có thể sử dụng nguyên lý tổng cộng tổn thất của các bộ phận cửa lấy nước, có nghĩa là tổn thất thủy lực tính theo vận tốc dòng chảy trong ống áp lực:

$$h = \sum_{i=1}^N \xi_i \frac{v^2}{2g} \quad (1-3)$$

Trong đó : ξ_i - hệ số cản qua các bộ phận cửa lấy nước bao gồm các tổn thất cục bộ, tổn thất dọc đường v.v..., được xem như xảy ra độc lập, không phụ thuộc vào vị trí tương quan của các bộ phận trong cửa lấy nước.

Các kết quả nghiên cứu cho thấy nếu lưới chắn rác không bị rác bẩn bám thì tính theo cách trên cho sai số không lớn (5÷10%). Nhưng khi dòng chảy có nhiều rác bẩn bám vào lưới chắn rác hoặc ở các cửa lấy nước có kết cấu phức tạp như cửa lấy nước kiểu tháp thì sai số tính toán có thể lớn hơn.

Đối với cửa lấy nước kiểu tháp, nước chảy vào theo chu vi tháp thì hệ số cản khi không có lưới chắn rác với sai số khoảng 10÷15% có thể sơ bộ xác định theo công thức sau:

$$\xi = 10^{-3} \left(1 - \frac{Z \delta_{\max}}{\pi D} \right)^{-2.5} \left[\left(\frac{t}{d} \right)^{-3} + 50 \right] \quad (1-4)$$

trong đó: Z- số cửa lấy nước; $\delta_{\max}$ - chiều dày lớn nhất các trụ pin; D- đường kính vòng tròn bố trí các cửa lấy nước; d- đường kính ống dẫn nước áp lực; $t > 0.2d$ - chiều cao cửa lấy nước.

Hệ số cản của các cửa lấy nước kiểu đập và kiểu bờ (không kể lưới chắn rác) nằm trong khoảng 0,15÷0,30.

Hệ số tổn thất cột nước trên lưới chắn rác được tính theo vận tốc trung bình của dòng chảy trên nó bao gồm :

$$\xi_{\text{lưới cr}} = \xi_c + \xi_k \quad (1-5)$$

trong đó : ξ_c - hệ số tổn thất cột nước khi chảy qua thanh lưới; ξ_k - hệ số tổn thất do sức cản của khung lưới; Các hệ số này có thể tính theo công thức chung:

$$\xi = \frac{1}{\eta^2} \left[\left(\frac{1}{\varphi^2} - 1 \right) \frac{1}{\varepsilon^2} + \left(\frac{1}{\varepsilon} - 1 \right)^2 + \varphi' (1 - \eta)^2 + \lambda \frac{1}{2s} \frac{1 - \eta}{\eta} \right] \quad (1-6)$$

trong đó :

η - mức độ chiếm chỗ dòng chảy của các thanh lưới chắn rác (η_c) hoặc khung lưới (η_k) được tính theo công thức:

$$\eta_c = \frac{b}{s + b} \quad (1-7) \quad \eta_k = 1 - \frac{f_k}{F \eta_c} \quad (1-8)$$

s, b - tương ứng là chiều dày và khoảng cách các thanh lưới; f_k, F - tương ứng diện tích khung và diện tích lưới.

φ - hệ số vận tốc lấy theo bảng (1-1); φ' - hệ số va đập ($\varphi'=0,1$ đối với thanh lưới có hình nêm, $\varphi' = 0,2$ đối với thanh lưới hình chữ nhật; $\varphi' = 0$ đối với khung); λ - hệ số ma sát thủy lực.

Hệ số co hẹp dòng chảy ε được tính theo công thức :

$$\varepsilon = \frac{1}{1 + \sqrt{k (1 - \eta^2)}} \quad (1-9)$$

$$k = \frac{0,4}{l^{16} \frac{r}{b}} \quad (1-10)$$

r, l, b - lần lượt là bán kính công cạnh phía cửa vào, chiều dài tiết diện thanh theo dòng chảy (chiều rộng bản thanh) và khoảng cách qua nước các thanh lưới hoặc khung

Bảng 1-1.

η	1.0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
φ	1.0	0,985	0,977	0,967	0,96	0,955	0,953	0,952	0,951	0,950

1.4.5. Tính toán kích thước ống thông khí

Ống thông khí của cửa lấy nước thường được thiết kế với vận tốc không khí trong ống 30÷50 m/s. Hình dạng tiết diện của chúng có thể tròn hoặc hình chữ nhật (vuông). Lưu lượng lớn nhất trong các ống thông khí phụ thuộc vào phương thức bố trí đường ống áp lực sau nó. Nếu đường ống áp lực được bố trí trong thân đập bê tông hoặc lấp đất thì khả năng vỡ ống rất ít xảy ra, do đó lưu lượng khí qua ống thông hơi được lấy bằng lưu lượng lớn nhất trong ống áp lực. Ngược lại, nếu đường ống áp lực được bố trí hở trên mặt đất hoặc đặt trong đường hầm thì khả năng sự cố vỡ ống có thể xảy ra. Trong trường hợp này lưu lượng không khí thiết kế lấy bằng lưu lượng nước lớn nhất trong đường ống khi có sự cố được tính theo công thức:

$$Q = m \cdot f \cdot \sqrt{2gH} \quad (1-11)$$

trong đó : f - diện tích tiết diện ống dẫn nước áp lực; H - cột nước lớn nhất tính đến điểm nguy hiểm nhất của đường ống áp lực; $m = 1/\Sigma \xi_I$, $\Sigma \xi_I$ - tổng các hệ số sức cản thủy lực trong đường ống tính từ cửa vào đến tiết diện nguy hiểm nhất.

Sau khi xác định hình dạng, kích thước, số lượng ống thông khí cần tiến hành thì tính toán tổn thất áp lực của không khí chuyển động trong chúng. Tổng tổn thất này không được vượt quá áp lực chân không cho phép trong đường ống áp lực khi đóng cửa van.

1.5. CỬA LẤY NƯỚC KHÔNG ÁP

1.5.1. Công dụng

Cửa lấy nước không áp thường được ứng dụng ở các trạm thủy điện với đường dẫn nước không áp khi mực nước thượng lưu không thay đổi hoặc rất ít thay đổi. Chúng làm nhiệm vụ lấy nước vào đường dẫn với lưu lượng cần thiết theo yêu cầu, ngăn ngừa vật nổi, rác bẩn, bùn cát chảy vào đường dẫn.

Để lấy đủ lượng nước cần thiết vào đường dẫn, cửa lấy nước phải có kích thước tiết diện tương ứng và lắp đặt ở cao trình hợp lý sao cho khi mực nước thượng lưu thay đổi nó vẫn đảm bảo lấy đủ nước theo yêu cầu. Đối với cửa lấy nước vào kênh tự điều tiết (xem chương 3) cửa van được bố trí chỉ hoàn toàn với mục đích sửa chữa, không làm nhiệm vụ điều tiết dòng chảy. Ngược lại khi đường dẫn nước là kênh không tự điều tiết thì các cửa van được bố trí ở cửa lấy nước còn làm thêm nhiệm vụ điều tiết lưu lượng vào đường dẫn. Trước cửa van công tác thường bố trí các khe phai hoặc khe van sửa chữa.

Một trong các nhiệm vụ quan trọng của cửa lấy nước không áp là ngăn ngừa các rác bẩn và vật nổi, vì vậy trong các cửa lấy nước loại này thường bố trí lưới chắn rác thô (khoảng cách các thanh lưới 20÷30 cm) và tường chắn vật nổi đặt cố định. Ngoài ra trong nhiều trường hợp người ta còn bố trí thêm tường hướng vật nổi đặt phía trước cửa lấy nước đặt xiên góc 30°÷45° so với dòng chảy. Tường hướng vật nổi có thể làm

bằng khối liên kết nổi neo cố định để chắn rác bản và vật nổi trên mặt nước và hướng chúng về công trình xả lũ.

Vấn đề ngăn ngừa bùn cát chảy vào đường dẫn là vấn đề khó khăn và phức tạp. Nhiều công trình sau khi xây dựng không phát huy tác dụng do không tính hết các yếu tố liên quan đến quá trình di chuyển và lắng đọng của dòng bùn cát. Để ngăn ngừa dòng bùn cát, đáy ngưỡng cửa lấy nước cần phải đặt cao hơn đáy sông và bố trí các lỗ xả cát phía dưới ngưỡng. Các lỗ xả cát có thể xả cát liên tục hoặc định kỳ để giải phóng lượng bùn cát lắng đọng trước cửa lấy nước. Đối với lượng bùn cát lơ lửng cần phải tính toán mức độ nguy hại đối với các công trình và thiết bị phía sau theo dòng chảy để có biện pháp xử lý. Biện pháp cơ bản để ngăn ngừa bùn cát lơ lửng là bố trí bể lắng cát. Nguyên lý cấu tạo, vận hành bể lắng cát sẽ được trình bày trong chương II.

1.5.2. Phân loại, cấu tạo cửa lấy nước không áp

Cửa lấy nước không áp được chia ra làm hai loại cơ bản : cửa lấy nước mặt và cửa lấy nước đáy.

a. Cửa lấy nước mặt.

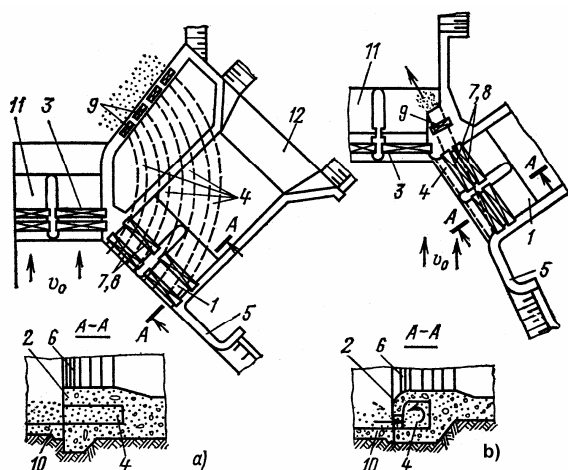
Căn cứ vào nhiệm vụ được giao đối với từng loại công trình cụ thể mà cửa lấy nước có nhiều dạng kết cấu khác nhau. Theo nhiệm vụ ngăn ngừa bùn cát mà cửa lấy nước mặt có thể chia làm ba loại:

- Cửa lấy nước không làm nhiệm vụ ngăn ngừa bùn cát:

Loại này thường ứng dụng với các dòng chảy không có dòng bùn cát và bùn cát lơ lửng không gây tác hại đối với công trình và thiết bị của trạm thủy điện.

- Cửa lấy nước làm nhiệm vụ ngăn ngừa dòng bùn cát đáy:

Loại này thường gặp khi lấy nước từ sông vào đường dẫn nhưng lượng bùn cát lơ lửng không nguy



Hình 1-17. Cửa lấy nước mặt có hầm xả cát đáy

a- đường hầm công, b- đường hầm thẳng; 1- cửa lấy nước; 2- ngưỡng cửa lấy nước; 3- van cửa xả cát đập; 4- hầm xả cát đáy; 5- tường vai; 6- lưới chắn rác; 7,8- cửa van ; 9- van hầm xả cát; 10- sân trước; 11- tràn; 12- kênh dẫn

hại.

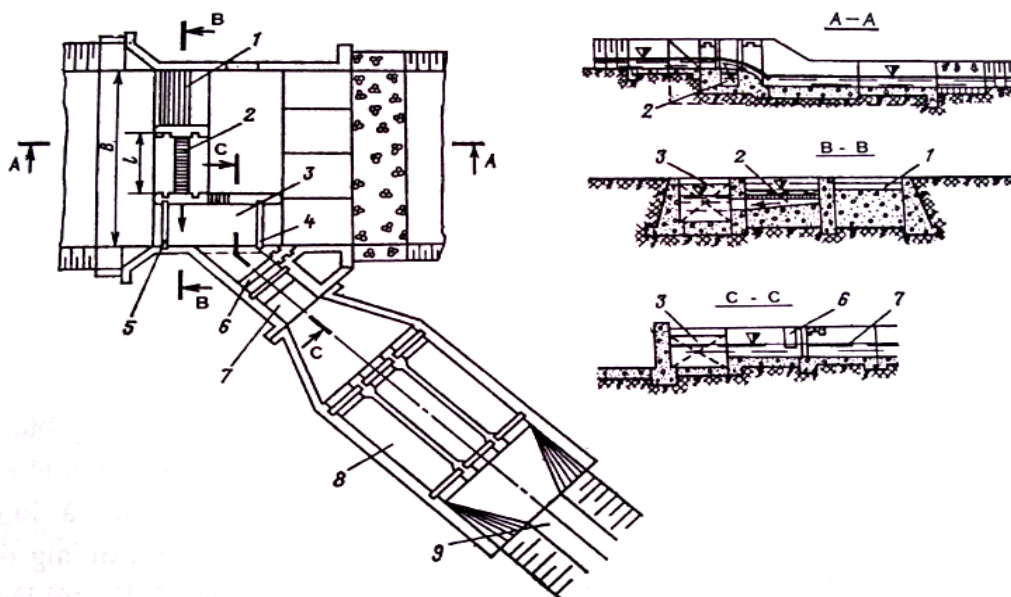
- Cửa lấy nước cần thiết phải làm nhiệm vụ ngăn ngừa bùn cát đáy và bùn cát lơ lửng: loại này đòi hỏi kết cấu đầu mỗi công trình cần có thêm bể lắng cát.

Kinh nghiệm vận hành ở cửa lấy nước làm nhiệm vụ xả bùn cát đáy cho thấy bố trí các lỗ xả cát dưới đáy ngưỡng cửa lấy nước (Hình 1-17) là hiệu quả hơn cả. Ngưỡng cửa lấy nước bố trí cao hơn đáy sông đủ để bố trí các lỗ xả cát với kích thước thông

thường lớn hơn 1x1m, các đường hầm xả cát nằm trong khối bê tông đáy cửa lấy nước có dạng cong hoặc thẳng dẫn cát xuống hạ lưu công trình đầu mối. Vận tốc dòng chảy trong đường hầm lấy trong khoảng 4÷7m/s. Để đảm bảo cho đường hầm không bị bùn cát bào mòn, đáy và thành của chúng cần phải gia cố bằng các vật liệu chịu bào mòn cao như bọc thép đến 2/3 chiều cao đường hầm. Với kết cấu cửa lấy nước có đường hầm xả cát đáy, việc xả cát có thể đồng thời với việc lấy nước vào đường dẫn hoặc xả cát định kỳ. Trong trường hợp thứ hai bùn cát sẽ lắng đọng trước cửa lấy nước đến cao trình nhất định và định kỳ xả cát để giải phóng nó.

b. Cửa lấy nước đáy

Cửa lấy nước đáy được sử dụng ở các đoạn sông có lưu lượng thay đổi đột ngột và dòng chảy chứa nhiều bùn cát. Trên hình 1-18. thể hiện cấu tạo các bộ phận chính cửa lấy nước loại này. Miệng cửa lấy nước 2 đặt trên ngưỡng tràn xả lũ, phía trên đặt lưới chắn rác. Nước qua cửa lấy nước chảy xuống đường hầm và chảy sang khoang xả cát 3 và sau đó chảy vào bể lắng cát 8 hoặc đường dẫn 9. Độ dốc của đường hầm sao cho đủ khả năng tải bùn cát qua lưới chắn rác chảy vào khoang xả.



Hình 1-18. Cửa lấy nước đáy:

1- tràn; 2- cửa lấy nước đáy có lưới chắn; 3- khoang lắng; 4,5- cửa van; 6- đường xả vật nổi; 7- cửa lấy nước từ khoang lắng; 8- bể lắng cát; 9- kênh dẫn.

Chiều rộng của lưới chắn rác từ 1÷2m, còn chiều dài thì phụ thuộc vào lưu lượng nước yêu cầu. Cao trình ngưỡng đặt lưới chắn rác cao hơn đáy thượng lưu 1÷2 m khi có bể lắng cát và 3÷5m khi không có nó. Khoang xả cát có hai cửa van thượng lưu 5 và hạ lưu 4 dùng để xói rửa cát lắng đọng trong khoang. Khoang này cũng làm nhiệm vụ chuyển nước khi dòng chảy không có bùn cát qua một cửa lấy nước phụ.

1.5.3. Bố trí cửa lấy nước không áp

Trong trường hợp cửa lấy nước trực tiếp từ sông vào đường dẫn, do đặc tính di chuyển của bùn cát đáy và dòng chảy mặt mà ở những đoạn sông cong, dòng chảy đáy

di chuyển theo hướng bờ lồi và dòng chảy mặt theo hướng bờ lõm, cửa lấy nước mặt trong trường hợp này nên bố trí ở phía bờ lõm để tránh lượng bùn cát đáy lắng đọng. ở những đoạn sông thẳng sự di chuyển bùn cát không ổn định. Khi có công trình ngăn nước dòng chảy tự nhiên thay đổi, để đánh giá chính xác quy luật di chuyển của dòng bùn cát cần tiến hành nghiên cứu các mô hình.

Câu hỏi chương 1:

1. Các yêu cầu chung đối với cửa lấy nước của trạm thủy điện.
2. Công dụng và bố trí các thiết bị của cửa lấy nước có áp và không áp.
3. Đặc điểm cấu tạo chung các bộ phận chính của cửa lấy nước có áp.
4. Đặc điểm cấu tạo các loại cửa cửa lấy nước có áp bố trí bên bờ, trong đập bê tông, trong đập đất và các loại đập khác.
5. Nguyên lý chung thiết kế cửa lấy nước có áp: cao trình ngưỡng, tràn và kích thước cơ bản.
6. Nguyên lý tính toán tổn thất thủy lực qua cửa lấy nước.

Chương II: BỂ LẮNG CÁT CỦA CÔNG TRÌNH THỦY ĐIỆN

2.1. CÔNG DỤNG VÀ NGUYÊN LÝ LÀM VIỆC CỦA BỂ LẮNG CÁT

2.1.1. Công dụng và điều kiện xây dựng bể lắng cát

Trong mùa lũ dòng chảy trong các sông suối miền núi có chứa một lượng bùn cát rất lớn bao hàm cả dòng bùn cát đáy và bùn cát lơ lửng. Các hạt bùn cát đường kính lớn sẽ lắng đọng trong các công trình dẫn nước làm giảm tiết diện làm việc của chúng và do đó làm giảm lưu lượng thiết kế. Bùn cát lơ lửng trong dòng chảy có thể bào mòn đường ống dẫn nước turbine và các bộ phận qua nước của turbine. Turbine bị ăn mòn sẽ dẫn tới làm giảm hiệu suất và do đó giảm công suất cũng như điện lượng của TTD và đồng thời giảm tuổi thọ của các thiết bị.

Với mục đích giảm các tổn thất do hậu quả của dòng bùn cát, khi thiết kế công trình thủy điện cần phải đề cập tới các giải pháp bảo vệ các công trình khỏi sự tác động xấu của các hạt bùn cát nguy hiểm.

Đối với các công trình thủy điện trong sơ đồ khai thác kiểu đập có hồ chứa lớn nên các hạt bùn cát nguy hiểm đã được lắng đọng trong hồ và do đó không cần phải có các giải pháp chống tác động của bùn cát cho các công trình dẫn nước. ở các trạm thủy điện kiểu đường dẫn với công trình đầu mối cột nước thấp trong cửa lấy nước thường bố trí các bộ phận để ngăn cản dòng bùn cát đáy xâm nhập vào công trình đường dẫn còn các hạt bùn cát lơ lửng nguy hiểm được xử lý trong bể lắng cát. Thông thường bể lắng cát được bố trí đầu đường dẫn ngay sau cửa lấy nước.

Bể lắng cát là công trình dẫn nước không áp có diện tích mặt cắt ướt lớn hơn nhiều so với đường dẫn nước của TTD, vận tốc dòng chảy trong nó giảm nhỏ và do đó các hạt bùn cát nguy hiểm được lắng đọng ở đây và tháo xả ra ngoài.

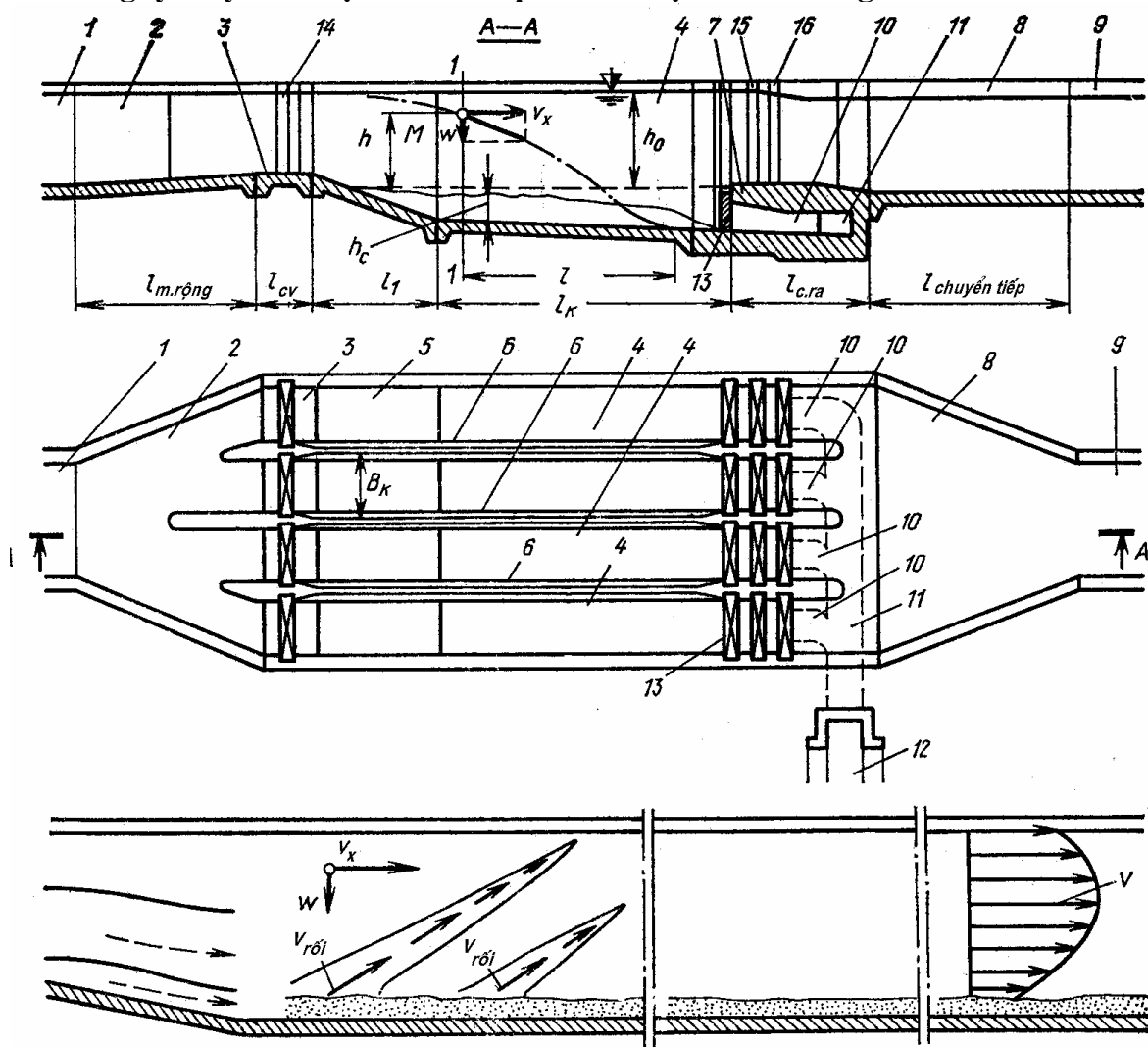
Do kinh phí xây dựng bể lắng cát rất lớn, nó có thể chiếm từ 20 ÷ 25% vốn đầu tư xây dựng công trình thủy điện nên việc xây dựng nó phải tiến hành trên cơ sở luận chứng kinh tế kỹ thuật các giải pháp công trình. Chi phí xây dựng bể lắng cát cần phải so sánh với chi phí nạo vét bùn cát lắng đọng trong các công trình và các chi phí sửa chữa thiết bị turbine trong trường hợp không xây dựng nó. Ngoài ra cần phải tính thêm chi phí gia công chế tạo các bộ phận turbine bằng các vật liệu có khả năng chống bào mòn cao cũng như chi phí bù đắp tổn thất công suất và điện lượng do giảm hiệu suất turbine. Đối với dòng chảy có chứa nhiều bùn cát lơ lửng với đường kính hạt bé thì ngay cả trong các trường hợp có xây bể lắng cát cũng cần phải gia công chế tạo các bộ phận turbine bằng các vật liệu có khả năng chống bào mòn cao.

Giải pháp xây dựng bể lắng cát được đề cập khi hàm lượng bùn cát trong dòng chảy lớn hơn $0,5 \text{ kg/m}^3$ hoặc hàm lượng hạt nguy hiểm lớn hơn $0,2 \text{ kg/m}^3$. Các hạt cứng (ví dụ: thạch anh...) có đường kính lớn hơn 0,25 mm hoặc các hạt mềm hơn có đường kính lớn hơn 0,4 mm được coi là các hạt nguy hiểm. Kinh nghiệm thực tế cho

thấy, nếu dòng chảy có hàm lượng bùn cát hạt nhỏ ($0,1 \div 0,25 \text{ mm}$) lớn thì hiện tượng turbin bị bào mòn vẫn có thể là đáng kể.

Vị trí của bể lắng cát về nguyên tắc cần được bố trí trong thành phần công trình đầu mối, ngưỡng vào của nó kết hợp với cửa lấy nước hoặc đặt trực tiếp ngay sau nó. Trong các trường hợp do điều kiện địa hình không cho phép bố trí trong thành phần đầu mối thì bể lắng cát có thể bố trí trên kênh dẫn cách đầu mối một đoạn. Rất ít khi bể lắng cát bố trí ở cuối kênh dẫn cùng với bể áp lực.

2.1.2. Nguyên lý làm việc và thành phần cấu tạo của bể lắng cát



Hình 2-1. Kết cấu cơ bản của bể lắng cát.

1-kênh dẫn nước TĐ hoặc kênh nối; 2- đoạn mở rộng cửa vào ; 3- ngưỡng vào; 4- bể chính ; 5- đoạn chuyển tiếp; 6- tường phân cách; 7- ngưỡng cửa ra; 8- đoạn co hẹp cửa ra ; 9- kênh dẫn nước TĐ; 10- hành lang xả cát; 11- hành lang chung; 12- kênh xả; 13- cửa van lỗ xả cát; 14, 15 - khe van cửa vào và cửa ra bể; 16- khe van sửa chữa.

Trên hình 2-1 thể hiện các thành phần cấu tạo cơ bản của bể lắng cát. Có thể chia các bộ phận của bể lắng cát thành ba phần:

a. Phần cửa vào bao gồm :

- Đoạn tiếp nối kênh dẫn và bể ở cửa vào (2) có tiết diện mở rộng dần theo mặt bằng từ tiết diện kênh dẫn đến tiết diện ngưỡng vào. Đoạn này làm nhiệm vụ phân phối dòng chảy vào bể lắng cát.

- Ngưỡng vào bể lắng cát (3) có tác dụng và cấu tạo tương tự cửa lấy nước không áp. ở đây bố trí các cửa van để đóng mở khi xói rửa bể hoặc sửa chữa.

b. Thân chính có thể có nhiều khoang theo chiều dài mỗi khoang chia ra làm hai đoạn :

- Đoạn chuyển tiếp (5) với chiều dài l_1 có chiều sâu tăng dần từ ngay sau ngưỡng vào đến phần khoang chính của bể.

- Đoạn công tác của thân bể (4) với chiều dài l_k có tác dụng lắng đọng các hạt bùn cát có thể gây nguy hại đối với công trình dẫn nước và turbin.

Nguyên lý làm việc của bể lắng cát có thể mô tả trên sơ đồ hình 2-1. Xét quỹ đạo chuyển động của một hạt bùn cát M trong dòng chảy ở thời điểm bất kỳ nào đó tại tiết diện 1-1. Hạt M tham gia đồng thời hai chuyển động :

* Chuyển động theo dòng chảy theo phương ngang với vận tốc trung bình :

$$V_x = \frac{Q}{cBh_0} \quad (2-1)$$

trong đó: c - số khoang công tác của bể lắng cát; B - chiều rộng công tác của mỗi khoang bể; h_0 - độ sâu công tác của bể tại tiết diện đang xét; Q - lưu lượng chảy qua bể lắng cát.

* Chuyển động tương đối theo phương thẳng đứng dưới tác động của trọng lực với vận tốc W bằng vận tốc lắng chìm của hạt trong nước đứng yên (W còn được gọi là độ thô thủy lực).

Tổng hợp hai chuyển động này sẽ được chuyển động tuyệt đối của hạt bùn cát. Như vậy, nếu xem vận tốc dòng chảy phân bố đều theo chiều sâu dòng chảy và không xét tới ảnh hưởng của dòng chảy rối thì quỹ đạo chuyển động của hạt bùn cát M sẽ là đường thẳng xiên góc với mặt phẳng ngang. Thực tế vận tốc dòng chảy phân bố không đều theo chiều sâu, vận tốc ở đáy và ở mặt nhỏ hơn ở vùng giữa theo chiều sâu, do đó quỹ đạo chuyển động của các hạt sẽ là đường cong và vận tốc dòng chảy V càng lớn thì đường cong này càng thoải, chiều dài l cần thiết để hạt lắng đọng trong bể càng lớn. Ngược lại, khi vận tốc dòng chảy trong bể là cố định thì hạt có kích thước lớn (W lớn) sẽ có chiều dài lắng đọng l ngắn hơn khi chúng có cùng độ cao so với đáy bể.

Độ rối của dòng chảy trong bể lắng cát cũng có ảnh hưởng đến quá trình lắng đọng của các hạt bùn cát. Trong dòng chảy rối một bộ phận nhỏ của nước chuyển động theo các phương tự do gây nên mạch động lưu tốc theo các phương khác nhau làm biến đổi hướng cũng như độ lớn của vận tốc chuyển động của các hạt bùn cát so với trường hợp không chảy rối. Vì vậy mà quỹ đạo chuyển động của các hạt cũng thay đổi và chúng không còn là đường cong đều mà là những đường cong dích dắc. Đối với quá trình lắng đọng bùn cát trong bể thì mạch động lưu tốc theo phương thẳng đứng là bất

lợi nhất. Chúng làm giảm tốc độ lắng chìm của các hạt, tăng chiều dài lắng đọng l và do đó tăng chiều dài công tác lk của bể.

Độ rối của dòng chảy phụ thuộc nhiều yếu tố trong đó có sự phân bố lưu tốc không đều theo chiều ngang cũng như chiều sâu, vì vậy khi thiết kế bể lắng cát phải tránh khả năng xuất hiện dòng xoáy trong bể làm tăng mạch động lưu tốc. Để làm điều đó người ta thường dùng các tường hướng dòng.

Sự phân bố bùn cát trong bể lắng cát. Theo chiều sâu của dòng chảy hàm lượng bùn cát phân bố không như nhau, phần lớn chúng nằm ở các lớp sát đáy, thành phần hạt cũng thay đổi theo chiều sâu, độ lớn của hạt (W) tăng dần từ mặt nước tới đáy. Do đó phần lớn bùn cát trong đó có các thành phần hạt nguy hiểm đều nằm ở các lớp đáy và lớp giữa theo chiều sâu dòng chảy nên chiều dài lắng chìm của đại bộ phận các hạt có kích thước lớn sẽ ngắn hơn. Dọc theo dòng chảy trong bể hàm lượng bùn cát lơ lửng giảm dần và do đó độ đục của dòng chảy cũng giảm. Phần bùn cát không kịp lắng đọng trong bể ở trạng thái lơ lửng sẽ chảy qua bể lắng cát vào các bộ phận công trình dẫn nước sau nó và vào turbin. Lượng bùn cát không lắng đọng này, trong đó có cả các thành phần hạt nguy hiểm đối với turbin cần phải tính toán khi thiết kế bể lắng cát.

c. Cửa ra của bể lắng cát bao gồm:

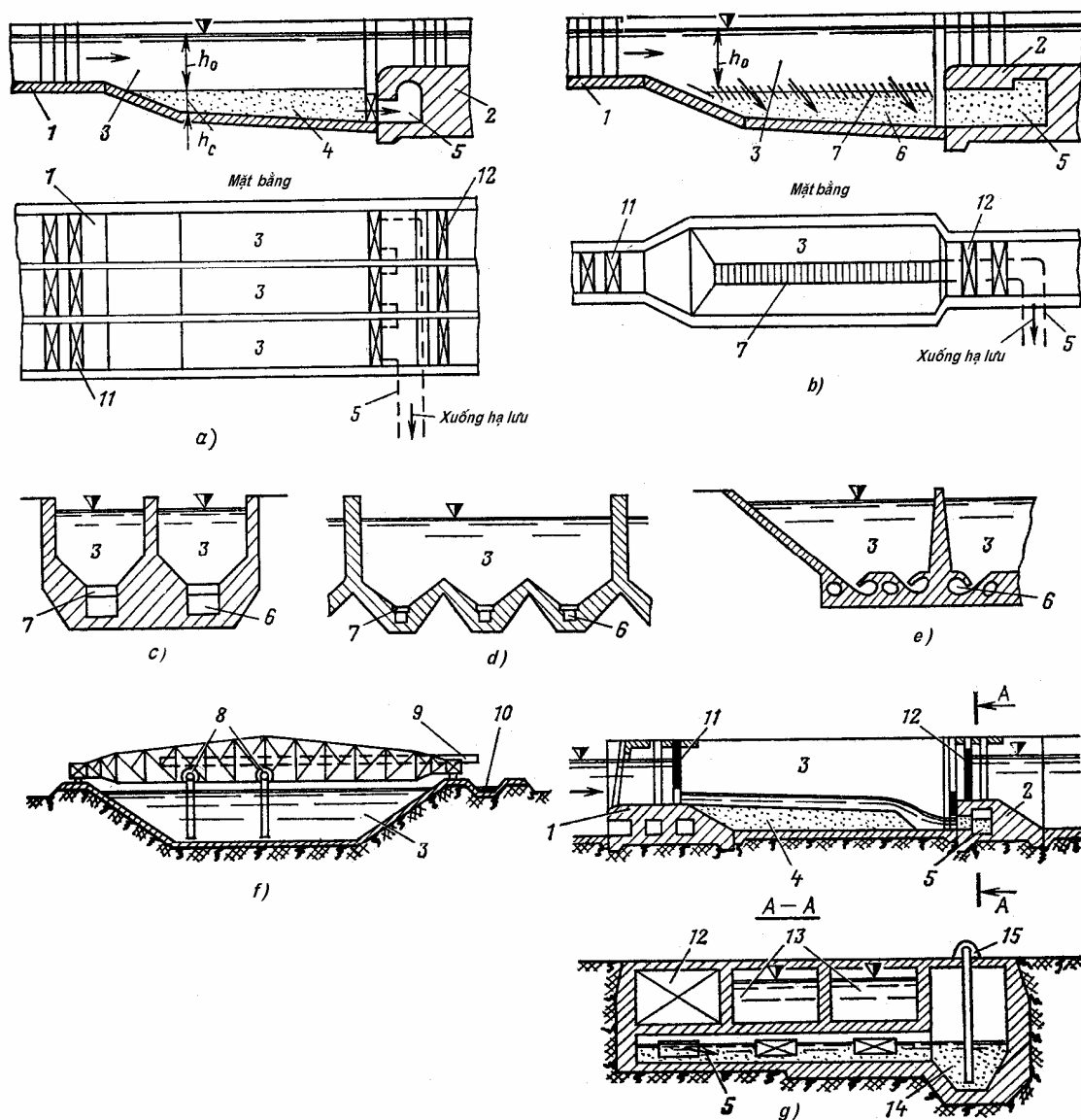
- Ngưỡng cửa ra với các cửa van (13, 14, 15) và các lỗ tháo (10) và hành lang tháo cát (11, 12) đặt trong nó để đảm bảo cho hoạt động bình thường của công trình.
- Đoạn nối tiếp sau bể lắng cát và kênh dẫn

2.2. CÁC LOẠI BỂ LẮNG CÁT

Bể lắng cát thường được phân loại theo đặc tính làm việc (Định kỳ hoặc liên tục), biện pháp tháo rửa bùn cát lắng đọng trong chúng (thủy lực, cơ giới hoặc hỗn hợp) và theo số khoang của bể (một khoang và nhiều khoang).

2.2.1. Bể lắng cát với các khoang xói rửa định kỳ (hình 2-2a).

Với bể lắng cát loại này, khi thể tích chết với độ sâu h_c của bể bị bùn cát từ từ lắng đầy đến một mức mà khi đó vận tốc dòng chảy vượt quá trị số có thể mang các hạt nguy hiểm vào công trình dẫn nước thì chúng sẽ được tháo ra khỏi bể bằng các biện pháp thủy lực, cơ khí hoặc kết hợp cơ khí và thủy lực. Trong quá trình tháo rửa bùn cát lắng đọng, khoang bể được đóng lại không cho nước chảy qua. Việc tháo rửa các khoang tuần tự theo mức độ lắng đọng của bùn cát, vì vậy bể loại này cần phải có nhiều khoang, thông thường từ $2 \div 6$ khoang.



Hình 2-2. Sơ đồ bể lắng cát TTĐ

a- bể lắng cát nhiều khoang, tháo rửa định kỳ; b- bể lắng cát một khoang tháo rửa liên tục bằng thủy lực; c- cắt ngang bể lắng cát hai khoang tháo rửa liên tục; d- cắt ngang bể lắng cát với các khoang tháo mở rộng; e- cắt ngang bể lắng cát tháo rửa liên tục qua các hành lang dọc có lỗ xả ở đáy; f- cắt ngang bể lắng cát một khoang tháo rửa liên tục bằng máy hút bùn; g- bể lắng cát tháo định kỳ bằng phương pháp kết hợp; 1- ngưỡng vào; 2- ngưỡng ra; 3- thân bể; 4- dung tích chết; 5- hành lang tháo cát; 6- hành lang tháo cát tập trung; 7- lưới chắn rác; 8- máy hút bùn; 9,10- máng tháo cát; 11,12 cửa van; 13- khoang công tác; 14 - giếng tập trung; 15- máy bơm.

Phương pháp tháo cát khỏi bể lắng cát với các khoang tháo rửa định kỳ bằng thủy lực được tiến hành theo các bước sau (hình 2-1): Đầu tiên đóng các cửa van 14,15; tiếp theo mở cửa van lỗ xả 13 để tháo cạn nước trong bể; sau đó nâng cửa van ngưỡng vào 14 lên một ít cho nước chảy dưới đáy tạo nên dòng chảy xiết để cuốn bùn cát vào các hành lang 10,11 và kênh tháo xuống hạ lưu 12.

Để tăng hiệu quả xói rửa người ta làm đáy bể hơi dốc về phía lỗ xả cát ($i = 0,01 \div 0,05$) hoặc trong bể có chiều rộng lớn người ta làm các tường gân dọc với đỉnh cao hơn mức cao nhất của bùn cát một ít để khi tháo tạo nên vận tốc lớn.

Thông thường các hành lang xả cát được bố trí trong ngưỡng cửa ra của bể lắng cát, nhưng trong một số trường hợp vẫn có thể bố trí chúng ở trong ngưỡng cửa vào.

2.2.2. Bể lắng cát với các khoang xói rửa liên tục (hình 2-2b ÷ e).

Trong bể lắng cát loại này bùn cát lắng đọng được xả ra khỏi bể không cần phải tách khoang bể khỏi quá trình làm việc của hệ thống, do đó nó có thể có cấu tạo với một khoang hoặc nhiều khoang.

Bể lắng cát với các khoang tháo rửa liên tục bằng thủy lực được ứng dụng rộng rãi ở các TTĐ. Trên các hình 2-2 b,c thể hiện các bể lắng cát loại này. Dọc theo đáy bể giữa mỗi khoang người ta bố trí một hành lang tập trung cát tiết diện nhỏ, phía trên có lưới chắn với các thanh đặt theo phương ngang. Cát lắng đọng sẽ qua lưới chắn vào hành lang tập trung chảy có áp với lưu lượng tăng dần và qua hành lang xả nằm trong ngưỡng cửa ra chảy trở lại sông.

Việc tăng chiều rộng các khoang sẽ có lợi về mặt kinh tế do giảm được số lượng tường ngăn nhưng sẽ làm cho lưu tốc dòng chảy phân bố không đều, có thể tạo nên dòng chảy xoáy làm tăng mạch động lưu tốc.

Đôi khi ở đáy bể người ta bố trí các lườn dọc phía dưới là hành lang tập trung cát (hình 2-2e). Bùn cát sẽ theo các khe hở dọc theo lườn chảy vào hành lang tập trung và chảy ra ngoài. Nhược điểm của loại này là hành lang xả cát dễ bị tắc khi trong mùa kiệt nó thường vận hành theo nguyên tắc tháo rửa định kỳ để tiết kiệm nước.

Sử dụng phương pháp cơ giới với máy hút bùn để tháo rửa liên tục bể lắng cát được thể hiện trên hình 2-2f với máy bơm di động đặt trên hệ thống khung hoặc trên phao có ưu điểm là không cần có hành lang xả cát và cửa van, đồng thời cấu tạo bể đơn giản với đáy và thành có thể mỏng và dưới dạng đoạn kênh mở rộng.

Phương pháp tháo rửa kết hợp cơ khí và thủy lực được thể hiện trên hình 2-2i. Với phương pháp này bùn cát tập trung vào giếng rồi dùng máy bơm bơm xuống hạ lưu sông.

2.3. XÁC ĐỊNH CÁC KÍCH THƯỚC CƠ BẢN CỦA BỂ LẮNG CÁT

Các kích thước cơ bản của bể lắng cát là chiều rộng, chiều sâu và chiều dài phần công tác của nó, tức là phần lắng của bể. Các bộ phận khác được xác định trên cơ sở các kích thước cơ bản này.

2.3.1. Chiều rộng và chiều sâu của bể lắng cát

Chiều rộng và chiều sâu của bể lắng cát được xác định từ công thức (2-1) với mặt cắt ướt tính toán:

$$c_k B h_o = \frac{Q}{V} \quad (2-1^*)$$

ở đây: c_k - số khoang công tác của bể lắng cát; B - chiều rộng công tác của mỗi khoang bể; h_o - độ sâu tính toán của bể tại tiết diện đang xét; Q - lưu lượng của TTĐ; V - vận tốc trung bình trong bể theo phương ngang, thông thường lấy trong khoảng $0,2 \div 0,5$ m/s.

Độ sâu tính toán h_o có lợi nhất phải trên cơ sở tính toán so sánh kinh tế - kỹ thuật các phương án vì nó phụ thuộc vào chiều rộng B , số khoang công tác c và chiều dài công tác l_k của bể. Khi giảm độ sâu h_o chiều dài công tác của bể sẽ ngắn lại và số khoang có thể tăng lên hoặc chiều rộng mỗi khoang tăng lên. Vì vậy phương án tối ưu được chọn là phương án tối ưu cho toàn bộ các kích thước tính toán của bể. Để làm điều đó giả thiết một số phương án độ sâu công tác h_o , tính toán xác định chiều rộng, chiều dài và số khoang của bể sau đó tính toán khối lượng công trình và so sánh chọn phương án lợi nhất. Độ sâu công tác lợi nhất thông thường vào khoảng $3 \div 3,5$ m và trong trường hợp lưu lượng lớn có thể lấy đến $6 \div 8$ m.

Với bể lắng cát tháo rửa định kỳ cần phải có dung tích chết với độ sâu h_c để chứa đựng bùn cát lắng đọng. Dung tích này phải đủ để chứa bùn cát lắng đọng trong thời gian cho phép xét theo điều kiện vận hành có lợi. Khi thiết kế sơ bộ người ta lấy h_c vào khoảng $20 \div 25\%$ chiều sâu toàn bộ của nước trong bể sau đó tính toán hiệu chỉnh lại theo thời gian lắng đầy dung tích chết của bể.

Đối với bể lắng cát tháo rửa liên tục không có dung tích chết, chính vì vậy độ sâu công tác h_o cũng là độ sâu toàn bộ của bể.

2.3.2. Xác định chiều dài phần công tác l_k của bể lắng cát tháo rửa định kỳ

a) Theo trị số trung bình của lưu tốc và mạch động.

Chiều dài công tác của bể lắng cát được xác định sao cho các hạt cát nhỏ nhất nhưng vẫn còn nguy hiểm đối với turbine được lắng đọng hết trong bể. Với điều kiện đó thì chiều dài bể phải đủ để cho các hạt này nằm sát mặt nước tại tiết diện đầu phần công tác của bể kịp lắng trong phạm vi chiều dài công tác l_k . Đối với bể lắng cát tháo rửa định kỳ để tính toán người ta xem như phần dung tích chết đã được bùn cát lấp đầy. Với giả thiết như vậy thì thời gian lắng chìm từ mặt nước xuống đáy bể của hạt bùn cát với độ thô thủy lực W nếu không xét đến độ rối của dòng chảy sẽ bằng thời gian lắng chìm của chúng trong nước đứng yên với độ sâu h_o : $T_o = \frac{h_o}{W}$. Khi đó chiều dài tính toán của bể sẽ là:

$$l = T_o V = \frac{V \cdot h_o}{W} \quad (2-2)$$

Nhưng thực tế dòng chảy trong bể lắng cát là dòng rối làm chậm quá trình lắng chìm của bùn cát và do đó làm tăng chiều dài lắng chìm trong bể. Vì vậy để tính đến ảnh hưởng của độ rối dòng chảy do mạch động lưu tốc người ta đưa thêm vào công thức (2-2) một hệ số hiệu chỉnh $k > 1$, khi đó :

$$l_k = k T_o V = k \frac{V \cdot h_o}{W} \quad (2-3)$$

theo kinh nghiệm $k = 1,3 \div 2,0$.

Theo đề nghị của I.B. Egiazarov thì mạch động lưu tốc của dòng rối theo phương thẳng đứng $V_r = V/n$ (n phụ thuộc vào độ sâu công tác của bể : $n=5$ khi $h_o = 1$ m; $n = 28$ khi $h_o = 10$ m.). Như vậy tốc độ lắng chìm của hạt cát có độ thô thủy lực W sẽ là $W' = W - V/n$, khi đó thời gian lắng chìm của nó $T_o = h_o/W'$ và chiều dài công tác tối thiểu của bể sẽ là:

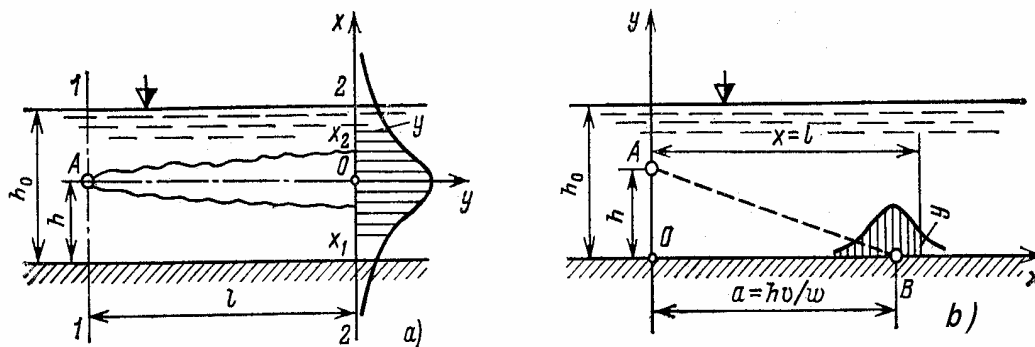
$$l_k = T_o V = \frac{V \cdot h_o}{W - V/n} \quad (2-4)$$

Công thức (2-4) sử dụng các trị số trung bình của lưu tốc và mạch động cho toàn bộ dòng chảy, chưa xét tới sự phân bố không đều của lưu tốc dòng chảy và mạch động của nó theo chiều sâu. Để khắc phục tồn tại này F.F. Gubin đề nghị chia dòng chảy trong bể thành nhiều lớp theo chiều sâu, mỗi lớp 1.0 m và với V, n tương ứng cho từng lớp theo (2-4) tính Δl_k rồi cộng lại.

Tồn tại chung của phương pháp I.B. Egiazarov là khi $V/n \approx W$ thì $l_k \rightarrow \infty$, để tránh điều này vận tốc V trong bể phải chọn rất nhỏ.

b. Theo lý thuyết xác suất.

Quá trình lắng đọng của các hạt bùn cát chịu tác động của mạch động lưu tốc, mà mạch động lưu tốc như chúng ta đã biết mang tính chất ngẫu nhiên. Các hạt bùn cát có cùng độ thô thủy lực W cùng nằm ở độ sâu như nhau trong tiết diện đầu của bể lắng cát dưới tác động của mạch động lưu tốc sẽ có chiều dài lắng đọng khác nhau và sự phân bố của chúng trong đáy bể là ngẫu nhiên. Chính vì vậy khi xác định chiều dài công tác của bể lắng cát có thể sử dụng các phương pháp trên cơ sở của lý thuyết xác suất.



Hình 2-3. Sơ đồ xác định chiều dài bể lắng cát theo phương pháp lý thuyết xác suất.

Người đầu tiên đưa ra phương pháp tính toán bể lắng cát trên nguyên lý này là M.A. Velikanov (1936). Nghiên cứu chuyển động của các hạt bùn cát có khối lượng riêng $\rho = 1$, tức là bằng khối lượng riêng của nước, cho thấy rằng các hạt bùn cát có cùng độ sâu h như nhau ở tiết diện đầu 1-1 của dòng chảy tại điểm A (hình 2-3a), khi di chuyển đến tiết diện 2-2 dưới tác động của mạch động lưu tốc quỹ đạo của chúng lệch với đường nằm ngang một khoảng cách x khác nhau và độ lệch này tuân theo qui luật phân bố xác suất Gauss. Trên cơ sở đó và để đơn giản tính toán M.A. Velikanov và A.P. Nergda đưa ra phương pháp tính toán bể lắng cát với giả thiết các hạt bùn cát ở tiết diện đầu của bể phân bố đều theo chiều sâu. Từ kết quả tính toán đưa ra kết luận: chiều dài bể lắng cát tăng rất nhanh khi mức bảo đảm lắng đọng của bùn cát lớn hơn $85 \div 90\%$ và kiến nghị bể lắng cát nên thiết kế với mức bảo đảm $75 \div 90\%$. Điều này không phù hợp vì trong nhiều trường hợp với mức đảm bảo lắng đọng này, số lượng hạt cát nguy hiểm vẫn có thể bào mòn turbin một cách đáng kể.

Khắc phục các tồn tại của phương pháp trên I.E. Mikhailov đã đề xuất phương pháp tính toán bể lắng cát dựa trên lý thuyết xác suất và bản chất thực tế của quá trình lắng đọng bùn cát. Với phương pháp này khi biết trước qui luật phân bố hạt bùn cát ở đáy bể lắng cát có thể xác định tương đối chính xác chiều dài công tác của bể với mức bảo đảm tính toán cho trước. Nội dung và cơ sở lý luận của phương pháp được trình bày sau đây.

Trong dòng chảy rối, các hạt đồng chất có cùng độ thô thủy lực W chảy qua tiết diện đầu của bể lắng cát với cùng độ sâu h , chúng sẽ lắng chìm xuống đáy bể không cùng một điểm mà sau các khoảng cách khác nhau. Giả thiết các hạt đồng chất đó chảy qua điểm A (hình 2-3b) của tiết diện đầu bể ở độ sâu h so với đáy, chúng sẽ lắng chìm xuống đáy xung quanh điểm B cách tiết diện đầu một khoảng $a = hV/W$, tức là bằng chiều dài lắng đọng của chúng trong dòng chảy tầng. Các thực nghiệm cho thấy, qui luật phân bố của chúng theo qui luật phân bố xác suất thông thường, và độ đậm đặc của chúng có thể biểu diễn bằng công thức:

$$y = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-a)^2}{2\sigma^2}} \quad (2-5)$$

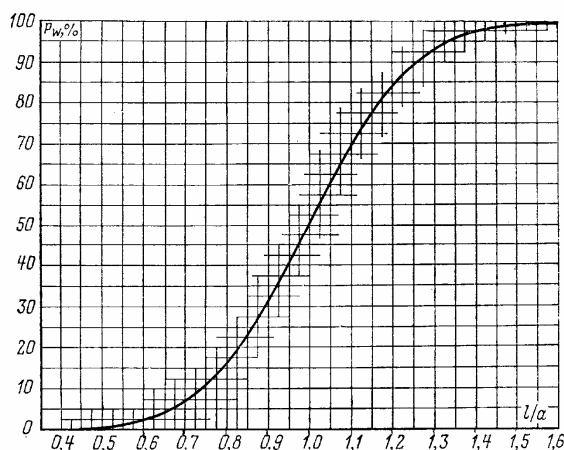
trong đó: $(x-a)$ và σ - tương ứng là độ lệch và độ lệch sai phương trung bình của các hạt cách điểm B.

Như vậy, mức bảo đảm lắng đọng P_w của các hạt bùn cát có độ thô thủy lực W trong khoảng chiều dài x sẽ là:

$$P_w = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(x-a)^2}{2\sigma^2}} dx \quad (2-6)$$

Và mức bảo đảm lắng đọng P_w của các hạt bùn cát có độ thô thủy lực W trong bể lắng cát với chiều dài l sẽ là:

$$P_w = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^l e^{-\frac{(x-a)^2}{2\sigma^2}} dx \quad (2-7)$$



Hình 2-4. Quan hệ giữa mức đảm bảo lắng đọng bùn cát với l/a

Độ lệch sai phương trung bình σ được xác định bằng thực nghiệm và có thể biểu diễn bằng công thức:

$$\sigma = m \frac{h V}{W} \quad (2-8)$$

Hệ số m phụ thuộc vào độ sâu h của hạt ở tiết diện đầu, độ dốc đáy bể (độ dốc mặt bùn cát lắng đọng trong bể), tỷ số W/V và nhiều yếu tố khác. Trong tính toán để cho tất cả các loại hạt và các độ sâu khác nhau có thể lấy trị số gần đúng $m = 0,15$.

Từ (2-7) và (2-8) có thể xây dựng đồ thị $P_w = f(l/a)$; $l/a = l.W/(h.V)$ để xác định mức đảm bảo lắng đọng cho

từng loại hạt trong bể lắng cát khi biết l, V, W, h . (hình 2-4).

Trình tự các bước tính toán theo phương pháp lý thuyết xác suất.

- Các số liệu cho trước: Lưu lượng của bể lắng cát Q ; độ sâu công tác của bể h_0 , độ đục ρ [kg/m^3] của dòng chảy, thành phần hạt bùn cát lơ lửng và phân bố chúng theo chiều sâu dòng chảy, kích thước nhỏ nhất của hạt nguy hiểm.

- Xác định độ thô thủy lực W_i của các loại hạt nguy hiểm theo đồ thị hình 2-5b hoặc theo các công thức kinh nghiệm trong các sổ tay thủy lực.

- Xác định mức đảm bảo thiết kế đối với bể lắng cát:

$$P_{TK} = \frac{\sum \rho_i - \rho_{TK}}{\sum \rho_i} \cdot 100$$

trong đó: $\sum \rho_i$ - độ đục tổng cộng của tất cả các thành phần hạt nguy hiểm; ρ_{TK} - độ đục cho phép của các thành phần hạt nguy hiểm đối với turbin.

- Chia độ sâu công tác h_0 của tiết diện đầu ra các lớp nước đều nhau với chiều sâu tính đến đáy (ví dụ: 10 lớp với $\Delta h = 0,1h_0$): $h_1 = h_0, h_2 = 0,9h_0, \dots, h_{10} = 0,1h_0$ và xác định lưu lượng G_{ij}^0 [kg/s] từng loại hạt nguy hiểm chảy qua trong từng lớp tương ứng với sự phân bố của chúng như ví dụ trên hình 2-6a. (Các chỉ số i - thứ tự loại hạt nguy hiểm theo kích thước, j - số thứ tự lớp nước tính toán).

- Giả thiết vận tốc dòng chảy trong bể V và chiều dài công tác l của bể với tỷ số $l/h_0 = 5 \div 20$.

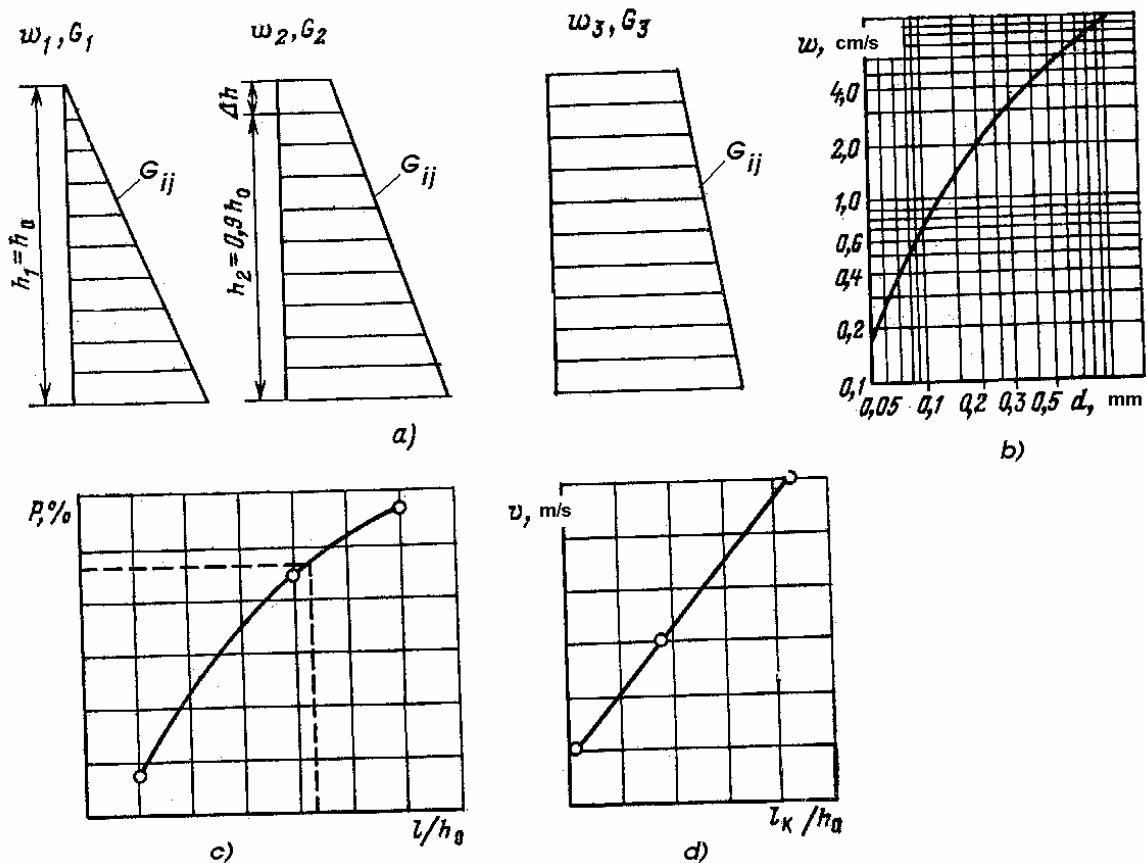
- Tính các giá trị $l/a_i = l.W_i/(h_j.V)$ cho từng loại hạt và từng lớp. Tương ứng với nó theo đồ thị hình 2-4 xác định mức bảo đảm lắng đọng P_{ij} và lưu lượng bùn cát lắng đọng tương ứng G_{ij}^L .

- Tính mức đảm bảo lắng đọng tổng cộng của bể lắng cát tương ứng với V và l giả thiết :

$$P_1 = \frac{\sum G_{ij}^L}{\sum G_{ij}^o} 100$$

trong đó: $\sum G_{ij}^L$ - tổng lượng bùn cát nguy hiểm lắng đọng trong bể trong một giây;

$\sum G_{ij}^o$ - tổng lượng bùn cát nguy hiểm chảy vào bể trong một giây.



Hình 2-5. Đồ thị để tính kích thước bể lắng cát.

a- Quy luật phân bố hàm lượng bùn cát nguy hiểm; b- quan hệ độ thô thủy lực và đường kính hạt bùn cát ; c- quan hệ giữa mức bảo đảm lắng đọng bùn cát trong bể và chiều dài tương đối l/h_0 ; d- quan hệ giữa chiều dài tương đối và vận tốc dòng chảy trong bể.

Kết quả tính toán được tập hợp dưới dạng bảng 2-1.

Tương tự như vậy với giả thiết chiều dài bể l/h_0 thay đổi ta có thể xây dựng đường quan hệ $P_1 = f(l/h_0)$ hình 2-5c và với PTK xác định được tỷ số l_k/h_0 và do đó xác định được chiều dài bể lắng cát với V giả thiết.

Chiều dài tính toán của bể lắng cát phụ thuộc vào vận tốc dòng chảy trong bể, vì vậy để làm cơ sở xác định l_k tối ưu cần tính toán với nhiều giá trị vận tốc V và lập quan hệ $l_k/h_0 = f(V)$ hình 2-5d.

Bảng 2-1. Tính toán lượng bùn cát nguy hiểm lắng đọng trong BLC

$l/h_0 = \dots, V = \dots \text{m/s}$

Lớp	h	Loại hạt 1: $W_1 = \dots \text{m/s}$				Loại hạt 2: $W_2 = \dots \text{m/s}$				Loại hạt 3: $W_3 = \dots \text{m/s}$			
		G_{ij}^0 m^3/s	l/a_j	P_{ij} %	G_{ij}^L m^3/s	G_{ij}^0 m^3/s	l/a_j	P_{ij} %	G_{ij}^L m^3/s	G_{ij}^0 m^3/s	l/a_j	P_{ij} %	G_{ij}^L m^3/s
1	h_0												
2	$0,9h_0$												
3	$0,8h_0$												
4	$0,7h_0$												
5	$0,6h_0$												
6	$0,5h_0$												
7	$0,4h_0$												
8	$0,3h_0$												
9	$0,2h_0$												
10	$0,1h_0$												
		Σ_0			Σ_L	Σ_0			Σ_0	Σ_L			Σ_L

$P_1 =$

2.3.3. Xác định chiều dài phần công tác l_k của bể lắng cát tháo rửa liên tục

Khác với bể lắng cát tháo rửa định kỳ, lưu lượng dòng chảy qua tiết diện đầu của phần công tác của bể lắng cát tháo rửa liên tục bao gồm lưu lượng qua turbine Q và lưu lượng tháo rửa Q_R . Phần lưu lượng Q_R này phân bố đều dọc theo đường hầm tháo rửa nằm dưới đáy bể do đó vận tốc theo phương ngang trong bể lắng cát giảm dần, mặt khác lưu lượng tháo rửa này làm tăng thêm thành phần vận tốc theo phương đứng. Thành phần vận tốc theo phương đứng tăng dần từ mặt nước đến đáy bể.

Phương pháp tính toán chiều dài bể loại này không có gì khác với các phương pháp đã trình bày trên cho bể tháo rửa định kỳ. Để tính tới sự ảnh hưởng của các yếu tố kể trên, thực tế cho thấy kết quả tương đối chính xác nếu thay vận tốc theo phương ngang bằng vận tốc trung bình:

$$V = \frac{V_o + V_c}{2}$$

trong đó: V_o - vận tốc trung bình theo phương ngang tại tiết diện đầu; V_c - vận tốc trung bình theo phương ngang tại tiết diện cuối phần công tác của bể.

Thành phần vận tốc theo phương đứng do lưu lượng chảy vào hành lang tháo rửa dưới đáy bể làm tăng tốc độ lắng chìm của các hạt bùn cát. Vì vậy khi tính toán thay độ thô thủy lực W trong các biểu thức trên bằng $W' = W + V_{R.tb}$ ($V_{R.tb}$ - thành phần vận tốc trung bình theo phương thẳng đứng).

$$V_{R.tb} = \frac{kQ_R}{h_o(V_o / W_{min})B_{tb}}$$

trong đó : hệ số $k = 0,8 \div 0,9$ tính đến một phần lưu lượng Q_R chảy vào hàm tháo phía trước mặt cắt đầu phần tính toán trong phạm vi đoạn chuyển tiếp (hình 2-2b); W_{min} - độ thô thủy lực của hạt nguy hiểm nhỏ nhất; $B_{tb} = F/h_o$ - chiều rộng trung bình của mặt cắt ướt của bể.

2.3.4. Lựa chọn số khoang của bể lắng cát

Để thoả mãn điều kiện vận tốc dòng chảy phân bố đều theo chiều rộng của bể lắng cát thì chiều rộng mỗi khoang công tác phải bảo đảm:

$$B = \frac{Q}{c_k h_o V} \leq \frac{l_k}{3} \quad (2-9)$$

Do đó số khoang công tác phải thoả mãn:

$$c_k \geq \frac{3Q}{l_k h_o V} \quad (2-10)$$

Trong đó : Q - lưu lượng chung của bể lắng cát.

Đối với bể lắng cát tháo rửa định kỳ, người ta thường làm thêm một khoang phụ để khi tháo rửa không ảnh hưởng đến điều kiện vận hành của TTD và quá trình lắng đọng bùn cát trong thời gian này. Khi tiến hành tháo rửa, khoang được tháo rửa tạm thời dừng làm việc. Vì vậy tổng số khoang của bể lắng cát sẽ là : $c = c_k + 1$. Nếu lấy số khoang bằng số khoang công tác, khi tháo rửa các khoang khác phải làm việc với lưu tốc lớn hơn và do đó không đảm bảo điều kiện lắng đọng bùn cát trong thời gian này.

Đối với bể lắng cát tháo rửa liên tục số khoang của bể lấy đúng bằng số khoang công tác.

Với kích thước công tác chung của bể cho trước ($h_o, \Sigma B, l_k$), nếu tăng số khoang bể khối lượng công trình sẽ tăng và do đó tăng giá thành xây dựng. Số khoang của bể lắng cát liên quan đến vận tốc dòng chảy trong nó. Thực tế tính toán cho thấy, với bể lắng cát tháo rửa liên tục khi cho trước khối lượng công trình sẽ nhỏ khi vận tốc trong nó và chiều dài bể lớn và thường chọn $c = 1 \div 3$. Còn đối với bể lắng cát tháo rửa định kỳ, kích thước tối ưu tương ứng với vận tốc dòng chảy trong nó nhỏ và số khoang thường chọn lớn hơn ($c = 3 \div 4$ hoặc lớn hơn).

2.4. XÁC ĐỊNH THỜI GIAN LẮNG ĐẦY DUNG TÍCH CHẾT VÀ THÁO RỬA BỂ LẮNG CÁT

2.4.1. Thời gian lắng đầy dung tích chết

Đối với bể lắng cát tháo rửa định kỳ thì việc xác định thời gian lắng đầy dung tích chết và thời gian tháo rửa nó rất quan trọng vì nó xác định chu kỳ tháo rửa, chính xác hoá dung tích chết và việc lựa chọn số khoang công tác của bể. Khi tính toán thời gian lắng đầy dung tích chết cần phải tính không chỉ lượng bùn cát có kích thước nguy hiểm mà toàn bộ lượng bùn cát có thể lắng đọng trong nó. Thực tế cho thấy cần phải tính toán với các loại hạt có đường kính $d \geq 0,05 \text{ mm}$.

Thời gian lấp đầy toàn bộ các khoang công tác của bể tính theo công thức:

$$T_L = \frac{W_c \rho_c}{G_L} 1000 \text{ , [s]} \quad (2-11)$$

trong đó: W_c - tổng dung tích chết của các khoang công tác (m^3); G_L - tổng lượng bùn cát lắng đọng trong bể trong thời gian 1 giây bao gồm các hạt nguy hiểm và các hạt nhỏ có đường kính $d > 0,05 \text{ mm}$ (kg/s); ρ_c - khối lượng riêng của bùn cát lắng đọng trong bể, $\rho_c = 1,6 \text{ T/m}^3$.

Thời gian lắng đầy bể lắng cát phải thoả mãn điều kiện tháo rửa nó:

$$T_L > c_k T_{th} \quad (2-12)$$

trong đó: T_{th} - thời gian thực hiện tháo rửa mỗi khoang bể.

Lượng các hạt bùn cát nguy hiểm lắng đọng trong bể được xác định tương ứng với mức bảo đảm thiết kế:

$$G_{L.ng} = P_{TK} G_{o.ng}$$

trong đó: $G_{o.ng}$ - tổng lượng các hạt nguy hiểm chảy vào bể lắng cát trong 1 giây (kg/s).

Lượng bùn cát hạt nhỏ, không nguy hiểm với $d_{ng} > d > 0,05 \text{ mm}$ (d_{ng} - đường kính hạt

nguy hiểm nhỏ nhất) lắng đọng trong bể lắng cát được tính tương tự như khi tính toán xác định chiều dài công tác của bể (xem bảng 2-1) nhưng ở đây độ thô thuỷ lực W của các loại hạt không tính cho hạt bé nhất của nhóm hạt mà tính với giá trị trung bình, còn sự phân bố của chúng theo chiều sâu được xem là đều nhau. Còn vận tốc V trong bể tương ứng với kích thước bể (l_k/h_o) đã được chọn.

2.4.2. Thời gian tháo rửa bể lắng cát

Thời gian tháo rửa mỗi khoang của bể lắng cát tháo rửa định kỳ T_{th} là tổng thời gian của tất cả các thao tác kể từ lúc bắt đầu đưa bể vào chế độ tháo rửa cho đến khi đưa nó trở lại hoạt động bình thường bao gồm: tháo bùn cát lắng đọng T_{tc} , thời gian thao tác đóng mở các cửa van, thời gian tháo cạn nước khỏi bể, thời gian cho nước trở lại bể và thời gian đưa bể trở lại hoạt động. Thời gian tháo bùn cát T_{tc} được xác định bằng tính toán sẽ trình bày sau đây, còn tổng thời gian thực hiện tháo rửa mỗi khoang thông thường có thể lấy bằng:

$$T_{th} = (1,5 \div 2,0) T_{tc} \quad (2-13)$$

và phải thoả mãn điều kiện (2-12)

Với kích thước và dung tích chết W_c khoang bể đã biết, giả thiết lưu lượng tính toán dùng cho việc tháo rửa Q_{th} (thường nên lấy không quá 30 ÷ 40% lưu lượng toàn bộ bể lắng cát và không quá lưu lượng công tác của một khoang) tiến hành tính toán xác định T_{tc} theo tuần tự sau:

- Lưu lượng tháo đơn vị:

$$q_{th} = \frac{Q_{th}}{B_{th}} \quad (2-14)$$

trong đó: B_{th} - chiều rộng phần tháo cát của khoang bể.

- Chiều sâu dòng tháo cát:

$$h_{th} = \left(\frac{q_{th} n}{\sqrt{i_o}} \right)^{3/5} \quad (2-15)$$

trong đó : $n = 0,0275$ - độ nhám đáy bể lớp lớp bọc bùn cát; i_o - độ dốc đáy bể.

- Vận tốc dòng tháo bùn cát :

$$V_{th} = \frac{q_{th}}{h_{th}} \quad (2-16)$$

- Hàm lượng bùn cát trong dòng tháo (%):

$$P_{th} = \left(\frac{V_{th}}{W_{75\%}} \right)^4 \left(\frac{d_{75\%}}{h_{th}} \right)^2 \quad (2-17)$$

trong đó: $d_{75\%}$, $W_{75\%}$ - tương ứng là đường kính và độ thô thủy lực của hạt bùn cát lắng đọng có 75% số hạt có kích thước nhỏ hơn nó.

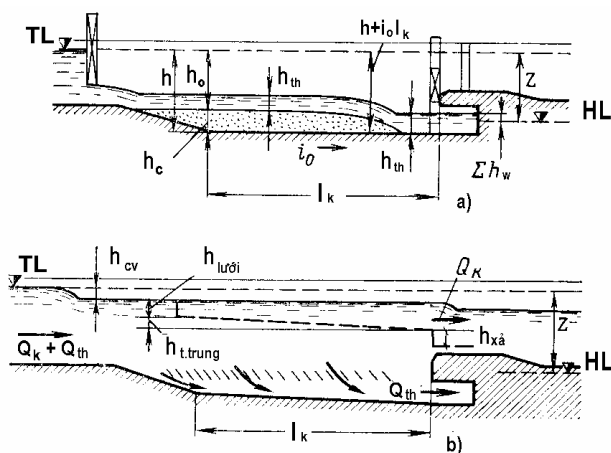
- Thời gian tháo cát lắng đọng,

(s) :

$$T_{tc} = 1,2 \frac{W_c \rho_c}{P_{th} Q_{th}} 100 \quad (2-18)$$

trong đó: hệ số 1,2 - là hệ số an toàn, các ký hiệu khác xem công thức trên.

Nếu T_{th} tính theo (2-13) không thoả mãn điều kiện (2-12) thì có thể tăng độ dốc đáy bể i_o hoặc tăng Q_{th} (nếu có thể được) và tiến hành tính toán lại.



Hình 2-6. Sơ đồ tháo rửa bể lắng cát.
a- tháo rửa định kỳ, b- tháo rửa liên tục.

2.4.3. Kiểm tra điều kiện tháo rửa

a- Bể lắng cát tháo rửa định kỳ:

Các bộ phận tháo rửa bùn cát của bể lắng cát tháo rửa định kỳ thường làm việc ở chế độ không áp. Vì vậy mực nước ở tiết diện cuối của bộ phận tháo rửa cuối cùng không được thấp hơn mực nước sông khi xả với lưu lượng lũ thiết kế. Để thoả mãn yêu cầu đó độ chênh mực nước thượng và hạ lưu của bể lắng cát $Z = \nabla_{TL} - \nabla_{HL}$ (hình 2-6a) phải thoả mãn điều kiện:

$$h_o + h_c + i_o l_k \leq Z + h_{th} - \Sigma h_w \quad (2-19)$$

trong đó: Σh_w - tổng tổn thất trong các bộ phận tháo rửa.

b- Bể lắng cát tháo rửa liên tục . (hình 2-6b) phải thoả mãn điều kiện chênh lệch mực nước trước và sau bể lắng cát phía lớn hơn tổng tổn thất thủy lực qua các bộ phận tháo rửa kể cả tổn thất cửa vào:

$$Z \geq h_{c.vào} + h_{lưới} + h_{t.trung} + h_{xả} \quad (2-20)$$

trong đó: $h_{c.vào} + h_{lưới} + h_{t.trung} + h_{xả}$ - tương ứng là các tổn thất của vào, trên lưới chắn rác, trong hành lang tập trung cát và trong hành lang xả cát.

So sánh (2-19) và (2-20) ta thấy rằng bể lắng cát tháo rửa định kỳ đòi hỏi có độ chênh mực nước trước và sau bể lớn hơn bể tháo rửa liên tục.

Câu hỏi chương 2.

1. Điều kiện áp dụng bể lắng cát của công trình thủy điện.
2. Công dụng, đặc điểm cấu tạo các bộ phận chính của bể lắng cát.
3. Đặc điểm cấu tạo và điều kiện ứng dụng các loại bể lắng cát thường dùng.
4. Nguyên lý chung tính toán thiết kế bể lắng cát.

Chương III: CÔNG TRÌNH DẪN NƯỚC CỦA TRẠM THỦY ĐIỆN

3.1. KHÁI NIỆM, PHÂN LOẠI

Các công trình trên tuyến dẫn nước của trạm thủy điện làm nhiệm vụ dẫn nước vào nhà máy của trạm thủy điện và ra khỏi nó với yêu cầu đảm bảo về khối lượng và chất lượng nước cho trạm thủy điện làm việc bình thường. Mỗi hạng mục công trình trên tuyến đường dẫn đảm nhận các chức năng khác nhau, chúng được bố trí ở các vị trí tương ứng trên tuyến năng lượng. Các hạng mục công trình chỉ làm nhiệm vụ dẫn nước được gọi chung là công trình dẫn nước. Căn cứ vào chức năng dẫn nước chúng được chia ra làm hai loại: công trình dẫn nước vào nhà máy thủy điện và công trình tháo nước khỏi nhà máy thủy điện. Trong chương này chủ yếu trình bày về các công trình dẫn nước vào nhà máy.

Công trình dẫn nước của trạm thủy điện có thể là công trình không áp (kênh dẫn, đường hầm không áp) hoặc loại có áp (đường hầm có áp, đường ống áp lực). Các công trình dẫn nước không áp được bố trí ở các cao trình gần với mực nước thượng lưu khi mực nước này ít thay đổi. Các công trình dẫn nước có áp được bố trí ở các cao trình sâu hơn khi mực nước thượng lưu thay đổi nhiều. Sử dụng các công trình này cho phép tăng độ sâu công tác của hồ chứa và do đó tăng được dung tích hiệu dụng của hồ.

Khi địa hình tương đối bằng phẳng, tuyến đường dẫn ít chia cắt, địa chất ổn định, về mặt kinh tế nên sử dụng hình thức kênh dẫn. Trong các trường hợp địa hình thay đổi nhiều, địa chất phức tạp thường sử dụng đường hầm hoặc đường ống áp lực. Sử dụng đường hầm tuy có đắt hơn, phức tạp hơn so với các công trình đặt trên mặt đất song nó ít bị sự ảnh hưởng của môi trường xung quanh, đặc biệt khi thời tiết thay đổi và do đó tuổi thọ công trình dài hơn. Mặt khác sử dụng đường hầm không đòi hỏi có sự theo dõi thường xuyên trong quá trình vận hành. Đường hầm có thể là loại có áp hoặc không áp. Khi mực nước thượng lưu thay đổi nhiều nếu sử dụng đường hầm không áp đòi hỏi nó phải có chiều cao lớn. Đối với đường hầm có áp kích thước tiết diện không phụ thuộc vào mực nước thượng lưu.

Trong trường hợp do địa hình địa chất quá phức tạp, nếu dùng kênh dẫn hoặc đường hầm không có lợi thì người ta thường sử dụng đường ống dẫn nước áp lực. Khác với đường hầm, đường ống áp lực được đặt trên mặt đất, trong hành lang (đường hầm) hoặc trong khối bê tông trọng lực của đập dâng hay trên mặt hạ lưu của nó, còn đường hầm là một kết cấu ngầm trong lòng đất, việc thi công nó được tiến hành trong lòng đất. Chi tiết về đường ống áp lực sẽ được trình bày trong chương IV.

Các yêu cầu đối với công trình dẫn nước thủy điện:

Các công trình dẫn nước thủy điện cần phải đảm bảo chuyển được mọi lưu lượng nước theo yêu cầu vận hành với tổn thất thủy lực nhỏ nhất. Trong trường hợp các công trình này tham gia lợi dụng tổng hợp phục vụ cho các ngành dùng nước khác thì chúng còn phải thỏa mãn các yêu cầu của các ngành dùng nước đó. Ngoài ra chúng còn phải

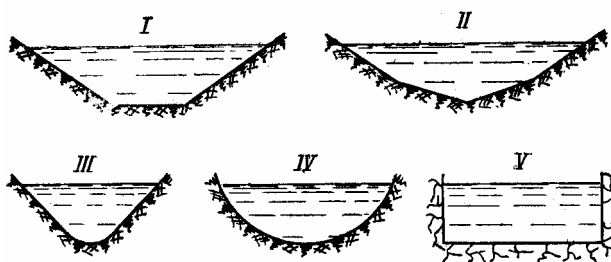
đảm bảo yêu cầu chung của một công trình thủy lợi tương ứng với cấp công trình được xác định theo các tiêu chuẩn xây dựng hiện hành.

3.2. CẤU TẠO KÊNH DẪN NƯỚC THỦY ĐIỆN

Kênh dẫn được ứng dụng rộng rãi ở trạm thủy điện đường dẫn khi mực nước thượng lưu thay đổi không nhiều và địa hình tương đối bằng phẳng.

3.2.1. Mặt cắt kênh

Mặt cắt kênh phụ thuộc vào điều kiện địa chất và địa hình của tuyến kênh. Nếu tuyến kênh đặt trên nền địa chất bằng đất thông thường chúng có tiết diện hình thang (Hình 3.1- sơ đồ I). Trong trường hợp nền đất yếu, kênh lại đào sâu chúng có tiết diện đa giác, parabol hoặc tròn (sơ đồ II,III,IV- hình 3.1). Ngược lại nếu địa chất tuyến kênh là đá tốt thì mái kênh có thể thẳng đứng hoặc gần thẳng đứng (sơ đồ V - hình 3.1).



Hình 3-1. Các mặt cắt ngang kênh dẫn nước thủy điện.

Độ dốc mái kênh phụ thuộc vào đặc tính cơ lý của đất mà trên đó bố trí tuyến kênh. Đối với kênh không có lớp áo bảo vệ thì độ dốc mái kênh phải nhỏ hơn độ dốc của mái đất tự nhiên. Khi thiết kế sơ bộ độ dốc mái

kênh có thể lấy theo qui phạm thiết kế kênh dẫn nước thủy điện QP-TL-C-I-76.

Đối với kênh có lớp bảo vệ bằng bê tông, bê tông cốt thép hệ số mái kênh $m \geq 1,25$; các trường hợp khác $m \geq 1,5$.

Chiều sâu nước trong kênh và chiều rộng đáy kênh được xác định trên cơ sở tính toán kinh tế so sánh các phương án và điều kiện kỹ thuật, thi công, vận hành. Về mặt thủy lực với kênh hình thang tỉ số chiều rộng b đáy kênh và chiều sâu nước h có lợi nhất khi bán kính thủy lực $R = \omega/\chi$ là lớn nhất, khi đó tổn thất do ma sát là nhỏ nhất. Tương ứng với điều kiện này:

$$\beta = \frac{b}{h} = 2(\sqrt{1+m^2} - m) \quad (3-1)$$

trong đó: m - hệ số mái dốc; b - chiều rộng đáy; h chiều sâu nước trong kênh.

Nhưng mặt cắt có lợi nhất về thủy lực không phải bao giờ cũng là mặt cắt có lợi nhất về kinh tế. Mặt cắt có lợi nhất về thủy lực trùng hợp với mặt cắt có lợi nhất về kinh tế chỉ trong trường hợp phần đào và phần đắp kênh gần bằng nhau.

Đối với kênh thi công bằng cơ giới thì chiều rộng đáy kênh phải đảm bảo cho các phương tiện cơ giới hoạt động, thông thường không nhỏ hơn 3 m.

3.2.2. Tuyến kênh

Việc chọn tuyến kênh sẽ quyết định đến toàn bộ kết cấu của các bộ phận trên tuyến đường dẫn. Nó có ảnh hưởng tới số lượng công trình trên kênh, khối lượng công trình và trong nhiều trường hợp ảnh hưởng tới khả năng vận hành liên tục của toàn bộ hệ thống. Chính vì vậy, việc lựa chọn tuyến kênh phải tiến hành dựa trên cơ sở so sánh kinh tế - kỹ thuật của các phương án căn cứ vào điều kiện địa hình, địa chất và sơ đồ bố trí trạm thủy điện. Ngoài ra, các công trình có sẵn và giá trị vùng đất mà tuyến kênh đi qua cũng có ảnh hưởng tới việc lựa chọn tuyến kênh.

Về nguyên tắc khi lựa chọn tuyến kênh phải đảm bảo các yêu cầu sau:

- Để giảm khối lượng yêu cầu tuyến kênh phải ngắn, khối lượng đào đắp phải nhỏ. Tuyến kênh cố gắng chọn sao cho đi qua những nơi địa hình ít thay đổi và khối lượng đào đắp tương đương nhau, tránh những nơi sườn đồi quá dốc. (Trong trường hợp thi công bằng cơ giới thì tuyến kênh chọn thiên về đào sẽ có lợi hơn trường hợp thiên về đắp nhiều).

- Kênh không đi qua nơi địa chất quá yếu có khả năng sụt lở.
- Vốn đầu tư vào việc xây dựng các công trình trên kênh ít.
- Những nơi kênh phải uốn cong thì bán kính cong không vượt quá bán kính giới hạn theo điều kiện tổn thất thủy lực.

$$\begin{cases} r \geq 11 v^2 \sqrt{\omega} + 12 \\ r \geq 5 b \end{cases} \quad (3-2)$$

trong đó: r , v , b , ω tương ứng là bán kính cong, vận tốc trung bình trong kênh, chiều rộng đáy kênh và diện tích tiết diện ướt của kênh.

3.2.3. Bờ kênh

Đỉnh kênh phải bố trí cao hơn mực nước lớn nhất trong kênh với một trị số an toàn nhất định. Độ vượt cao của đỉnh bờ kênh trên mực nước cao nhất được tính theo công thức:

$$d = h_s + e \quad (3-3)$$

trong đó: h_s - chiều cao của sóng do gió trên mực nước tĩnh, e - độ vượt cao an toàn xét tới các yếu tố thay đổi các thông số thiết kế của kênh trong quá trình sử dụng, trị số này được xác định theo cấp công trình và loại kênh.

Mực nước lớn nhất trong kênh được xác định theo chế độ không ổn định trong quá trình vận hành và sự cố đối với các loại tổ máy thủy điện.

Chiều rộng đỉnh bờ kênh phụ thuộc vào cấp công trình và các yêu cầu sử dụng với mục đích khác. Chiều rộng đỉnh bờ kênh không nhỏ hơn 2 m.

Khi kênh đào sâu trong đất cần phải bố trí một cơ chính ngăn cách phần mái dưới nước và mái trên nước, chiều rộng cơ chính không nhỏ hơn 1,5 m. Độ vượt cao của đỉnh cơ chính trên mực nước cao nhất được tính theo công thức (3-3). Nếu phần mái

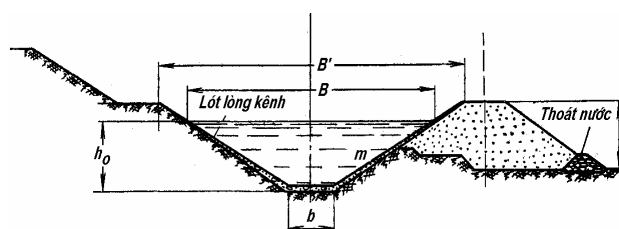
trên nước cao hơn cơ chính nhiều thì cần làm các cơ phụ với chiều rộng không nhỏ hơn 1,0 m và khoảng cách giữa các cơ nên lấy từ 6-8 m theo chiều cao.

Đối với bờ kênh đắp yêu cầu không để đường bão hoà của nước thấm từ kênh ra ngoài cắt mái ngoài của kênh. Trong trường hợp ngược lại cần làm các hệ thống thoát nước dưới dạng ống hoặc các dạng khác để hạ thấp đường bão hoà thấm.

3.2.4. Gia cố lòng và mái kênh

Lớp gia cố lòng và mái kênh còn được gọi là áo kênh. áo kênh được làm với mục đích: chống xói lở lòng kênh, chống mất nước do thấm, giảm độ nhám của kênh, tăng vận tốc cho phép trong kênh và do đó giảm kích thước tiết diện kênh, tăng cường ổn định mái kênh. Ngoài ra, sử dụng áo kênh sẽ cải thiện điều kiện vận hành và do đó giảm bớt chi phí đại tu sửa chữa.

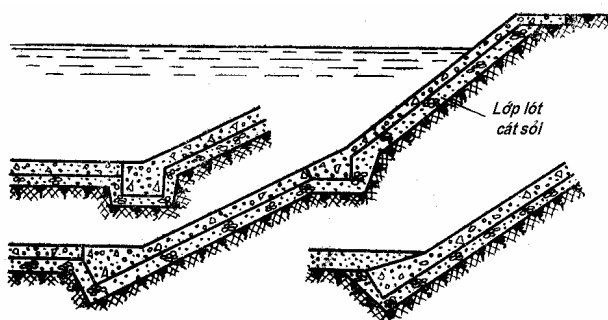
áo kênh thường được làm bằng bê tông, bê tông cốt thép, gạch đá xây hoặc lát và các vật liệu khác. Đối với kênh dẫn thủy điện phổ biến nhất là làm bằng bê tông và bê tông cốt thép.



Hình 3-2. Kết cấu các bộ phận kênh dẫn có lớp gia cố.

a. áo kênh bằng bê tông.

Lòng kênh được gia cố bằng bê tông sẽ có độ bền lớn, khả năng chống thấm cao, độ nhám nhỏ, không đòi hỏi phải thường xuyên sửa chữa và ít phụ thuộc vào điều kiện địa chất. Mặc dù vật liệu bê tông đắt nhưng khi gần công trình có nhiều các phụ liệu cát, sỏi thì gia cố lòng kênh bằng bê tông sẽ có lợi. Bê tông lòng kênh có thể đổ tại chỗ cũng có thể dùng các tấm bê tông đúc sẵn lát ghép lại. Trong trường hợp gia cố lòng kênh bằng bê tông liền khối đổ tại chỗ thì với mục đích giảm ứng suất do thay đổi nhiệt độ và do lún không đều gây nên, các khối bê tông được cắt rời bằng các khớp nối nhiệt độ. Các khớp này có thể có nhiều dạng khác nhau, thông thường bằng nhựa đường hoặc bằng tấm nhựa PVC... Khoảng cách giữa các khớp nối thường lấy từ 3÷6m theo chiều dài kênh. Khớp nối dọc bố trí tại nơi nối tiếp đáy và mái kênh. Chiều dày lớp gia cố lòng bằng bê tông không cốt thép thường lấy trung bình từ 10÷20 cm, đáy kênh có thể từ 12÷25 cm, phần mái kênh độ dày có thể thay đổi trung bình từ 7÷15 cm (hình 3-2).



Hình 3-3. Kết cấu áo phân kênh bằng bê tông đổ tại chỗ.

Về nguyên tắc, lớp bê tông gia cố lòng kênh được đặt trên lớp đệm dễ thấm nước như cát, sỏi, hoặc cát hạt lớn. Tại những nơi độ dốc mái kênh thay đổi hoặc phần tiếp giáp đáy và mái kênh chiều dày bê tông được lấy tăng lên khoảng hai lần. Kết cấu phần tiếp giáp thể hiện trên hình 3-3.

b. áo kênh bằng bê tông cốt thép.

Trong các trường hợp địa chất tuyến kênh dễ biến dạng và biến dạng không đều cũng như tuyến kênh ở những vùng có khí hậu thay đổi đột ngột người ta thường sử dụng bê tông cốt thép. áo kênh làm bằng bê tông cốt thép có ưu điểm hơn bê tông thường ở độ bền cao chịu được biến dạng cục bộ nhưng giá thành đắt hơn, vì vậy nó được ứng dụng chỉ trong trường hợp địa chất phức tạp hoặc kênh làm việc với chế độ điều tiết ngày với dao động mực nước trong kênh lớn.

Chiều dày lớp lót bê tông cốt thép thường từ 8-15 cm, với hàm lượng cốt thép không quá 2%. Lưới cốt thép thường từ 20 x 20: 30x30 cm, đường kính cốt thép từ 8-12 mm. Lớp lót được đặt trên lớp đệm dày 20-80 cm và nói chung có thể liên khối không cần các khớp nhiệt độ. Để tiện thi công có thể làm các khớp thi công với khoảng cách từ 10-20 m.

c. áo kênh bằng các vật liệu khác.

Ngoài các vật liệu bê tông và bê tông cốt thép người ta còn làm áo kênh bằng gạch đá xây, đá lát, bê tông nhựa đường hoặc các loại vật liệu nhựa PVC ...

Khi sử dụng gạch, đá để lát kênh mà không chít mạch thì chúng chỉ có tác dụng làm tăng sự ổn định của kênh và chống xói lở, không có tác dụng chống thấm. Các vật liệu nhựa đường, nhựa PVC ngày nay vẫn còn ít được ứng dụng. Ngoài ra, kênh có thể lót bằng các loại đất dẻo, trong trường hợp này áo chỉ làm nhiệm vụ chống thấm. Lớp đất bằng chất dẻo thường được đầm kỹ dày từ 30-60 cm và phải được bảo vệ bằng lớp cát sỏi dày từ 30-100 cm để chống xói.

3.3. ĐIỀU KIỆN VẬN HÀNH VÀ VẬN TỐC CHO PHÉP TRONG KÊNH

3.3.1. Vận tốc cho phép trong kênh

Kênh dẫn nước thủy điện khi thiết kế phải đảm bảo làm việc an toàn, ổn định trong mọi trường hợp. Nếu kênh dẫn cùng cấp nước hoặc được sử dụng cho các mục đích khác nhau thì nó phải đảm bảo các yêu cầu cho các mục đích đó. Vận tốc dòng chảy trong kênh quyết định mặt cắt trong kênh, vận tốc này phải đảm bảo cho kênh không bị xói lở, lắng đọng bùn cát lơ lửng, cây cỏ và các thực vật khác không mọc vì chúng sẽ làm tăng độ nhám của kênh.

1. Điều kiện kênh không xói lở

Vận tốc lớn nhất trong kênh không vượt quá vận tốc cho phép theo điều kiện chống xói lở $V_{\max XL}$, vận tốc này được xác định tùy loại vật liệu lòng kênh và mái kênh, kích thước tiết diện kênh:

$$V \leq V_{\max XL} \quad (3-4)$$

Đối với kênh trên nền không có lớp lót hoặc lớp lót bằng đất, đá lát thì vận tốc cho phép không xói $V_{\max XL}$ được xác định theo qui phạm QP-TL-C-I-76 phụ thuộc vào bán kính thủy lực kênh dẫn và độ lớn các hạt tạo nên đáy và mái kênh nếu chúng là đất rời. Đối với trường hợp đất dính vận tốc cho phép không xói có thể chọn theo kinh nghiệm phụ thuộc vào loại đất và không vượt quá 1,8 m/s. Đối với kênh có lớp lót bằng bê tông, bê tông cốt thép, đá xây và các vật liệu nhân tạo khác hoặc kênh không lót trên nền đá thì vận tốc cho phép thông thường rất lớn, vận tốc trong kênh thủy điện không đạt tới trị số này do đó không cần thiết phải kiểm tra theo điều kiện xói lở mà vận tốc trong kênh được quyết định theo điều kiện có lợi về kinh tế, thông thường từ 2-3 m/s.

2. Điều kiện lắng đọng bùn cát

Để bùn cát lơ lửng không lắng đọng bồi lấp lòng kênh, vận tốc dòng chảy trong kênh không nhỏ hơn vận tốc nhỏ nhất mà khi đó bùn cát lơ lửng có thể lắng đọng $V_{\min LD}$.

$$V \geq V_{\min LD} \quad (3-5).$$

Vận tốc giới hạn không bồi lắng $V_{\min LD}$ độ lớn hạt bùn cát lơ lửng và số lượng nó, phụ thuộc vào bán kính thủy lực, độ nhám kênh và nhiều yếu tố khác. $V_{\min LD}$ có thể xác định theo công thức kinh nghiệm của I. I. Lêvi:

$$V_{\min LD} = 0,01 \frac{w}{d_{tb}} \sqrt[4]{\frac{p}{0,01}} \frac{0,0225}{n} \sqrt{R} \quad (3-6)$$

Trong đó: w -độ thô thủy lực của các hạt bùn cát có đường kính trung bình d_{tb} [mm/s], R -bán kính thủy lực tiết diện kênh [m]; p - hàm lượng (% theo trọng lượng) các hạt bùn cát lơ lửng có đường kính lớn hơn 0,25 mm; n - hệ số nhám lòng dẫn.

Trong công thức (3-6) các thành phần : $\sqrt[4]{\frac{p}{0,01}}$ - hệ số hiệu chỉnh khi hàm lượng bùn cát lơ lửng có đường kính hạt lớn hơn 0,25 mm vượt quá 0,01%; $\frac{0,0225}{n}$ - hệ số hiệu chỉnh độ nhám lòng kênh khi nó khác với độ nhám thông thường của kênh đất không lót ($n=0,0225$).

3. Điều kiện hạn chế phát triển của thực vật

Đối với các loại kênh đất để cây cỏ không mọc vận tốc dòng chảy trong kênh phải đủ lớn. Kinh nghiệm vận hành các kênh thủy điện cho thấy điều kiện để cây cỏ mọc trong kênh phụ thuộc vào độ sâu nước trong kênh và vận tốc dòng chảy trong nó. Khi độ sâu nước lớn hơn 1,5 m thì vận tốc cho phép để cây cỏ không mọc khoảng 0,6 m/s.

4. Điều kiện giao thông thủy

Trong trường hợp kênh dẫn nước thủy điện kết hợp làm kênh giao thông thủy thì vận tốc dòng chảy trong kênh không vượt quá 1,5 m/s để đảm bảo cho tàu thuyền đi lại được.

3.3.2. Điều kiện vận hành

Chế độ vận hành của kênh phụ thuộc vào các yếu tố khí hậu, thủy văn, chế độ làm việc của trạm thủy điện và đặc điểm kết cấu, cấu tạo của kênh và các công trình trên kênh. Lượng bùn cát lơ lửng thay đổi theo các thời kì trong năm, nếu dòng chảy có nhiều bùn cát lơ lửng cần thiết phải có bể lắng cát ở đầu kênh để loại bỏ bớt những thành phần hạt nguy hiểm có khả năng lắng đọng hoặc gây nguy hiểm đến các bộ phận công trình và thiết bị thủy điện. Sự lắng đọng các hạt bùn cát trong kênh phụ thuộc vào vận tốc dòng chảy trong nó. Để chúng không bồi lắng lòng kênh trong quá trình vận hành, mong muốn sao cho vận tốc trong kênh thường xuyên có giá trị lớn. Trong mùa lũ, lượng bùn cát trong dòng chảy nhiều nhưng trong thời kì này nói chung các trạm thủy điện đều làm việc với công suất lớn và ít thay đổi do đó vận tốc dòng chảy trong kênh lớn không gây lắng đọng bùn cát. Đối với trạm thủy điện làm việc theo chế độ điều tiết ngày trong mùa lũ để tăng vận tốc trong kênh khi chúng làm việc với công suất nhỏ cần phải xây dựng công trình xả nước cuối kênh.

Trên kênh cần phải bố trí hệ thống quan trắc để thường xuyên hoặc định kì kiểm tra trạng thái của kênh (mức nước, độ lún, mức độ xói, thấm v.v...) để có biện pháp xử lý. Đối với kênh dẫn nước thủy điện ít khi phải tháo cạn vì khi đó trạm thủy điện phải ngừng làm việc, trong trường hợp cần thiết phải tháo cạn nước trong kênh thì phải tiến hành tháo nước từ từ để tránh cho lớp lót lòng kênh khỏi bị phá hủy do mực nước rút quá nhanh.

3.4. ĐƯỜNG HÀM DẪN NƯỚC

Đường hàm dẫn nước còn gọi là tuynen dẫn nước. Trong khái niệm về đường hàm người ta phân ra làm hai loại: đường hàm khô thường ứng dụng với mục đích giao thông, bố trí thiết bị ...và đường hàm dẫn nước dùng để cung cấp nước cho các mục đích phát điện, tưới và các ngành dùng nước khác còn gọi là đường hàm thủy lợi.

Căn cứ vào chế độ thủy lực bên trong đường hàm mà chúng có thể phân thành hai loại cơ bản: đường hàm dẫn nước có áp và đường hàm dẫn nước không có áp. Đường hàm không áp được ứng dụng trong các trường hợp khi mực nước trong chúng ít thay đổi.

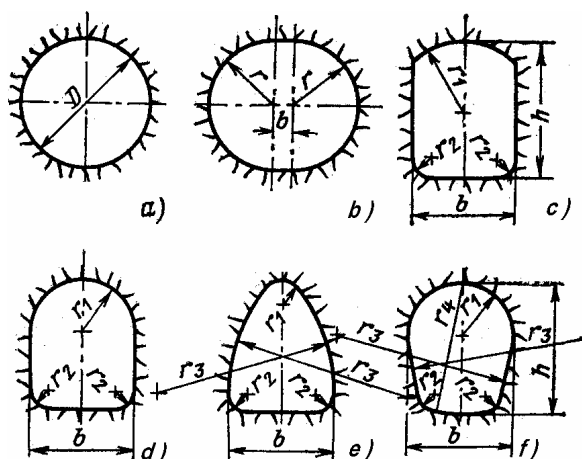
3.4.1. Tuyến đường hàm dẫn nước

Khi lựa chọn tuyến đường hàm cần phải căn cứ vào điều kiện địa hình, địa chất và điều kiện thi công. Về mặt kinh tế yêu cầu tuyến đường hàm phải ngắn nhất. Trong thực tế do điều kiện địa hình, địa chất và điều kiện thi công, tuyến hàm có thể có dạng gãy khúc, các đoạn nối với nhau được lượn cong với bán kính không nhỏ hơn 5 lần chiều rộng tiết diện của chúng và góc ngoặt không vượt quá 60° . Tuyến đường hàm dẫn nước thủy điện có thể dài tới hàng chục ki lô mét.

3.4.2. Tiết diện đường hầm

Hình dạng tiết diện đường hầm phụ thuộc vào chế độ thủy lực trong nó, điều kiện địa hình, địa chất và chế độ thi công.

Đường hầm dẫn nước không áp có nhiều tiết diện khác nhau tùy theo điều kiện địa chất mà tuyến đi qua. Đường hầm dẫn nước có thể có tiết diện như các sơ đồ trên hình 3-4 với tỷ số chiều cao h và chiều rộng b khoảng 1:1,5. Nếu mực nước trong đường hầm dao động nhiều thì tỷ số



Hình 3-4. Hình dạng các tiết diện đường hầm.

này có thể lấy lớn, kích thước của nó phải đảm bảo chế độ không áp trong mọi điều kiện kể cả các chế độ chuyển tiếp của trạm thủy điện. Khi đường hầm xuyên qua vùng địa chất là đá rắn chắc có thể sử dụng tiết diện hình chữ nhật đáy bằng, trần vòm (tiết diện dạng c). Khi địa chất không rắn chắc lắm, áp lực đất theo phương đứng không lớn và không có áp lực hông của đất lên vỏ hầm thì có thể sử dụng tiết diện dạng d với trần là nửa hình tròn. Tiết diện e được ứng dụng trong các trường hợp áp lực đất theo phương đứng lớn và áp lực hông không nhiều. Tiết diện f được dùng khi áp lực đất theo phương đứng và áp lực chủ động theo phương ngang rất lớn. Nói chung các tiết diện e, f rất ít được ứng dụng trong thực tế.

Đường hầm dẫn nước có áp về nguyên tắc thường có tiết diện tròn (hình 3-4a) vỏ của nó có khả năng chịu áp lực tốt từ các phía, về thủy lực nó có nhiều ưu điểm hơn so với các dạng tiết diện khác. Ngoài ra, khi sử dụng tiết diện tròn, khối lượng công tác đào và bê tông vỏ hầm cũng ít hơn so với các tiết diện khác, điều kiện cơ giới hóa thi công cũng thuận lợi hơn. Đối với đường hầm dẫn nước có áp với chiều dài lớn, kích thước tiết diện và vị trí đường hầm cần phải chọn sao cho áp suất bên trong nó không nhỏ hơn 0,02 MPa.

Kích thước tối thiểu của đường hầm phải đảm bảo điều kiện an toàn thi công $b \geq 1,5$ m, $h \geq 1,8$ m. Đường hầm có kích thước kỷ lục của trạm thủy điện Stornorforx (Thụy Điển) diện tích 390 m² với chiều rộng 15,6 m, chiều cao 26,8 m dài 4 km dùng để tháo nước ra khỏi nhà máy.

3.4.3. Vỏ đường hầm

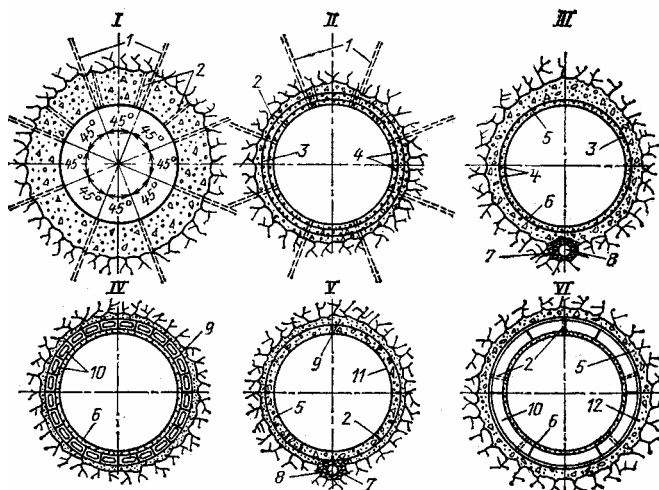
Phần lớn các đường hầm dẫn nước thủy điện đều có vỏ, tùy theo khả năng chịu lực và đặc điểm khối đất đá xung quanh tuyến đường hầm mà chúng đảm nhận các nhiệm vụ khác nhau do đó nhiệm vụ của chúng cũng khác nhau.

Nếu đường hầm đặt trong khối đá rắn chắc không nứt nẻ thì vỏ đường hầm chỉ làm nhiệm vụ làm phẳng mặt trong của đường hầm để giảm tổn thất thủy lực vì trong trường hợp này tải trọng do áp lực nước bên trong và áp lực đất đá xung quanh là do khối đá đảm nhận. Trong các trường hợp này chúng thông thường được làm bằng lớp vữa phun dày từ 5-10 cm. Nếu khối đất đá có nhiều nứt nẻ thì chúng còn được làm nhiệm vụ chống thấm.

Trong trường hợp khối đất đá xung quanh không có khả năng đảm nhận tải trọng do áp lực nước bên trong gây và áp lực đất bên ngoài nên thì vỏ đường hầm có kết cấu để có thể chịu áp lực nước bên trong, áp lực đất và nước ngầm từ bên ngoài, đồng thời đóng vai trò chống thấm và giảm ma sát. Trên hình 3-5 thể hiện cấu tạo vỏ của các loại đường hầm có áp chịu áp lực đất bên ngoài và nước bên trong.

Trong mọi trường hợp (trừ trường hợp vỏ hầm làm bằng bê tông phun hoặc vữa phun) để tăng cường khả năng chịu lực của vỏ hầm, tạo vùng đệm rắn chắc giữa vỏ hầm và khối đá tự nhiên xung quanh, tăng khả năng chống thấm, trong trường hợp địa chất là đá nứt nẻ người ta phụt vữa xung quanh vỏ hầm (hình 3-6). Việc phụt vữa xung quanh đường hầm tạo nên một khối rắn chắc cùng làm việc chung với vỏ hầm và làm cho tải trọng phân bố đều xung quanh, giảm khả năng biến dạng của khối đất đá. Vữa phụt xung quanh vỏ hầm dưới hai hình thức: phụt vữa lấp khe hở giữa và khối đất đá xung quanh (phụt vữa bổ sung) và phụt vữa gia cố. Khi thi công giữa vỏ hầm và khối đá xung quanh thường tồn tại một khe hở nhất định cần phải lấp đầy chúng bằng vữa xi măng. Việc phụt vữa này được tiến hành khi bê tông vỏ đã hoàn thành, qua các ống đường kính 40-60 cm người ta nén vữa vào khoảng trống phía ngoài vỏ từ bên trong đường hầm, các ống này được bố trí đều khi thi công vỏ hầm.

Việc phụt vữa gia cố chỉ tiến hành trong trường hợp địa chất là đá nứt nẻ nhiều bằng cách khoan phụt vào khối đá xung quanh theo phương hướng kính với vỏ hầm.



Hình 3-5. Các loại vỏ đường hầm có áp.

I- bê tông liền khối; II- bê tông cốt thép liền khối; III- vỏ hai lớp; IV- bê tông cốt thép đúc sẵn; V & VI- các kết cấu vỏ kết cấu hợp; 1-lỗ phụt vữa bê tông cốt thép; 2- ống phụt vữa chèn vỏ hầm; 3- cốt thép vòng; 4- cốt thép cấu tạo; 5- bê tông đúc tại chỗ; 6- vữa phun; 7-dăm sỏi; 8- ống thoát nước; 9- vữa, xi măng; 10- khối bê tông; 11- thép tấm có đai; 12- vòng thép tấm.

Để bảo vệ vỏ hầm dưới tác động của nước ngầm xung quanh trong trường hợp áp lực nước ngầm lớn, người ta thường làm hệ thống thoát nước ngầm dọc theo đường hầm dưới dạng ống (bằng sứ hoặc bê tông nhẹ) và thoát nước ngang dưới dạng sỏi bọc xung quanh vỏ hầm (hình 3-5, sơ đồ V).

Vỏ hầm nên sử dụng một loại trên toàn tuyến, chỉ trong trường hợp đặc biệt mới sử dụng khác loại.

3.4.4. Nguyên lí tính toán khả năng chịu lực vỏ hầm

Nói chung kích thước tiết diện đường hầm được lựa chọn trên cơ sở đảm bảo các điều kiện về thủy lực và có lợi về kinh tế.

Nhưng trong trường hợp đường hầm có lưu lượng lớn, khối địa chất xung quanh phức tạp, áp lực đất lớn thì người ta có thể giảm kích thước tiết diện vỏ hầm bằng cách tăng số lượng chúng. Chiều dày và kết cấu vỏ hầm phải dựa trên cơ sở tính toán khả năng chịu lực của chúng.

Về nguyên tắc, khi tính toán vỏ hầm phải xét tới khả năng cùng làm việc chung với vỏ của khối đất đá xung quanh. Khi khối đất đá xung quanh và vỏ được lấp kín, nếu khối địa chất là đá tốt thì chúng có khả năng cùng tiếp nhận áp lực nước từ phía trong cùng với vỏ, trong trường hợp này vỏ hầm thường có kết cấu nhẹ hơn.

Việc tính toán nội lực và khả năng chịu tải của vỏ phải căn cứ vào hình dạng, kích thước cụ thể của vỏ theo các tiêu chuẩn hiện hành.

Tải trọng tác dụng lên vỏ hầm bao gồm:

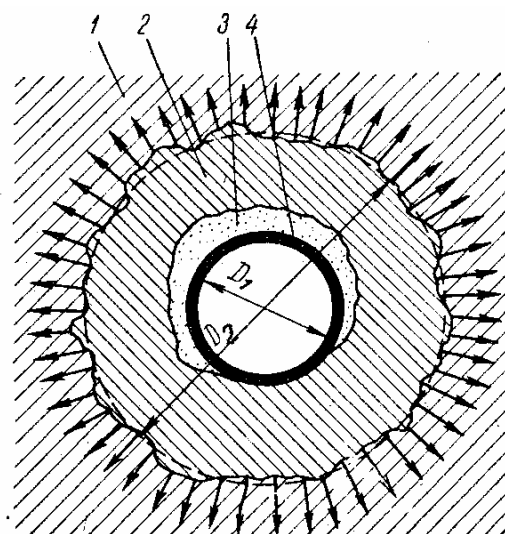
a- Tải trọng thường xuyên: áp lực đất, trọng lượng bản thân vỏ hầm, ứng suất trước của vỏ (nếu vỏ là bê tông ứng lực trước).

b- Tải trọng tạm thời:

- Tải trọng thời gian dài: áp lực nước trong đường hầm (ở chế độ tính toán tương ứng với MNDBT của hồ chứa), áp lực nước ngầm.

- Tải trọng tức thời: áp lực mạch động của dòng nước, áp lực nước va trong đường hầm khi vận hành bình thường, áp lực do thay đổi nhiệt độ, áp lực của vữa phụt lên vỏ và tải trọng của các thiết bị thi công.

c- Tải trọng đặc biệt: Lực gây ra do tác động đất và các lực tác động bất thường khác như: áp lực nước trong đường hầm khi mực nước hồ ở vị trí siêu cao hoặc do nước va khi cắt tải toàn bộ do sự cố thủy điện, ứng lực gây ra do co ngót bê tông, do từ biến của đất, áp lực của vữa chưa đông cứng lên vỏ thép, áp lực do thí nghiệm v.v...



Hình 3-6. Sơ đồ phụt vữa vỏ hầm.

1- khối đá không phụt vữa; 2- vùng phụt vữa gia cố; vùng phụt vữa bổ sung; 4- vỏ hầm bê tông

Vỏ hầm được kiểm tra theo hai trạng thái tổ hợp tải trọng tính toán nguy hiểm nhất:

- Tổ hợp tải trọng cơ bản: bao gồm tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời.
- Tổ hợp tải trọng đặc biệt: bao gồm tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn, một số tải trọng tức thời và một trong tải trọng đặc biệt.

Trên cơ sở tính toán với các tổ hợp nguy hiểm nhất để chọn chiều dày của vỏ đảm bảo theo các tiêu chuẩn ổn định. Chiều dày tối thiểu của vỏ hầm không nhỏ hơn giá trị dưới đây:

Bảng 3-1. Chiều dày tối thiểu của vỏ đường hầm

TT	Hình thức vỏ hầm	Chiều dày, cm
1	Bê tông, BTCT đổ tại chỗ	20
2	Vỏ kết hợp, lớp trong BTCT đổ tại chỗ	10
3	BTCT đúc sẵn	10
4	Vữa phun bê tông không cốt thép	10
5	Vữa phun bê tông tạo mặt	5
6	Vữa phun có cốt thép	5

3.5. TÍNH TOÁN THỦY LỰC CÔNG TRÌNH DẪN NƯỚC CỦA TRẠM THỦY ĐIỆN

Mục đích cơ bản của việc tính thủy lực đường dẫn nước của trạm thủy điện nhằm xác định kích thước thiết diện, độ dốc đường dẫn hở khi biết lưu lượng tính toán của chúng. Ngoài ra việc tính toán thủy lực còn nhằm mục đích xác định tổn thất thủy lực và do đó tổn thất năng lượng đối với trạm thủy điện.

Việc tính toán đường dẫn cần được tiến hành với các chế độ làm việc khác nhau của trạm thủy điện. Trong đường dẫn thường xảy ra hai chế độ thủy lực cơ bản: chế độ ổn định và chế độ không ổn định. Các kích thước chủ yếu của đường dẫn được xác định trên cơ sở tính toán nó ở chế độ ổn định tương ứng với lưu lượng tính toán. Chế độ không ổn định xảy ra trong các quá trình chuyển tiếp của trạm thủy điện khi làm việc bình thường (thay đổi phụ tải) và khi sự cố với trạm thủy điện (cắt tải). Đó là quá trình sóng dao động mực nước trong đường dẫn không áp và sóng áp lực trong đường dẫn có áp. Việc tính toán chế độ không ổn định nhằm kiểm tra sự ổn định làm việc của hệ thống công trình đường dẫn và từ kết quả đó đề ra các biện pháp công trình nhằm đảm bảo an toàn cho toàn bộ công trình trên hệ thống đường dẫn.

3.5.1. Tính toán thủy lực đường dẫn không áp

Kích thước tiết diện đường dẫn không áp (kênh, tuynen không áp) được xác định từ điều kiện tải được lưu lượng tính toán ở chế độ dòng đều. Cơ sở để tính toán dòng đều là sử dụng công thức Sêzi:

$$V = C \sqrt{Ri} \quad (3-7)$$

Trong đó: i , R tương ứng là độ dốc đáy và bán kính thủy lực của đường dẫn. Hệ số Sezi C có thể xác định theo các công thức thủy lực của Paplopsi:

$$\left. \begin{aligned} C &= \frac{1}{n} R^y \\ y &= 2,5 \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \sqrt{R} (n - 0,10) \end{aligned} \right\} \quad (3-8)$$

Hoặc công thức Matinh:

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (3-9)$$

n - Hệ số nhám của lòng dẫn phụ thuộc vào loại lòng dẫn có thể lấy theo qui phạm QP -TL-C-1-76. Khi thiết kế sơ bộ có thể lấy theo bảng (3-2).

Bảng 3-2. Hệ số trung bình độ nhám đường dẫn

TT	Đặc tính lòng dẫn	Hệ số nhám n
1	Các loại đất chặt: sét, hoàng thổ, lòng dẫn phẳng	0,018
2	Cát, sỏi, lòng dẫn không phẳng, có ít cây cỏ	0,0225 ÷ 0,025
3	Đá, bề mặt không nhẵn lấm	0,0225 ÷ 0,035
4	Đá, bề mặt hoàn toàn không xử lý	0,0235 ÷ 0,045
5	Bê tông, bề mặt phẳng	0,012 ÷ 0,013
6	Bê tông, bề mặt không phẳng	0,014 ÷ 0,017
7	Vữa phun, trát phẳng	0,012 ÷ 0,015
8	Vữa phun, trát không nhẵn	0,015 ÷ 0,020

Từ công thức (2-7) có thể xác định độ dốc đáy theo lưu lượng tính toán Q và tiết diện đường dẫn không áp ω :

$$i = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} \quad (3-10)$$

Tổn thất cột nước trong trường hợp dòng đều được xác định theo công thức (2-11):

$$\Delta h = i L \quad (3-11)$$

L - Chiều dài đoạn đường dẫn có độ dốc i .

Đối với đường dẫn có độ dốc đáy thay đổi thì tiết diện của nó cũng được tính theo dòng đều với lưu lượng tính toán Q, và khi đó tổn thất cột nước cũng tính theo (3-11) cho từng đoạn với độ dốc i không đổi rồi cộng lại.

Chế độ làm việc của trạm thủy điện thường thay đổi nên việc xác định tổn thất thủy lực trong đường dẫn cần phải tiến hành với các lưu lượng khác lưu lượng thiết kế, khi đó dòng chảy trong đường dẫn là dòng biến đổi đều, đường mặt nước trong đường dẫn có thể là đường nước dâng hoặc đường nước hạ. Có nhiều phương pháp để xác định đường mặt nước trong đường dẫn của dòng biến đổi đều đã trình bày trong giáo trình thủy lực. Một trong các phương pháp đó là phương pháp Charnomski. Phương pháp này dựa trên cơ sở của phương trình Bernuly để xác định độ chênh lệch mực nước giữa hai mặt cắt:

$$\Delta l = \frac{\Delta E}{i - \overline{i_f}} \quad (3-12)$$

Trong đó: Δl - Khoảng cách giữa hai mặt cắt n-n và m-m trên đường dẫn;
 $\Delta E = \left(h_n + \frac{\alpha v_n^2}{2g} \right) - \left(h_m + \frac{\alpha v_m^2}{2g} \right)$ - phần chênh lệch tỷ năng với các mặt cắt xác định theo độ sâu nước h và vận tốc trung bình v trong đường dẫn tại các mặt cắt đó; i - độ dốc đáy kênh; $\overline{i_f}$ - độ dốc trung bình của đường mặt nước có thể xác định theo công thức Sezi của dòng đều:

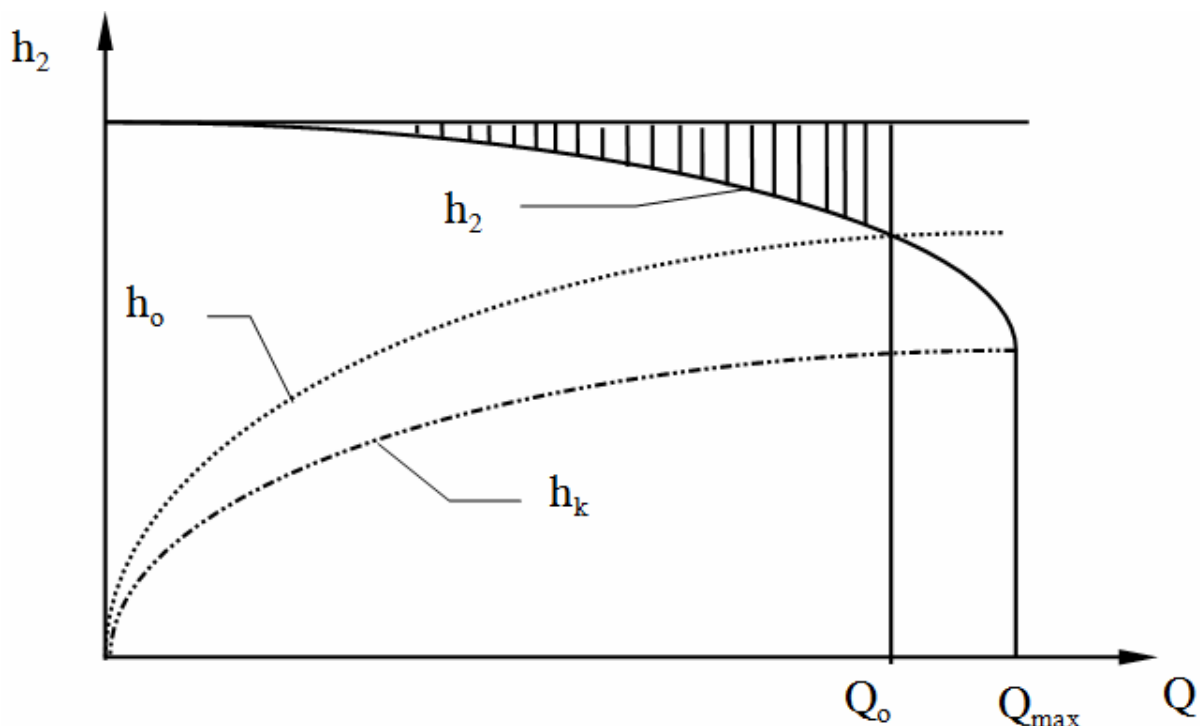
$$\overline{i_f} = \frac{\overline{v^2}}{C^2 R} \quad (3-13)$$

Các trị số $\overline{v}$, $\overline{C}$, $\overline{R}$ đều tính theo giá trị trung bình giữa hai mặt cắt.

Trên cơ sở công thức (3-12) có thể xây dựng đường mặt nước với nhiều lưu lượng khác nhau của đường dẫn và để tiện cho việc sử dụng để tính tổn thất cột nước của trạm thủy điện ta xây dựng đường quan hệ giữa mực nước cuối đường dẫn với lưu lượng Q (hình 3-7). Trên đồ thị: h_1 - mực nước đầu đoạn; h_2 - mực nước cuối đoạn; Δh - tổn thất cột nước.

Tổn thất cột nước trên đường dẫn được xác định theo công thức:

$$\Delta h = i L + h_1 - h_2 \quad (3-14)$$



Hình 3-7. Quan hệ mực nước cuối đường dẫn và lưu lượng.

Đường cong $h_2 = f(Q)$ hạ nhanh khi tăng lưu lượng và thẳng đứng khi lưu lượng đạt giá trị cực đại $Q_{\max}$ tương ứng với độ sâu giới hạn h_k của đường dẫn. Khi lưu lượng trong đường dẫn bằng 0 đường mặt nước trong kênh là đường nằm ngang, độ sâu nước cuối đường dẫn bằng $h_1 + iL$. Khi lưu lượng trong đường dẫn là lưu lượng tính toán Q_0 dòng chảy trong nó là dòng đều $h_2 = h_1$. Khoảng cách $Q_{\max} - Q_0$ đặc trưng cho khả năng vượt tải của đường dẫn không áp.

3.5.2. Tính toán thủy lực đường dẫn có áp

Độ dốc thủy lực trong đường dẫn có áp không phụ thuộc vào độ dốc của bản thân đường dẫn. Độ dốc thủy lực trong đường dẫn áp lực được tính theo công thức Sezi viết dưới dạng (3-14).

$$i_f = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} \quad (3-14)$$

và do đó tổn thất cột nước có thể xác định theo công thức:

$$\Delta h = \frac{L}{C^2 R} v^2 = \frac{L}{\omega^2 C^2 R} Q^2 \quad (3-15)$$

Nếu kể tới các tổn thất cục bộ thì tổn thất thủy lực có thể viết:

$$\Delta h = \left[\frac{2gL}{C^2 R} + \sum_{i=1}^n \xi_i \right] \frac{v^2}{2g} \quad (3-16)$$

trong đó: ξ_i - hệ số kháng cục bộ tại vị trí thứ i .

Hệ số Sezi trong công thức (3-14) phụ thuộc vào độ nhám n của đường dẫn nước có áp (đường hầm). Các kết quả thí nghiệm cho thấy hệ số nhám của đường hầm có vỏ bằng bê tông $n = 0,011 \div 0,012$. Trong tính toán cần kể đến khả năng tăng độ nhám trong quá trình vận hành và đề nghị chọn $n = 0,013 \div 0,017$ đối với đường hầm có bề mặt nhẵn và $n = 0,016 \div 0,023$ đối với đường hầm có bề mặt không nhẵn.

Kích thước tiết diện đường dẫn được xác định trên cơ sở tổn thất thủy lực (tổn thất năng lượng) và khối lượng xây dựng nó sẽ trình bày ở phần sau.

3.5.3. Tính toán dòng không ổn định

Mục đích của việc tính toán dòng không ổn định trong kênh dẫn nước thủy điện nhằm xác định mực nước kênh cao nhất và thấp nhất xuất hiện trong kênh khi trạm thủy điện thay đổi phụ tải hoặc sự cố, trên cơ sở đó xác định độ cao cần thiết của bờ kênh, biện pháp gia cố mái kênh và bố trí cửa lấy nước vào đường ống áp lực của trạm thủy điện.

Việc giải quyết bài toán này có liên quan đến bài toán về chế độ thủy lực trong các đường ống áp lực với các chế độ chuyển tiếp của trạm thủy điện.

3.6. KÊNH TỰ ĐIỀU TIẾT VÀ KHÔNG TỰ ĐIỀU TIẾT

3.6.1. Khái niệm chung

Như đã trình bày ở trên, khi lưu lượng trong đường dẫn không áp nhỏ hơn lưu lượng tính toán (lưu lượng thiết kế) Q_0 , đường mặt nước trong nó là đường nước dâng. Vì thế đối với đường dẫn hở (kênh) đòi hỏi bờ kênh phải cao hơn đối với tuynen không áp đòi hỏi phải có chiều cao lớn. Để tránh các trường hợp nước tràn bờ kênh hoặc ngập tràn tuynen không áp khi trạm thủy điện làm việc với lưu lượng nhỏ, ở cuối đường dẫn người ta bố trí hệ thống tràn xả nước, đường dẫn trong trường hợp này gọi là không tự điều tiết. Trường hợp ngược lại, nếu cuối đường dẫn không bố trí tràn xả nước thì nó được gọi là tự điều tiết. Nếu đường dẫn là kênh thì kênh đó được gọi là kênh không tự điều tiết và tự điều tiết tương ứng.

3.6.2. Kênh tự điều tiết

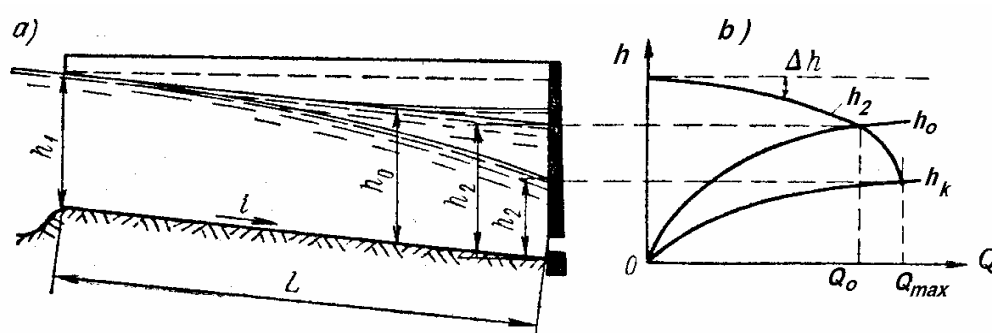
Do cuối kênh không có hệ thống tràn xả nước, khi lưu lượng của trạm thủy điện nhỏ hơn lưu lượng thiết kế và khi TĐĐ ngừng hoạt động đường mặt nước trong kênh là đường nước dâng hoặc nằm ngang, vì vậy đỉnh bờ kênh phải có cấu tạo là đường nằm ngang với độ vượt cao được tính theo công thức (3-3). Cũng vì thế tiết diện kênh lớn dần từ đầu kênh đến cuối kênh (độ sâu mực nước h lớn dần). Do có đặc điểm cấu tạo như trên, khi trạm thủy điện thay đổi lưu lượng thì lưu lượng trong kênh cũng thay đổi theo tương ứng, chính vì vậy nó được gọi là kênh tự điều tiết. Trong trường hợp này công trình cửa lấy nước đầu kênh không cần thiết phải bố trí cửa van điều tiết lưu lượng, các cửa van trong nó chỉ làm chức năng sửa chữa.

Về chế độ thủy lực trong kênh tự điều tiết đã trình bày ở phần I mục 3-5. và thể hiện trên hình 3-8.

Ưu điểm của kênh tự điều tiết là không mất nước do không xả nước qua tràn khi thay đổi lưu lượng qua trạm thủy điện, đồng thời khi trạm thủy điện làm việc với lưu lượng nhỏ tổn thất thủy lực trong nó cũng giảm đi tương ứng, vì lẽ đó giảm được tổn thất điện năng.

Ngoài ra phần dung tích nước nằm trên phần mặt nước dòng đều còn đóng vai trò là phần dung tích dự trữ tham gia điều tiết ngày.

Nhược điểm của kênh loại này là bờ kênh cao, tiết diện kênh lớn do đó khối lượng đào đắp sẽ lớn. Vì vậy nó thường được ứng dụng trong các trường hợp kênh ngắn và độ dốc kênh tương đối nhỏ.

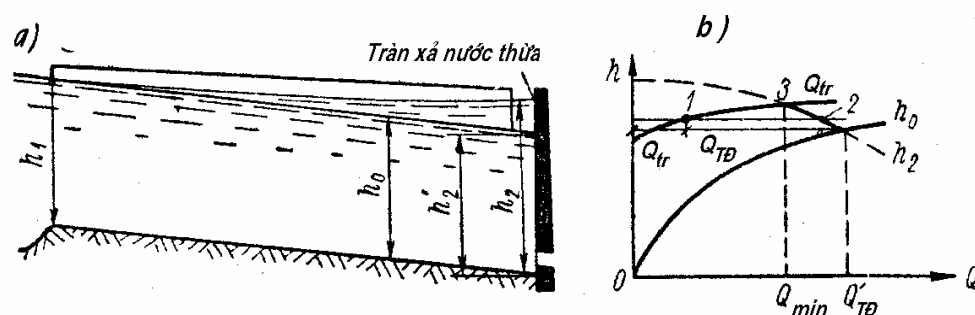


Hình 3-8. Kênh tự điều tiết:

a- Sơ đồ dạng đường mặt nước, b- Các quan hệ độ sâu h_2 , h_0 , h_k với lưu lượng Q .

3.6.3. Kênh không tự điều tiết

Đặc điểm chủ yếu của kênh không tự điều tiết là cuối kênh có bố trí tràn xả nước. Ngưỡng tràn này bố trí ở cao trình cao hơn cao trình mực nước trong kênh khi lưu lượng tính toán Q_0 khoảng 5÷10 cm để khi TTD làm việc với công suất lớn nhất không có xả nước qua nó, còn chiều rộng tràn phải đảm bảo để xả được lưu lượng lớn nhất khi cắt tải toàn bộ các tổ máy thủy điện.



Hình 3-9. Kênh không tự điều tiết:

a- Sơ đồ dạng đường mặt nước, b- Các quan hệ h_2 , ho với lưu lượng trong kênh qua tràn.

Trên hình 3-9b thể hiện quan hệ độ sâu nước cuối kênh h_2 với lưu lượng trong kênh Q , lưu lượng này chia ra hai thành phần: một phần chảy qua tràn Q_{tr} và một phần qua nhà máy thủy điện Q_{TD} . ở chế độ tính toán lưu lượng trong kênh bằng lưu lượng phát điện ($Q = Q_{TD}$), khi đó lưu lượng qua tràn $Q_{tr} = 0$, khi lưu lượng phát điện giảm mực nước cuối kênh dâng lên, nước bắt đầu chảy qua tràn $Q_{tr} > 0$ và nó đạt giá trị cực đại khi $Q_{TD} = 0$, lúc này mực nước kênh sẽ lớn nhất. Mực nước này phụ thuộc vào kích thước của tràn, nếu chiều rộng tràn lớn cột nước trên tràn sẽ thấp do đó mực nước cuối kênh sẽ thấp. Chính vì vậy bờ kênh không nhất thiết phải cao. ở các kênh không tự điều tiết đường đỉnh bờ kênh gần như song song với đáy kênh và do đó mặt cắt kênh gần như không thay đổi theo chiều dài.

Để nước không xả liên tục qua tràn cửa lấy nước vào kênh không tự điều tiết cần phải bố trí cửa van điều tiết lưu lượng, độ mở của nó tương ứng với lưu lượng yêu cầu của trạm thủy điện và mực nước kênh ở cao trình lớn nhất mà không có xả thừa.

Ưu điểm của việc sử dụng loại kênh này là khối lượng đào đắp kênh nhỏ nhưng tổn thất cột nước lớn, tổn thất nước qua tràn và vận hành phức tạp. Nó được ứng dụng trong các trường hợp kênh có chiều dài lớn hoặc độ dốc đáy kênh lớn.

Trong trường hợp kênh gồm hai đoạn và tràn xả nước bố trí ở giữa hai đoạn kênh thì đoạn đầu là kênh không tự điều tiết và đoạn sau là kênh tự điều tiết.

3.7. TỔN THẤT NĂNG LƯỢNG TRONG ĐƯỜNG DẪN

Tổn thất năng lượng trong đường dẫn có thể xem là hai thành phần hợp thành: Tổn thất năng lượng do tổn thất lưu lượng và tổn thất năng lượng do giảm cột nước (tổn thất cột nước). Thành phần thứ nhất là do bốc hơi, rò rỉ qua các cửa van và tổn thất lưu lượng do thấm. Thành phần này chủ yếu xảy ra đối với đường dẫn hở. Phần bốc hơi và rò rỉ trong thực tế không đáng kể và khi thiết kế có thể bỏ qua, phần mất nước do thấm trong trường hợp đường dẫn dài cũng đáng kể. Kinh nghiệm vận hành ở các kênh dẫn nước thủy điện cho thấy với kênh không lót trên nền đất có độ thấm trung bình thì tổn thất lưu lượng chiếm khoảng $0,2 \div 0,5 \%$ cho mỗi km chiều dài. Tổn thất do thấm từ kênh vào đất cần được xác định trên cơ sở bài toán thấm đã trình bày trong giáo trình thủy lực. Đối với đường hầm dẫn nước thì tổn thất lưu lượng nói chung là không đáng kể và trong tính toán có thể bỏ qua.

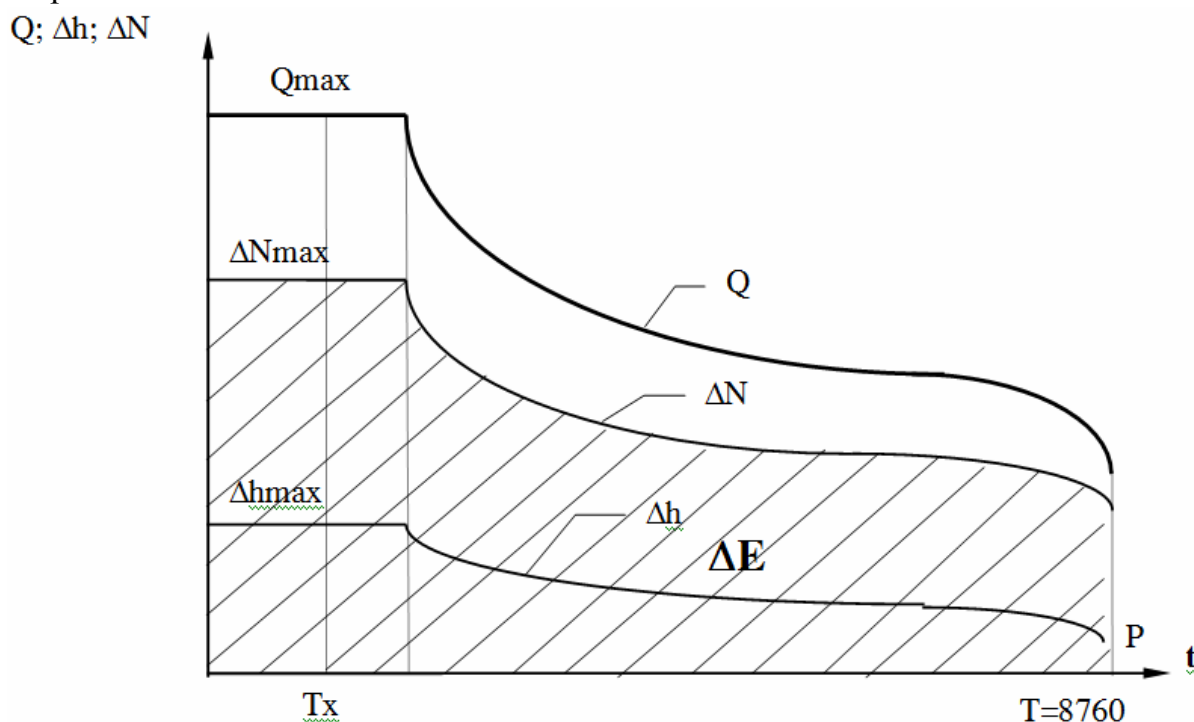
Giá trị tổn thất năng lượng của đường dẫn nước do tổn thất cột nước có thể xác định theo trị số trung bình năm của liệt năm thủy văn theo công thức (3-17):

$$\Delta E = \int_0^T \Delta N dt \quad (3-17)$$

$$\text{trong đó:} \quad \Delta N = 9,81 \eta Q \Delta h \quad [\text{kW}] \quad (3-18)$$

Do lưu lượng Q thay đổi theo thời gian và tổn thất cột nước Δh lại phụ thuộc vào nó nên tổn thất năng lượng ΔE phụ thuộc vào loại đường dẫn và đặc tính làm việc của trạm thủy điện.

Khi các đặc trưng của công trình đường dẫn đã biết, ta tiến hành tính toán thủy lực để xác định giá trị tổn thất cột nước ứng với nhiều trị số lưu lượng khác nhau của đường dẫn và xây dựng đường quan hệ $\Delta h = f(Q)$ dưới dạng đường cong hình 3-7 (đối với đường dẫn không áp) hoặc sử dụng công thức (3-15) hoặc (3-16) đối với đường dẫn có áp.



Hình 3-10. Các đồ thị duy trì lưu lượng, tổn thất cột nước và tổn thất công suất.

Trạm thủy điện làm việc với lưu lượng thay đổi và đường duy trì của chúng thể hiện trên hình 3-10. Với các trị số trên đường duy trì lưu lượng ta có thể xác định được tổn thất thủy lực Δh theo quan hệ $\Delta h = f(Q)$ và do đó xác định trị số tổn thất ΔN theo (3-18). Diện tích giới hạn bởi đường cong $\Delta N(t)$ và hai trục tọa độ trên hình 3-10 chính là tổn thất năng lượng trung bình năm tính theo công thức (3-17).

Đối với nhiều trạm thủy điện trong mùa lũ thường có nước xả bỏ do không dùng hết và có thể sử dụng nó để bù đắp cho phần tổn thất cột nước, tức là thay vì giảm cột nước ta có thể tăng lưu lượng để đảm bảo công suất tối đa của trạm thủy điện. Nhưng điều này chỉ thực hiện được với một số trạm thủy điện khi trong thời gian xả nước thừa cột nước làm việc của nó lớn hơn cột nước tính toán và đường dẫn đã được thiết kế với một khả năng vượt tải nhất định.

Trong trường hợp này phần tổn thất năng lượng trong thời kì xả nước thừa không tính trong công thức (3-17) và khi đó nó có thể viết dưới dạng:

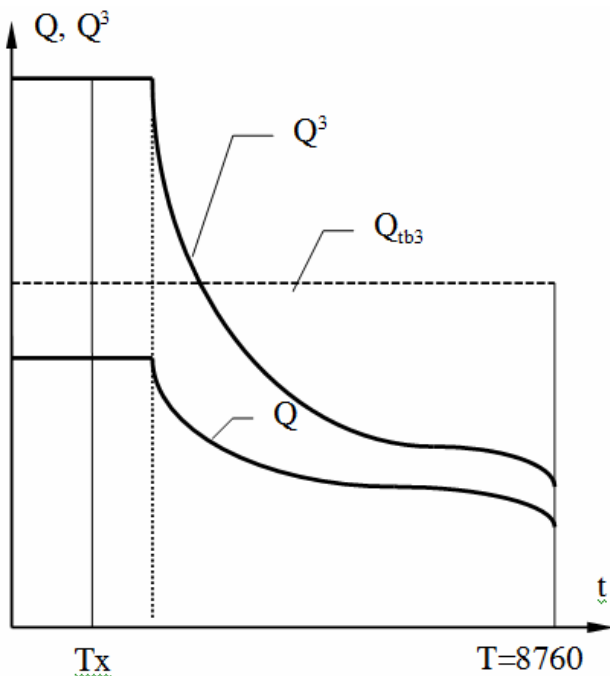
$$\Delta E = \int_{T_x}^T \Delta N dt \quad (3-17')$$

trong đó: T_x - thời gian trạm thủy điện xả nước thừa trong năm.

Trong một số trường hợp, vào mùa lũ khi trạm thủy điện xả nước thừa, do mực nước hạ lưu quá lớn mà cột nước công tác của trạm thủy điện nhỏ hơn cột nước tính toán. Do đặc tính của thiết bị thủy lực trong trường hợp này việc giảm cột nước kéo theo giảm lưu lượng phát điện qua tuabin và do đó tổn thất công suất lại lớn hơn giá trị tính theo (3-18). Để tính đến sự ảnh hưởng này trong thời kì xả nước T_x tổn thất năng lượng tính tăng thêm 1,5 lần và khi đó công thức (3-17) có thể viết:

$$\Delta E = 15 \eta Q_o \Delta h_{\max} T_x + \int_{T_x}^T \Delta N dt \quad (3-19)$$

trong đó: Q_o - lưu lượng phát điện lớn nhất.



Hình 3-11: Đường duy trì lưu lượng đường dẫn có áp

Đối với kênh không tự điều tiết, do lưu lượng trong kênh được điều chỉnh để không phải xả qua tràn nên mực nước cuối kênh gần với ngưỡng tràn, do đó tổn thất thủy lực trong kênh biến đổi ít khi thay đổi lưu lượng phát điện và gần bằng $\Delta h_{\max}$. Để đơn giản tính toán thành phần tích phân trong các công thức (3-17') và (3-19) được thay bằng trị số trị trung bình gần đúng tổn thất công suất:

$$\int_{T_x}^T \Delta N dt = 9,81 \eta Q_{tb} \Delta h_{\max} (T - T_x) \quad (3-20)$$

Trong đó: Q_{tb} - lưu lượng trung bình nhiều năm;

η - hiệu suất tổ máy thủy điện

Với tuynen dẫn nước có áp, tổn thất thủy lực trong đường dẫn có thể tính theo công thức (3-15) hoặc (3-16). Từ (3-15) và (3-17) ta có thể viết công thức xác định tổn thất năng lượng với các đường dẫn nước có áp:

$$\Delta E = \frac{9,81 \eta L}{\omega^2 C^2 R} \int_0^T Q^3 dt \quad (3-21)$$

Thành phần trong công thức (3-21) hoàn toàn xác định được bằng đồ giải khi có đường quan hệ duy trì lưu lượng $Q \sim t$ (hình 3-11) bằng cách xây dựng đường quan hệ

$Q^3 \sim t$ và trị số tích phân là diện tích giới hạn bởi đường cong $Q^3(t)$ và các trục toạ độ. Cũng như các đường dẫn không áp, trong thời kì xả nước thừa nếu cột nước công tác của TĐĐ lớn hơn cột nước tính toán thì phần tổn thất năng lượng do tổn thất cột nước được bù đắp bằng cách tăng lưu lượng phát điện và do đó phần tích phân chỉ tính trong giới hạn từ $T_x \div T$. Trong trường hợp ngược lại phần tổn thất năng lượng trong thời kì xả nước thừa được nhân với hệ số 1,5.

Để đơn giản hoá công thức (3-21) ta thay thành phần tích phân diện tích tương đương với lưu lượng không đổi, Q_{tb}^3 (lưu lượng trung bình lập phương), có nghĩa là thay

$$\int_0^T Q^3 dt = Q_{tb}^3 T \quad (3-22)$$

Khi đó tổn thất năng lượng:

$$\left. \begin{aligned} \Delta E &= m Q_{tb}^3 T \beta \\ m &= \frac{9,81 \eta L}{\omega^2 C^2 R} \end{aligned} \right\} \quad (3-23)$$

$\beta = 1,1 \div 1,15$ - hệ số tính tới việc giảm lưu lượng mùa lũ; Q_{tb}^3 - lưu lượng trung bình lập phương.

Đối với đường hầm dẫn nước có áp lưu tốc lớn nhất thường lấy trong khoảng $3 \div 5$ m/s nhưng với điều kiện đảm bảo sự ổn định làm việc của trạm thủy điện khi trên tuyến đường dẫn bố trí tháp điều áp (xem chương V).

3.8. LỰA CHỌN MẶT CẮT KINH TẾ ĐƯỜNG DẪN NƯỚC TRẠM THỦY ĐIỆN

3.8.1. Nguyên lí chung

Khối lượng xây dựng công trình và tổn thất năng lượng trên đường dẫn phụ thuộc vào kích thước của nó (kích thước tiết diện, bố trí tuyến, độ dốc đáy đối với đường dẫn không áp) và các đặc trưng thủy lực (lưu lượng, độ nhám). Với một tuyến công trình và lưu lượng tính toán đã chọn khi thay đổi kích thước tiết diện đường dẫn, khối lượng xây dựng và tổn thất năng lượng sẽ thay đổi và quy luật của chúng thường mâu thuẫn với nhau. Chính vì vậy việc lựa chọn kích thước tiết diện đường dẫn phải trên cơ sở so sánh kinh tế-kỹ thuật nhiều phương án. Tiêu chuẩn để chọn mặt cắt kinh tế đường dẫn thường sử dụng là tổng chi phí tính toán năm nhỏ nhất:

$$Z = Z_d + Z_{nt} + Z_E \rightarrow \min \quad (3-24)$$

trong đó: Z - tổng chi phí tính toán năm; Z_d - chi phí tính toán đường dẫn và các công trình trên nó; Z_{nt} - chi phí tính toán của các công trình nối tiếp (cửa lấy nước, bể áp lực...); Z_E - chi phí tính đổi để bù đắp phần tổn thất điện năng và tổn thất công suất do tổn thất lưu lượng và cột nước trong nó.

Công thức (2-24) có thể viết:

$$Z = Z_K + Z_E \rightarrow \min \quad (3-25)$$

trong đó: $Z_K = Z_d + Z_{nt} = \frac{K}{T_o} + C$; K- vốn đầu tư xây dựng công trình đường dẫn và công trình nối tiếp; T_o - thời gian bù vốn tiêu chuẩn; C- chi phí vận hành có thể lấy theo phần trăm vốn đầu tư K ($C = p.K$, $p=0,05$).

Chi phí tính toán theo tổn thất năng lượng và công suất ZE trong trường hợp tổng quát bao gồm chi phí tính đổi phần tổn thất điện năng ΔE và chi phí tính đổi phần tổn thất công suất ΔN_{max} , nó được biểu diễn dưới dạng tổng quát:

$$Z_E = \left(\frac{1}{T_o} + P \right) . k^{ND} \Delta N_{max} \varphi + \psi . \Delta E . s \quad (3-26)$$

trong đó: k^{ND} - vốn đầu tư cho một đơn vị công suất tăng thêm của trạm nhiệt điện thay thế; ΔN_{max} - Tổn thất công suất lớn nhất do tổn thất cột nước; $\varphi = 1,1-1,15$ - hệ số tính đổi về công suất của trạm nhiệt điện thay thế; $\psi = 1,05-1,10$ - hệ số tính đổi về điện lượng của trạm nhiệt điện thay thế; ΔE - tổn thất điện năng của trạm thủy điện do tổn thất cột nước; s - đơn giá sản xuất điện năng tính trên chi phí vận hành của trạm nhiệt điện.

Trong thực tế tính toán, chi phí thay thế cho tổn thất điện năng với độ chính xác tương đối có thể tính theo công thức sau:

$$Z_E = \psi . \Delta E . s_p \quad (3-27)$$

trong đó: s_p - đơn giá điện năng bao gồm chi phí sản xuất và chi phí mở rộng công suất của các trạm nhiệt điện thay thế trên một đơn vị điện lượng.

Khi tăng kích thước tiết diện đường dẫn, vốn đầu tư và các chi phí vận hành sẽ tăng nhưng khi đó vận tốc dòng chảy trong nó giảm và do đó tổn thất điện năng giảm. Các quan hệ $Z_K = f_1(\omega)$ và $Z_E = f_2(\omega)$ biến đổi theo quy luật ngược chiều nhau và tổng của chúng sẽ có thể có giá trị cực tiểu. Diện tích kinh tế tương ứng với tổng chi phí tính toán năm Z nhỏ nhất.

3.8.2. Lựa chọn mặt cắt kinh tế kênh dẫn nước thủy điện

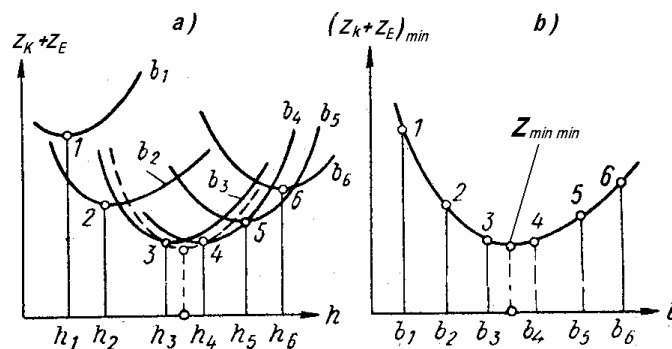
Đối với kênh dẫn nước tiết diện hình thang, kích thước tiết diện được quyết định bởi hai thành phần: độ sâu nước h và chiều rộng đáy kênh b . Vì vậy, trong trường hợp này tiêu chuẩn (2-25) phải thỏa mãn khi xét đến sự biến đổi của hai đặc trưng này.

Trong thực tế thiết kế thường gặp ba trường hợp sau đối với kênh dẫn nước thủy điện:

a- Chiều rộng kênh không đổi $b = const$, chỉ thay đổi độ sâu nước h trong kênh trong các phương án so sánh. Trường hợp này chỉ áp dụng trong các điều kiện do không chế về điều kiện biện pháp thi công công trình. Trong trường hợp này các quan hệ Z_K và Z_E phụ thuộc vào độ sâu trong kênh, mặt cắt kinh tế kênh dẫn ứng với độ sâu mực nước h khi đó tổng chi phí tính toán năm $Z = Z_K + Z_E$ nhỏ nhất.

b- Khi $h = \text{const}$, b thay đổi. Trường hợp này có thể do điều kiện địa chất không chế. Các thành phần chi phí tính toán phụ thuộc vào chiều rộng đáy kênh và tương ứng với tổng chi phí tính toán nhỏ nhất là giá trị chiều rộng đáy kênh lợi nhất.

c. Chiều rộng b và h đều thay đổi, đây là trường hợp tổng quát. Trong trường hợp này để chọn mặt cắt kinh tế nhất cần phải giải bài toán a.) hoặc b.) ở trên nhiều lần. Ví dụ: ban đầu có thể giả thiết một số trị số chiều rộng đáy kênh $b_1, b_2, \dots, b_n$ với mỗi chiều rộng đáy kênh $b = \text{const}$ tiến hành xây dựng đường quan hệ $Z = f(h)$, mỗi đường này sẽ cho một giá trị cực tiểu $Z_{\min}$ (hình 3-12b), đưa các giá trị cực tiểu đó tương ứng với $b_1, b_2, \dots, b_n$ lên trục toạ độ $Z_{\min} \sim b$ ta có quan hệ $Z_{\min}$ phụ thuộc vào b . Giá trị cực tiểu của đường quan hệ này tương ứng với chiều rộng đáy kênh b_{KT} lợi nhất (hình 3-12b). Để xác định độ sâu h_{KT} lợi nhất tương ứng với b_{KT} ta tiến hành lại bài toán a) tương ứng với $b_{KT} = \text{const}$ (đường gạch rời nét trên hình 3-12a), trị số cực tiểu của quan hệ này cho ta độ sâu h_{KT} có lợi nhất.



Hình 3-12. Đồ thị xác định kích thước kinh tế kênh dẫn nước thủy điện.

Đồng thời với việc xác định mặt cắt kinh tế kể trên, đối với đường dẫn nước không áp là việc chọn chế độ thủy lực tính toán tối ưu, tức là chế độ thủy lực trong đường dẫn khi lưu lượng trong nó là lưu lượng tính toán. Các chế độ thủy lực trong kênh dẫn không chỉ phụ thuộc vào độ dốc đáy kênh và độ nhám lòng kênh. Các bài toán xác định mặt cắt kinh tế ở kênh trên được giải quyết với một độ dốc đáy kênh chọn trước cho các phương án so sánh hoặc có cùng chế độ thủy lực tính toán là dòng chảy đều. Trong trường hợp thứ hai độ dốc đáy kênh của các phương án so sánh xác định theo biểu thức (3-10). Việc chọn chế độ thủy lực tính toán tối ưu tương ứng với độ dốc đáy kênh tối ưu được tiến hành bằng cách giải các bài toán a, b, c với các độ dốc đáy khác nhau và chọn phương án có tổng chi phí tính toán nhỏ nhất.

Trong thực tế, với độ chính xác tính toán nhất định vùng thay đổi kích thước tiết diện xung quanh điểm tối ưu lý thuyết là tương đối rộng, khi đó tổng chi phí tính toán năm ít biến đổi xung quanh giá trị tối thiểu. Chính vì vậy kích thước tiết diện tối ưu về lý thuyết chưa phải luôn là phương án chọn. Phương án chọn phải đảm bảo các điều kiện về vận tốc đã trình bày ở mục 3-3 và trong trường hợp chung khi các điều kiện

này được thỏa mãn thì xu hướng nên chọn phương án có kích thước nhỏ, nó sẽ có khối lượng nhỏ, giảm được thời gian thi công công trình.

Nếu chế độ thủy lực tính toán trong các phương án chọn là dòng chảy với đường mặt nước là đường nước đổ thì phương án chọn phải đảm bảo có lưu lượng giới hạn $Q_{\max}$ lớn hơn lưu lượng tính toán với một trị số dự trữ vượt tải càng lớn càng tốt. Đối với kênh dẫn nước dài thì trị số dự trữ vượt tải $Q_{\max}-Q_{tt}$ rất nhỏ, chính vì vậy trong các kênh dài chế độ thủy lực tính toán là dòng đều.

Ngoài việc tính toán so sánh kinh tế để xác định mặt cắt, chế độ thủy lực tính toán (độ dốc đáy kênh), việc lựa chọn tuyến kênh có ý nghĩa quan trọng. Việc lựa chọn tuyến kênh có ảnh hưởng trực tiếp tới khối lượng công trình và tổn thất điện năng. Các bài toán xác định mặt cắt kinh tế kênh không thể tính cho một đơn vị chiều dài mà phải tính cho toàn chiều dài của kênh. Trong thực tế, do địa hình địa chất thay đổi nhiều mà kênh có thể được phân đoạn để tính toán, so sánh, nhưng phương án chọn cuối cùng phải xét trên toàn tuyến kênh. Việc thay đổi hình thức lát kênh cũng có ảnh hưởng lớn đến phương án lựa chọn. Khi chuyển từ kênh đất sang các hình thức lát kênh, hệ số nhám có thể giảm và do đó giảm tổn thất thủy lực, đồng thời có thể tăng vận tốc cho phép trong kênh mà giảm được kích thước của nó. Vì vậy phần chi phí xây lát kênh có thể được bù đắp lại một phần hoặc toàn bộ do giảm khối lượng đào đắp và tiết kiệm điện năng do giảm tổn thất cột nước.

Phương án lựa chọn cuối cùng phải xét trên cơ sở đề cập toàn diện tới mọi yếu tố liên quan trong tổng thể chung của công trình, phải đảm bảo tiêu chuẩn về kinh tế và thỏa mãn yêu cầu về kỹ thuật, đồng thời thỏa mãn tiến độ thi công và điều kiện vận hành trong tương lai. Kinh nghiệm thiết kế, xây dựng cho thấy vận tốc kinh tế (tương ứng với lưu lượng tính toán và mặt cắt kinh tế) trong kênh lát bê tông hoặc bê tông cốt thép trung bình từ $1,5 \div 2,5$ m/s, trong trường hợp đặc biệt có thể đến 2,5 m/s.

3.8.3. Lựa chọn mặt cắt kinh tế đường hầm dẫn nước

Về nguyên lý tính toán kinh tế đường hầm dẫn nước không áp hoàn toàn tương tự như đối với kênh dẫn. Đối với đường hầm không áp cũng có khái niệm tự điều tiết và không tự điều tiết. Chế độ thủy lực tính toán trong đường hầm không áp là chế độ dòng đều, tổn thất cột nước lớn nhất trong nó có thể lấy $\Delta h_{\max} = i.L$. Do giá thành xây dựng đường hầm đất hơn so với kênh dẫn nên vận tốc kinh tế trong đường hầm không áp trung bình từ $2,5 \div 3,5$ m/s.

Đối với đường hầm dẫn nước áp lực, chế độ thủy lực không phụ thuộc vào độ dốc tuyến dẫn, do đó tùy theo điều kiện địa hình, địa chất cụ thể để bố trí. Tổn thất cột nước trong đường hầm có áp xác định theo công thức (3-15) hoặc (3-16). Mặt cắt kinh tế của đường hầm có áp (thường có tiết diện tròn) xác định theo diện tích tiết diện ω của nó. Vận tốc kinh tế trong các đường hầm có áp trong khoảng $3,5 \div 6$ m/s.

3.9. BỂ ÁP LỰC

3.9.1. Công dụng, các bộ phận chính

Bể áp lực được bố trí ở cuối đường dẫn nước không áp, nó là công trình nối tiếp đường dẫn không áp với công trình dẫn nước có áp hoặc với đường dẫn nước turbin, vì vậy nó phải đảm nhận các nhiệm vụ sau:

- Phân phối đều nước trong đường dẫn không áp cho các đường ống dẫn nước turbin. Đảm bảo các đường ống đó làm việc độc lập trong quá trình vận hành bình thường cũng như khi sự cố hoặc sửa chữa cần phải đóng hoàn toàn không cho nước chảy vào đường ống.
- Giảm tổn thất thủy lực khi chảy vào đường dẫn có áp.
- Loại trừ rác bẩn do lưới chắn rác thô ở đầu đường dẫn chưa loại trừ hoặc rác bẩn do bổ sung trên đường dẫn không để chúng lọt vào đường ống.
- Đảm bảo xả lượng nước thừa khi trạm thủy điện thay đổi công suất nếu cần thiết hoặc cung cấp nước cho hạ lưu khi trạm thủy điện ngừng làm việc hoặc làm việc với công suất quá nhỏ khi hạ lưu của trạm thủy điện đòi hỏi phải cung cấp một lưu lượng nước nhất định cho một nhu cầu nào đó.
- Làm giảm dao động mực nước trước đường ống áp lực trong các quá trình chuyển tiếp của trạm thủy điện.
- Loại trừ bùn cát nếu chúng còn nguy hiểm với turbin.

Để đạt được các nhiệm vụ đó bể áp lực có thể bao gồm các bộ phận cấu thành sau:

1. Bộ phận lấy nước (cửa nước vào)

Cửa nước vào là bộ phận quan trọng nhất của bể áp lực, nó có nhiệm vụ lấy nước vào các đường ống turbin đảm bảo các yêu cầu về khối lượng và chất lượng. Cửa nước vào của bể áp lực thường có kết cấu dưới dạng tường chắn, trên hình 3-13 là một ví dụ về kết cấu của cửa nước vào bể áp lực. Về mặt cấu tạo, hình thức kết cấu cửa nước vào của bể áp lực cũng giống như công trình lấy nước khác đã được trình bày ở chương I, nó được bố trí các cửa van công tác, van sửa chữa, lưới chắn rác, thiết bị đóng mở, thiết bị nâng chuyển, các ống thông khí và ống cân bằng áp lực v.v... Hình dạng và nguyên tắc bố trí các bộ phận cần phải bảo đảm tổn thất thủy lực nhỏ nhất và thuận lợi an toàn trong vận hành.

Van công tác (van sự cố- sửa chữa) của cửa nước vào về mặt nguyên tắc là van phẳng với các thiết bị đóng mở độc lập có khả năng điều khiển tự động tại chỗ từ xa. Nếu đường ống dẫn nước turbin bố trí hở trên mặt đất thì van công tác phải là van đóng nhanh.

Van sửa chữa ở cửa lấy nước bể áp lực thường dưới dạng phai hoặc van phẳng.

Do dòng chảy vào bể áp lực không chứa vật nổi và các rác bẩn có kích thước lớn nên lưới chắn rác được bố trí giữa hai cửa van sửa chữa và van công tác và đặt nghiêng một góc $10^{\circ} \div 30^{\circ}$ theo phương thẳng đứng vì đặt nghiêng sẽ tiện lợi cho việc dọn rác bằng các thiết bị cơ giới.

Ngưỡng cửa lấy nước phải đặt ở cao trình sao cho miệng các ống dẫn nước turbin phải ngập dưới mực nước thấp nhất trong bể áp lực để đảm bảo không khí không lọt vào đường ống trong quá trình vận hành bình thường.

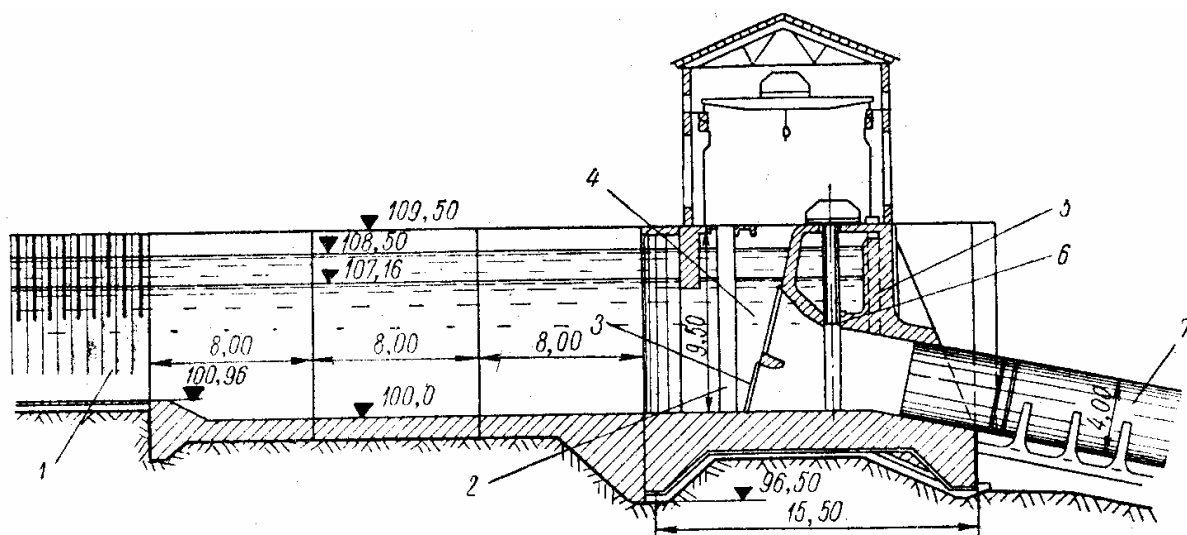
Đỉnh tường chắn bể áp lực và cửa lấy nước đặt cao hơn mực nước cao nhất trong bể áp lực từ $0,3 \div 1,0$ m tùy thuộc vào kích thước bể và cấp công trình.

2. Khoang trước

Khoang trước là phần mở rộng của đường dẫn trước cửa lấy nước. Nó là phần nối tiếp đường dẫn không áp với cửa nước vào nhằm đảm bảo cho dòng chảy được thuận dòng sao cho tổn thất thủy lực trong bể áp lực và tại cửa vào là nhỏ nhất. Để đạt được điều đó, yêu cầu đối với bộ phận chuyển tiếp phải có tiết diện lớn, vận tốc dòng chảy trong nó trước khi tới cửa lấy nước phải nhỏ để phần lớn động năng dòng chảy trong đường dẫn biến thành thế năng, sự tiếp nối bộ phận này với đường dẫn và với cửa nước vào phải thuận dòng. Chiều rộng và chiều sâu của khoang trước được quyết định bởi tiết diện đường dẫn không áp và chiều rộng, chiều cao của cửa lấy nước. Kích thước tiết diện đầu khoang trước của bể áp lực là kích thước kênh dẫn, chúng tăng dần cả theo chiều sâu lẫn trên mặt bằng và đến cuối khoang do kích thước cửa lấy nước quyết định.

Góc mở rộng của bể áp lực (khoang trước) không vượt quá $10^\circ \div 12^\circ$ độ theo phương ngang cũng như phương thẳng đứng. Vận tốc dòng chảy trong bộ phận này thường từ $0,6 \div 0,8$ m/s. Cửa nước vào và khoang trước nối tiếp với nhau bằng tường cánh giống như phần tiếp nối của các vai đập. Để đảm bảo các điều kiện tiếp nối và mở rộng chiều dài của bể áp lực có thể quá lớn, để giảm nó người ta thường bố trí trong bể áp lực các tường hướng dòng dưới dạng trụ bin hoặc tường với chiều dày nhỏ (hình 3-16 II).

Khoang trước của bể áp lực có thể bố trí dưới hình thức khối chìm, nửa chìm nửa nổi hoặc nổi hoàn toàn bằng các đê bao hoặc các tường chắn nước. Hình dạng của nó hoặc các bộ phận tiếp nối với đường dẫn, cửa nước vào phụ thuộc vào điều kiện địa hình, địa chất tại vị trí công trình. Trên hình 2-14 là một ví dụ về sơ đồ bố trí các bộ phận của bể áp lực, ở đây ngoài các bộ phận chủ yếu là cửa nước vào và khoang trước còn có các công trình xả nước, tháo vật nổi, tháo bùn cát, bộ phận nối tiếp với bể điều tiết ngày và các bộ phận khác.



Hình 3-13. *Cắt dọc bề áp lực theo dòng chảy.*

1- kênh dẫn; 2- khe phai; 3- lưới chắn rác; 4- cửa lấy nước; 5- ống thông khí; 6- cửa van công tác; 7- ống dẫn nước turbin.

3. Công trình xả nước

Công trình xả nước của bề áp lực có công dụng xả bỏ nước khi trạm thủy điện giảm công suất và trong các trường hợp cắt tải sự cố của trạm thủy điện.

Yêu cầu đối với các công trình xả nước phải đảm bảo đóng mở tự động và đóng mở nhanh. Đối với kênh không tự điều tiết thì nhất thiết phải bố trí công trình xả nước ở cuối để khống chế mực nước cao nhất trong kênh, còn ở kênh tự điều tiết thì việc bố trí công trình xả nước trong thành phần kết cấu của bề áp lực khi hạ lưu có nhu cầu cung cấp nước liên tục với lưu lượng lớn. Lưu lượng tính toán của công trình xả nước thường lấy bằng lưu lượng lớn nhất trong kênh.

Công trình xả nước được chia làm hai bộ phận: phần đầu mỗi nằm trong thành phần bề áp lực, phần dẫn nước xuống hạ lưu thường dưới dạng dốc nước.

Phần đầu mỗi công trình xả nước tự động thường sử dụng tràn không cửa van (tràn tự do), xi phông và cống tháo nước với cửa van đóng mở tự động.

Tràn không cửa van có ưu điểm là đơn giản về cấu tạo, vận hành an toàn, không có trường hợp tràn không làm việc do sự cố bản thân như đối với tràn có cửa van và các công trình xả nước có cửa van khác. Nhược điểm cơ bản của tràn không cửa van là lưu lượng đơn vị tháo qua tràn nhỏ và do đó chiều rộng tràn đòi hỏi có kích thước lớn hoặc chiều cao lớp nước tràn phải lớn (thường $h \leq 0,5 \div 0,75$ m) và do đó phải nâng cao bờ bề áp lực và đường dẫn. Tràn không cửa van có thể bố trí dưới dạng một máng tràn hoặc nhiều máng tràn. Trên hình 3-15a là sơ đồ cấu tạo và bố trí công trình xả nước kiểu máng tràn đơn (một máng tràn), trong trường hợp này diện tràn nước tương đối lớn, tuy bố trí một máng tràn nhưng nó tiếp nhận nước từ ba phía do đó có thể giảm chiều cao lớp nước tràn. Công trình xả nước với nhiều máng tràn trên hình 3-15b, diện tràn nước rất lớn tuy chiều rộng của công trình tràn không lớn, lớp nước trên

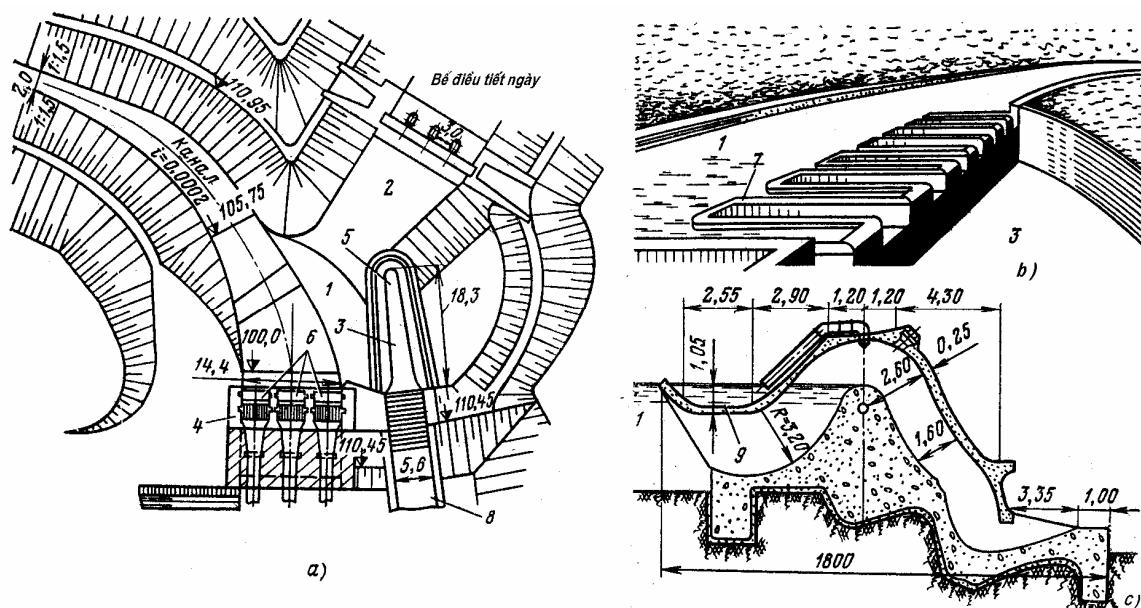
[illegible]

1-ống dẫn nước turbin; 2- cửa lấy nước; 3- khoang trước; 4- xi phông xả nước; 5- tràn; 6- dốc nước; 7, 8 & 9 - đường tháo vật nổi (băng tuyết); 10- lỗ xả cát; 11- lỗ xả đáy; 12-tường ngực; 13- công trình liên kết bể điều tiết ngày; 14- ống tháo cạn bể điều tiết ngày.

Các công trình xả nước có cửa van tuy đắt nhưng chúng có kích thước mặt bằng nhỏ, tiện lợi cho việc bố trí trong bể áp lực, đồng thời nó cho phép khống chế mực nước dao động trong bể áp lực trong phạm vi nhỏ, ngoài ra chúng còn cho phép nhanh chóng cung cấp lưu lượng cần thiết cho hạ lưu. Ngoài công dụng xả nước, các công trình xả nước nhiều cửa van còn kết hợp để xói rửa bùn cát trong trường hợp chúng được làm dưới dạng cống xả đáy.

79

Phần dẫn nước của các công trình xả nước thường sử dụng dưới dạng dốc nước với các hình thức tiêu năng sau nó dạng bể, tường tiêu năng hoặc máng phun v.v.. Trong trường hợp lưu lượng nhỏ còn có thể sử dụng dưới dạng bậc nước.



a- tràn xả nước kiểu máng đơn; b- tràn xả nước kiểu nhiều máng; c- xi phông xả nước; 1- khoang trước; 2- kênh nổi bề áp lực và bề điều tiết ngày; 3- máng tràn xả nước; 4- tường áp lực; 5- tràn dạng cong; 6- cửa lấy nước; 7- tràn kiểu nhiều máng; 8- dốc nước; 9- cơ cấu điều chỉnh lưu lượng.

Ngoài các bộ phận chính là cửa lấy nước, khoang trước, công trình xả nước, trong bể áp lực còn được bố trí cửa xả cát, cống tháo nước sửa chữa, cửa lấy nước tưới và cấp nước cho các mục đích khác nhau.

Khác với bể lắng cát, cửa xả cát của bể áp lực xói rửa cát trong điều kiện trạm thủy điện đang làm việc bình thường, nước trong bể áp lực còn đầy nên không thể tạo được vận tốc lớn để đủ sức xói rửa bùn cát lắng đọng một cách triệt để. Trong thực tế hiệu quả của các hành lang xói rửa cát bố trí ở bể áp lực không lớn, do vậy tốt hơn hết

là việc nạo vét bùn cát lắng đọng có thể kết hợp thực hiện bằng các phương pháp cơ giới như bơm hút bùn v.v.... ở bề áp lực người ta cố gắng bố trí các công trình xả nước và xả cát có chung bộ phận dẫn nước.

Kích thước hành lang xả cát cần đủ lớn để có thể tiến hành kiểm tra và sửa chữa. Khi tiến hành xói rửa bề áp lực, vận tốc dòng nước trong nó (trong khoang trước) không nhỏ hơn $2 \div 2,5$ m/s.

Để tiến hành sửa chữa bề áp lực và kênh dẫn, trong phạm vi bề áp lực người ta bố trí cống xả đáy. Nói chung cống xả đáy và cống xả cát thường được kết hợp làm một.

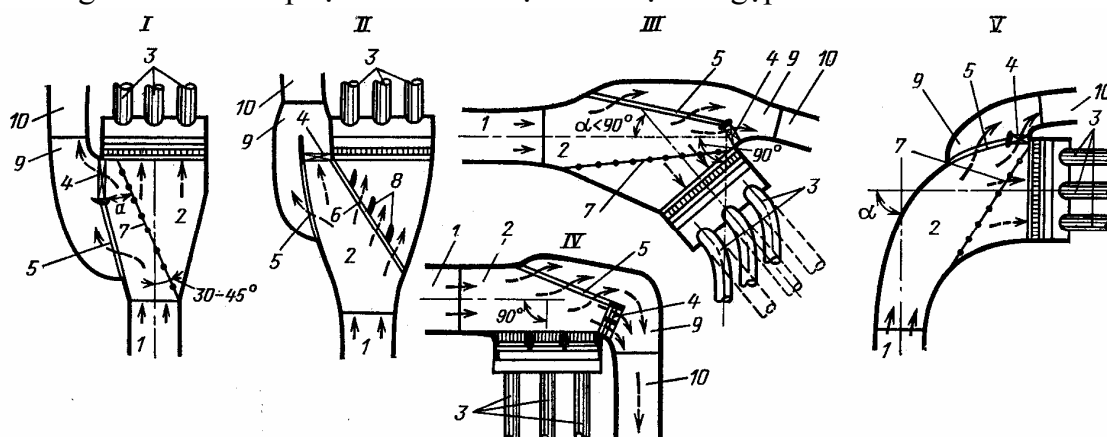
Khi hạ lưu có nhu cầu cung cấp nước với mục đích tưới hoặc cấp nước với mục đích khác (ví dụ, cấp nước sinh hoạt), trong bề áp lực người ta bố trí các cửa lấy nước phục vụ cho mục đích này, tùy theo điều kiện cụ thể của điều kiện địa hình, địa chất mà các bộ phận này có thể có các hình thức công trình khác nhau.

3.9.2. Bố trí tổng thể công trình của bề áp lực

Trên hình 3-16 thể hiện các sơ đồ bố trí các bộ phận của bề áp lực. Việc bố trí các công trình này do nhiều yếu tố quyết định: địa hình, địa chất, địa chất thủy văn, thành phần cấu thành bề áp lực. Căn cứ vào hướng vận tốc dòng chảy vào cửa lấy nước so với kênh dẫn (trục đường ống cửa lấy nước và trục kênh dẫn) người ta chia chúng ra làm ba loại hình thức bố trí bề áp lực:

1. Sơ đồ dẫn nước chính diện (sơ đồ I, II)

Trục đường dẫn trùng với trục của đường ống dẫn nước turbin. Về mặt thủy lực sơ đồ này có ưu điểm hơn cả, tổn thất thủy lực trong bề áp lực sẽ nhỏ do hướng vận tốc trong bề áp lực và đường ống dẫn nước trùng nhau, do đó tổn thất cửa vào sẽ nhỏ. Nhược điểm của sơ đồ bố trí kiểu này là công trình xả nước và tháo vật nổi được bố trí ở phần tường bên của bề áp lực và do đó việc tháo vật nổi gặp nhiều khó khăn.



Hình 3-16. Các sơ đồ bố trí các thành phần của bề áp lực.

1- kênh dẫn; 3- khoang trước; 3-đường ống dẫn nước áp lực; 4- đường xả vật nổi; 5- tràn; 6- tường hướng vật nổi; 7- phao nổi; 8- trụ pin hướng dòng; 9 & 10- dốc nước.

Để khắc phục điều này, trong bể áp lực người ta bố trí tường hướng vật nổi dưới dạng phao nổi hoặc tường chắn, vật nổi sẽ bị chắn lại trước tường này và khi mở cửa tháo vật nổi chúng dễ dàng được tháo xuống hạ lưu.

2. Sơ đồ dẫn nước kiểu bên hông (sơ đồ IV)

Cửa lấy nước bố trí ở tường bên bể áp lực, trục đường ống dẫn nước turbin vuông góc với trục kênh dẫn. Dòng chảy vào cửa lấy nước không thuận, phải đổi hướng tạo nên độ nghiêng mặt nước làm tăng tổn thất cột nước. Cửa xả vật nổi bố trí bên cạnh cửa lấy nước gần như chính diện với dòng chảy trong bể áp lực, rác bẩn và vật nổi sẽ bị chặn lại trước cửa nước vào và được tháo xuống hạ lưu qua cửa tháo vật nổi. Trong trường hợp này không cần thiết bố trí tường chắn vật nổi. Ưu điểm của sơ đồ bố trí kiểu này là chiều dài bể áp lực nhỏ, việc tháo vật nổi thuận tiện song để giảm tổn thất thủy lực cần phải tăng tiết diện khoang trước cửa bể do đó có thể phải tăng vốn xây dựng, ngoài ra với sơ đồ này không thuận lợi trong vận hành do bùn cát lắng đọng không đều trong bể và rác bẩn phân bố không đều trên lưới chắn rác gây khó khăn trong việc tháo rửa cũng như tăng tổn thất trên lưới chắn rác.

3. Sơ đồ kết hợp (sơ đồ III- V)

Theo các sơ đồ này trục ống dẫn turbin và trục của khoang trước bể áp lực được bố trí xiên góc. ở các sơ đồ này vẫn cần thiết phải bố trí phao ngăn vật nổi trước cửa lấy nước. Sơ đồ V phần mở rộng bể áp lực đóng vai trò phần chuyển tiếp, trong đó dòng chảy đổi hướng dần trước khi đến cửa nước vào. Các sơ đồ này vẫn còn tồn thất thủy lực tương đối lớn, rác bẩn bám vào lưới chắn rác không đều nhưng với sơ đồ bố trí kiểu này chiều dài bể áp lực có thể nhỏ hơn một ít và cải thiện được việc tháo vật nổi.

3.9.3. Nguyên lý tính toán bể áp lực

Mục đích của việc tính toán bể áp lực nhằm xác định kích thước các bộ phận của nó để đảm bảo các yêu cầu về thủy lực và ổn định công trình. Các mực nước tối thiểu và tối đa trong bể áp lực phải đảm bảo cho cửa lấy nước làm việc bình thường và nước không tràn ra ngoài thành bể trong mọi chế độ vận hành của trạm thủy điện. Do bể áp lực thường bố trí ở nơi nối tiếp của sườn dốc nên điều đặc biệt quan trọng đối với công trình là điều kiện ổn định chống trượt và ổn định thấm.

1. Xác định kích thước bể áp lực

a. Phần cửa lấy nước

Cửa lấy nước của bể áp lực cũng giống như cửa lấy nước ở trạm thủy điện thông thường, chúng phải đảm bảo các yêu cầu chung như đã trình bày ở mục 1-1, nghĩa là vị trí, kích thước các bộ phận của nó phải đảm bảo cho dòng chảy vào ống dẫn nước turbin được thuận tiện, tổn thất thủy lực nhỏ, vận hành các bộ phận công trình thuận lợi.

Chiều rộng khoang cửa lấy nước b_K (hình 3-17c) phụ thuộc vào đường kính ống áp lực, kích thước tiêu chuẩn của các cửa sau bố trí sau nó, theo kinh nghiệm có thể

lấy bằng $b_K = (1,5 - 1,8)D$, trong đó D - đường kính ống áp lực. Như vậy chiều rộng cửa lấy nước sẽ là:

$$B = n b_K + (n - 1) d \quad (3-30)$$

Trong đó n - số khoang cửa lấy nước; d - chiều dài trụ pin,
Chiều dài L_2 của cửa lấy nước được quyết định bởi việc bố trí các thiết bị và kết cấu cửa lấy nước.

Cao trình ngưỡng cửa lấy nước phụ thuộc vào đường kính đường ống áp lực và phải đảm bảo độ ngập sâu cần thiết của nó dưới mực nước thấp nhất trong bể áp lực. Ngoài ra, chiều rộng và chiều sâu nước trước lưới chắn rác tùy thuộc vào phương thức chọn rác phải đảm bảo vận tốc dòng chảy trước nó nằm trong phạm vi cho phép v_K . Vận tốc v_K thường lấy từ 0,7- 0,8 m/s.

Với vận tốc cho phép v_K , độ sâu h_K của bể áp lực được tính từ mực nước dâng bình thường (MNDBT) đến ngưỡng với mức tối thiểu có thể xác định theo công thức:

$$h_K = \frac{Q_T}{b_K v_K} \quad (3-31)$$

trong đó: Q_T - lưu lượng lớn nhất qua đường ống áp lực.

Độ ngập sâu tối thiểu của đường ống áp lực dưới mực nước thấp nhất trong bể áp lực có thể xác định theo công thức kinh nghiệm (3-32) và không nhỏ hơn 0,5 m

$$h_1 = (2 \div 3) \frac{v_o^2 - v_K^2}{2g} \quad (3-32)$$

v_o - vận tốc lớn nhất trong đường ống.

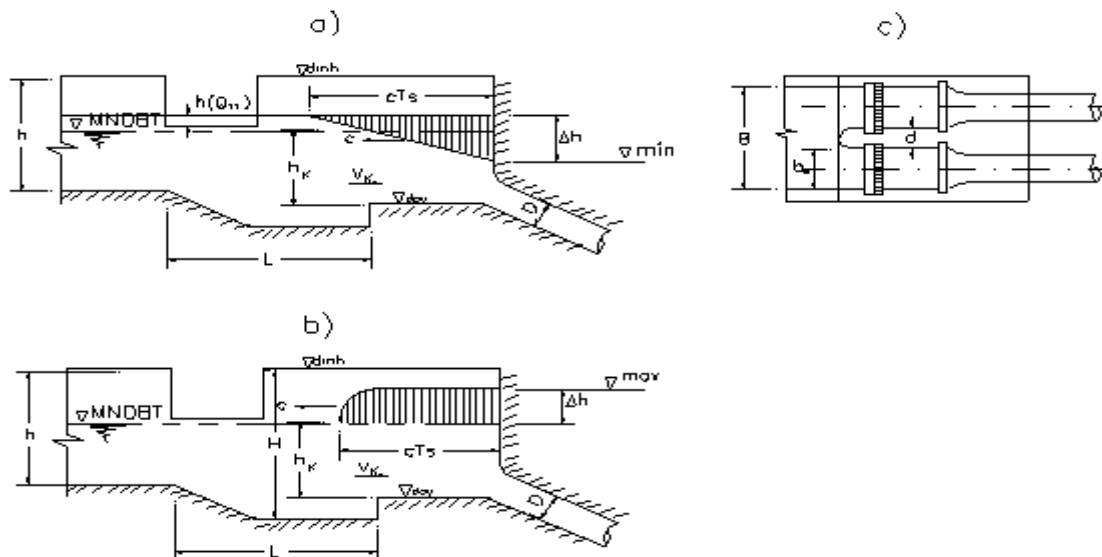
Việc xác định mực nước thấp nhất ($\nabla_{\min}$) trong bể áp lực phải dựa vào chế độ vận hành và đặc điểm của hệ thống đường dẫn. Mực nước thấp nhất trong bể áp lực ở chế độ làm việc ổn định có thể lấy bằng mực nước chết của bể điều tiết ngày nếu dao động mực nước trong nó không truyền vào đường dẫn. Mực nước thấp nhất cũng có thể xuất hiện trong các chế độ không ổn định của quá trình tăng tải TTĐ. Trong thực tế, việc tăng tải đồng thời tất cả các tổ máy là không thể có, do đó mực nước thấp nhất chỉ có thể xuất hiện khi tăng tải lớn nhất tổ máy cuối cùng trong khi các tổ máy khác làm việc đầy tải. Khi đó mực nước thấp nhất trong bể áp lực được xác định theo công thức:

$$\nabla_{\min} = \nabla_{n-1} - \Delta h \quad (3-33)$$

trong đó: ∇_{n-1} - Mực nước trong bể áp lực khi $n-1$ tổ máy của TTĐ làm việc toàn bộ công suất; Δh - sóng giảm áp lớn nhất khi tăng tải tổ máy cuối cùng (hình 3-17a).

Đối với kênh tự động điều tiết mực nước ∇_{n-1} khi $n-1$ tổ máy làm việc ổn định với công suất lớn nhất có thể xác định từ đường nước dâng trong kênh dẫn, còn đối với kênh không tự điều tiết thì có thể lấy bằng cao trình mực nước trên tràn với lớp nước trên ngưỡng tràn tương ứng với lưu lượng lớn nhất của một tổ máy qua nó $Q_{\text{tràn}} = Q_T$.

Chiều cao sóng giảm áp Δh có thể xác định trên cơ sở tính toán dòng không ổn định trong kênh dẫn khi tăng lưu lượng lớn nhất của một tổ máy $\Delta Q = Q_T$. Phương pháp xác định chiều cao sóng không ổn định do tăng hoặc giảm tải tổ máy thủy điện trên



Hình 3-17. Sơ đồ xác định kích thước bể áp lực.

đường dẫn hở được trình bày ở mục 3-10. Khi thiết kế sơ bộ chiều cao sóng giảm áp Δh có thể xác định từ phương trình cân bằng nước trong thời gian tăng tải tổ máy T_s được thể hiện trên sơ đồ a hình 3-17:

$$\frac{Q_T}{2} T_s = \frac{c T_s \Delta h}{2} b_k \quad \text{hay} \quad \Delta h = \frac{Q_T}{c b_k} \quad (3-34)$$

trong đó : c - vận tốc truyền sóng giảm áp có thể tính theo công thức : $c = \sqrt{gh_k}$.

Đỉnh tường bể áp lực và cửa lấy nước phải đặt cao hơn mực nước lớn nhất trong bể từ 0,3÷1,0 m đủ để bảo đảm an toàn trong quá trình làm việc, có thể xác định theo công thức:

$$\nabla_d = \nabla_{\max} + h_s + \delta \quad (3-35)$$

trong đó: ∇_d , $\nabla_{\max}$ - tương ứng là cao trình đỉnh tường và cao trình mực nước cao nhất trong bể áp lực; h_s - chiều cao sóng do gió tính theo tiêu chuẩn tính sóng gió; δ - chiều cao an toàn tùy thuộc vào cấp công trình.

Chiều cao an toàn δ có thể lấy như sau:

$\delta = 0,2 \div 0,25$ m đối với kênh có $Q < 30 \text{ m}^3/\text{s}$.

$\delta = 0,3 \div 0,4$ m đối với kênh có $Q = 30 \div 100 \text{ m}^3/\text{s}$.

$\delta = 0,4 \div 0,5$ m đối với kênh có $Q > 100 \text{ m}^3/\text{s}$.

Cao trình mực nước lớn nhất trong bể áp lực $\nabla_{\max}$ được tính cho trường hợp đột ngột cắt tải toàn bộ các tổ máy thủy điện do sự cố. Đối với kênh không tự điều tiết mực nước cao nhất trong bể áp lực lấy bằng mực nước trước tràn khi xả toàn bộ lưu lượng của trạm thủy điện qua nó. Đối với kênh tự điều tiết, mực nước cao nhất $\nabla_{\max}$ xác định trên cơ sở tính toán dòng không ổn định trong kênh hở khi cắt tải đột ngột với lưu lượng $\Delta Q = Q_{\max}$ của TTD và mực nước trong bể áp lực ban đầu tương ứng với mực nước dâng bình thường (xem mục 3-10), khi đó :

$$\nabla_{\max} = \text{MNDBT} + \Delta h' \quad (3-36)$$

khi tính sơ bộ chiều cao sóng tăng áp $\Delta h'$ có thể xác định từ phương trình cân bằng nước trong thời gian cắt tải tổ máy T_s được thể hiện trên sơ đồ b hình 3-17:

$$\frac{Q_T}{2} T_s = \frac{c' T_s \Delta h'}{2} b_k \quad \text{hay} \quad \Delta h' = \frac{Q_T}{c' b_k} \quad (3-37)$$

trong đó : c' - vận tốc truyền sóng tăng áp có thể tính theo công thức : $c = \sqrt{gh_k}$ -vk.

b. Khoang trước của bể áp lực:

Phần này là đoạn nối tiếp kênh dẫn và cửa lấy nước. Kích thước và kết cấu của nó phải đảm bảo tổn thất thủy lực trong nó là nhỏ nhất, việc tiếp nối bể áp lực và kênh dẫn phải thuận để không gây tổn thất thủy lực và dòng chảy được phân bố đều. Tiết diện của khoang trước tăng đều theo chiều dòng chảy tới cửa lấy nước.

Đáy bể đoạn mở rộng trước ngưỡng cửa lấy nước (khoang trước) phải thấp hơn ngưỡng từ 0,5÷1,0 m đủ để bùn cát lắng đọng và tháo rửa theo hành lang xả cát. Chiều dài khoang trước sơ bộ có thể tính theo công thức:

$$L = 5 (H - h) + 1 \text{ m} \quad (3-38).$$

trong đó: H- chiều sâu bể áp lực được tính từ đỉnh tường đến đáy bể; h- chiều sâu kênh dẫn nước.

Trong phạm vi khoang trước được bố trí các bộ phận công trình khác như tràn, cửa lấy nước cho các mục đích khác v.v.... Đối với kênh không tự điều tiết, tràn xả nước được thiết kế với lưu lượng lớn nhất của trạm thủy điện, khi đó kích thước tràn được xác định từ công thức :

$$Q_{\text{TD max}} = mB \sqrt{2g} H_{\text{tr}}^{\frac{3}{2}} \quad (3-39)$$

trong đó : m, B, H_{tr} - tương ứng là hệ số lưu lượng, chiều rộng và độ sâu lớp nước tràn.

Độ sâu lớp nước tràn H_{tr} thường lấy trong phạm vi 0,2÷0,6 m. Cao trình ngưỡng tràn bố trí cao hơn mực nước dâng bình thường (MNDBT) từ 3÷5 cm đảm bảo ở chế độ làm việc tính toán của TTD nước không chảy qua tràn.

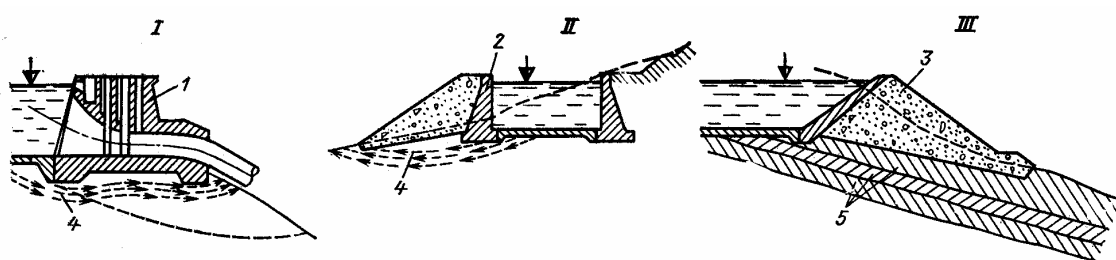
2. Tính toán ổn định

Bể áp lực được bố trí ở cuối kênh dẫn và đầu đường ống áp lực, do đó vị trí của nó thường nằm trên mái dốc tương đối lớn hoặc gần nó. Vì vậy đường viền thấm dưới đáy cửa lấy nước và xung quanh tương đối ngắn dễ gây nguy hiểm về trượt đối với công trình. Ngoài ra dòng thấm ra ngoài mái dốc cũng có khả năng gây trượt cho mái dốc nói chung (hình 3-18 sơ đồ I- II).

Khi tính toán ổn định các công trình bể áp lực đặt trên nền đất, cần thiết phải tiến hành tính toán ổn định thấm bao gồm lưu lượng thấm, đường bão hoà thấm, sự phân bố áp lực thấm, và vận tốc dòng thấm dưới đáy cũng như xung quanh công trình. Đối với công trình đặt trên nền đá việc tính thấm nhằm mục đích xác định áp lực lên phần dưới đất của công trình.

Tính toán ổn định chung của bể áp lực cần phải tiến hành với các sơ đồ trượt phẳng của đáy móng, trượt hỗn hợp cũng như tính lún và ứng suất đáy móng công trình.

Khi nền công trình có nhiều lớp đất với các đặc tính cơ lí khác nhau dưới đáy và hướng nghiêng của chúng trùng với hướng dốc của địa hình (hình 3-18 sơ đồ III) thì khả năng trượt hỗn hợp theo mặt cắt các lớp đất rất dễ xảy ra. Vì vậy trong trường hợp này cần phải tiến hành kiểm tra ổn định trượt theo từng lớp đất cùng với công trình. Nói chung việc tính ổn định bể áp lực được tiến hành với các sơ đồ và phương pháp dùng trong các quy phạm về nền móng công trình thuỷ lợi.



Hình 3-18. Sơ đồ tính toán ổn định bể áp lực.

1. Tường chắn bể áp lực (cửa nước vào); 2- Tường bên; 3- Bờ kênh; 4- Dòng thấm;
5- Các lớp đất khác nhau.

3.10. BỂ ĐIỀU TIẾT NGÀY

3.10.1. Công dụng

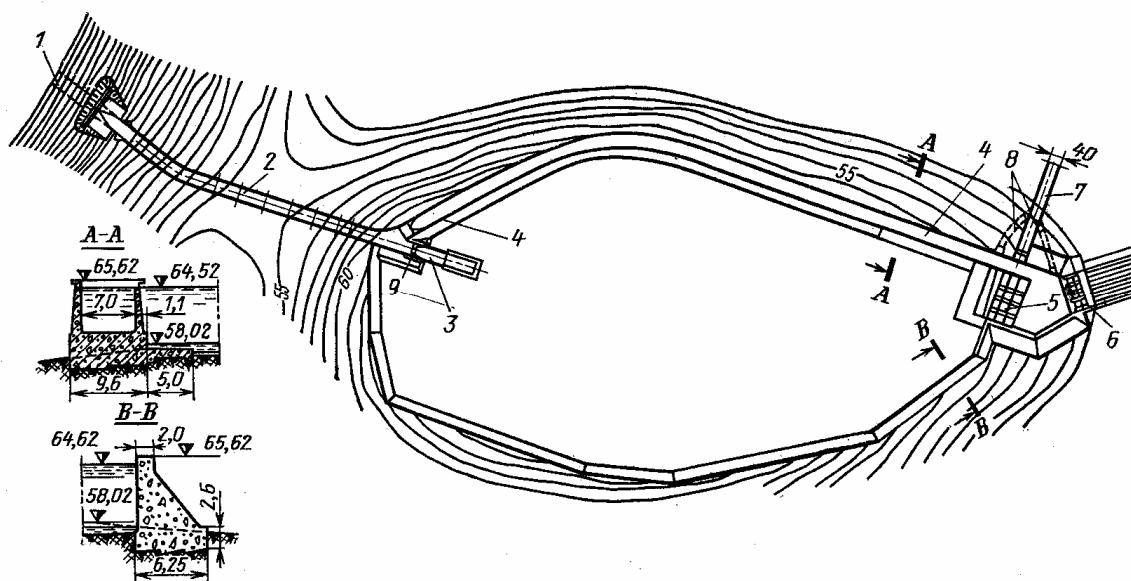
Bể điều tiết ngày cho phép trữ nước để trạm thủy điện tiến hành điều tiết ngày. Khi trạm thủy điện làm việc ở chế độ điều tiết ngày, phụ tải thường xuyên thay đổi do đó trong kênh dẫn nước sẽ hình thành dòng không ổn định làm cho mực nước trong kênh dao động lớn đặc biệt khi kênh dẫn dài. Để giảm sóng dao động mực nước trong bể áp lực và trong kênh dẫn người ta cố gắng bố trí bể điều tiết ngay gần với bể áp lực. Khi lưu lượng yêu cầu phát điện giảm nhỏ nước được trữ vào bể điều tiết ngày để cung cấp cho trạm thủy điện khi cần tăng công suất, vì thế đoạn kênh dẫn trước bể điều tiết

ngày được thiết kế với lưu lượng phát điện lớn nhất. Vì vậy khi bể điều tiết ngày bố trí gần bể áp lực khối lượng kênh dẫn nước sẽ giảm đi nhiều.

3.10.2. Cấu tạo bể điều tiết ngày

Dung tích hữu ích của bể điều tiết ngày nói chung khoảng 20- 25% lượng nước dùng trong ngày, việc xác định nó thường thông qua tính toán thủy năng. Với dung tích hữu ích đã biết, để xác định độ sâu công tác (tương ứng với diện tích mặt bể) cần dựa trên cơ sở so sánh kinh tế- kỹ thuật. Độ sâu công tác của bể điều tiết ngày phụ thuộc vào điều kiện địa hình, địa chất vùng đặt bể và điều kiện thi công. Nói chung việc tăng diện tích bể sẽ làm giảm dao động mực nước trong nó dẫn đến giảm chiều cao tường bể áp lực, tường bể điều tiết ngày và chiều cao bờ kênh, trong trường hợp đường dẫn là đường hầm không áp thì giảm được chiều cao của nó, ngoài ra còn giảm được trọng lượng các thiết bị cơ khí, cải thiện điều kiện làm việc của công trình đường dẫn, tăng điện lượng của trạm thủy điện do tăng cột nước bình quân ngày đêm.

Đối với bể điều tiết ngày, trong mọi trường hợp đều không cho phép truyền dao động mực nước trong nó tới công trình đầu mối. Khi bể điều tiết ngày đặt gần bể áp lực mà dao động mực nước trong bể điều tiết lớn thì có thể phải bố trí các công trình hạn chế dao động này vào kênh. Về mặt kinh tế, khi bể điều tiết có dao động mực nước lớn mà đặt càng xa bể áp lực càng bất lợi. Trong thực tế, độ sâu công tác của bể điều tiết ngày của TTD thay đổi trong khoảng từ $0,3 \div 0,5$ m đến $6 \div 7$ m.



Hình 3-19. Bể điều tiết ngày của trạm thủy điện.

1-đường hầm dẫn nước không áp; 2 - Cầu máng; 3- công trình hạn chế giảm mực nước trong đường dẫn khi mực nước bể điều tiết ngày hạ thấp; 4- kênh xả; 5- công trình ngăn cách BDT ngày và bể áp lực; 6- các cửa lấy nước TĐ; 7-công trình xả nước; 8- hành lang xả cát; 9-cửa van cung.

Dung tích chết của bể điều tiết ngày phụ thuộc vào điều kiện địa hình nơi xây bể. Tuỳ theo điều kiện cụ thể, nếu lợi dụng được các hồ tự nhiên, vùng đất trũng, khe suối, lòng sông để làm bể điều tiết ngày thì dung tích chết có thể khác nhau. Nếu bể điều tiết ngày hoàn toàn nhân tạo, dung tích của nó không lợi dụng được điều kiện địa hình thì phần dung tích chết phải là tối thiểu cần thiết cho điều kiện lắng đọng bùn cát. Thông thường độ sâu phần dung tích chết lấy bằng $1 \div 2$ m.

Việc dọn bùn cát lắng đọng trong bể điều tiết ngày được tiến hành theo định kỳ và có thể dùng phương pháp cơ giới hoặc thủy lực như đối với bể lắng cát. Có thể dùng tàu hút bùn để dọn bùn cát lắng đọng trong bể hoặc dùng các phương pháp tập trung bùn cát vào một vị trí nhất định rồi tháo nó ra khỏi bể. Trong mùa lũ lượng bùn cát trong dòng chảy nhiều vì thế cần có biện pháp hạn chế bùn cát lắng đọng trong bể vào mùa này, một trong các biện pháp có hiệu quả là đóng không cho nước vào bể điều tiết, lúc này trạm thủy điện làm việc ở chế độ không điều tiết ngày.

Để chống mất nước do thấm khỏi bể điều tiết ngày người ta thường xây lát mặt trong của bể bằng các vật liệu rẻ tiền như đất sét, bê tông át phan, màng chống thấm bằng nhựa polyetilen và các loại vật liệu rẻ tiền khác.

Trên hình 3-19 là một ví dụ về cấu tạo các bộ phận của bể điều tiết ngày. ở đây bể điều tiết ngày được bố trí cạnh bể áp lực, dao động mực nước trong bể điều tiết ngày không gây ảnh hưởng đối với mực nước trong kênh dẫn và trong bể áp lực bởi các công trình không chế mực nước 3 và 5.

3.10.3. Vị trí của bể điều tiết ngày

Việc bố trí bể điều tiết ngày phụ thuộc vào điều kiện địa hình, địa chất. Khi bố trí nó cần phải xem xét khả năng sử dụng các hồ tự nhiên, vùng trũng, khe suối lớn hoặc sông trên tuyến đường dẫn hoặc gần với nó, đồng thời cần xem xét địa chất khu vực bố trí bể điều tiết ngày để có biện pháp xử lý hoặc đưa ra phương án lựa chọn vị trí của nó.

Để đáp ứng điều kiện làm việc của TTD điều tiết ngày, đoạn kênh nối bể áp lực với bể điều tiết ngày cần làm theo hình thức tự điều tiết và nó được gọi là “kênh cao điểm”. Để giảm chiều cao tường bể áp lực, cửa nước vào và bờ đoạn kênh này, bể điều tiết ngày bố trí càng gần bể áp lực càng có lợi. Khi dao động mực nước trong bể điều tiết ngày lớn nên bố trí nó gần bể áp lực, khi đó khối lượng xây dựng của toàn hệ thống đường dẫn sẽ nhỏ và điều kiện làm việc của nó sẽ tốt hơn.

Trong thực tế có ba phương án bố trí bể điều tiết ngày trên đường dẫn (hình 3-20):

Phương án I : Bể điều tiết ngày bố trí khoảng giữa tuyến kênh. Với phương án này sẽ hình thành đoạn “kênh cao điểm” và có ba hình thức bố trí: phương án I-a với hình thức bố trí bể điều tiết ngày bên cạnh tuyến đường dẫn, có đoạn kênh nối và công trình ngăn cách. Nó ứng dụng được cho mọi trường hợp khi dao động mực nước trong bể điều tiết ngày lớn cũng như nhỏ.

Ưu điểm các phương thức bố trí này là bể điều tiết có thể tách khỏi đường dẫn nên rất tiện lợi trong vận hành khi nạo vét sửa chữa cũng như khi trong mùa lũ TTD

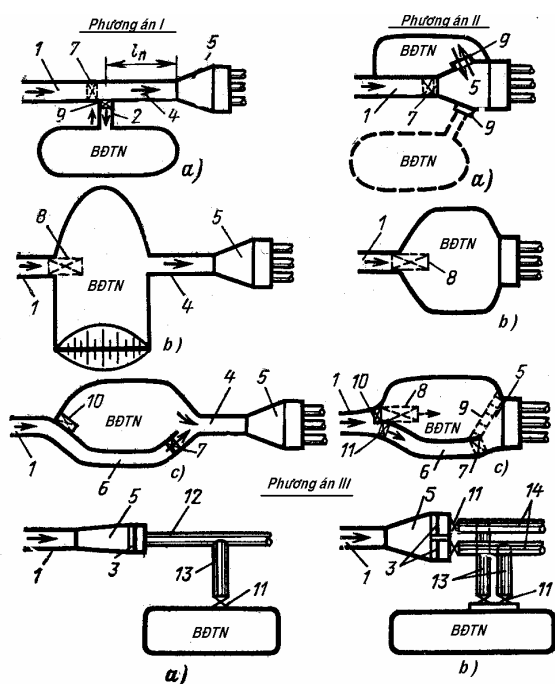
làm việc theo chế độ không điều tiết ngày, song nhược điểm là tổn thất cột nước lớn do có thêm đoạn kênh nổi và công trình ngăn cách. Phương án bố trí với bể điều tiết ngày đặt trực tiếp trên đường dẫn (phương án I-b) chỉ ứng dụng khi dao động mực nước trong nó nhỏ (độ sâu công tác của bể nhỏ tức là diện tích bể lớn), khi có thể sử dụng hồ chứa tự nhiên, địa hình trũng hoặc lòng sông suối cắt qua tuyến đường dẫn để tạo bể. Trường hợp này dao động mực nước trong BDT ngày có ảnh hưởng trực tiếp đến bể áp lực, nạo vét bùn cát lắng đọng trong bể và việc tiến hành sửa chữa nó chỉ tiến hành khi TTD ngừng hoạt động. Ưu điểm của phương thức này là tổn thất thủy lực nhỏ hơn.

Phương thức bố trí I-c là một hình thức cải tiến phương án I-b. Để giảm bớt lượng bùn cát lắng đọng trong mùa lũ người ta xây dựng thêm đoạn kênh xé bên cạnh bể áp lực để chuyển vật nổi và bùn cát nếu như không dùng biện pháp lắng sạch trước khi vào bể điều tiết ngày.

Phương án II: Bể điều tiết ngày bố trí ở cuối đường dẫn không áp. Với hình thức này bể điều tiết ngày được bố trí bên cạnh bể áp lực hoặc trùng với nó sẽ cho phép giảm được chiều cao cửa lấy nước và bờ bể áp lực một lượng bằng tổn thất cột nước trong kênh nổi và trong kênh cao điểm. Ngoài ra trong trường hợp này có thể phân tán hoàn toàn hoặc phần lớn sóng dao động mực nước phát sinh trong các quá trình chuyển tiếp của trạm thủy điện. Phương án này cũng có ba hình thức bố trí tương tự như ở phương án I.

Khi dao động mực nước trong bể điều tiết ngày quá lớn không đảm bảo điều kiện làm việc bình thường của đường dẫn, ở phía trên chỗ nối tiếp bể với đường dẫn người ta bố trí các công trình ngăn không cho các dao động này truyền vào đường dẫn. Với mục đích đó có thể sử dụng các bậc nước hoặc tràn có dốc nước tiêu năng bằng mũi phun.

ở các hình I-c, II-c bể điều tiết ngày được nối với đường dẫn ở đầu vào của nó cho phép giảm tổn thất cột nước khi vận hành trong mùa kiệt nước được dẫn qua bể điều tiết ngày.



Hình 3-20. Các phương án bố trí bể điều tiết ngày của trạm thủy điện.

1- Đường dẫn; 2- Kênh nối; 3- Tràn ở cửa nước vào; 4- Kênh cao điểm; 5- Bể áp lực; 6- Kênh xé; 7- Bậc nước; 8- Tràn có dốc nước và tiêu năng; 9- Công trình nối tiếp giữa các bể; 10- Công trình tháo nước; 11- Cửa van; 12- Đoạn đường dẫn có áp; 13- Đường ống nối; 14- ống dẫn nước turbin.

Nói chung vị trí bể điều tiết ngày có ảnh hưởng đến chế độ thủy lực trong đường dẫn nước TTĐ. Phương án lựa chọn cuối cùng phải dựa trên cơ sở so sánh kinh tế - kỹ thuật một số phương án khả dụng. Về nguyên tắc cố gắng để bố trí bể điều tiết ngày gần với bể áp lực và chú ý đến việc lợi dụng các điều kiện địa hình tự nhiên để giảm khối lượng chung cho toàn bộ công trình. Khi bể điều tiết ngày là một công trình độc lập tách rời với đường dẫn và bể áp lực thì phương pháp nối tiếp chúng phải trên cơ sở tính toán so sánh phương án. Có nhiều phương án nối tiếp chúng, nhưng trong thành phần của các công trình nối tiếp nhất thiết phải có cửa van để tách rời bể ĐTN khi sửa chữa hoặc nạo vét bùn cát.

Việc bố trí các cửa van ở công trình nối tiếp bể điều tiết ngày với đường dẫn hoặc với bể áp lực cho phép tách bể điều tiết ra khỏi hệ thống dẫn nước trong quá trình vận hành để sửa chữa, ngăn ngừa bùn cát vào bể trong mùa lũ, nhanh chóng phục hồi mực nước trong bể áp lực khi điều tiết ngày.

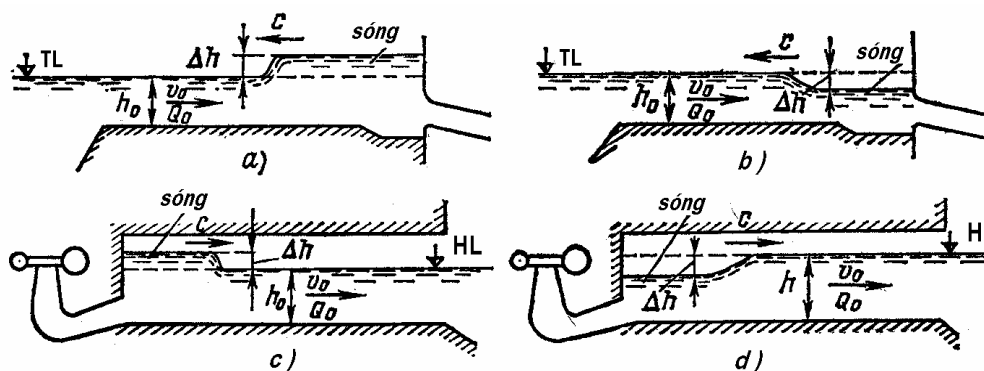
Phương án III: Bể điều tiết ngày bố trí cách bể áp lực một khoảng nào đó và dùng đường dẫn nối với đường dẫn có áp hoặc đường ống dẫn nước turbin (hình 3-20 phương án III-a,b). Ưu điểm của phương án này là có thể giảm dao động mực nước trong bể áp lực khi tháo và trữ nước ở bể điều tiết ngày. Khi độ sâu công tác của bể điều tiết ngày lớn thì phương án này cho phép giảm khối lượng công trình và giá thành bể áp lực. Việc giảm dao động mực nước trong bể áp lực khi bể điều tiết ngày hoạt động được thực hiện nhờ công trình tràn nước đặt trong phạm vi cửa lấy nước, nước qua công trình tràn chảy vào đường ống áp lực. ở phương án bố trí này việc tháo vật nổi cần tiến hành từ bể áp lực vì không cho phép tháo qua đường dẫn có áp.

3.11. TÍNH TOÁN DÒNG KHÔNG ỔN ĐỊNH TRONG ĐƯỜNG DẪN NƯỚC KHÔNG ÁP

Khi công suất hoặc lưu lượng của TTĐ thay đổi, trong đường dẫn không áp xuất hiện chế độ không ổn định lan truyền dọc theo đường dẫn dưới dạng sóng dài. Sự thay đổi công suất và lưu lượng của TTĐ có liên quan tới chế độ làm việc của nó trên biểu đồ phụ tải ngày và các trường hợp sự cố của tổ máy. Nói tóm lại, nó liên quan tới các quá trình chuyển tiếp của tổ máy thủy điện.

Các dạng cơ bản của sóng trong đường dẫn không áp được thể hiện trên các sơ đồ hình 3-21, trong đó : h_0 , V_0 , Q_0 - tương ứng độ sâu nước, vận tốc và lưu lượng ban đầu ở chế độ ổn định ; Δh - chiều cao sóng; c - vận tốc truyền sóng.

Trong đường dẫn không áp, tùy thuộc vào vị trí của điểm gây sóng và đặc tính của tác động gây sóng mà có thể xảy ra sóng tăng áp (sóng dương) hoặc sóng giảm áp (sóng âm). Sóng dương làm cho mực nước trong đường dẫn tăng lên, còn sóng âm thì ngược lại làm giảm mực nước. Đối với đường dẫn nước vào TTĐ, khi giảm lưu lượng phát điện trong đường dẫn sẽ xuất hiện sóng dương, sóng âm xuất hiện khi tăng lưu lượng phát điện, các sóng này có chiều cao ban đầu Δh_0 di chuyển với vận tốc C theo dòng chảy có vận tốc ban đầu V_0 và độ sâu nước h_0 . Trong thời gian sóng di chuyển từ bể áp lực đến đầu kênh và phản hồi ngược lại, tại bể áp lực chiều cao sóng Δh tiếp tục tăng và nó đạt cực trị $\Delta h_{\max}$ khi sóng phản hồi di chuyển về tới bể áp lực. Trong thiết kế cần thiết phải xác định các trị số cực trị này nhằm xác định mực nước cao nhất và thấp nhất trong bể áp lực cũng như tại các tiết diện khác của đường dẫn để trên cơ sở đó xác định cao trình đỉnh các công trình dẫn nước không áp và bố trí của lấy nước của TTĐ.



Hình 3-21. Các dạng sóng dài trong đường dẫn không áp.

Cơ sở để tính toán dòng chảy không ổn định trong đường dẫn hở là hệ phương trình vi phân cơ bản Xen-ven-na (3-40 và 3-41):

- Phương trình động lực:

$$i_p = \frac{\partial h}{\partial s} = \frac{v^2}{CR^2} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) \quad (3-40)$$

- Phương trình liên tục:

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial (vF)}{\partial s} = 0 \quad (3-41)$$

trong đó: s- toạ độ tương ứng với vị trí của tiết diện; t- thời gian; v- vận tốc trung bình; h- độ sâu nước; ip- độ dốc đáy; F- diện tích ướt của tiết diện; C- hệ số Sezi; R- bán kính thủy lực.

Giải hệ phương trình (3-40 và 3-41) với các điều kiện biên cụ thể ta có thể xác định được các đặc trưng của quá trình chuyển động không ổn định của dòng chảy. Nhưng trong thiết kế sơ bộ như đã nói ở trên, mục tiêu cơ bản là xác định các mực nước lớn nhất và thấp nhất ở các tiết diện của đường dẫn nên bài toán này với mức độ chính xác tương đối có thể giải quyết bằng cách sử dụng các phương pháp gần đúng. Sau đây sẽ trình bày phương pháp gần đúng của M. D. Tre-tu-xốp.

Xét trường hợp sóng dương hình 3-22,a với chiều cao Δh di chuyển với vận tốc c theo dòng chảy với vận tốc ban đầu v_0 và độ sâu nước h_0 , và vận tốc hiện thời trong phạm vi sóng v (mũi tên liền nét tương ứng với sóng thuận khi hướng vận tốc truyền sóng c trùng với hướng vận tốc dòng chảy; không liền nét ứng với trường hợp sóng nghịch khi vận tốc c và vận tốc v không trùng hướng). Sử dụng phương pháp “dừng sóng” bằng cách đưa toàn bộ hệ thống đường dẫn lùi ngược chuyển động sóng một trị số vận tốc c, khi đó có thể coi như sóng đứng yên và vận tốc dòng chảy ban đầu sẽ là $v_0 \pm c$ còn vận tốc trong vùng sóng $v \pm c$ (hình 3-22,b) Viết phương trình liên tục cho hai mặt cắt 1-1 và 2-2 ta có :

$$(v_0 \pm c) F_0 = (v \pm c) (F_0 + \Delta h B') \quad (3-42)$$

trong đó: B' - chiều rộng trung bình của lòng dẫn ở trong vùng sóng dâng Δh .

Thay vào (3-42) các giá trị lưu lượng ban đầu $Q_0 = v_0 F_0$; và giá trị lưu lượng trong sóng

$Q = v_0 F_0 + v \Delta h B'$ ta có:

$$\Delta Q_s = Q_0 - Q = \pm c \Delta h B' \quad (3-43)$$

hay nếu không tính dấu của vận tốc c:

$$\Delta Q_s = Q_0 - Q = c \Delta h B' \quad (2-44)$$

Viết phương trình biến đổi động lượng của dòng chảy trước sóng tại mặt cắt 1-1 và trong sóng tại mặt cắt 2-2:

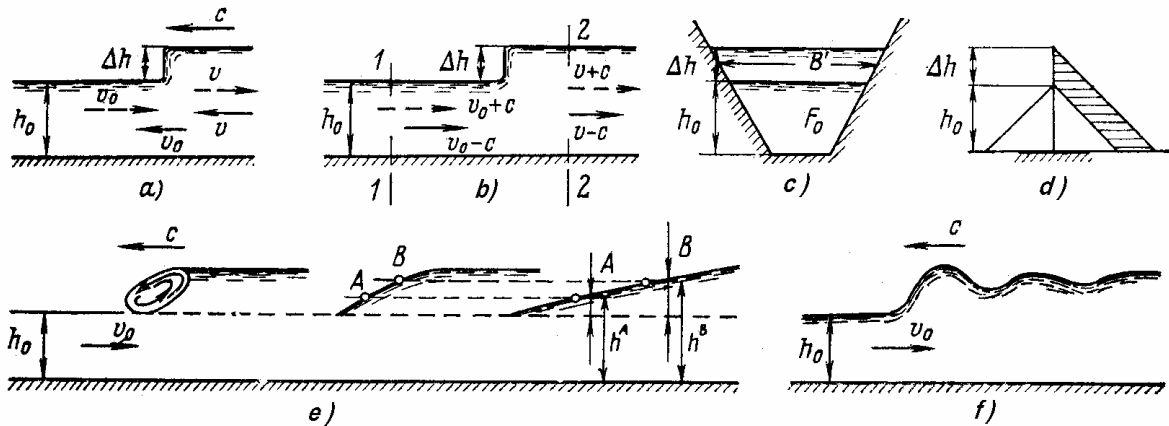
$$\rho F_0 (v_0 \pm c)^2 - \rho (F_0 + B' \Delta h) (v \pm c)^2 = \rho g F_0 \Delta h + \rho g \frac{\Delta h^2}{2} B' \quad (3-45)$$

Kết hợp các biểu thức (2-42) với (2-45) suy ra:

$$c = \sqrt{g \frac{F_o}{B'} \left(1 + \frac{3}{2} \Delta h \frac{B'}{F_o} + \frac{\Delta h^2}{2} \left(\frac{B'}{F_o} \right)^2 \right)} \pm v_o \quad (3-46)$$

bỏ qua thành phần vô cùng bé bậc cao của biểu thức trong căn ta có:

$$c = \sqrt{g \frac{F_o}{B'} \left(1 + \frac{3}{2} \Delta h \frac{B'}{F_o} \right)} \pm v_o \quad (3-47)$$



Hình 3-22. Sơ đồ chuyển động của mặt sóng.

Cũng bằng cách lập luận tương tự ta có thể xây dựng các biểu thức tính cho sóng âm:

$$\Delta Q_s = Q_o - Q = c \Delta h B' \quad (3-48)$$

$$c = \sqrt{g \frac{F_o}{B'} \left(1 - \frac{3}{2} \Delta h \frac{B'}{F_o} \right)} \pm v_o \quad (3-49)$$

Dựa vào các công thức (3-44) ÷ (3-49) ta có thể xác định chiều cao sóng tăng và giảm áp trong các đường dẫn hở.

3.11.1. Xác định mực nước lớn nhất trong bể áp lực khi cắt tải

Sơ đồ tính toán mực nước cao nhất khi giảm lưu lượng của trạm thủy điện từ Q_o đến Q'_o được thể hiện trên hình 3-23. Tại bể áp lực (tiết diện 0-0) khi giảm tải đột ngột, ban đầu xuất hiện sóng dương với chiều cao Δh_o và lan truyền về đầu kênh với vận tốc co được xác định theo hai biểu thức (3-44) và (3-47):

$$\Delta Q_s = Q_o - Q'_o = c_o \Delta h_o B'_o \quad (3-44')$$

$$c_o = \sqrt{g \frac{F_o}{B'_o} \left(1 + \frac{3}{2} \Delta h_o \frac{B'_o}{F_o} \right)} - v_o \quad (3-47')$$

trong đó: F_o , B'_o , v_o - tương ứng với trạng thái dòng chảy ở thời điểm ban đầu tại tiết diện 0-0.

Sau thời gian T sóng lan truyền tới tiết diện đầu kênh, tại đây chiều cao sóng sẽ là Δh_L với vận tốc C_L xác định theo (3-44) và (3-47) (với giả thiết mặt nước trong kênh khi sóng chưa lan truyền tới đầu kênh là đường nằm ngang):

$$c_L = \frac{2L(Q_o - Q_o')}{w} - c_o \quad (3-44'')$$

$$c_L = \sqrt{g \frac{F_L}{B'_L} \left(1 + \frac{3}{2} \Delta h_L \frac{B'_L}{F_L} \right)} - v_L \quad (3-47'')$$

trong đó: w - thể tích khối nước dâng d_o sóng khi di chuyển từ bề áp lực tới đầu kênh xác định theo trị số trung bình:

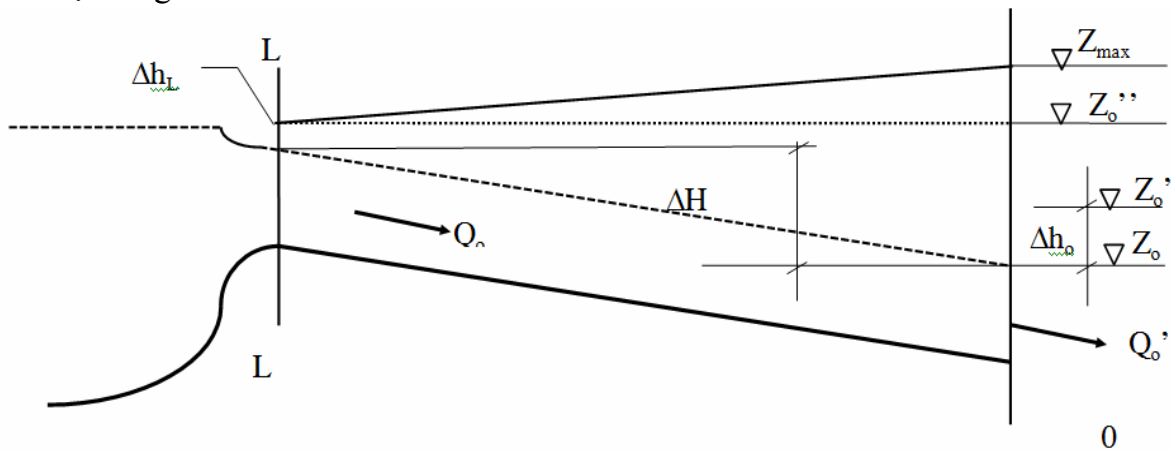
$$w = \frac{L}{3} (f_o + f_L + \sqrt{f_o f_L})$$

trong đó: $f_o = [B_o + m(\Delta h_L + \Delta H)](\Delta h_L + \Delta H)$; $f_L = (B_L + m\Delta h_L)\Delta h_L$ - tương ứng là diện tích các tiết diện sóng tại mặt cắt 0-0 và L-L; m - hệ số mái kênh; B_o , B_L - chiều rộng mặt nước trong kênh tại các tiết diện tương ứng ở chế độ ổn định trước lúc xuất hiện sóng; L - khoảng cách giữa hai mặt cắt; ΔH - độ chênh mực nước ở hai tiết diện ở chế độ ổn định với lưu lượng Q_o .

Công thức (3-44'') được suy ra từ biểu thức (3-44) với các trị số trung bình giữa hai mặt cắt:

$$Q_o - Q_o' = C_{tb} \Delta h_{tb} B'_{tb}; \quad c_{tb} = \frac{c_o + c_L}{2}; \quad w = \Delta h_{tb} B'_{tb} L$$

Các trị số c_o , Δh_o , c_L , Δh_L xác định từ các biểu thức trên bằng phương pháp thử dần hoặc đồ giải.



Hình 3-23. Sơ đồ xác định mực nước cao nhất trong bể áp lực khi giảm tải.

Từ sơ đồ hình 3-23 với giả thiết thời gian sóng di chuyển từ bề áp lực tới đầu kênh và phản hồi ngược lại là như nhau, trong thời gian sóng di chuyển từ tiết diện 0-0

đến L-L, tại bề áp lực mực nước tiếp tục tăng từ Z'_o đến Z''_o và trong thời gian sóng phản hồi trở về đến bề áp lực mực nước tiếp tục tăng một lượng tương đương:

$$Z_{\max} - Z''_o = Z''_o - Z'_o \quad \text{hay} \quad Z_{\max} = 2Z''_o - Z'_o$$

$$\text{trong đó:} \quad Z''_o = Z_o + \Delta H + \Delta h_L; \quad Z'_o = Z_o + \Delta h_o;$$

3.11.2. Xác định mực nước thấp nhất trong bề áp lực khi tăng tải

Khi tăng lưu lượng qua TTĐ một cách tức thời, trong bề áp lực sẽ xuất hiện sóng giảm áp với chiều cao ban đầu Δh_o và truyền về đầu kênh với vận tốc co được xác định từ các biểu thức (2-48) và (2-49):

$$\Delta Q_s = Q'_o - Q_o = c_o \Delta h_o B'_o \quad (3-48')$$

$$c_o = \sqrt{g \frac{F_o}{B'_o} \left(1 - \frac{3}{2} \Delta h_o \frac{B'_o}{F_o} \right)} - v_o \quad (3-49')$$

Mực nước tại tiết diện 0-0 tiếp tục giảm trong quá trình truyền sóng đến đầu kênh và phản hồi ngược trở lại. Khi sóng lan truyền tới tiết diện L-L thì mực nước trong bề áp lực giảm xuống cao trình $Z''_o = Z_o - \eta_o$ (hình 3-24), khi đó vận tốc và chiều cao sóng tại L-L có thể xác định theo các biểu thức sau:

$$\Delta h_L = \frac{\Delta Q_L}{c_L B'_L} \quad (3-48'')$$

$$c_L = \sqrt{g \frac{F_L}{B'_L} \left(1 - \frac{3}{2} \Delta h_L \frac{B'_L}{F_L} \right)} - v_L \quad (3-49'')$$

Để xác định lưu lượng ΔQ_L tại tiết diện L-L khi sóng giảm áp truyền đến đó có thể tính theo công thức:

$$\frac{\Delta Q_L + \Delta Q_o}{2} = \bar{K} \sqrt{\bar{J}} - Q_o \quad \text{hay}$$

$$\Delta Q_L = 2 \cdot \bar{K} \cdot \sqrt{\bar{J}} - (Q'_o + Q_o) \quad (3-50)$$

trong đó: $\bar{K}$, $\bar{J}$ - tương ứng là giá trị trung bình của môđun lưu lượng và độ dốc thủy lực của dòng chảy: $\bar{K} = \bar{F} \bar{C} \sqrt{\bar{R}}$; $\bar{F}, \bar{C}, \bar{R}$ - tương ứng là giá trị trung bình của diện tích tiết diện, hệ số Sezi và bán kính thủy lực của kênh dẫn tại thời điểm T khi sóng truyền tới tiết diện L-L với độ sâu nước h_{tb} :

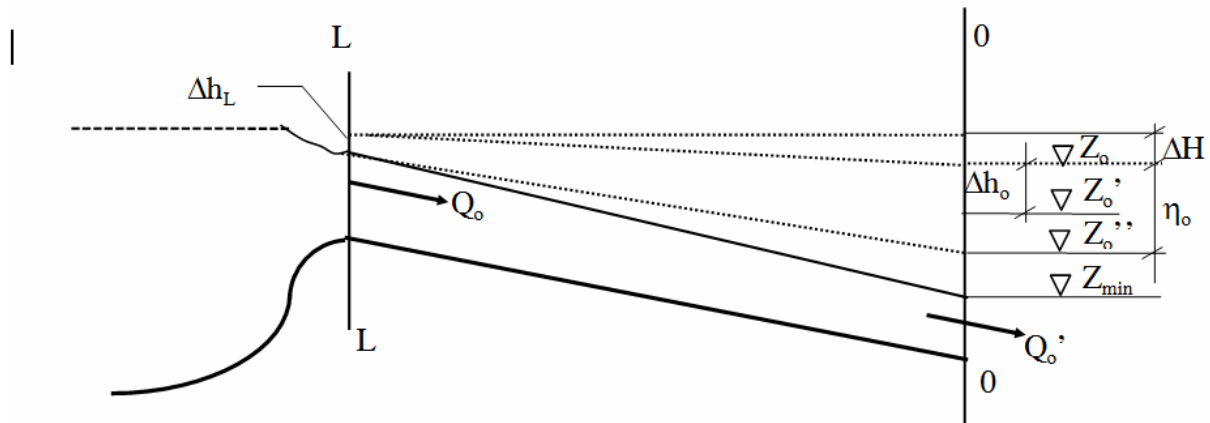
$$h_{tb} = h_{tbo} - \Delta h_{tb} = h_{tbo} - \frac{2(Q'_o - Q_o)}{c \cdot (B_L + B_o)} \quad (3-51)$$

$$c = \frac{c_L + c_o}{2}$$

trong đó: h_{tbo} - độ sâu trung bình trong kênh; B_L, B_o - chiều rộng mặt nước trong kênh tại các tiết diện tương ứng.

Độ dốc thủy lực :

$$J = \frac{\eta_o + \Delta H - \Delta h_L}{L} \quad (3-52)$$



Hình 3-24. Sơ đồ xác định mực nước thấp nhất trong bể áp lực khi tăng tải.

Chiều cao sóng tại tiết diện 0-0 khi nó lan truyền đến đầu kênh được xác định theo công thức:

$$\eta_o = \frac{4(Q_o' - Q_o)}{c(B_L + B_o)} - \Delta h_L \quad (3-53)$$

Để xác định trị số Δh_L và c_L có thể dùng phương pháp thử dần bằng cách giả thiết Δh_L tìm c_L theo (3-48') và ΔQ_L theo (3-50 ÷ 3-53) sau đó tìm Δh_L theo (3-48''). Nếu kết quả gần với giá trị giả thiết thì đó là nghiệm cần tìm.

Với giả thiết thời gian truyền sóng từ bể áp lực tới đầu kênh và ngược lại đều bằng nhau, từ hình (3-24) ta dễ dàng xác định mực nước thấp nhất trong BAL:

$$Z_{\min} = Z_o - 2\eta_o + \Delta h_o \quad (3-54)$$

trong đó: Z_o - mực nước tại 0-0 trước khi xuất hiện sóng.

Để giải quyết một cách triệt để bài toán dòng không ổn định trong kênh hở phục vụ cho việc tính toán các quá trình chuyển tiếp của TTD, bằng phương pháp đường đặc trưng có thể biến đổi hệ phương trình (3-40) và (3-41) về hệ phương trình vi phân thông thường và giải bằng phương pháp sai phân.

Câu hỏi chương 3

1. Các khái niệm về các công trình dẫn nước: có áp, không áp, kênh dẫn, đường hầm, đường ống.
2. Đặc điểm cấu tạo và kết cấu kênh dẫn nước thủy điện. Các yêu cầu chung đối với kênh dẫn nước thủy điện.
3. Đặc điểm cấu tạo và kết cấu đường hầm dẫn nước thủy điện.
4. Phân biệt kênh tự điều tiết và không tự điều tiết. Đặc điểm cấu tạo và điều kiện ứng dụng các loại kênh tự điều tiết và không tự điều tiết.
5. Chế độ thủy lực, tổn thất năng lượng; ưu, nhược điểm và điều kiện áp dụng của kênh tự điều tiết và không tự điều tiết.
6. Trình bày nguyên lý toán lựa chọn mặt cắt kinh tế công trình dẫn nước thủy điện, áp dụng cho kênh dẫn nước không áp.
7. Trình bày công dụng của bể áp lực, đặc điểm cấu tạo các bộ phận chính và nguyên lý tính toán xác định các kích thước chủ yếu của bể áp lực.

Chương IV: ỐNG DẪN NƯỚC ÁP LỰC TRẠM THỦY ĐIỆN

4.1. CÔNG DỤNG VÀ PHÂN LOẠI ỐNG DẪN NƯỚC ÁP LỰC

Ống dẫn nước áp lực trạm thủy điện là đường ống dẫn nước có áp từ hồ chứa (đối với trạm thủy điện kiểu đập) hoặc từ bể áp lực hay tháp điều áp (đối với trạm thủy điện kiểu đường dẫn) đến tuốc bin nước. Nó có công dụng tạo thành toàn bộ hoặc phần lớn cột nước cho trạm thủy điện; đặc điểm của nó là có độ dốc lớn, bố trí gần nhà máy, chịu áp lực nước bên trong lớn nhất của trạm thủy điện bao gồm cả áp lực nước va. Cần đặc biệt xem trọng phương pháp thiết kế, công nghệ thi công cũng như vật liệu làm ống; vì khi đường ống bị sự cố nó ảnh hưởng trực tiếp đến an toàn nhà máy và nhân viên vận hành.

Căn cứ vào vật liệu làm vỏ ống dẫn nước áp lực có thể phân thành: ống thép, ống bê tông cốt thép, ống gỗ v.v...

Ống thép phần nhiều dùng cho trạm thủy điện có cột nước cao và trung bình. Phạm vi sử dụng cột nước cho phép rất rộng, có thể từ mấy chục mét đến hàng ngàn mét; đường kính ống có thể từ dưới 1m đến 10m. Đối với trạm thủy điện nhỏ có cột nước cao, dùng ống thép rất thích hợp và cũng kinh tế.

Ống bê tông cốt thép có ưu điểm: bền, rẻ tiền, tiết kiệm được thép làm vỏ ống, lắp ráp đơn giản, tiện lợi. Nó thích hợp cho trạm thủy điện cột nước thấp ($H < 30 \sim 50m$), đặc điểm của nó là độ cứng lớn, có thể chịu được áp lực bên ngoài tương đối lớn, có thể chôn được trực tiếp dưới đất.

Ống gỗ thích hợp với trạm thủy điện nhỏ ở miền núi, nơi sẵn gỗ nhưng giao thông không thuận tiện; ngày nay hầu như không còn dùng nữa.

Ngoài ra những năm gần đây người ta cũng đã bắt đầu sử dụng ống làm bằng chất dẻo để dẫn nước cho trạm thủy điện.

Dựa vào hình thức bố trí có thể chia ra hai loại :

- Ống bố trí kiểu hở: ống đặt trên mặt đất như trong trạm thủy điện kiểu đường dẫn hoặc đặt trong hành lang trong thân đập vật liệu địa phương. Đối với ống đặt hở có ưu điểm là dễ kiểm tra, sửa chữa; nhưng có nhược điểm là chịu tác động của môi trường.

- Ống bố trí kiểu ngầm: ống đặt trong thân đập bê tông hoặc ở mặt hạ lưu của đập bê tông hay ở nền đập đất và có khi bố trí bên trong bờ sông. Loại bố trí kiểu này có ưu nhược điểm ngược với kiểu bố trí kiểu hở. Ngoài ra, đường ống còn phải chịu áp lực đất khi chôn trong đất.

4.2. LỰA CHỌN TUYẾN ỐNG VÀ XÁC ĐỊNH ĐƯỜNG KÍNH KINH TẾ ỐNG DẪN NƯỚC ÁP LỰC

4.2.1. Lựa chọn tuyến đường ống dẫn nước áp lực

Khi thiết kế đường ống dẫn nước áp lực, đầu tiên phải chọn tuyến đặt đường ống. Tuyến đường ống bố trí hợp lý hay không chẳng những ảnh hưởng lớn đến giá thành công trình, mà còn ảnh hưởng trực tiếp đến tính an toàn và độ tin cậy trong vận hành

trạm thủy điện. Khi chọn tuyến đường ống cần phải xem xét đến bố trí mặt bằng tổng thể của trạm thủy điện. Nghiên cứu đề xuất một số phương án bố trí tuyến đường ống, tính toán thiết kế sau đó đem so sánh kỹ thuật kinh tế để lựa chọn.

Khi chọn tuyến ống nên chú ý mấy điểm dưới đây:

1- Chọn tuyến ngắn, thẳng: như thế không những hạ thấp giá thành, giảm tổn thất cột nước và áp lực nước va, mà còn có lợi cho tổ máy vận hành ổn định.

2- Độ dốc đặt đường ống không nên quá dốc, dốc quá sẽ tăng khó khăn cho thi công và ảnh hưởng đến ổn định của đường ống. Nói chung yêu cầu góc độ dốc không vượt quá 40° . Với ống bê tông cốt thép, ống gỗ yêu cầu độ dốc đường ống nhỏ hơn so với đường ống thép.

3- Giảm bớt độ cong tuyến ống, nếu do điều kiện địa hình hạn chế tuyến ống phải chạy cong, yêu cầu bán kính cong của tuyến ống phải lớn hơn ba lần đường kính ống và lúc này tại chỗ cong phải xây mô ôm (mô néo) để cố định đường ống; yêu cầu đường đỉnh tuyến ống phải ở dưới đường áp lực thủy động nhỏ nhất (ứng với mực nước thượng lưu là MNC và kể tới tổn thất cột nước) từ 2-3m.

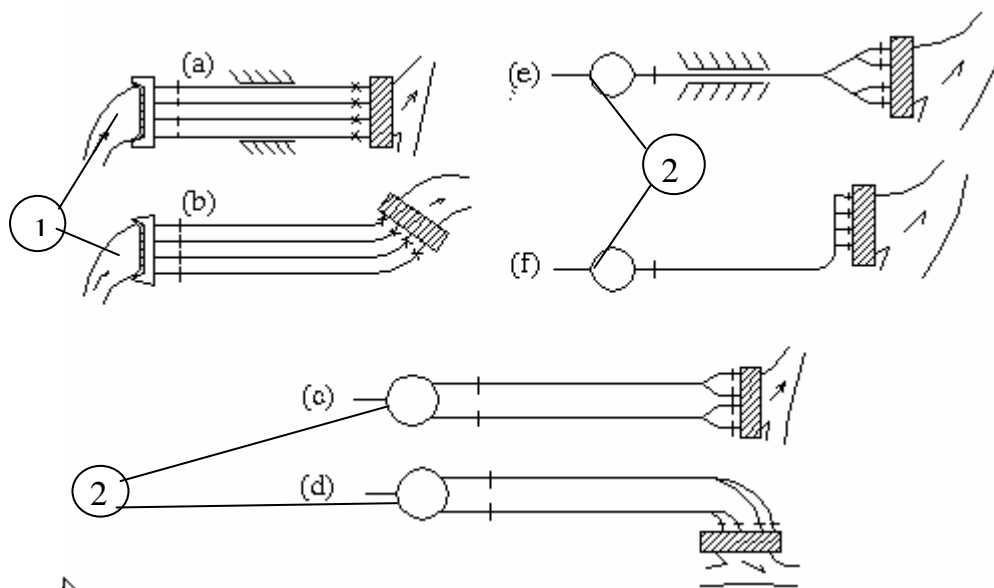
4- Đường ống dẫn nước áp lực phải đặt trên nền kiên cố, ổn định, phải tránh những nơi sạt lở, cố gắng bố trí theo dốc sườn núi, để việc tiêu nước dọc đường ống dễ dàng. Tránh sự tác động do lũ núi hoặc lũ bùn cát từ trên núi đổ xuống. Không được đặt đường ống ở đường tụ thủy, phải có biện pháp dẫn nước và tiêu nước dọc theo đường ống. Tất cả mô đỡ và mô ôm nên bố trí ở chỗ không sinh ra hiện tượng lún, cần xây mô đỡ và mô ôm trên nền đá gốc.

4.2.2. Phương thức cấp nước của đường dẫn nước áp lực

Ống dẫn nước áp lực dẫn nước vào tuốc bin theo mấy phương thức dưới đây:

1. Phương thức cấp nước độc lập : tức là mỗi đường ống cấp nước cho một tổ máy như biểu thị trên hình vẽ 4-1 (a),(b).

2. Phương thức cấp nước theo nhóm: tức là một ống cấp nước cho một số tổ máy, như -hình vẽ 4-1 (c),(d) biểu thị.



Hình 4-1. Sơ đồ bố trí phương thức cấp nước cho tua bin của đường ống dẫn nước áp lực.

+ : Cần thiết phải lắp đặt van nước; x : Có lúc có thể không cần đặt van nước; 1-Bể áp lực; 2-Tháp điều áp

3. Phương thức cấp nước liên hợp : tức là một đường ống chính cấp nước cho tất cả các tổ máy của TTD, như hình 4-1 (e),(f) biểu thị.

Khi ống dẫn nước áp lực tương đối ngắn, lưu lượng qua tuốc bin tương đối lớn, có thể cấp nước theo phương thức độc lập. Loại này kết cấu giản đơn, vận hành ổn định, ở chỗ cửa vào nhà máy nói chung không cần đặt van nước. Nhưng có nhược điểm là tổn thất vật liệu làm vỏ ống, số lượng mối nối và mối đỡ tăng nên giá thành công trình tăng. Ở trạm thủy điện kiểu đập và có đường ống dẫn nước ngắn thường dùng phương thức cấp nước độc lập. Khi ống dẫn nước áp lực tương đối dài, lưu lượng qua tuốc bin tương đối lớn và số tổ máy nhiều thích hợp dùng phương thức cấp nước phân nhóm. Cấp nước theo phương thức này cấu tạo phức tạp, nhiều ống nhánh, cột nước tổn thất tương đối lớn và vận hành không được linh hoạt, bảo đảm như phương thức cấp nước độc lập. Nhưng tiết kiệm được vật liệu làm ống, giảm bớt khối lượng công trình đất đá, hạ giá thành.

Khi ống dẫn nước rất dài, lưu lượng qua tuốc bin tương đối nhỏ, cột nước cao, số lượng tổ máy tương đối nhiều, nên dùng phương thức cấp nước liên hợp. Cấp nước theo phương thức này có ưu khuyết điểm tương tự như cấp nước theo phương thức phân nhóm nhưng ở mức độ cao hơn, nhưng khi đường ống chính bị sự cố hoặc sửa chữa thì toàn bộ nhà máy ngừng hoạt động, nhưng tiết kiệm nhiều vật liệu làm vỏ ống và giảm giá thành chế tạo đường ống.

Khi cấp nước theo phương thức phân nhóm hay phương thức liên hợp trước mỗi tuốc bin cần lắp cửa van sự cố để bảo đảm khi bất kỳ một tổ máy nào đó phát sinh sự cố hoặc khi kiểm tra hay sửa chữa tổ máy không ảnh hưởng đến việc vận hành bình thường của TTD.

4.2.3. Hướng ống dẫn nước áp lực đi vào nhà máy

Ống dẫn nước áp lực dẫn nước đi vào nhà máy có thể theo ba loại hướng sau đây :

1) Hướng ống dẫn nước áp lực thẳng góc với trục nhà máy chính như hình 4-1 (a),(c),(e) biểu thị. Trong trường hợp này tuyến đường ống thường được bố trí gần như thẳng góc với đường đồng mức, nhà máy nằm song song với đường đồng mức. Do đó ưu điểm của cách bố trí này là đường ống sẽ ngắn nhất, tổn thất thủy lực nhỏ nhất và khối lượng đào đắp ít hơn hai cách kia. Nhưng khuyết điểm của nó là khi đường ống bị vỡ do sự cố thì nước sẽ chảy thẳng vào nhà máy gây tổn thất nặng nề cho nhà máy và uy hiếp đến tính mạng nhân viên vận hành. Để đề phòng sự cố có thể xảy ra thường ở cuối đường ống và ngay sát trước nhà máy người ta xây tường ngăn vững chắc hướng dòng chảy ra bên ngoài nhà máy theo kênh tháo nước riêng. Loại này thường dùng với trạm thủy điện có cột nước thấp và trung bình.

2) Hướng ống dẫn nước áp lực song song với trục nhà máy chính như hình 4-1 (d),(f) biểu thị. Loại bố trí này tránh được những khuyết điểm trên. Nhưng tăng tổn thất cột nước và tăng khối lượng đào móng nhà máy vì trong trường hợp này nhà máy

thường bố trí thẳng góc với đường đồng mức mái dốc như hình 4-1(f) biểu thị. Loại này thích hợp trong TTĐ có cột nước tương đối cao.

3) Hướng ống dẫn nước áp lực tạo với trục nhà máy một góc nào đó. Cách bố trí này đường ống dẫn nước vào nhà máy có hướng xiên. Do đó chiếm diện tích mặt bằng nhà máy lớn, gây trở ngại việc bố trí các trụ cầu trục cũng như các thiết bị trong nhà máy, nói chung ít dùng..

Tóm lại việc lựa chọn phương thức cấp nước và hướng ống dẫn nước áp lực đi vào nhà máy, nên tuân thủ ba nguyên tắc sau:

1) Kết hợp chặt chẽ với việc bố trí tổng thể công trình và lưu ý đặc biệt tới ba hạng mục sau: bể áp lực, đường ống dẫn nước áp lực và nhà máy trong TTĐ kiểu kênh dẫn.

2) Cố gắng giảm chiều dài đường ống để hạ giá thành và bảo đảm các mô-ôm và mô-đờ đường ống không phát sinh lún.

3) Bảo đảm nhà máy vận hành linh hoạt và an toàn.

Sau khi phân tích tổng hợp, qua so sánh các phương án để chọn được phương án tốt nhất.

4.2.4. Xác định đường kính ống dẫn nước áp lực

Vốn đầu tư xây dựng cơ bản và chi phí vận hành năm của đường ống dẫn nước áp lực tăng theo độ tăng đường kính ống, song tổn thất cột nước thì ngược lại. Cho nên việc xác định đường kính kinh tế (D_{kt}) của ống dẫn nước áp lực phải thông qua tính toán kinh tế kỹ thuật để lựa chọn.

1. Tính gần đúng đường kính kinh tế (D_{KT}) ống dẫn nước áp lực

Trong giai đoạn thiết kế sơ bộ có thể dựa vào lưu tốc kinh tế để ước tính.

$$D_{KT} = \sqrt{\frac{Q_{\max}}{0,785V_{KT}}} \quad (m) \quad (4-1a)$$

Trong đó:

$Q_{\max}$: lưu lượng thiết kế lớn nhất chảy qua đường ống áp lực (m^3/s)

V_{KT} : lưu tốc kinh tế của ống dẫn nước áp lực (m/s)

Căn cứ kinh nghiệm, lưu tốc kinh tế của ống thép $V_{KT} = 3 - 6 m/s$, của ống bê tông cốt thép $V_{KT} = 2 - 4 m/s$.

Ngoài ra đường kính kinh tế ống dẫn nước áp lực có thể xác định theo công thức kinh nghiệm của Bundsu (Đức):

$$D_{KT} = \sqrt[7]{0,052Q_{\max}^3} \quad (m) \quad \text{khi } H < 100 m \quad (4-1b)$$

$$D_{KT} = \sqrt[7]{\frac{5,2Q_{\max}^3}{H}} \quad \text{khi } H > 100 m \quad (4-1c)$$

trong đó: $Q_{\max}$ - lưu lượng lớn nhất qua đường ống (m^3/s)

H - cột nước tác dụng kể cả áp lực nước và dương(m).

2. Xác định đường kính kinh tế đường ống dẫn nước áp lực

Việc tính toán D_{KT} của ống thép phải dựa vào nguyên lý cơ bản của tính toán kinh tế năng lượng và thường dùng là phương pháp hoàn vốn chênh lệch.

Đường kính của ống thép càng lớn thì giá thành càng cao; ngược lại đường kính ống càng nhỏ thì lưu tốc càng lớn gây tổn thất điện năng quá lớn. Tính toán kinh tế đường ống là phải tìm ra giải pháp tối ưu giải quyết mâu thuẫn giữa vốn đầu tư xây dựng cơ bản và tổn thất điện năng trong đường ống thể hiện qua chi phí tính toán vận hành năm. Phương án đường kính có lợi nhất (kinh tế) của đường ống phải là phương án có tổng chi phí tính toán năm nhỏ nhất .

Chi phí tính toán năm (C_{tt}) của ống thép bao gồm :

a) Chi phí vận hành hàng năm: Chi phí hao mòn (khấu hao) và sửa chữa lớn hàng năm thường tính bằng tỷ lệ % ($p_{\text{khấu hao}}$) của vốn xây dựng cơ bản (K); $p_{\text{khấu hao}}$ thường lấy 5%. Chi phí quản lý vận hành hàng năm thường cũng được tính bằng tỷ lệ % ($p_{\text{vận hành}}$) của vốn xây dựng cơ bản (K); $p_{\text{vận hành}}$ trung bình thường lấy 2%.

b) Chi phí hoàn vốn là một phần trong chi phí giá thành được bù lại trong thời gian bù vốn chênh lệch T_o có giá trị là K / T_o

c) Chi phí bồi thường cho tổn thất điện năng thay thế được ký hiệu bằng $s. \Delta E$. Trong đó s là giá thành một đơn vị điện năng thay thế, ΔE là tổn thất điện năng trong năm

Chi phí tính toán năm có thể tính theo công thức:

$$C_{tt} = (p_{\text{khấu hao}} + p_{\text{vận hành}} + p_{\text{hoàn vốn}})\%K + s \Delta E \quad (4-2a)$$

$$\text{hoặc} \quad C_{tt} = p\%.K + s \Delta E \quad (4-2b)$$

trong đó :

$$p = p_{\text{khấu hao}} + p_{\text{vận hành}} + p_{\text{hoàn vốn}}$$

$$p_{\text{hoàn vốn}} = 100/T_o$$

T_o - thời gian bù vốn chênh lệch

Để tiện cho việc tính toán ta lấy 1m dài đoạn ống để xét.

Trọng lượng 1m dài đường ống thép được tính theo công thức:

$$G = 7,85 \pi D(\delta/100).k \quad \text{T/m}$$

trong công thức :

+ 7,85 - tỷ trọng của thép T/m³

+ D - đường kính ống thép (m)

+ δ - chiều dày thành ống thép (cm)

+ k - hệ số tăng thêm trọng lượng đường ống do khi chế tạo ống, thực tế phải có thêm mặt bích, vành đai cứng v.v... và $k = 1,1 - 1,2$

Nếu giá mỗi tấn thép là b (đồng /T) kể cả công lắp ráp, công son.v.v... do đó giá tiền mỗi mét dài ống thép(xem như vốn xây dựng cơ bản K) sẽ là:

$$K = G.b = 7,85 \pi D \delta k b . 10^{-2} \quad (\text{đồng}) \quad (4-3)$$

Như vậy chi phí tính toán năm kể cả chi phí bồi thường tổn thất điện năng ΔE của mỗi mét dài ống sẽ là :

$$C_{tt} = p.K .10^{-2} + s. \Delta E = 7,85 \pi D \delta kp.10^{-4} + s. \Delta E \quad (4-4)$$

Tổn thất điện năng được tính từ tổn thất cột nước . Tổn thất cột nước của mỗi mét dài đường ống chính là độ dốc thủy lực J . Theo công thức Manning ta có :

$$J = n^2 v^2 / R^{1,33}$$

trong đó :

Lưu tốc trong ống $v = 4Q / \pi D^2$;

- Bán kính thủy lực $R = D/4$

- Hệ số nhám trong ống thép $n = 0,0135$

Như vậy tổn thất đầu nước trên một mét dài ống là :

$$\Delta H = J = 1,883 (Q^2 / D^{5,33}).10^{-3} \quad (4-5)$$

Trong công thức Q tính bằng m^3/s và D tính bằng m . Biết ΔH ta tính được tổn thất công suất trong ống :

$$\Delta N = 9,81 \eta Q \Delta H = 9,81 \eta Q J = 18,5 \eta (Q^3 / D^{5,33}).10^{-3} \quad (4-6)$$

Tổn thất điện năng năm trong đường ống :

$$\Delta E = \int_0^{8760} \Delta N dt = (18,5 \eta .10^{-3} / D^{5,33}) \int_0^{8760} Q^3 dt \quad (4-7)$$

Trong công thức trên ta giả thiết η và D là hằng số nên đưa ra ngoài dấu tích phân còn Q là hàm số của t . Thời gian t lấy đơn vị là giờ , một năm có 8760 giờ. Nếu lấy $\Delta t = 1$ giờ ta có thể viết :

$$\int_0^{8760} Q^3 dt = \sum_0^{8760} Q^3 \Delta t = (Q_1^3 + Q_2^3 + Q_3^3 + \dots + Q_{8760}^3) \times 1 \quad \text{giờ}$$

ta đặt

$$[Q^3]_{tb} = (Q_1^3 + Q_2^3 + Q_3^3 + \dots + Q_{8760}^3) / 8760 = \int_0^{8760} Q^3 dt / 8760 \quad (4-8)$$

trong đó $[Q^3]_{tb}$ là trị số bình quân của lưu lượng lập phương và thay vào công thức trên (4-7) ta tính được :

$$\Delta E = 162 \eta [Q^3]_{tb} / D^{5,33}$$

đặt $Q_0^3 = [Q^3]_{tb}$ và thay vào ta có :

$$\Delta E = 162 \eta Q_0^3 / D^{5,33} \quad (4-9)$$

Đây là trị số tổn thất điện năng trong một năm . Phần tổn thất điện năng này phải được bù lại (thay thế) bằng điện năng các trạm phát điện thay thế khác. Nếu chi phí tính toán của một đơn vị điện năng thay thế là S (tính bằng xu), do đó chi phí hàng năm để bù vào tổn thất điện năng năm là:

$$\Delta E.S = 1,62 \eta S Q_0^3 / D^{5,33} \quad (\text{đồng}) \quad (4-10)$$

Như vậy chi phí tính toán năm :

$$C_{tt} = 7,85 \Pi D \delta \text{ kbp} \cdot 10^{-4} + 1,62 \eta S Q_0^3 / D^{5,33} \quad (4-11)$$

Để tìm được đường kính kinh tế của đường ống ta phải vi phân phương trình chi phí tính toán năm trên đối với đường kính D và cho bằng không.

Có hai trường hợp:

Trường hợp thứ nhất : khi cột nước tác dụng trong ống nhỏ, ta có thể lấy độ dày thành ống δ bằng trị số cho phép nhỏ nhất ($\delta = \text{const}$), do đó δ không phụ thuộc vào đường kính D và xem δ là hằng số. Như vậy sau khi vi phân đối với D và rút gọn ta có :

$$D = \sqrt[6,33]{\frac{3500 \eta S Q_0^3}{p k \delta p}} \quad (4-12)$$

Trường hợp thứ hai : khi cột nước tác dụng trong ống lớn, độ dày thành ống do tính toán cường độ quyết định. Lúc này δ có thể xác định theo lực tác dụng của áp lực nước bên trong ống và lực này là nhân tố chủ yếu quyết định chiều dày thành ống:

$$\delta \geq \frac{\gamma H D}{2 \varphi [\sigma]} \quad (4-13)$$

trong công thức :

- γ là trọng lượng riêng của nước.
- H là cột nước tác dụng (kể cả áp lực nước va)
- $[\sigma]$ là ứng suất cho phép của vật liệu làm vỏ ống .
- φ là hệ số xét đến chất lượng hàn ống thép và thường $\varphi \leq 1$.

Ở đây lấy $\varphi=1$, đường kính ống D tính bằng mét và δ tính bằng cm ta tính được :

$$\delta = \frac{0,1 H \cdot 100 D}{2 [\sigma]}$$

thay giá trị δ vào công thức (4-11) , vi phân đối với D và rút gọn ta có :

$$D = \sqrt[7,33]{\frac{352 \eta S \sigma Q_0^3}{p k b H}} \quad (4-14)$$

Hai công thức (4-12) và (4-13) tính đường kính kinh tế D của ống đều có khai phương bậc cao 7,33 và 6,33; do đó nếu trong công thức có một số liệu không chính xác lắm, sau khi khai phương bậc cao 7,33 và 6,33 thì sai số sẽ giảm nhỏ đi nhiều. Trong đó chỉ có Q_0 là có ảnh hưởng lớn nhất, bởi vì trong công thức nó được lập phương lên. Vì vậy chúng ta có thể lấy : $\eta=0,85$; $[\sigma]=840 \text{ kg/cm}^2$ và $p=p_{\text{vận hành}}+p_{\text{khẩu hao}}+p_{\text{hoàn vốn}}=(7+100/T_0)\%$;

Trường hợp thứ nhất lấy $k = 1,1$; trường hợp thứ hai lấy $k = 1,2$, thay các trị số trên vào các công thức tính đường kính kinh tế (4-12) , (4-13) và sau khi rút gọn ta được :

- Trường hợp thứ nhất :
$$D = \alpha \sqrt[6,33]{\frac{SQ_0^3}{b\delta}} \quad (4-15a)$$

- Trường hợp thứ hai :
$$D = \beta \sqrt[7,33]{\frac{SQ_0^3}{bH}} \quad (4-15b)$$

trong đó α và β là hệ số nó phụ thuộc trị số T_0 và giá trị của nó thay đổi như sau:

T_0 (năm)	=	5	10	15	20	25
α	=	2,07	2,22	2,30	2,35	2,38
β	=	3,39	3,61	3,72	3,78	3,83

Tính toán đường kính kinh tế ống thép theo công thức (4-14) rất tiện lợi , chỉ có tính Q_0 là hơi phức tạp . Dưới đây sẽ trình bày cách tính Q_0 .

Trước tiên dựa vào kết quả tính toán thủy năng ta vẽ đường duy trì lưu lượng chảy qua đường ống thép của trạm thủy điện, như đường I trong hình (4-2). Sau đó đem tung độ của các điểm biểu thị trên đường I lập phương lên ta có đường biểu diễn Q^3 như đường II trong hình (4-2) biểu thị. Tìm diện tích nằm dưới đường II (tức đường cong Q^3) và giới hạn bởi trục tung , trục hoành. Đem diện tích này chia cho 8760 giờ ta có Q_{tb} và từ đó tìm được Q_0 .

Trong ví dụ nêu ở hình (4-2) , tỷ số giữa lưu lượng Q_0 và lưu lượng trung bình Q_{tb} là 1,07.

Khi tính toán sơ bộ , chưa biết được đường duy trì lưu lượng chảy qua ống thép ta có thể lấy gần đúng $Q_0 = (1,1 - 1,2)Q_{tb}$ để tính toán sau đó hiệu chỉnh lại.

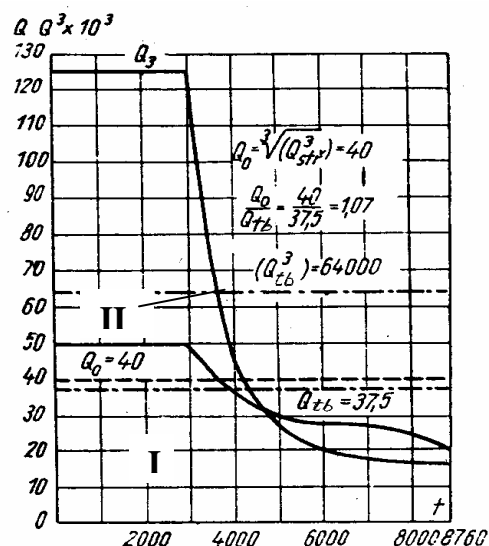
Cuối cùng chọn đường kính kinh tế đường ống thép còn cần phải tiến hành phân tích kinh tế kỹ thuật . Nội dung của việc phân tích có thể dựa vào các điểm sau :

1) áp lực nước va tăng lên trong ống có hợp lý không.

2) Chi phí vật liệu làm ống thép có thích đáng không.

3) Việc thi công đường ống có khả thi không.

4) Nếu giảm nhỏ hơn nữa đường kính ống thép sẽ có ưu khuyết điểm gì về kinh tế kỹ thuật.



Hình 4-2. Đường duy trì lưu lượng TTĐ

Bảng 4-1 liệt kê đường kính kinh tế ống dẫn nước áp lực bằng thép trong phạm vi $Q_{\max} = 0,2 - 16 \text{ m}^3/\text{s}$, cột nước $H < 100 \text{ m}$, để tham khảo trong khi chọn đường kính ống thép dẫn nước áp lực của trạm thủy điện nhỏ và vừa.

Bảng 4-1. Đường kính kinh tế của ống thép dẫn nước áp lực.

STT	Lưu lượng qua ống(m^3/s)	Đường kính trong ống(m)	Lưu tốc (m/s)	STT	Lưu lượng qua ống(m^3/s)	Đường kính trong ống(m)	Lưu tốc (m/s)
1	0,2	0,35	2,10	12	3,5	1,10	3,55
2	0,4	0,45	2,50	13	4,0	1,20	3,57
3	0,6	0,58	2,30	14	4,5	1,25	3,66
4	0,8	0,60	2,85	15	5,0	1,36	3,74
5	1,0	0,66	2,95	16	6,0	1,40	3,84
6	1,2	0,70	3,03	17	7,0	1,50	3,9
7	1,5	0,78	3,13	18	8,0	1,60	3,98
8	1,8	0,84	3,24	19	10,0	1,80	4,11
9	2,0	0,88	3,28	20	12,0	1,90	4,23
10	2,5	1,00	3,38	21	14,0	2,00	4,32
11	3,0	1,00	3,46	22	16,0	2,10	4,40

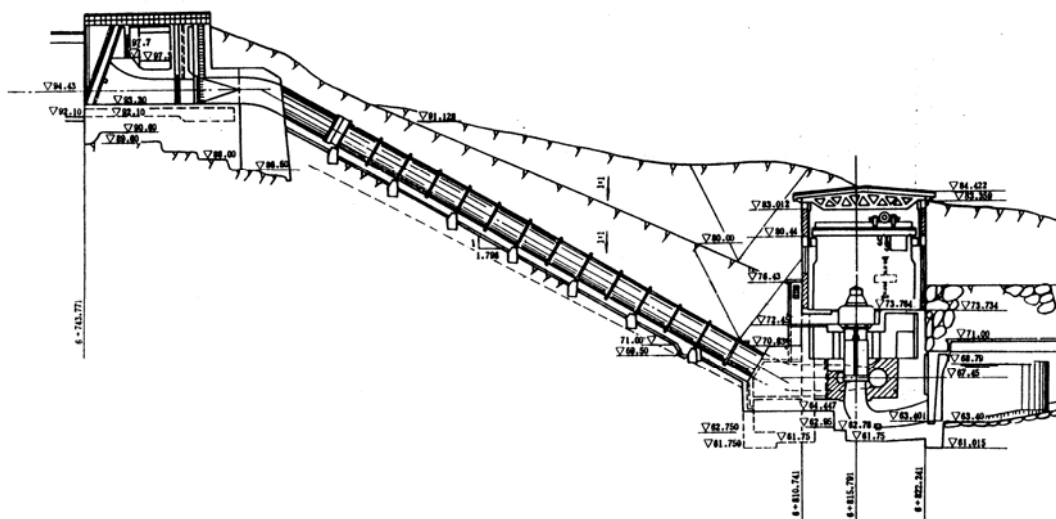
4.3. ỐNG DẪN NƯỚC ÁP LỰC BẰNG THÉP

Ống dẫn nước áp lực bằng thép có các ưu điểm: chịu được áp lực nước bên trong cao, kết cấu nhẹ, lượng nước tổn thất bé, độ nhám nhỏ, độ bền lớn....; cho nên nó được sử dụng rất rộng rãi, nhất là đối với trạm thủy điện cột nước cao đường ống dẫn nước áp lực đều dùng ống thép.

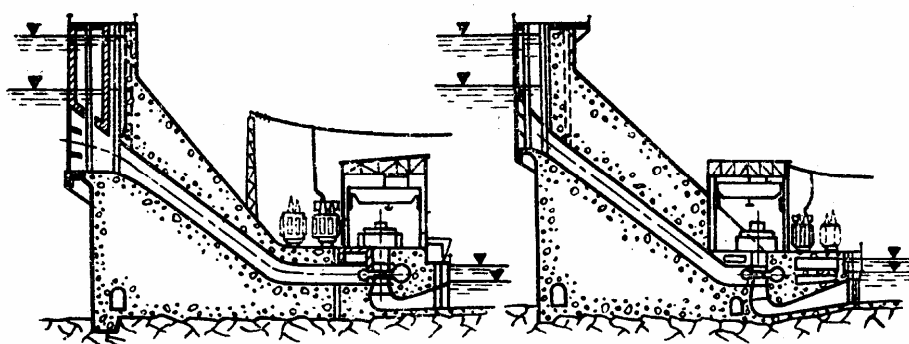
4.3.1. Phân loại và cấu tạo ống dẫn nước áp lực bằng thép

Phân loại theo phương thức đặt đường ống gồm có: Ống thép hở (lộ thiên), ống thép chôn dưới đất, ống thép chôn trong thân đập, ống đặt sau mái hạ lưu đập .v.v.

Ống thép lộ thiên là loại đường ống đặt nằm ngay trên mặt đất, nó là loại ống được dùng tương đối rộng rãi trong các trạm thủy điện, như hình (4-3) biểu thị. Trong phần này sẽ trình bày kỹ về ống thép lộ thiên.



Hình 4-3. TTD với ống dẫn nước áp lực lộ thiên

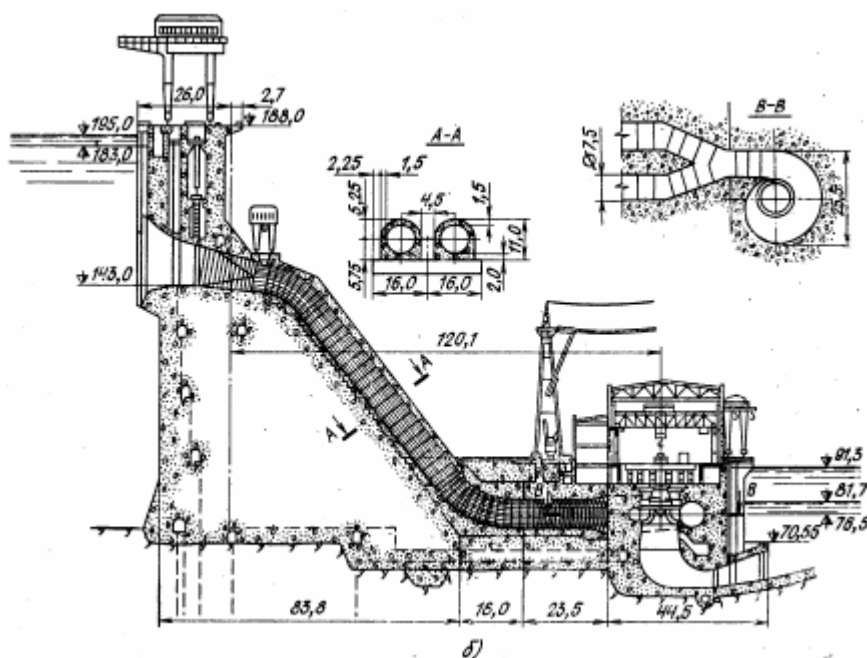


Hình 4-4. TTD với ống dẫn nước áp lực trong thân đập bê tông

Ống thép chôn dưới đất, bên ngoài vỏ ống được bọc một lớp bê tông hoặc một lớp vữa xi măng cát.

Ống thép chôn trong thân đập là chỉ loại ống thép đặt trong khối bê tông của thân đập, như thể hiện trên hình (4-4).

Ống thép đặt trên mái hạ lưu đập bê tông, xung quanh vỏ ống có đổ một lớp mỏng bê tông để bảo vệ, như thể hiện trên hình (4-5).



Hình 4-5. TTD với ống dẫn nước áp lực trên mái hạ lưu đập bê tông

Dựa vào cấu tạo ống thép lộ thiên có thể chia thành 3 loại: ống thép đúc sẵn, ống thép hàn và ống thép hàn có đai.

1) Ống thép đúc sẵn

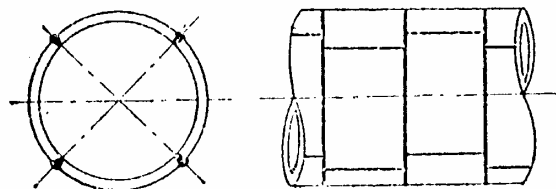
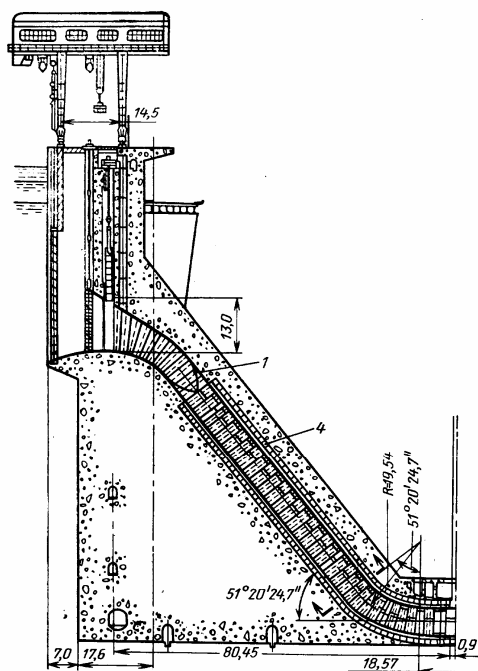
Ống thép đúc sẵn là loại ống được nhà máy chế tạo sẵn thành từng đoạn ống, sau khi vận chuyển đến công trường, hàn nối tiếp các đoạn ống lại thành đường ống hoàn chỉnh. Đường kính ống thép đúc sẵn thường không vượt quá 600mm và chiều dài mỗi đoạn thường từ 4 - 6m. Loại ống này thích hợp với trạm thủy điện nhỏ, đầu nước cao.

2) Ống thép hàn với thành ống tròn

Ống dẫn nước áp lực của trạm thủy điện nói chung đều dùng ống thép hàn, người ta dùng thép tấm cuộn thành ống tròn, hàn các đường dọc, các đường ngang thành các ống thép hàn. Trong nhà máy thường chế tạo thành các đoạn ống có chiều dài thường từ 4 - 6m, (có khi đến 18m, phụ thuộc vào điều kiện chuyên chở), sau đó chuyển đến công trường nối các đoạn lại với nhau. Việc nối tiếp các đoạn ống với nhau có thể hàn nối tiếp. Đường hàn dọc của ống thép chịu áp lực nước lớn nhất, vì thế hai đường hàn dọc liền nhau nên bố trí lệch nhau, như hình (4-6) biểu thị. Yêu cầu chất lượng các đường hàn phải có cường độ tương tự như thép làm ống. Để kiểm tra chất lượng các mối hàn trong điều kiện hiện đại, ngày nay người ta có thể dùng phương pháp siêu âm hoặc bằng máy chụp dùng tia phóng xạ.

Trước đây kỹ thuật hàn điện chưa phát triển người ta còn chế tạo ống thép kiểu đinh tán rivê. Ống thép cũng được chế tạo từ các tấm thép cuộn tròn rồi tán rivê ở các mối dọc và ngang. Đường ống dẫn nước áp lực ở TTD Tà Sa (Cao Bằng) trước đây đã dùng loại ống thép kiểu tán rivê. Nhược điểm của ống thép tán rivê là tổn thất thủy lực lớn và tốn nhiều thép hơn ống thép hàn, vì nó phải ghép chồng lên nhau ở mỗi nối để tán rivê. Do vậy trong thực tế hiện nay hầu như không được sử dụng nữa.

Ví dụ đường ống dẫn nước áp lực ở TTĐ Brátskaia (Liên Xô cũ) đã dùng ống thép hàn có đường kính $D_0 = 7\text{m}$, $H_{tt} = 130,5\text{m}$, xung quanh vỏ ống còn được bọc thêm một lớp bê tông cốt thép dày gần $1,5\text{m}$ và tất cả đặt trong thân đập bê tông (xem hình vẽ 4 - 7).

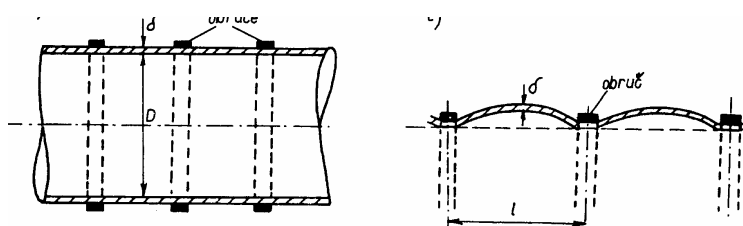


Hình 4-6. Ống thép hàn thành tròn

Hình 4-7. Đường ống thép của TTĐ Bratskaia

Khi đường kính ống tương đối lớn, độ dày thành ống tương đối mỏng so với yêu cầu về cường độ thì mức độ ổn định về chịu áp lực bên ngoài của thành ống không đủ, lúc này có thể hàn thêm các vành đai ngoài vỏ ống để tăng thêm độ cứng của thành ống, như hình (4-8) biểu thị.

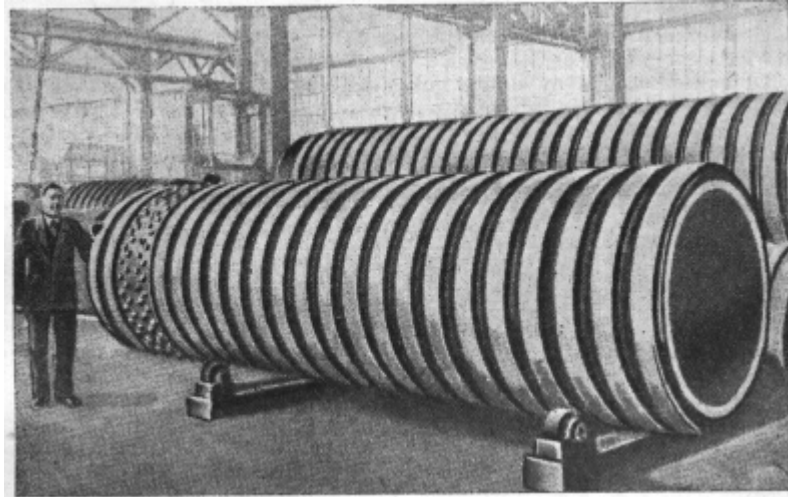
3) Ống thép hàn có đai



Hình 4-8. Cắt dọc ống thép có đai

Khi ống dẫn nước áp lực có tích số $HD > 1000\text{m}^2$, độ dày của thành ống thép vượt quá độ dày thực tế có thể chế tạo được hoặc lớn hơn giới hạn kinh tế cho phép v.v., người ta có thể dùng loại ống thép hàn có đai hoặc ống thép hàn hình sóng có đai khi cột nước của TTĐ lớn hơn như hình (4-8) biểu thị. Vành đai của các ống thép hàn thường được chế tạo từ thép có độ bền cao nên nó có thể chịu được phần lớn áp lực nước (khoảng từ 60 - 70%). Vì vậy nên độ dày vỏ ống thép hàn có đai nhỏ hơn nhiều so với độ dày vỏ ống thành nhẵn và trọng lượng giảm được từ 30 - 35%. Công nghệ chế tạo loại ống thép hàn hình sóng có đai khá phức tạp, nên chỉ thích dùng cho TTĐ

có cột nước rất cao. Ví dụ đường ống dẫn nước áp lực ở trạm thủy điện Dience (Thụy sĩ) dùng loại đường ống thép hàn hình sóng có đai $D=1,0\text{ m}$, $H = 1750\text{ m}$ xem hình (4-9).



Hình 4-9. Đường ống dẫn nước áp lực ở trạm thủy điện Dience (Thụy sĩ)
 $D=1,0\text{ m}$, $H = 1750$

Lắp vành đai vào ống thép có hai cách : cách lắp nóng và cách lắp nguội.

- Cách lắp nóng : chế tạo vành đai từ các thép thỏi, tôi và hiệu chỉnh kích thước trong trạng thái nguội, sau đó nung nóng chúng đến nhiệt độ $400 - 500^{\circ}\text{C}$ và đưa chúng vào vỏ ống đang trong trạng thái nguội. Khi nguội vành đai co lại ép chặt vào vỏ ống tạo thành ứng suất trước trong ống.

- Cách lắp nguội : ban đầu chế tạo ống thép như ống thông thường, lồng vào các vành đai bên ngoài vỏ ống, cố gắng giảm bớt khe hở. Sau đó dùng nắp bịt kín hai đầu và đưa vào trong ống một áp lực lớn hơn áp lực làm việc 2,5 lần, theo đề nghị của kỹ sư Ferand (Pháp) năm 1927, ứng suất trong thành ống vượt quá giới hạn đàn hồi thành ống sẽ biến dạng thành hình sóng. Độ sóng của vỏ ống làm giảm ứng suất trong thành ống, nhưng lại gây nên tổn thất thủy lực lớn hơn từ 1,2 – 1,3 lần so với ống thép thông thường. Dùng loại ống thép kiểu này không cần lắp thêm khớp co giãn nhiệt độ.

4) Ống thép nhiều lớp

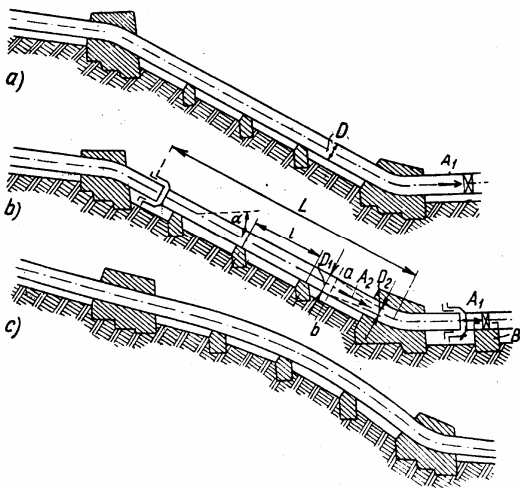
Ở các TTD cột nước cao đôi khi người ta sử dụng ống thép nhiều lớp. Ống thép nhiều lớp có cấu tạo từ một số vỏ ống thép, lớp vỏ ống thép ở ngoài bọc kín rít lớp vỏ ống thép ở trong và bảo đảm sao cho các lớp vỏ riêng biệt tiếp xúc kín với nhau trên toàn bộ bề mặt của vỏ ống. Trọng lượng của đường ống thép nhiều lớp giảm được từ 10 - 11% so với trọng lượng đường ống thép thành nhẵn tương đương.

4.3.2. Phương thức đặt đường ống thép hở

Ống thép hở phần lớn đặt trên sườn núi có độ dốc lớn, sử dụng mố ôm và mố đỡ để cố định và đỡ đường ống. Mố ôm có tác dụng cố định đường ống, không cho đường ống dịch chuyển theo các phương. Mố đỡ được phân bố đều giữa hai mố ôm và có thể cho phép đường ống co giãn theo hướng dọc trục ống. Đáy của ống thép nên đặt cao hơn mặt đất tối thiểu là 60 cm để tiện cho thi công, kiểm tra và bảo dưỡng.

Phương thức đặt đường ống thép hở có hai loại cơ bản sau:

1. Phương thức đặt đường ống kiểu liên tục: tức là khi đường ống nằm giữa hai mố ôm không bị cắt đoạn để bố trí khớp co giãn nhiệt độ và trục đường ống là một đường thẳng (xem hình vẽ 4-10a). Do đó khi nhiệt độ thay đổi mà hai đầu ống bị hai mố ôm giữ chặt nên làm cho thành ống sinh ra lực nhiệt độ hướng trục rất lớn và tác dụng lên hai mố ôm ở hai đầu. Như vậy không những phải tăng chiều dày thành ống mà còn phải tăng thêm trọng lượng bản thân mố ôm. Phương thức đặt đường ống kiểu này chỉ dùng cho những đoạn ống cá biệt, ví dụ ở đoạn ống phân nhánh, có chiều dài ngắn hay khi đoạn ống ở giữa hai mố ôm là đoạn ống cong như hình (4-10c) biểu thị, còn nói chung là không nên dùng.



Hình 4-10. Các phương thức đặt đường ống thép

1. Phương thức đặt đường ống kiểu phân đoạn :

Phương thức này khác phương thức đặt đường ống liên tục là ở giữa hai mố ôm có bố trí khớp co giãn nhiệt độ (xem hình vẽ 4-10b). Do đó khi nhiệt độ thay đổi thì ống có thể co giãn theo hướng dọc trục đường ống, nên triệt tiêu được ứng suất do nhiệt độ gây ra trong thành ống. Khớp co giãn nhiệt độ thường bố trí gần mố ôm phía trên. Thực tiễn chứng minh rằng đối với ống thép đặt lộ thiên dùng hình thức đặt đường ống kiểu phân đoạn (bố trí khớp co giãn nhiệt độ) là thích hợp hơn.

4.3.3. Vật liệu làm ống dẫn nước áp lực bằng thép

Ống dẫn nước áp lực nói chung phải chịu được áp lực bên trong tương đối cao (kể cả áp lực nước và) , nên ống đặt lộ thiên nếu bị sự cố hậu quả sẽ rất nghiêm trọng .Vì vậy việc chọn vật liệu thép làm ống phải đặc biệt coi trọng.

Các linh kiện chịu lực chủ yếu của ống thép như thân ống, vòng đỡ , vành khuyên gia cố .v.v...; khi chọn vật liệu làm các cấu kiện này cũng phải bảo đảm các chỉ tiêu về cường độ , tính chịu va đập , tính đàn hồi v.v...

Thép là loại vật liệu đàn hồi và nóng chảy, hiện tại chỉ giới hạn vật liệu làm việc trong trạng thái đàn hồi và căn cứ vào ứng suất cho phép để tính toán kiểm nghiệm cường độ. Cần lưu ý rằng khi thiết kế ống dẫn nước áp lực của trạm thủy điện phải

tuân thủ nghiêm túc các quy định trong “quy phạm thiết kế ống dẫn nước áp lực của trạm thủy điện”

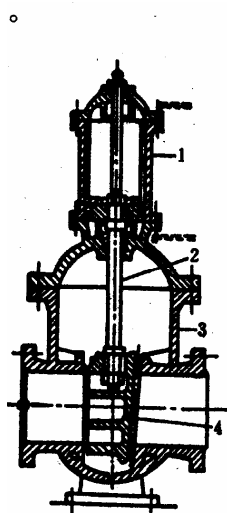
4.3.4. Van và các phụ kiện ống thép lộ thiên

1. Van: Van của ống thép dẫn nước áp lực nói chung bố trí tại cửa vào tua bin nước. Nó dùng để cắt dòng chảy và cách ly tổ máy khi tổ máy có sự cố hoặc kiểm tra, sửa chữa. Nếu khi bố trí cửa cống tại cửa vào ống dẫn nước áp lực (như ở tháp điều áp) có khó khăn, có thể đặt van không chế. Tại cửa vào tua bin nước có cần đặt van hay không, nên căn cứ vào các điều kiện sau đây để xác định: cột nước cao hay thấp, công suất tổ máy lớn hay nhỏ, phương thức cấp nước của ống dẫn nước áp lực bằng thép và phương thức vận hành trạm thủy điện trong hệ thống v.v.

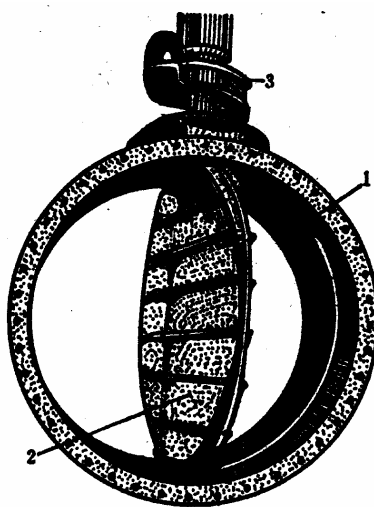
Các van thường dùng trên ống dẫn nước áp lực trạm thủy điện có:

a). *Van phẳng* : Như hình (4-11) biểu thị, van phẳng nói chung thao tác bằng điện hoặc lực thủy, loại van này kín nước, vận hành tốt, nhưng yêu cầu lực thao tác lớn, đóng mở chậm, ngoại hình cao, trọng lượng lớn. Cho nên thường dùng với ống thép dẫn nước áp lực có đường kính nhỏ hoặc dùng làm van khi kiểm tra sửa chữa.

b). *Van đĩa (van bướm)*: Như hình (4-12) biểu thị, nó đóng mở bằng điện hoặc thủy lực; ưu điểm loại van này là lực đóng mở nhỏ, đóng mở tiện, nhanh, thể tích nhỏ nhẹ. Khuyết điểm là tổn thất cột nước tương đối lớn, không kín lắm. Để tránh rò rỉ nước, xung quanh cửa van người ta đặt đai ép khí. Van đĩa thích hợp với trạm thủy điện mà ống có đường kính lớn, cột nước không cao lắm.



Hình 4-11. Van phẳng



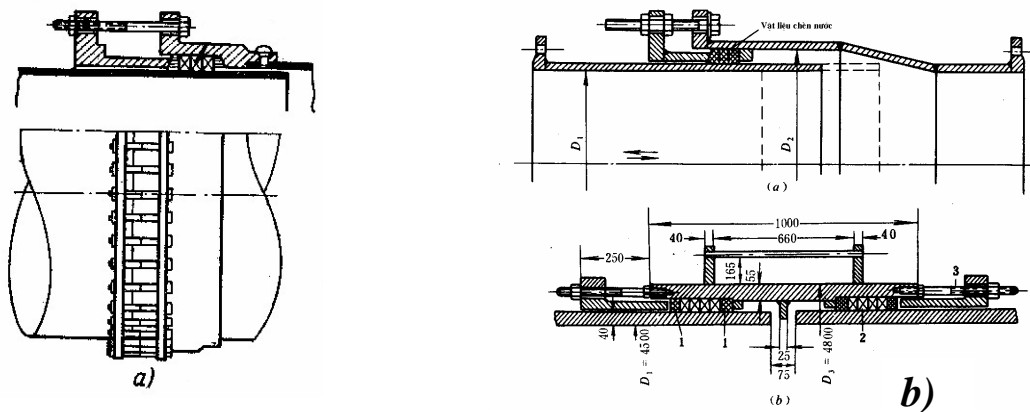
Hình 4-12. Van đĩa

Ngoài 2 loại van trên, còn có van hình cầu.v.v.Van đĩa và van hình cầu đều là van đóng khi nước đang chảy, nhưng cần dùng ống điều áp bên cạnh khi đóng mở.

2. Phụ kiện

Phụ kiện trên ống thép lộ thiên có: khớp co dẫn nhiệt độ, van thông hơi, ống thông nhau, cửa kiểm tra và lỗ tiêu nước, v.v...

+ Khớp co dẫn kiểu đĩa đàn tính như hình (4-14). Loại này thường được dùng khi đường kính ống lớn và cột nước tác dụng lên ống nhỏ.

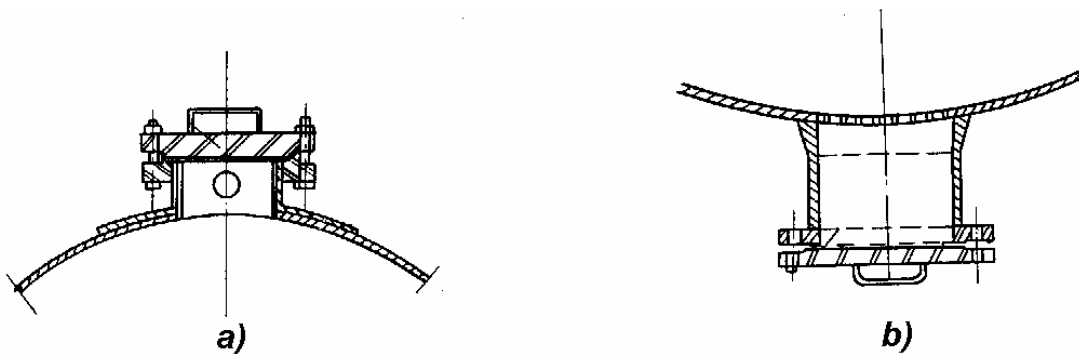


113

Van thông hơi., thường bố trí ở sau cửa van, tác dụng giống như lỗ thông hơi. Khi cửa van đột ngột đóng, áp lực trong ống giảm làm van thông khí mở, khí từ ngoài vào; Khi ống đầy nước, không khí thoát ra ngoài theo van thông hơi.

4. Ống thông nhau, cửa kiểm tra và ống tiêu nước: ở chỗ van tuốc bin nên bố trí ống thông nhau. Nói chung van đĩa và van hình cầu phần lớn đều có ống bình áp, tác dụng của nó giống như ống bình áp ở chỗ cửa van của cửa lấy nước có áp.

Để tiện kiểm tra và bảo dưỡng ống dẫn nước, nên bố trí cửa kiểm tra. Hình (4-15a) biểu thị, là một trong các loại hình kết cấu cửa kiểm tra. Bố trí cửa kiểm tra sao cho người kiểm tra ra vào dễ dàng, nói chung nên bố trí gần mỏ cố định để tiện buộc giây thép, móc đỡ và bố trí máy chuyên dùng phục vụ công tác kiểm tra và sửa chữa v.v... Khoảng cách giữa 2 cửa kiểm tra nói chung không nên quá 150m. Đường kính cửa vào không nhỏ hơn 0,45m. Nếu ống dẫn nước không dài hoặc đường kính tương đối nhỏ, có thể không cần bố trí cửa kiểm tra.



Hình 4-15. a- Cửa vào kiểm tra đường ống thép;
b- Lỗ thoát nước

Ở vị trí thấp nhất của ống dẫn nước áp lực, nên bố trí ống thoát nước (hoặc lỗ thoát nước - hình 4-15b), để khi kiểm tra ống dẫn nước, ta tháo nước trong ống và nước rò rỉ ở van phía trên.

Ngoài ra, trên ống dẫn nước áp lực còn có thể bố trí các thiết bị đo như: đo lưu lượng, đo áp lực và ứng suất thành ống v.v.

4.4. CÁC LỰC TÁC DỤNG TRÊN ỐNG THÉP LỖ THIÊN

Các lực tác dụng trên ống thép dựa vào tính chất có thể chia làm ba loại :

1. Nhóm lực chủ yếu: đó là những lực chính tác dụng thường xuyên lên đường ống trong quá trình vận hành, gồm có : áp lực nước bên trong (bao gồm cả áp lực nước va), trọng lượng nước trong ống, trọng lượng bản thân của đường ống, lực ma sát giữa nước và thành ống, lực ma sát giữa thành ống và mỏ đỡ, lực li tâm của dòng nước trong ống và lực sản sinh do nhiệt độ thay đổi v.v...

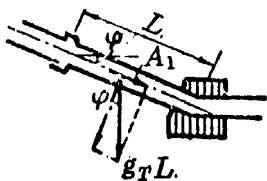
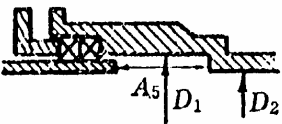
2. Nhóm lực thứ yếu: đó là những lực tác dụng không thường xuyên lên đường ống, gồm có các lực sau: áp lực nước va tăng lên khi chế độ làm việc bình thường của thiết bị điều tốc tuốc bin bị phá hoại, lực chân không sinh ra khi tháo một phần nước

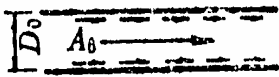
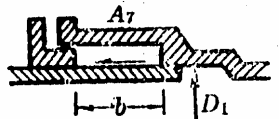
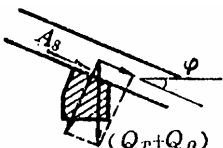
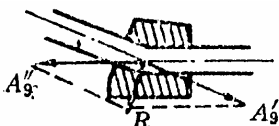
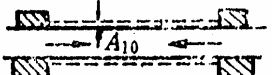
hoặc tháo hết nước trong ống, lực sinh ra khi thi công ống, khi thử nghiệm ống và lực sinh ra do gió bão .

3. Nhóm lực đặc biệt: gồm có lực động đất, lực sự cố v.v...

Để tính toán các lực hướng trục tác dụng lên ống thép, ta có thể dùng các công thức kèm sơ đồ lực tác dụng được tập hợp trong bảng 4-2.

Bảng 4-2. Các lực hướng trục tác dụng lên ống thép.

TT	Tên lực tác dụng	Công thức tính toán	Sơ đồ lực tác dụng	Ghi chú
1	Lực hướng trục do trọng lượng ống gây nên	$A_1 = q_o L \sin \varphi$		q_o - trọng lượng mỗi mét dài ống L - độ dài tính toán của đoạn ống.
2	Lực hướng trục do nước bên trong ống tác dụng lên cửa van hay đầu mút	$A_2 = \frac{\pi}{4} D_o^2 \gamma H$		γ - trọng lượng riêng của nước. H - cột nước
3	Lực hướng trục do nước bên trong tác dụng lên chỗ ống cong	$A_3 = \frac{\pi}{4} D_o^2 \gamma H$		
4	Lực hướng trục do nước bên trong tác dụng lên đoạn ống có đường kính thay đổi	$A_4 = \frac{\pi}{4} (D_{o1}^2 - D_{o2}^2) \gamma H$		
5	Lực hướng trục do nước bên trong tác dụng lên khớp co dẫn nhiệt độ.	$A_5 = \frac{\pi}{4} (D_1^2 - D_2^2) \gamma H$		

6	Lực ma sát của nước đối với thành ống.	$A_6 = \frac{\pi}{4} D_o^2 \gamma h_w$		h_w - tổn thất cột nước do ma sát.
7	Lực ma sát của vật liệu chèn ở khớp co dẫn khi nhiệt độ thay đổi.	$A_7 = \pi D b f_k \gamma H$		f_k - hệ số ma sát giữa vật liệu chèn với thành ống.
8	Lực ma sát giữa mố đỡ với thành ống khi nhiệt độ thay đổi.	$A_8 = (Q_đ + Q_n) f \cos \varphi$		$Q_đ$ - trọng lượng đoạn ống tính toán. Q_n - trọng lượng nước trong đoạn ống tính toán. f - hệ số ma sát giữa mố đỡ và thành ống.
9	Lực li tâm của dòng nước ở chỗ đoạn ống uốn cong	$A_9 = \frac{\pi D_o^2}{4} \cdot \frac{\gamma}{g} V^2$		R - lực li tâm A_9 - thành phần lực hướng trục của lực li tâm. V - lưu tốc trong ống.
10	Lực gây ra do biến dạng ngang khi chiều dày thành ống không đổi.	$A_{10} = \mu \sigma \pi D \delta$		μ - hệ số poát xông. σ - ứng suất. δ - chiều dày thành ống.

11	Lực gây ra do nhiệt độ thay đổi khi chiều dày thành ống không đổi.	$A_{11} = \alpha E \Delta t \Pi D \delta$	α - hệ số nở nhiệt. E - Mô đun đàn hồi của thép. Δt - độ chênh nhiệt độ.
----	--	---	---

Các loại lực ghi trong bảng 4-2 mới chỉ xét đến áp lực nước bên trong, trọng lượng nước trong ống, trọng lượng bản thân đường ống, lực ma sát giữa dòng nước với thành ống và giữa thành ống với mô ôm, lực phát sinh do nhiệt độ thay đổi và lực ly tâm của dòng chảy qua đoạn ống cong. Đó là nhóm lực chủ yếu, còn nhóm lực thứ yếu và lực đặc biệt khi tính toán thiết kế cần tham khảo các tài liệu và quy phạm hữu quan.

Nếu dựa vào phương hướng tác dụng của các lực lên ống thép có thể chia làm ba loại :

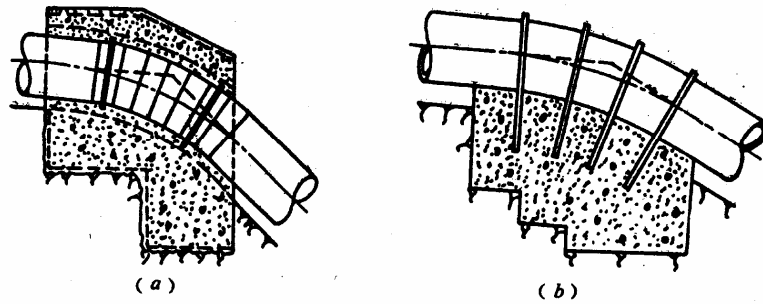
1. Lực hướng tâm, tác dụng theo hướng đường kính, nó gây ra lực kéo hướng vòng trong thành ống và nó là lực chủ yếu để thiết kế chiều dày thành ống.
2. Lực hướng trục, tác dụng theo hướng dọc trục ống. Nó gây ra lực kéo hay lực nén hướng dọc trục trong thành ống.
3. Lực pháp tuyến, tác dụng theo hướng thẳng góc với trục ống. Lực này làm cho ống bị cong. Lực hướng trục và lực pháp tuyến thông qua thành ống tác dụng lên mô ôm và mô đỡ và truyền xuống nền móng.

Điều cần lưu ý ở đây là các lực tác dụng lên ống thép dẫn nước áp lực được tổng hợp trong bảng 4-2 không nhất thiết đồng thời phát sinh. Vì vậy cần căn cứ vào trường hợp tính toán, tình hình bố trí đường ống và kết cấu cụ thể để xác định.

4.5. MÔ ÔM VÀ MÔ ĐỖ ỐNG THÉP

Dọc theo chiều dài, đường ống được bố trí trên các mô ôm và mô đỡ. Mô ôm (còn gọi là bệ néo) thường được bố trí ở chỗ cong đường ống (nơi tuyến ống đổi phương) và nó có tác dụng cố định ống không cho ống dịch chuyển. Đoạn đường ống nằm giữa hai mô ôm được tựa trên các mô đỡ (còn gọi là mô trung gian). Kết cấu mô đỡ phải bảo đảm để đường ống dịch chuyển được theo hướng dọc trục khi nhiệt độ thay đổi trong trường hợp đoạn ống nằm giữa hai mô ôm có bố trí khớp co giãn nhiệt độ.

4.5.1 . Mô ôm



Hình 4-16. Các kiểu mố ôm: a- Mố kín, b- mố hở

1. Phân loại mố ôm

Căn cứ vào phương thức giữ chặt đường ống, mố ôm có thể chia làm hai loại : mố ôm kiểu bọc kín (hình 4-16a) và mố ôm kiểu hở (lộ thiên) như hình (4-16b) biểu thị.

Mố ôm ở trạm thủy điện nhỏ thường dùng kiểu bọc kín. Khi đường kính ống nhỏ hơn 0,6m có thể chôn trực tiếp ống vào khối bê tông của mố ôm. Khi đường kính ống lớn người ta hàn lên thành ống một số linh kiện cố định (thanh hoặc vòng cố định) sau đó chôn sâu vào khối bê tông của mố ôm, mặt khác xung quanh ống thép còn bố trí thêm cốt thép vòng.

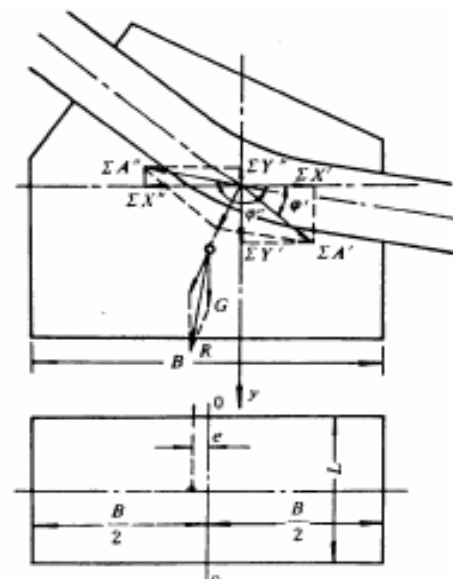
Mố ôm thường dùng bê tông M150 để xây , cũng có thể dùng đá xây nhưng trong phạm vi quanh ống 0,4m nên bọc bằng bê tông . Vừa xi măng cát dùng để xây đá có M100, đá dùng để xây có mác không nhỏ hơn 200 và khi thi công cần đặc biệt chú ý chất lượng.

Khoảng cách giữa hai mố ôm phụ thuộc vào kết cấu đường ống, điều kiện địa hình địa chất của tuyến đặt đường ống. Thông thường khoảng cách này trong khoảng từ 150 - 200 m. Khi độ dốc tuyến ống nhỏ và khớp co giãn nhiệt độ đặt ở giữa nhịp hai mố ôm thì khoảng cách đó có thể đạt tới 350 - 400m..

2. Thiết kế mố ôm

Mố ôm là loại kết cấu trọng lực, cường độ của nó dễ thỏa mãn, vì vậy khi thiết kế mố ôm chủ yếu căn cứ vào điều kiện chống trượt, điều kiện ổn định để quyết định thể tích và kích thước ngoại hình của mố ôm. Phụ tải và tổ hợp lực của nó tác dụng nên mố ôm, thường không chế trong điều kiện đầy nước, nhiệt độ tăng.

a) Mố ôm trên nền đất



Hình 4-17. Sơ đồ tính toán mố ôm trên nền đất

Ta lấy móng trên nền yếu làm ví dụ (Hình 4-17) để nói rõ nội dung và các bước thiết kế móng.

Đầu tiên tính toán trọng lượng G để đảm bảo yêu cầu ổn định chống trượt của móng.

$$G = \frac{K_c \sum X}{f_0} - \sum Y \quad (4-16)$$

Trong đó : $\sum X$: tổng các phản lực hướng ngang của các lực tác dụng lên móng (kN).

$\sum Y$: tổng các phản lực hướng thẳng đứng của các lực tác dụng lên móng (kN).

G - Trọng lượng bản thân móng (kN)

f_0 - Hệ số ma sát giữa móng và nền,

K_c - Hệ số an toàn chống trượt, thường $K_c \geq 1,5 - 2,0$

Sau đó căn cứ vào trọng lượng của móng, tìm thể tích và từ đó xác định kích thước ngoài của móng. Kích thước ngoài hình của móng phải thỏa mãn yêu cầu bọc kín toàn đoạn ống chỗ cong. Mặt khác 2 đoạn ống thẳng ở 2 đầu đoạn ống cong phải chôn vào trong bê tông không nhỏ hơn 0,4m, bề dày của lớp bê tông bao quanh đoạn ống không nhỏ hơn 0,8D lần đường kính ống. Việc tính toán xác định kích thước móng nên đồng thời với việc tính toán kiểm tra ứng suất nền và phải bảo đảm sao cho hợp lực tác dụng lên móng có độ lệch tâm nhỏ. Nói chung cần tính thử vài lần, ứng suất biên móng móng có thể tính theo công thức:

$$\sigma = \frac{\sum Y + G}{B.L} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \leq [\sigma] \quad (4-17)$$

$$e = \left(\frac{\sum M}{\sum Y + G} - \frac{B}{2}\right) < \frac{B}{6} \quad (4-18)$$

Trong 2 công thức trên:

e - Độ lệch tâm, nghĩa là khoảng cách giữa điểm tác dụng của hợp lực và đường trung tâm chiều rộng đáy móng.

$\sum M$: Tổng mô men mà các lực $\sum X$, $\sum Y$ và G .v.v...

B, L : Chiều rộng và dài của đáy móng (Hình 4-16)

Ứng suất nền σ mà ta tính từ công thức trên nên nhỏ hơn ứng suất cho phép của nền $[\sigma]$, đồng thời không cho phép phát sinh lực kéo ($\sigma_{\min} > 0$).

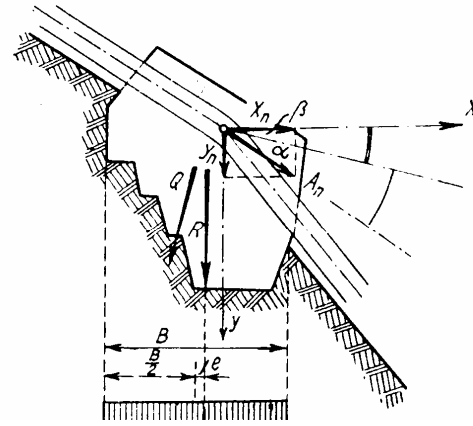
Khi xác định kích thước bên ngoài của móng, nên làm thế nào để ứng suất trên nền phân bố đều đặn. Nói chung yêu cầu giữa tỷ lệ ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất không lớn hơn 2.

Móng trên nền yếu, ngoài việc kiểm tra ứng suất nền còn cần phải kiểm tra khả năng nền của móng có bị trượt không.

Khi đoạn ống ở chỗ mố ôm có hướng cong lên, thì hợp lực có hướng đi lên, lúc này $\sum Y$ có giá trị âm, đặc biệt là hệ số ma sát f rất nhỏ. Do đó trong trường hợp này yêu cầu trọng lượng G phải rất lớn. Mố ôm ở chỗ có độ dốc thường sinh trượt nghiêng hoặc trượt vòng cung cho nên chỗ có độ dốc phải bóc hết tầng phủ bên ngoài và xây mố ôm trực tiếp trên nền đá.

b. Mố ôm trên nền đá

Đối với mố ôm đặt trên nền đá, để giảm nhỏ kích thước của mố ôm, thường đem mặt đáy làm thành bậc thang hình nghiêng, mặt khác làm sao cho mặt nghiêng gần trực giao với hướng hợp lực. Tính toán ổn định chống trượt tiến hành theo mặt nghiêng, như hình (4-18) biểu thị. Nguyên lý tính toán giống như nền đất.

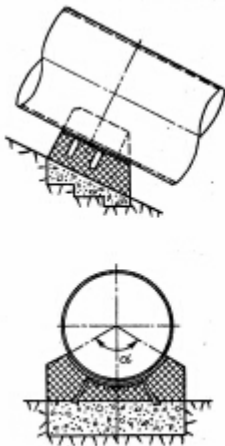


Hình 4-18. Mố ôm trên nền đá

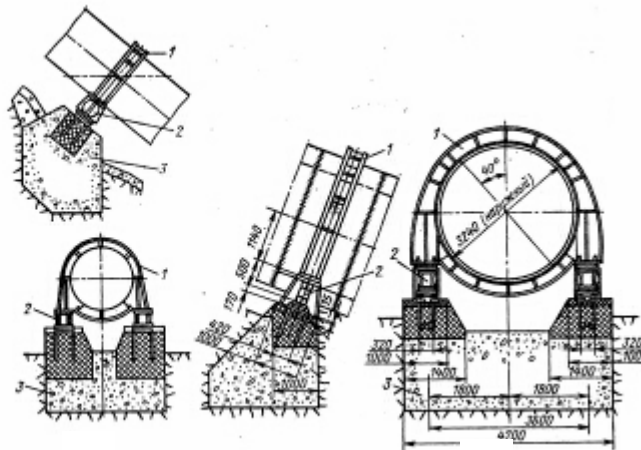
Khi mố ôm bố trí trên nền yếu hoặc trên nền bán nham thạch, cần phải xem xét ảnh hưởng do nền lún không đều đối với nội lực của ống thép.

4.5.2. Mố đỡ

Tác dụng của mố đỡ là gánh chịu phản lực hướng pháp tuyến của trọng lượng nước và trọng lượng thân ống, nó có tác dụng đỡ ống dẫn nước. Mố đỡ cho phép ống dẫn nước dịch chuyển theo hướng trục của ống, để thích ứng với sự co giãn của ống khi nhiệt độ thay đổi.



Hình 4-19. Mố đỡ kiểu yên ngựa



Hình 4-20. Mố đỡ kiểu trượt

Khoảng cách giữa hai mố đỡ liên quan tới điều kiện địa hình, địa chất tuyến đặt đường ống và đường kính ống to hay nhỏ. Sơ bộ có thể xác định khoảng cách (l_k) giữa hai mố đỡ theo công thức sau:

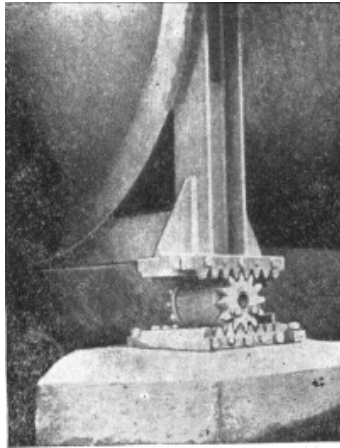
$$l_k = 2,7r \sqrt{\frac{\delta}{q} R} \quad (4-19)$$

trong đó : R' - cường độ tính toán của vật liệu khi hệ số điều kiện làm việc $m = 0,6$;

q - tải trọng phân phối ngang trên một m dài ống;

r - bán kính trung bình vỏ ống;

δ - chiều dày vỏ ống.



Hình 4-21. Con lăn mó trượt

Nếu địa hình biến đổi lớn, điều kiện địa chất tương đối kém hoặc đường kính tương đối lớn cần giảm chiều dài l_k thích hợp so với tính toán.

Đối với trạm thủy điện nhỏ, khoảng cách giữa hai mó đỡ khoảng từ 3 - 5m. Có lúc căn cứ vào chiều dài bản thân đoạn ống để xác định các khoảng cách các mó đỡ. Như chiều dài đoạn ống là 3m, khoảng cách các mó đỡ cũng có thể lấy 3m. Giữa hai mó ô, các mó đỡ nên bố trí có khoảng cách bằng nhau.

Chọn hình thức mó đỡ là vấn đề làm thế nào giảm bớt lực ma sát giữa

thành ống và mó đỡ. Nói chung dựa vào đặc tính dịch chuyển tương đối giữa thân ống và mó đỡ, có thể phân mó đỡ làm mấy loại: mó đỡ hình thức trượt, hình thức lăn và hình thức lắc lư. Mó đỡ hình thức trượt lại có hai loại: mó đỡ kiểu yên ngựa hình (4-19) và mó đỡ kiểu trượt với vành đỡ hình (4-20); ảnh con lăn trượt như hình (4-21) biểu thị.

Thông thường ở mặt trên của mó đỡ đặt bản đỡ bằng thép đồng thời giữa bản đỡ và thành ống cho dầu nhớt để giảm lực ma sát.

Mó đỡ kiểu trượt có vành đỡ như hình (4-20) biểu thị. Ở ngay vị trí mó đỡ, đặt vành đỡ cứng, dùng 2 mặt đỡ có diện tích không lớn tiếp xúc với mó đỡ, như thế cải thiện được trạng thái ứng suất của thành ống, giảm bớt lực ma sát, đồng thời làm cho thành ống tránh được mài mòn.

Mó đỡ phần lớn làm bằng bê tông, khi đường kính ống $D < 0,8m$ cũng có thể xây đá.

4.6. THIẾT KẾ THÂN ỐNG THÉP LỘ THIÊN

4.6.1. Ước tính độ dày thành ống thép lộ thiên

Độ dày thành ống thép lộ thiên bao gồm độ dày tính toán và độ dày chống gỉ. Độ dày tính toán do yêu cầu về cường độ của thành ống mà quyết định. Thông thường trước tiên sơ bộ xác định độ dày thành ống, sau đó dựa vào đường kính ống, kết cấu ống, khoảng cách giữa các mó đỡ, áp lực nước tính toán bên trong cũng như các lực tác dụng khác lên ống để cuối cùng xác định độ dày tính toán thành ống. Chiều dày chống gỉ nói chung từ 1-2mm. Ống thép thuộc loại kết cấu vỏ mỏng, ngoài thoả mãn

yêu cầu về cường độ, còn yêu cầu về độ cứng thành ống để thuận tiện trong quá trình chế tạo, lắp ráp và vận chuyển.

Áp lực nước trong ống là phụ tải chủ yếu tác dụng lên ống thép lộ thiên, ống thép vỏ mỏng dưới tác dụng của lực phân bố đều gây nên ứng suất hướng cắt thành ống (ứng suất hướng vòng) σ_z có thể căn cứ vào công thức sau đây để tính.

$$\sigma_z = \frac{\gamma D_o}{2\delta}$$

Trong đó :

p: áp lực nước trong ống (N/mm²)

D_o: đường kính ống thép (mm)

δ: chiều dày thành ống (mm)

Khi chỉ xét đến phụ tải chủ yếu, ứng suất cho phép của vật liệu thép $[\sigma]$ nên giảm đi với hệ số φ_1 để sử dụng và xét thêm cường độ đường hàn với hệ số φ_2 thì chiều dày thành ống δ tính theo công thức dưới đây:

$$\delta = \frac{\gamma D_o}{2\varphi_1 \varphi_2 [\sigma]} \quad (\text{mm}) \quad (4-20)$$

Trong đó:

$[\sigma]$: ứng suất cho phép của thép (N/mm²)

δ: Chiều dày tính toán thành ống (mm)

φ_1 : Hệ số hạ thấp ứng suất cho phép, thường lấy $\varphi_1=0,75$

φ_2 : Hệ số đường hàn, $\varphi_2=0,9-0,95$, căn cứ vào kỹ thuật hàn và phương pháp kiểm nghiệm để định.

4.6.2. Phụ tải và tổ hợp phụ tải ống thép lộ thiên

Căn cứ điều kiện làm việc ống thép, phụ tải tác dụng trên ống thép, có thể phân thành phụ tải chủ yếu (cơ bản) và phụ tải thứ yếu (đột xuất). Phụ tải chủ yếu là phụ tải thường tác dụng trong vận hành bình thường và phụ tải tác dụng trong thời gian ngắn ; Phụ tải thứ yếu là phụ tải tác dụng trong tình hình đột xuất với thời gian ngắn.

1. Phụ tải cơ bản gồm:

1- Áp lực nước tính toán là áp lực nước trong ống khi mực nước thượng lưu là mực nước dâng bình thường cộng với áp lực nước va do tổ máy đột nhiên mất phụ tải mà sinh ra.

2- Các loại lực hướng trục đã trình bày trong bảng 4-2 (Các lực hướng trục ghi trong bảng và các lực khác phải căn cứ vào tình hình cụ thể mà phân tích và xác định).

3- Lực do nền lún không đều của móng và móng đỡ sinh ra.

4- Phụ tải do gió bão.

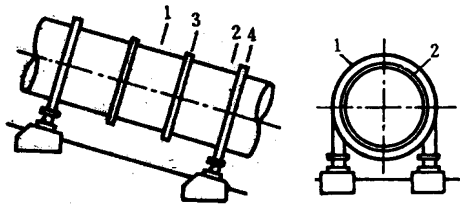
2. Phụ tải đặc biệt gồm:

1- Áp lực nước tính toán là áp lực nước trong ống khi mực nước phát điện đạt cao nhất và áp lực nước va do tổ máy đột ngột mất phụ tải mà sinh ra.

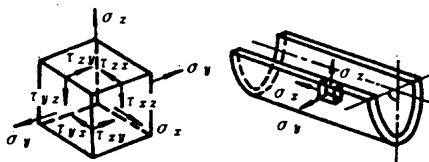
- 2- Lực chân không khi ống xả hết nước trong ống sinh ra.
- 3- Trọng lượng nước trong ống trong quá trình bổ xung hoặc tháo nước.
- 4- Lực tác dụng do thí nghiệm áp lực nước sinh ra.
- 5- Lực tác dụng do lắp ráp ống sinh ra.
- 6- Lực động đất.

Các loại lực nêu trên, không phải lúc nào cũng đều tồn tại, cần tiến hành phân tích cụ thể với từng loại phụ tải, xác định tổ hợp phụ tải bất lợi nhất để tiến hành tính toán.

4.6.3 .Phân tích ứng suất của thân ống thép lộ thiên



Hình 4-22. Sơ đồ mặt cắt tính toán ống thép



Hình 4-23. Sơ đồ phân tích ứng suất thành ống

Mặt cắt tính toán trong phân tích ứng suất của thân ống thép, nên căn cứ vào hình thức kết cấu thân ống và đặc điểm chịu lực để chọn. Mặt cắt cơ bản để phân tích ứng suất của thân ống thép, nói chung lấy như hình (4-22) : Mặt cắt 1-1 chọn ở trong nhịp, mặt cắt 2-2 chọn ở biên bên vòm đỡ. Mặt cắt 3-3 chọn ở nơi đặt vành thép gia cố và mặt cắt 4-4 chọn ở nơi đặt móng đỡ.

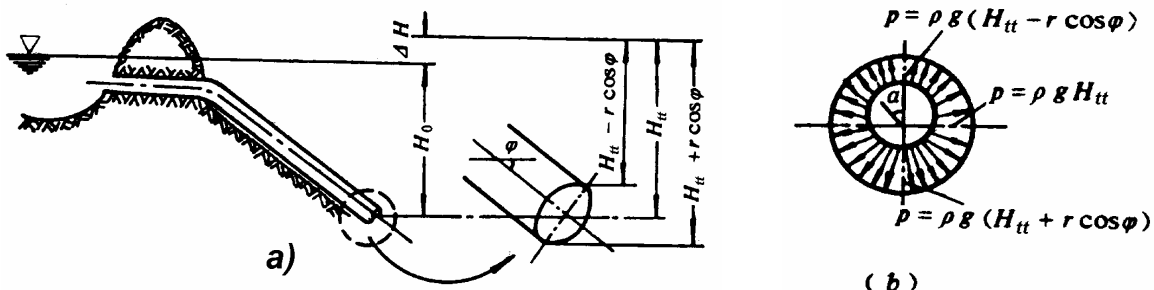
Tiêu chuẩn phân tích ứng lực thành ống quy định như sau:

Gọi đường trục của ống là trục x, chọn đường kính ống làm trục y, đường song song với tiếp tuyến vòm ống làm trục z. Ứng suất nén lấy dấu âm (-), ứng suất kéo lấy dấu dương (+).

1. Ứng suất thành ống do lực tác dụng

hướng đường kính sinh ra

Đối với ống thép lộ thiên, lực hướng đường kính chính là áp lực nước trong ống, như hình 4-24 biểu thị.



Hình 4-24. Sơ đồ phân bố áp lực nước trong ống theo phương hướng kính

a) Ứng suất pháp tuyến (hướng đường kính): Ứng suất hướng đường kính σ_y ở các mặt cắt men theo thân ống thép bằng áp lực nước trong ống tại mặt cắt đó.

$$\sigma_y = -p = -\rho g(H_{tt} \mp r \cos \varphi \cdot \cos \alpha) \quad (4-21)$$

Trong đó:

H_{tt} -Cột nước tính toán: $H_{tt}=H_0+\Delta H$

r -Bán kính trong của ống dẫn nước

φ -Góc nghiêng giữa trục ống và đường thẳng nằm ngang.

α - Góc kẹp giữa đường kính ống và đường thẳng đứng.

ρ - Mật độ của nước.

g -Gia tốc trọng trường.

b) Ứng suất tiếp tuyến

Dưới tác dụng của áp lực nước hướng đường kính, thành ống sản sinh ứng suất tiếp tuyến σ_z ; Vì ống thép thuộc loại kết cấu hình tròn vỏ mỏng, có thể cho rằng ứng suất tiếp tuyến phân bố đều theo chiều dày của thành ống, ứng suất tiếp tuyến thành ống có thể căn cứ công thức sau đây để tính:

$$\sigma_{z1} = \frac{pr}{\delta} = \frac{\rho g(H_{tt} - r \cos \varphi \cos \alpha)r}{\delta} \quad (4-22)$$

Trong đó:

δ : chiều dày thành ống

Các ký hiệu khác giống như công thức (4-21)

Đối với mặt cắt 3-3, 4-4, vì dưới tác dụng ràng buộc của vành đai gia cố và vành đai mô đỡ, ứng suất tiếp tuyến phải căn cứ vào chuyển vị hướng tâm của thành ống để xác định.

2. Ứng suất thành ống sản sinh dưới tác dụng của lực hướng trục

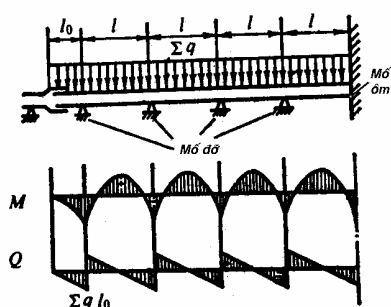
Dưới tác dụng lực hướng trục $\sum A$, thành ống sản sinh ứng suất hướng trục :

$$\sigma_{x3} = \frac{\sum A}{\pi D \delta} \quad (4-23)$$

Trong đó:

D - đường kính ống dẫn nước.

Các lực hướng trục tác dụng lên ống có thể căn cứ bảng 4-2 để xác định.



Hình 4-25. Biểu đồ lực cắt Q và momen M do lực pháp tuyến gây nên

3. Ứng suất thành ống do tác dụng lực pháp tuyến

Như hình (4-25) biểu thị, dưới tác dụng của phụ tải q (nó là phân lực pháp tuyến của trọng

lượng ống và trọng lượng nước trong ống) phân bố đều theo hướng pháp tuyến, ống thép sẽ uốn cong theo hướng đứng, thành ống sản sinh ứng suất hướng trục σ_{x1} và ứng suất cắt τ_{xz} .

Lúc này có thể xem ống thép là một dầm nhiều nhịp liên tục để tính mômen M và lực cắt Q của các mặt cắt, như thế σ_{x1} có thể tính theo công thức dưới đây:

$$\sigma_{x1} = \mp \frac{M}{W} = \mp \frac{4M}{\pi D^2 \delta} \quad (4-24)$$

$$W = \frac{\pi D^2 \delta}{4} \quad (4-25)$$

Trong đó :

W-mômen kháng uốn của mặt cắt hình khuyên tròn thành ống thép.

M-mômen trên mặt cắt tính toán.

Mômen lớn nhất ở mặt cắt giữa nhịp và mặt cắt tại mố đỡ có thể lấy gần đúng:

$$M = \frac{ql^2}{10} \quad (4-26)$$

Trong đó:

q-tải trọng bình quân hướng pháp tuyến, nghĩa là tổng các phân lực pháp tuyến của trọng lượng ống và trọng lượng nước trong ống.

l- khoảng cách giữa các mố đỡ.

Ứng suất cắt τ_{xz} là :

$$\tau_{xz} = \frac{QS}{bJ} = \frac{Q \sin \alpha}{\pi R \delta} \quad (4-27)$$

Trong đó:

S-mômen tĩnh của diện tích hình khuyên của thành ống đối với trục trung hoà và trị số S xác định theo công thức:

$$S = 2R^2 \delta \sin \alpha$$

J-mômen quán tính của mặt cắt thành ống: $J = \pi R^3 \delta$

R - bán kính ống dẫn nước.

b-chiều rộng mặt cắt chịu cắt: $b = 2\delta$

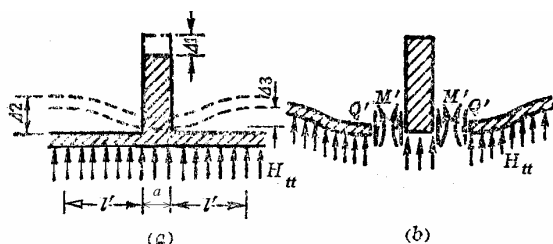
α -góc của cung tính từ đỉnh ống đến điểm tính toán: ở đỉnh ống $\alpha = 0$, đáy ống $\alpha = 180^\circ$.

Q-lực cắt trên mặt cắt .

Từ công thức (4-27) ta biết , ở đỉnh ống $\alpha = 0$, đáy ống $\alpha = 180^\circ$, $\tau_{xz} = 0$, Hai bên ống $\alpha = 90^\circ$ và $\alpha = 270^\circ$ và :

$$\tau_{xz} = \frac{Q}{\pi R \delta} \quad \text{Tại đây ứng suất cắt lớn nhất.}$$

4. Ứng suất thành ống tại vòng thép gia cố



Hình 4-26. Sơ đồ tính toán chuyển vị cục bộ tại vòng thép gia cố ở thành ống thép

Dưới tác dụng của áp lực nước bên trong, thành ống phát sinh chuyển vị theo phương hướng kính một lượng Δ_2 (hình 4-26)

$$\Delta_2 = \frac{pR^2}{\delta E} \quad (4-28)$$

Nhưng vì có vòng đai thép có độ cứng tương đối lớn thít lại, nên chỉ phát sinh chuyển vị hướng đường kính ra ngoài một lượng Δ_1 và nó được tính bằng:

$$\Delta_1 = (p \cdot a + 2Q') \frac{R^2}{F_k \cdot E} \quad (4-29)$$

Trong đó:

Q' -lực cắt do thành ống truyền cho vòng thép

F_k' -diện tích mặt cắt tĩnh vòng thép (bao gồm diện tích thành ống đoạn nối tiếp

a)

Vì vậy thành ở vành đai thép và vùng phụ cận phát sinh uốn cong cục bộ. Căn cứ lý thuyết đàn hồi, phạm vi ảnh hưởng của vòng thép đối với ứng suất thành ống chỉ giới hạn trong phạm vi có chiều dày hạn chế 2 bên vành thép là l' và xác định theo công thức sau:

$$l' = \frac{\sqrt{r\delta}}{\sqrt[4]{3(1-\mu^2)}} = 0,78 \sqrt{R\delta} \quad (4-30)$$

Trong đó:

μ -Hệ số Poisson. Đối với thép có thể lấy $\mu=0,3$

Bây giờ ta tách riêng thành ống và vành đai thép gia cố quanh ống và chỗ tách riêng phân bố đều lực cắt hướng tâm Q' và mô men M' , như hình (4-26) thể hiện. Căn cứ lý thuyết đàn hồi, giữa Q' và M' tồn tại quan hệ dưới đây:

$$M' = \frac{1}{2} Q' l' \quad (4-31)$$

Dưới tác dụng đồng thời của Q' và M' , thành ống sản sinh chuyển vị hướng tâm Δ_3 là:

$$\Delta_3 = \frac{3Q'(1-\mu^2)(l')^3}{E\delta^3} \quad (4-32)$$

Căn cứ điều kiện biến dạng: $\Delta_1 = \Delta_2 - \Delta_3$

Ta được:

$$(pa + 2Q') \frac{r^2}{F_k' \cdot E} = \frac{pr^2}{\delta E} - \frac{3Q'(1-\mu^2)(l')^3}{E\delta^3} \quad (4-33)$$

Sau khi rút gọn công thức (4-33) ta có

$$Q' = \beta l' p \quad (4-34)$$

$$M' = \frac{1}{2} \beta (l')^2 p \quad (4-35)$$

Trong đó :

$$\beta = \frac{F_k' - a\delta}{F_k' + 2L'\delta}$$

Dưới tác dụng của Q', M' ứng suất cục bộ trên thành ống bằng:

$$\sigma_{xz} = \pm \frac{6M'}{\delta^2} = \pm 1,82\beta \frac{pr}{\delta} \quad (4-36)$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q'}{\delta} = \frac{\beta l' p}{\delta} \quad (4-37)$$

Ứng suất tiếp tại vành đai thép gia cố có thể căn cứ lượng biến vị hướng tâm Δ_1 để tìm

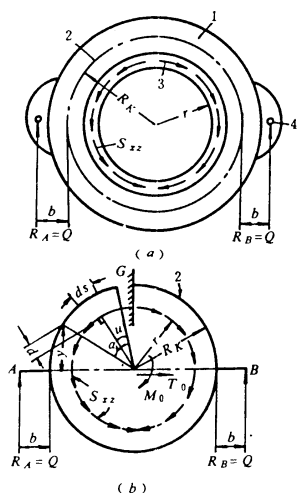
$$\sigma_{x5} = \frac{E\Delta_1}{r} = \frac{Pr}{F_k'} (a + 1,56\beta\sqrt{r\delta}) \quad (4-38)$$

Các thành phần ứng suất trên thành ống tại chỗ vành đai thép gia cố và công thức tính toán của chúng được tổng hợp trong bảng (4 - 3)

5. Ứng suất thành ống tại chỗ vành mô đỡ

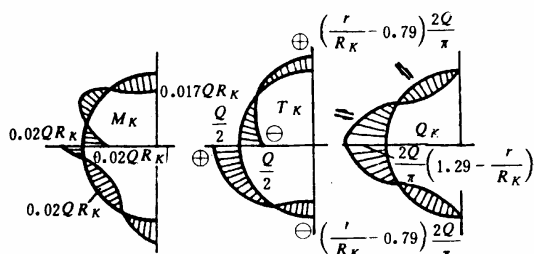
Vành mô trụ đỡ cũng giống vành đai thép gia cố, có tác dụng bó chặt không cho thành ống chuyển vị, khiến thành ống uốn cong cục bộ. Việc tính toán ứng suất cục bộ của nó giống như đối với chỗ vành đai thép gia cố. Dưới tác dụng của tải trọng hướng pháp tuyến, các mặt cắt trong vòng cung sản sinh mômen M_k . Bây giờ ta lấy vành đai đỡ và đoạn ống ($2l'$) cùng tác dụng với nó làm đoạn tính toán.

Tải trọng tác dụng trên đoạn tính toán như hình (4-27) biểu thị.



Hình 4-27. Sơ đồ tính toán tải trọng tác dụng

liệu sử dụng đạt hiệu ích kinh tế tối ưu. Bây giờ đem mô men M_k trong vành đai khi $b=0,04R_k$, lực hướng trục T_k của vành đai và lực cắt hướng đường kính Q_k vẽ lên hình (4-28).



Hình 4-28. Sơ đồ phân bố tải trọng tại các mặt cắt (khi $b=0,4 R_k$)

Trong đó:

W_k , F_k , J_k và S_k phân biệt là môđun chống uốn, diện tích mặt cắt, mômen quán tính của vành đai mô đỡ (bao gồm cả thành ống cùng tác dụng) và mômen tĩnh của một mặt cắt nào đó trên điểm tính toán đối với trục trung hoà. Sơ đồ mặt cắt vành đai mô đỡ như hình (4-29) biểu thị. Công thức tính toán của 4 mặt cắt cơ bản tổng hợp thành bảng (4-3).

Bảng 4-3. Công thức tính ứng suất ở các mặt cắt vành đai mô đỡ ống thép

$$S_{xz} = 2\tau_{xz}\delta = \frac{2Q}{\pi r} \sin\alpha$$

$$R_A = R_B = Q = \frac{1}{2}qL$$

Các nội lực của mặt cắt trong vành đai mô đỡ có thể dựa vào lý thuyết đàn hồi để tính như hình (4-27b) biểu thị.

Nội lực các mặt cắt trong vành đai mô đỡ không những có quan hệ đến tải trọng và kích thước của vành đai mô đỡ mà còn có quan hệ với $\frac{b}{R_K}$. (giá trị b

và R_K xem hình 4-27) Khi $\frac{b}{R_K}=0,04$

mô men dương lớn nhất và mômen âm lớn nhất và gần bằng nhau. Nghĩa là vật

Ứng suất trên các mặt cắt trong vành đai mô đỡ có thể xác định theo công thức dưới đây:

$$\begin{aligned} \sigma_{Z3} &= \frac{M_K}{W_K} \\ \sigma_{Z4} &= \frac{T_K}{F_K} \\ \tau_{xy} &= \frac{Q_K S_K}{aJ_K} \end{aligned} \quad (4-39)$$

T T	Hướng tác dụng	Loại ứng suất	Ứng suất mặt cắt				Công thức tính toán	Ghi chú
			1-1	2-2	3-3	4-4		
1	Hướng trục	ứng suất chính	σ_{x1}	σ_{x1}			$\sigma_{x1} = \frac{\rho g (H_n - r \cos \varphi \cos \alpha) x}{\delta}$	
2	Hướng trục	ứ.s.c	σ_{x2}	σ_{x2}			$\sigma_{x2} = -\rho_0 g r \cos \varphi \cos \alpha$	
3	Hướng trục	ứ.s.c				σ_{x3}	$\sigma_{x3} = \pm \frac{M_k}{W_k}$	
	Hướng trục	ứ.s.c				σ_{x4}	$\sigma_{x4} = \frac{T_k}{F_k}$	
	Hướng trục	ứ.s.c			σ_{x5}	σ_{x5}	$\sigma_{x5} = \frac{pr}{F'_k} (a + 1,56\beta \sqrt{r\delta})$	
	–	ứng suất cắt				τ_{xy}	$\tau_{xy} = \frac{Q_k S_k}{J_k a}$	
	Hướng ngang	ứng suất chính	σ_{x1}	σ_{x1}	σ_{x1}	σ_{x1}	$\sigma_{x1} = \pm \frac{M}{W}$	
–		ứ.s.c			σ_{x2}	σ_{x2}	$\sigma_{x2} = \pm 1,82\beta \frac{pr}{\delta}$	
–		ứ.s.c	σ_{x3}	σ_{x3}	σ_{x3}	σ_{x3}	$\sigma_{x3} = \frac{\sum A}{\pi D \delta}$	
–		ứng suất cắt		τ_{xz}	τ_{xz}	τ_{xz}	$\tau_{xz} = \frac{Q}{\pi r \delta} \sin \alpha$	
–		ứng suất cắt			τ_{xy}	τ_{xy}	$\tau_{xy} = \frac{p}{\delta} \beta l'$	
	Hướng đường kính	ứng suất chính	σ_y	σ_y	σ_y	σ_y	$\sigma_y = -\rho g (H_d - r \cos \varphi \cos \alpha)$	

6. Kiểm tra cường độ của thành ống thép

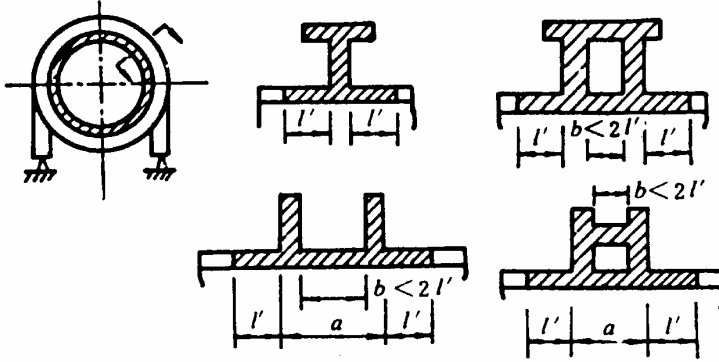
Tổng hợp các nội dung trên ta thấy thành ống thép ở vào trạng thái ứng suất phức tạp, có cái chịu ứng suất kéo hay nén (ứng suất chính), có cái chịu ứng suất cắt. Kiểm tra cường độ của cấu kiện trong trạng thái ứng suất này, nên tiến hành theo ứng suất tính toán.

Hiện nay trên thế giới, phần lớn các quy phạm thiết kế ống thép của các nước đều áp dụng lý thuyết cường độ thứ 4.

Căn cứ lý thuyết này, chuẩn tắc về cường độ áp dụng tiêu chuẩn biến hình đơn vị do chuyển dịch gây ra. Ứng suất tính toán tìm được phải nhỏ hơn $[\sigma]$.

Công thức tính ứng suất tính toán của trạng thái ứng suất 3 chiều khi ta căn cứ lý thuyết thứ 4 để lập là:

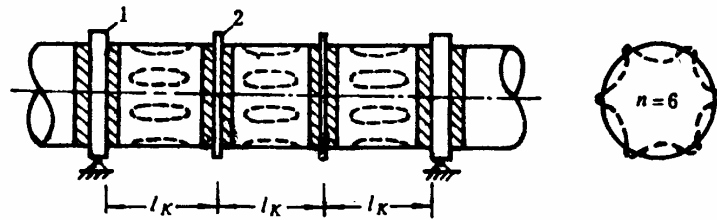
$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \leq [\sigma] \quad (4-40)$$



Hình 4-29. Mặt cắt vành đai mố đỡ ($l' = 0,78 \sqrt{r\delta}$)

4.6.4. Kiểm tra tính ổn định chống ngoại lực của ống thép lộ thiên

Áp lực ngoài tác dụng lên ống thép lộ thiên, có lúc có thể lớn hơn áp lực trong. Thí dụ như khi đóng cửa van đột ngột mà lỗ thông hơi mất tác dụng, không khí không thể vào ống. Trong ống xuất hiện chân không, lúc này có thể do độ cứng của ống không đủ vì thế mất tính ổn định, phát sinh hiện tượng bị bóp méo như hình (4-30) biểu thị. Vì thế, cần phân tích và tiến hành tính ổn định chống áp lực từ ngoài vào.



Hình 4-30. Trạng thái mất ổn định của ống do áp lực bên ngoài

Đối với ống thép lộ thiên, không có vành đai gia cố quanh thân ống, ống có thể co giãn theo hướng trục, áp lực giới hạn duy trì thành ống ổn định là:

$$P_{gh} = \frac{2E}{1-\mu^2} \left(\frac{\delta}{D} \right)^3 \geq kP \quad (4-41)$$

Trong công thức:

k - hệ số an toàn.

P - trị số ngoại lực thiết kế của đường ống thép.

Đối với ống thép lộ thiên, ngoại lực lớn nhất là áp lực khí trời, vì thế khi $P_{gh}=0,1\text{MPa}$, mặt khác lấy hệ số an toàn $k=2$, $E_{thép}=2.10^5\text{MPa}$, $\mu_{thép}=0,3$ thay vào công thức (4-41) ta được:

$$\frac{\delta}{D} \approx \frac{1}{130} \quad (4-42)$$

Do đó ta rút ra được điều kiện ổn định chống ngoại lực của ống thép lộ thiên là:

$$\delta \geq \frac{D}{130} \quad (4-43)$$

Từ công thức trên ta có thể thấy khi đường kính ống $D = 1,3m$. Chiều dày thành ống $\delta \geq 10mm$, thì tính ổn định chống áp lực ngoài của ống mới có thể được duy trì. Nhưng thành ống như vậy, đối với điều kiện của cường độ của ống thép áp lực khi cột nước tác dụng vừa và thấp mà xét là không cần thiết và cũng không kinh tế. Phương pháp để giải quyết mâu thuẫn này là ngoài thành ống làm thêm một số vành đai thép gia cố, do đó độ dày thành ống có thể giảm nhỏ. Như vậy sẽ không phải chịu sự ràng buộc theo công thức (4-43). Song vành đai thép gia cố nên bảo đảm đủ độ cứng để giữ ổn định cho đường ống.

4.7. ÔNG PHÂN NHÁNH

4.7.1. Bố trí và đặc điểm của ống phân nhánh

1. Bố trí ống phân nhánh

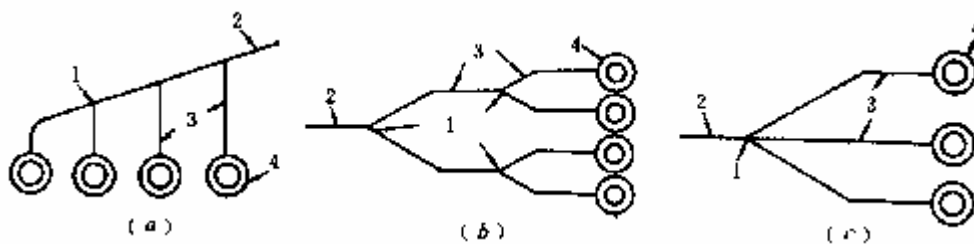
Khi trạm thủy điện dùng phương thức phân nhóm cấp nước hoặc phương thức cung cấp nước liên hợp tức là với một ống chính cung cấp nước cho nhiều tổ máy. Lúc này nhất thiết phải bố trí ống phân nhánh để phân phối lưu lượng cho các tổ máy. Khi bố trí ống phân nhánh phải xem xét đến các yếu tố sau: địa hình, địa chất, bố trí khu nhà máy và tổn thất đầu nước v.v. Việc bố trí ống phân nhánh vừa phải đảm bảo an toàn vừa phải hợp lý về kinh tế. Các đường trục của ống nhánh nên nằm trong cùng một mặt phẳng là tốt nhất hoặc có thể không cùng nằm trong một mặt phẳng.

Có 3 cách bố trí điển hình:

1- Các ống nhánh bố trí lệch cả về một bên của ống chính (không đối xứng). Có loại rẽ hai, rẽ ba, rẽ bốn không đối xứng như hình (4-31a) biểu thị.

2- Các ống nhánh bố trí đối xứng sang 2 bên của ống chính. Ống rẽ hai đối xứng như hình (4-31b) biểu thị.

3- Bố trí thành 3 nhánh đối xứng. Ống rẽ ba đối xứng như hình (4-31c) biểu thị.



Hình 4-31. Các sơ đồ bố trí ống phân nhánh.

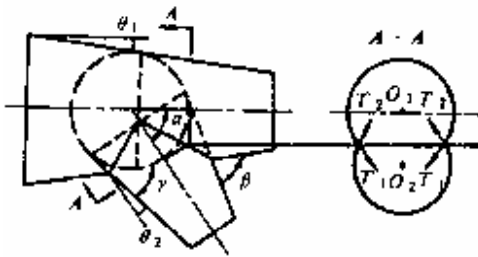
Đối với trạm thủy điện nhỏ, số tổ máy nói chung từ 2-4. Rất nhiều trường hợp bố trí theo hình chữ Y tức là bố trí một ống cho 2 máy. Khi có 3 máy và 1 ống chính phần lớn bố trí lệch về một bên như hình (4-31a). Khi đường kính ống không lớn cũng có thể bố trí theo hình thức ống rẽ ba (chạc ba) như hình (4-31c). Khi có 4 máy và 1 ống chính thì có thể áp dụng hình thức bố trí như hình (4-31b).

2. Đặc điểm của ống phân nhánh

Ống phân nhánh là bộ phận phức tạp nhất của ống dẫn nước áp lực, đặc điểm của nó là: kết cấu và điều kiện chịu lực phức tạp, công nghệ chế tạo và lắp đặt khó khăn, tổn thất đầu nước lớn. Ống phân nhánh do các đoạn ống hình chóp cụt hợp thành.

Khi xác định hình thức phân nhánh, cần đảm bảo các yêu cầu sau:

- Một là kết cấu hợp lý, không sản sinh ứng suất tập trung và biến hình quá lớn;
- Hai là cố gắng giảm bớt dòng chảy rối tại nơi phân nhánh, làm cho lưu tốc trong ống tăng lên dần dần, cố gắng giảm bớt nước quẩn và mạch động để giảm bớt tổn thất đầu nước.



Hình 4-32. Sơ đồ lực tác dụng trong bộ phận rẽ nhánh của ống thép.

Trạng thái dòng chảy trong ống phân nhánh có mặt cắt hình tròn là tốt nhất. Xuất phát từ mục đích cải thiện điều kiện dòng chảy, góc phân nhánh (góc kẹp α giữa trục ống chính và trục ống nhánh như hình(4-32) biểu thị nên chọn nhỏ. Vì vậy khi việc bố trí kết cấu ống và công nghệ chế tạo cho phép, hơn nữa với điều kiện kinh tế hợp lý, thì nên cố gắng chọn góc phân nhánh nhỏ.

Góc phân nhánh nói chung $\alpha=30^0-60^0$ và phần lớn thường lấy $\alpha=45^0-60^0$. Với góc

kẹp như vậy, qua thí nghiệm cho thấy tổn thất thủy lực là nhỏ nhất. Ngoài ra khi xác định góc phân nhánh còn phải chiếu cố đến các yếu tố như khoảng cách giữa các tổ máy và khối lượng đào đất đá v.v. . .

Thành ống của ống chính và ống nhánh tại chỗ phân nhánh cắt nhau, khiến hình dáng mặt cắt ngang thành ống không phải là hình tròn hoàn chỉnh nữa. Chỗ thành ống giáp nhau tồn tại lực không cân bằng rất lớn như lực T_1 và lực T_2 trong hình (4-32) biểu thị. Để đảm bảo cân bằng lực và ổn định cho thành ống ở chỗ cắt nhau, cần phải lắp thêm cấu kiện gia cố tại đường cắt nhau (đường giao tuyến giữa ống chính và ống nhánh) để nó gánh chịu lực không cân bằng này. Như thế, ống phân nhánh trở thành tổ hợp kết cấu siêu tĩnh không gian do kết cấu vỏ mỏng và cấu kiện gia cố hợp thành. Nó chịu lực tương đối phức tạp.

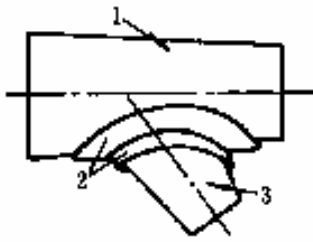
Do ống phân nhánh có ngoại hình phức tạp, các đường hàn tương đối tập trung, để việc chế tạo và hàn nối tiếp dễ dàng, góc của ống phân nhánh không nên chọn nhỏ quá; tránh hàn 2 lần và vết hàn chồng lên nhau.

4.7.2. Các loại ống phân nhánh thường dùng

Căn cứ vào hình thể và phương thức gia cố của ống phân nhánh, ống phân nhánh thường dùng trong trạm thủy điện chủ yếu có mấy loại như sau:

1. Ống phân nhánh kiểu rẽ bên không đối xứng

Ống phân nhánh kiểu rẽ bên không đối xứng do ống chính, ống nhánh và bản thép gia cố hợp thành, như hình (4-33) biểu thị.



Hình 4-33. Chi tiết cấu tạo ống rẽ nhánh không đối xứng.

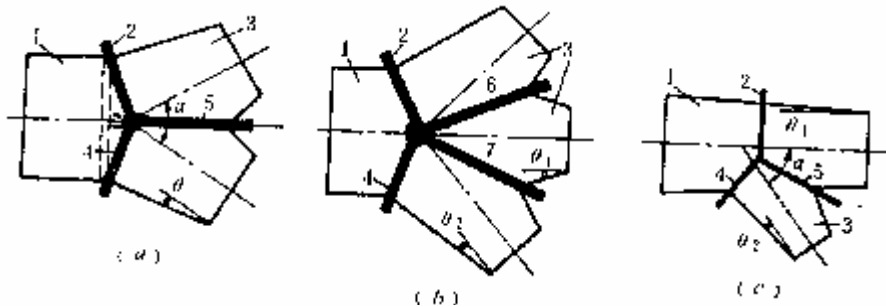
1- ống chính 2-bản thép gia cố . 3- ống phân nhánh.

Lực không cân bằng ở chỗ đường cắt, do bản thép gia cố và thành ống cùng gánh chịu. Trạng thái ứng suất của ống phân nhánh kiểu rẽ bên tương đối phức tạp. Chiều rộng bản gia cố, dựa vào kinh nghiệm có thể chọn, nói chung không nhỏ hơn (0,12 - 0,18) lần đường kính ống chính. Thành ống vì cùng tham gia chịu áp lực nước bên trong không cân bằng, do đó chiều dày thành ống cần tăng một cách thích đáng, nói chung bằng (1,25 - 1,5) lần chiều dày tính toán của thành ống. Bản gia cố của ống phân nhánh kiểu bên có thể chế tạo bằng bản thép thông thường, công nghệ chế

tạo tương đối đơn giản. Nó thường dùng trong trạm thủy điện có cột nước tương đối thấp, hoặc đường kính tương đối nhỏ.

2. Ống phân nhánh kiểu rẽ hai, rẽ ba đối xứng

Ống phân nhánh kiểu rẽ hai, rẽ ba đối xứng do ống chính (1), ống nhánh (3), dầm chữ U cạnh đáy bao ngoài ở đường cắt nhau (5; 6; 7) và vành đai gia cố lưng (2; 4) cấu thành như hình (4-34) biểu thị. Dầm hình chữ U gánh vác lực không cân bằng tương đối lớn, là cấu kiện chính trong loại ống phân nhánh kiểu này. Còn vành đai gia cố lưng gánh chịu lực tương đối nhỏ.



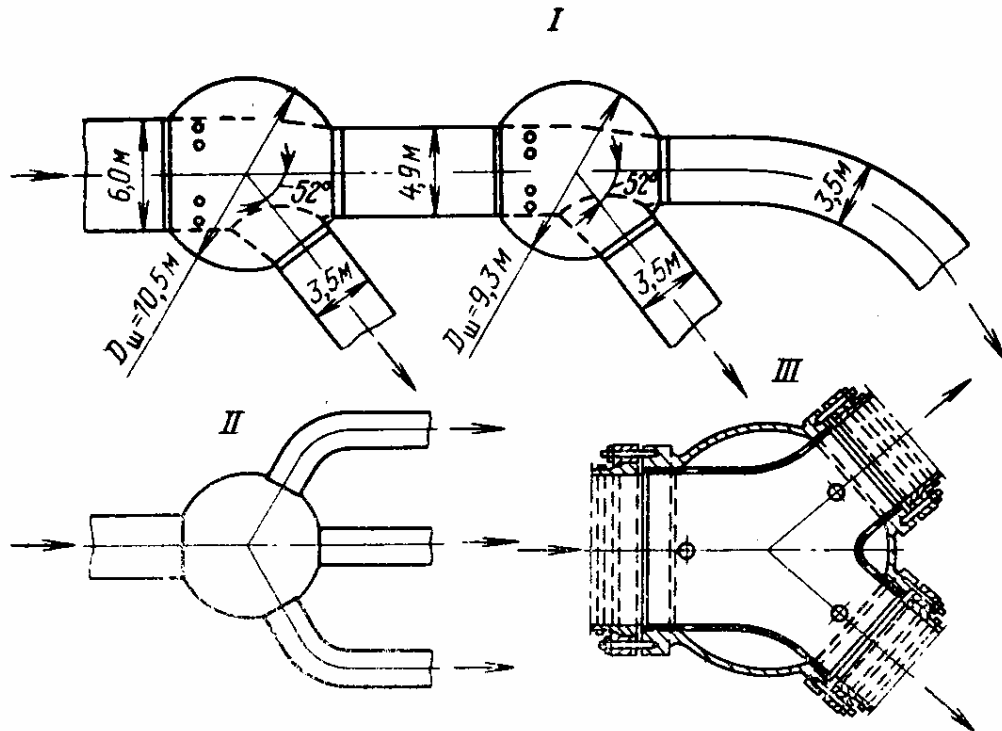
Hình 4-34. Sơ đồ kết cấu điển hình ống phân nhánh

1- ống chính ; 2 & 4 -vành đai gia cố lưng ; 3-ống nhánh ; 5 , 6 & 7 - dầm chữ U.

Đem các dầm chữ U và các vành đai gia cố lưng liên kết lại, hình thành một cấu kiện tổ hợp do vỏ mỏng và hệ thống dầm không gian, ta được ống phân nhánh rẽ hai hay rẽ ba. Công nghệ chế tạo ống phân nhánh rẽ hai và rẽ ba yêu cầu cao. Ống phân nhánh loại rẽ hai và rẽ ba đối xứng là loại thường dùng nên có nhiều kinh nghiệm về thiết kế, chế tạo và vận hành. Nó thích hợp với ống lộ thiên có cột nước tương đối cao, lưu lượng tương đối nhỏ.

3. Ống phân nhánh kiểu hình cầu (quả cầu). Ống phân nhánh kiểu hình cầu như hình (4-35) biểu thị. Nó thường được dùng cho trạm thủy điện có cột nước cao. Khi ống phân nhánh hình cầu có đường kính không lớn thường được đúc liền. Để giảm tổn thất thủy lực bên trong quả cầu, đôi khi người ta đặt thêm ống dẫn hướng. Trên thành

ống dẫn hướng này người ta đục các lỗ thông nhau, nhờ đó thành ống dẫn hướng chịu áp lực nước hai bên. Vì vậy mà độ dày thành ống có thể làm mỏng đi.



Hình 4-35. Kết cấu ống phân nhánh dạng hình cầu

Khi cột nước cao và tiết diện qua nước lớn, việc thiết kế và công nghệ chế tạo ống phân nhánh kiểu hình cầu khá phức tạp: một mặt phải bảo đảm tổn thất thủy lực nhỏ nhất, mặt khác phải bảo đảm tốt nhất về độ bền và độ ổn định. Như vậy cần phải qua thí nghiệm mô hình để chọn kết cấu hợp lý cho ống phân nhánh.

Để bảo đảm độ bền và độ ổn định chỗ ống phân nhánh thường được đặt trong khối bê tông cốt thép (mô ô m), khối bê tông này chịu tất cả các lực xuất hiện trong ống phân nhánh truyền cho nó. Kết cấu ống phân nhánh được đặt trong khối bê tông như vậy có thể chịu được cột nước cao và tiết diện qua nước bất kỳ.

4.8. ỐNG DẪN NƯỚC ÁP LỰC BẰNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

4.8.1. Phân loại và phương thức lắp đặt ống dẫn nước áp lực bằng bê tông cốt thép (BTCT).

1. Phân loại ống dẫn nước áp lực bằng bê tông cốt thép

Ống dẫn nước áp lực bằng BTCT có thể chia thành 2 loại: ống dẫn nước áp lực bằng BTCT thông thường và ống dẫn nước áp lực bằng BTCT ứng suất trước (dự ứng lực).

Ống dẫn nước áp lực bằng BTCT thông thường cũng có 2 loại: loại đổ tại chỗ và loại đúc sẵn. Trạm thủy điện nhỏ nói chung dùng loại ống đúc sẵn, lắp ráp tại hiện trường, như vậy chất lượng dễ được đảm bảo; hơn nữa có thể tăng nhanh tốc độ thi công. Chiều dài ống BTCT đúc sẵn thường là 3-5 m, đường kính ống nói chung nhỏ

hơn 2m, độ dày của ống từ 10-25cm. Ống BTCT thông thường dùng cho trường hợp cột nước dưới 50m. Khi đường kính trong của ống tương đối nhỏ, cột nước cho phép có thể đạt tới 70 -80m. Trong thực tiễn xây dựng thủy điện ở Trung Quốc với ống BTCT ứng suất trước có đường kính trong nhỏ hơn 1m có nơi đã dùng với cột nước từ 120m - 180m.

Ống BTCT ứng suất trước được chế tạo trong nhà máy so với ống BTCT thông thường nó có tính đàn hồi tương đối lớn, tính không thấm nước tốt hơn, trọng lượng nhẹ hơn và có thể chịu áp lực nước bên trong tương đối lớn(bao gồm cả áp lực nước va). Độ dày thành ống có thể giảm nhỏ đến còn 6cm và hiện nay đã chế tạo được ống BTCT dự ứng lực có đường kính trong của ống có thể đạt đến 2m, cột nước công tác có thể đạt đến 160m. Dùng ống BTCT ứng suất trước thay cho ống thép có thể giảm được 60% lượng thép yêu cầu.

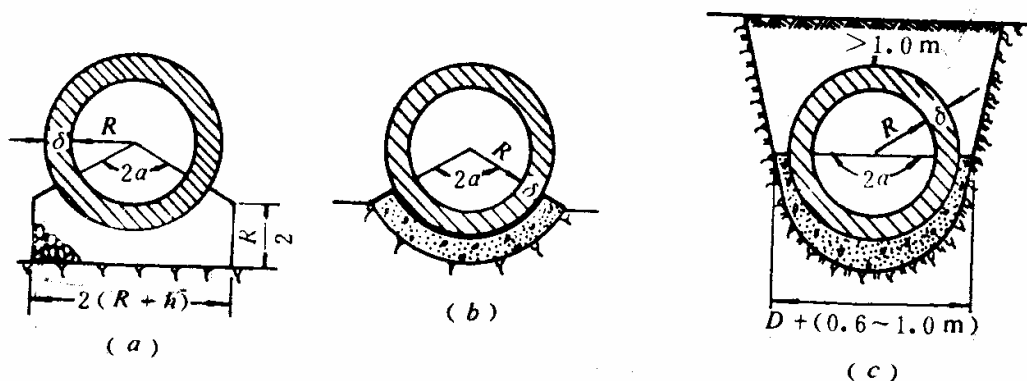
2. Lắp đặt ống BTCT

Ống BTCT nói chung lắp đặt trên đệm cứng (bê tông liên tục), đệm này có thể làm bằng đá xây vữa xi măng cát M100 hoặc bê tông đá hộc M150. Như hình (4-36) thể hiện. Góc bao của đệm ống (2α) thường là 90° , 135° và 180° . Khi nền là đá cứng, đệm ống BTCT có đường kính ống $D > 0,6\text{m}$, có thể làm theo hình thức kiểu yên ngựa thể hiện trên hình (4-36a), cũng có thể đặt trực tiếp trên nền đá với lớp đệm ống hình cung ngược như hình (4-36b) thể hiện. Nếu là nền đất thì dưới đệm ống phải lót một lớp gạch đá vụn. Chỉ khi nào nền rất tốt, đường kính ống $< 0,6\text{m}$ mới có thể đặt ống trực tiếp xuống nền cứng.

Để tránh phát sinh lực hướng trục do nhiệt độ đột ngột thay đổi, có thể đem ống BTCT chôn dưới đất, như hình (4-36c) biểu thị. Độ sâu chôn ống nên bảo đảm đỉnh ống cách mặt đất không nhỏ hơn 1m và ở khu vực có động đất không nhỏ hơn 1,5m.

Ống BTCT rất mẫn cảm đối với nền đất lún, nền lún không đều có thể dẫn đến nứt gãy ống. Vì vậy yêu cầu địa chất dọc tuyến ống phải tốt, ngăn chặn hiện tượng lún không đều.

Ở những chỗ đường ống rẽ cong và những chỗ độ dốc tuyến ống thay đổi đều phải bố trí mô ôm để cố định ống. Ngoài ra nếu đường ống bố trí trên sườn đồi quá dốc, lại dài cần bố trí thêm mô ôm ở giữa đoạn để tránh đường ống trượt theo mái dốc. Khoảng cách giữa hai mô ôm kề nhau trên đoạn dốc dựa vào điều kiện địa hình, địa chất để định. Trong điều kiện sườn núi tương đối dốc nhưng điều kiện địa chất tốt, khoảng cách giữa hai mô ôm kề nhau nên lấy từ 20 - 30m. Nếu điều kiện địa chất không tốt lắm, khoảng cách giữa hai mô ôm cần giảm một cách thích đáng. Khi đường ống đi khu vực bằng phẳng nhưng quá dài, nói chung cứ cách từ 150 - 200m nên bố trí một mô ôm.



Hình 4-36. Các kiểu đặt ống BTCT

4.8.2. Cấu tạo của ống bê tông cốt thép

1. Chiều dày thành ống

Chiều dày thành ống BTCT ngoài việc thoả mãn yêu cầu cường độ, còn phải thoả mãn các yêu cầu thi công, chống thấm, chống nứt và bảo đảm ổn định. Do đó chiều dày thành ống nói chung không nhỏ hơn 10-15cm. Căn cứ kinh nghiệm chiều dày thành ống BTCT có thể ước tính theo công thức :

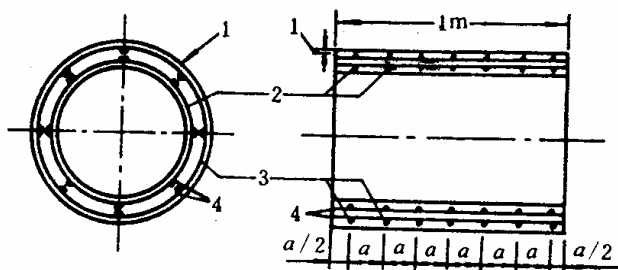
$$d = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10} \right) D_0$$

D_0 là đường kính trong của ống .

2. Phân đoạn đường ống BTCT

Với ống BTCT đổ tại chỗ để ống có thể tự co giãn được khi nhiệt độ thay đổi, nói chung nên bố trí khớp co giãn nhiệt độ. Khi ống đặt trên nền đá, khoảng cách khe co giãn lấy từ 10 - 15m. Khi ống đặt trên nền đất tốt, khoảng cách khe co giãn lấy từ 15 - 20m. Nếu có biện pháp thích hợp, thí dụ như giữa hai khe co giãn ta phân ra nhiều đoạn ống (mỗi đoạn dài từ 4 - 5m) và phân kỳ thi công, thi công không liên tục thì khoảng cách giữa hai khe co giãn có thể tăng đến 30 - 35m.

3. Bố trí cốt thép



Hình 4-37. Sơ đồ bố trí cốt thép ống BTCT

- 1- Lớp bảo vệ.
- 2- Vòng thép bên trong
- 3- Vòng thép bên ngoài.
- 4- Thép dọc trục.

Đối với ống BTCT thường , nói chung bố trí 2 lớp thép. Chỉ trong trường hợp đường kính ống nhỏ, thành ống mỏng mới bố trí một lớp thép. Cốt thép vòng là cốt thép chịu lực chính, thường dùng thép $\Phi 6 - \Phi 16$, khoảng cách a giữa 2 vòng thép liên nhau không

lớn hơn 1,5 lần chiều dày thành ống, mặt khác trong 1m dài bố trí tối thiểu 6 vòng trở lên, hàm lượng thép không nhỏ hơn 0,4%. Thép cấu tạo dọc ống dùng loại $\Phi 6 - \Phi 10$, mỗi lớp bố trí tối thiểu 6 thanh, khoảng cách giữa các thanh < 30 cm, hàm lượng thép không nhỏ hơn 0,2%. Lớp bảo vệ không nhỏ hơn 2 cm. Bố trí cốt thép xem hình (4-37) biểu thị.

Đối với ống BTCT ứng suất trước, việc bố trí cốt thép có thể tham khảo các tài liệu hữu quan.

4. Đầu nối tiếp

Chỗ đầu nối tiếp ở khớp co dẫn của ống BTCT là chỗ xung yếu nhất. Trong thiết kế thi công cần phải đảm bảo chất lượng.

Hình thức đầu nối tiếp thường dùng có ba loại:

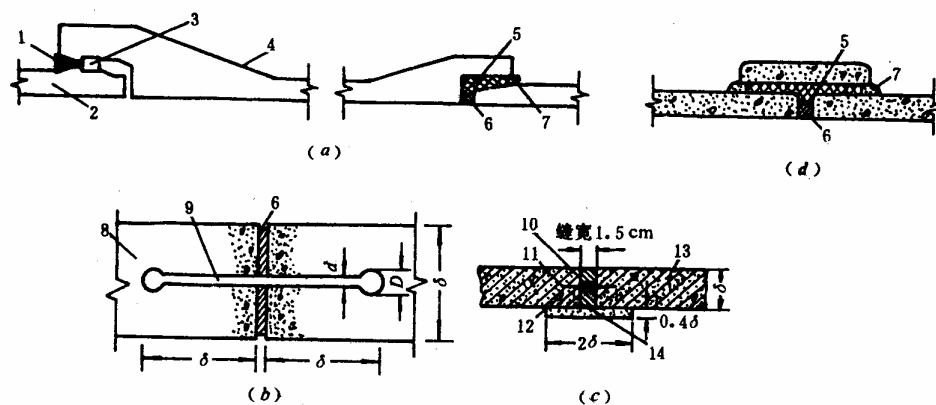
a - Đầu nối tiếp kiểu nổi lồng đầu như hình (4-38a) biểu thị. Loại này dùng cho ống BTCT đúc sẵn có đường kính trong nhỏ hơn 60cm

b- Đầu nối tiếp kiểu miệng bằng như hình (4-38 b và c) biểu thị. Loại này thường dùng cho ống BTCT thi công tại hiện trường và có đường kính ống tương đối lớn.

c. Đầu nối tiếp kiểu có đoạn ống lồng bao ngoài như hình (4-38d) biểu thị. Loại này có lồng thêm một đoạn ống ở mặt ngoài chỗ nối tiếp, cấu tạo phức tạp hơn, nhưng hiệu quả chống rò rỉ nước tốt hơn. Nó thường dùng với ống BTCT đúc sẵn, đường kính tương đối lớn và TTĐ có cột nước cao hơn.

Chiều rộng khe co dẫn khoảng 1,5 - 2 cm và các chi tiết khác xem trên hình vẽ (4-38).

Ở chỗ nối tiếp phân đoạn trên đường ống cần phải thi công tốt để chống rò rỉ. Các nội dung tính toán kết cấu bê tông cốt thép, kiểm tra nứt v.v...tham khảo sách “Kết cấu bê tông cốt thép”



Hình 4-38. Các hình thức khớp nối ống bê tông cốt thép.

1- Vật liệu tấm nhựa đường; 2- Đầu ống trong; 3- Gioăng cao su; 4- Đầu ống ngoài; 5- Dây thừng tấm nhựa đường; 6- Bản chắn nước; 7- Vữa xi măng; 8- Thành ống; 9- Gioăng chắn nước; 10- Bao tải thô tấm nhựa đường; 11- Ω đồng hoặc kim loại không gỉ; 12- Vữa nhựa đường; 13- Thành phía trong ống; 14- Bao tải mịn tấm nhựa đường.

Câu hỏi chương 4:

1. Khái niệm về đường ống dẫn nước áp lực (đường ống dẫn nước turbin), các yêu cầu chung đối với đường ống dẫn nước áp lực.
2. Khái niệm về các phương thức cấp và dẫn nước vào nhà máy thủy điện. Phân tích ưu nhược điểm và điều kiện ứng dụng.
3. Đặc điểm cấu tạo các loại đường ống dẫn nước turbin: ống hở, ống lấp đất, ống trong thân đập.
4. Công dụng, đặc điểm cấu tạo và kết cấu các bộ phận chính của đường ống thép hở.
5. Nguyên lý tính toán thủy lực và tổn thất năng lượng trong đường ống dẫn nước của trạm thủy điện.
6. Nguyên lý chung lựa chọn tuyến, kích thước cơ bản (đường kính, chiều dày thành ống) đường ống dẫn nước của trạm thủy điện.
7. Các lực tác dụng lên đường ống và các tổ hợp tính toán thiết kế đường ống.
8. Nguyên lý thiết kế các bộ phận cơ bản (các mố đỡ đường, chiều dày) đường ống thép hở.
9. Đặc điểm cấu tạo và nguyên lý thiết kế đường ống bê tông cốt thép.

Chương V :

NƯỚC VA VÀ CÁC CHẾ ĐỘ CHUYỂN TIẾP CỦA TRẠM THỦY ĐIỆN

5.1. KHÁI NIỆM NƯỚC VA VÀ CÁC CHẾ ĐỘ CHUYỂN TIẾP CỦA TRẠM THỦY ĐIỆN

5.1.1. Nước va và ảnh hưởng của nó đối với chế độ làm việc của trạm thủy điện

Khi ta đóng hay mở cửa van, lưu lượng và lưu tốc trong ống dẫn nước áp lực sẽ thay đổi. Sự thay đổi lưu tốc trong ống dẫn nước gây nên sự thay đổi áp lực trong ống. Nếu thay đổi lưu tốc một cách đột ngột thì áp lực trong ống cũng thay đổi đột ngột. Sự thay đổi áp lực lúc tăng lúc giảm, xảy ra liên tục và nó tác dụng lên thành ống gây nên sự rung động thân ống, có khi phát ra những tiếng động dữ dội. Hiện tượng này gọi là hiện tượng nước va.

Tóm lại, nước va là hiện tượng tăng hoặc giảm áp lực trong ống khi thay đổi đột ngột vận tốc dòng chảy trong nó.

Nguyên nhân vật lý của sự tăng hay giảm áp lực do nước va gây nên là quán tính của khối nước đang chảy trong ống. Khi ta đóng cánh hướng nước của turbin phản kích hay van kim của turbin xung kích, lưu lượng và lưu tốc của dòng chảy trong ống sẽ giảm dần do đó sinh ra lực quán tính. Theo định lý Đa-lăm-be (D’alembert) thì hướng của lực quán tính là ngược với hướng của gia tốc, vì vậy khi tốc độ dòng chảy giảm đi, hướng của lực quán tính sẽ trùng với hướng của lưu tốc, do đó làm tăng thêm áp lực trong ống dẫn nước phía trước cửa van được gọi là nước va dương và làm giảm áp lực nước phía sau cửa van (nước va âm). Ngược lại khi mở cánh hướng nước của turbin, lưu lượng trong ống tăng lên, chuyển động của dòng chảy trong ống là chuyển động nhanh dần, lực quán tính có hướng ngược với vận tốc dòng chảy, vì vậy mà trong ống phía trước cửa van có hiện tượng giảm áp lực (nước va âm) và phía sau - tăng áp lực.

Nước va ảnh hưởng lớn tới tình hình làm việc của trạm thủy điện. Khi có nước va, áp lực nước trong ống dẫn sẽ thay đổi do đó làm thay đổi cột nước của trạm thủy điện. Sự thay đổi áp lực và cột nước do nước va gây nên mặc dù mang tính chất nhất thời nhưng gây khó khăn cho việc điều khiển turbin, bởi vì cột nước dao động sẽ gây dao động công suất của turbin và còn làm thay đổi cả tốc độ quay của nó nữa. Thí dụ, giảm lưu lượng để giảm công suất của turbin, nhưng vì lưu lượng giảm sẽ gây hiện tượng nước va dương, do đó cột nước tăng lên và có xu hướng tăng công suất của turbin trong khoảng thời gian khi mới bắt đầu điều chỉnh và như vậy nó gây cản trở quá trình điều chỉnh.

Sự dao động áp lực do nước va gây ra làm tăng ứng suất trong buồng turbin và đặc biệt trong thành ống dẫn. Đối với ống dẫn nước của trạm thủy điện có chiều dài lớn, trị số nước va dương có thể đạt tới trị số lớn gấp vài lần cột nước của trạm thủy điện. Để đảm bảo điều kiện chịu lực của vỏ ống cần phải tăng độ dày của thành ống, độ dày tường buồng xoắn turbin v.v...do đó dẫn đến bất lợi về kinh tế và quản lý công trình,

cho nên trong thực tế thiết kế thường hạn chế mức độ gia tăng áp lực do nước va gây nên ở dưới mức 30-40% cột nước tính toán của trạm thủy điện.

Nước va âm làm áp lực nước trong ống dẫn giảm xuống một cách đột ngột và do đó làm giảm cột nước, cản trở việc tăng kịp thời công suất của turbin theo yêu cầu của phụ tải. Ngoài ra, để tránh hiện tượng bẹp ống do áp lực trong ống hạ thấp hơn áp lực khí trời (trong ống xuất hiện chân không) cần phải bố trí đường ống dẫn ở phía dưới đường áp lực thấp nhất, do đó có khi phải đặt ống sâu dưới đất ở một vài đoạn trên tuyến ống. Vì vậy khối lượng công việc xây dựng sẽ tăng lên và giá thành công trình sẽ đắt hơn.

Vì những điều đã trình bày ở trên nên những người thiết kế và quản lý các trạm thủy điện và ống dẫn nước áp lực cần phải hiểu biết đầy đủ về hiện tượng nước va.

5.1.2. Các chế độ chuyển tiếp của trạm thủy điện

Chế độ không ổn định của TTĐ xảy ra khi có sự biến đổi theo thời gian của công suất, cột nước, lưu lượng, số vòng quay v.v.... Chế độ này xuất hiện khi có sự điều chỉnh lưu lượng qua turbin. Khi tổ máy thủy điện chuyển chế độ làm việc từ trạng thái này sang trạng thái khác như khi mở máy, dừng máy, thay đổi công suất..., lưu lượng qua turbin thay đổi theo thời gian dẫn đến chế độ làm việc của toàn bộ hệ thống công trình trên tuyến năng lượng đều chuyển sang chế độ làm việc không ổn định. Các chế độ không ổn định của các bộ phận công trình do tổ máy chuyển chế độ làm việc được gọi là các chế độ chuyển tiếp và quá trình thay đổi từ chế độ này sang chế độ khác được gọi là quá trình chuyển tiếp. Trong các quá trình chuyển tiếp các đặc trưng về động lực học tăng lên gây nguy hiểm cho các bộ phận công trình và thiết bị, gây khó khăn trong quá trình điều chỉnh, và về mặt năng lượng gây mất ổn định trong việc cung cấp năng lượng cho các hộ dùng và do đó gây thiệt hại về kinh tế cũng như có thể gây ra các sự cố đối với các hộ dùng điện. Hầu hết các sự cố đối với tổ máy thủy điện thường xảy ra trong các quá trình chuyển tiếp, chính vì vậy trong thiết kế cũng như trong vận hành các công trình thủy điện cần thiết phải xét đến các đặc trưng cơ bản của các quá trình chuyển tiếp trong các bộ phận công trình TTĐ.

Các quá trình chuyển tiếp của TTĐ được chia làm hai loại :

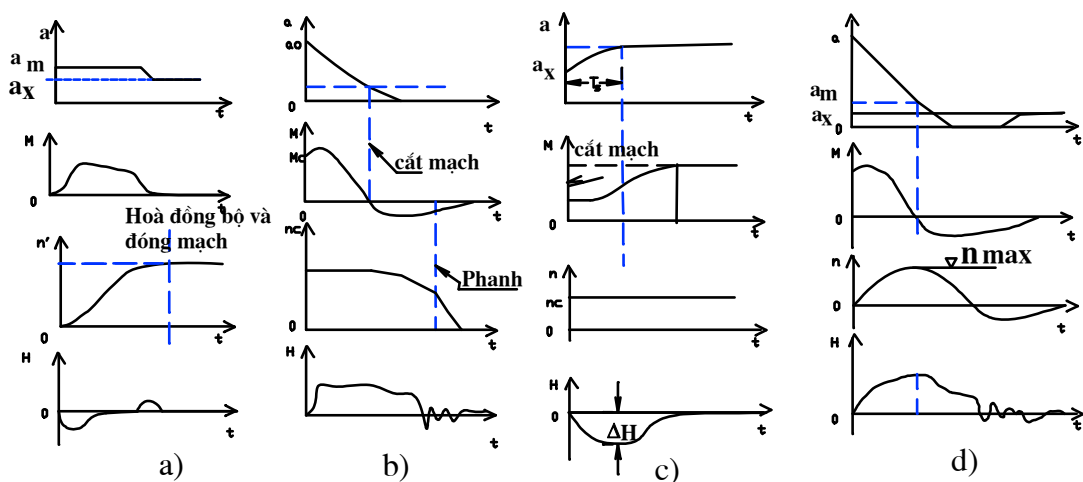
- Các quá trình chuyển tiếp trong vận hành bình thường: Khởi động, dừng máy, thay đổi công suất (tăng hoặc giảm tải), chuyển tổ máy sang chế độ chạy bù để tăng công suất tác dụng cho hệ thống và chuyển từ chế độ chạy bù về chế độ làm việc bình thường. Các quá trình này xảy ra trong trạng thái vận hành chủ động điều chỉnh.

- Các quá trình chuyển tiếp khi sự cố của TTĐ: quá trình cắt tải, quá trình lồng tốc và quá trình đưa tổ máy ra khỏi chế độ lồng tốc. Các quá trình này xảy ra khi có sự cố đối với một số bộ phận của TTĐ hoặc của hệ thống đường dây tải điện.

Trong chương trình này chúng ta chỉ xem xét một số quá trình chuyển tiếp đặc trưng nhất, gây ảnh hưởng nhiều nhất đến việc xác định các thông số cơ bản khi thiết kế cũng như khi vận hành của TTĐ:

1. Khởi động : Là quá trình chuyển tiếp từ trạng thái nghỉ của tổ máy sang trạng thái bắt đầu nhận tải. Sau khi nhận được tín hiệu mở máy, các công việc phục vụ khởi

động được thực hiện theo một sơ đồ công nghệ định trước như: cấp nước làm mát, bôi trơn, mở các cửa van v.v..., sau đó các cánh hướng nước được mở đến độ mở khởi động lớn hơn độ mở không tải a_x một ít (hình 5-1,a) đủ để momen động lực do dòng nước gây nên trên trục turbin vượt qua trị số mômen ma sát trong các ổ trục. Khi đó tổ máy bắt đầu quay và số vòng quay tăng nhanh cho đến khi gần đạt trị số định mức thì hệ thống điều chỉnh sẽ đóng cánh hướng nước về trị số độ mở không tải a_{xx} tại đây momen động lực cân bằng với mômen ma sát và số vòng quay đạt được trị số định mức, tần số máy phát bằng tần số dòng điện của hệ thống, máy phát hoà đồng bộ và đóng mạch. Về nguyên tắc có thể hoà đồng bộ theo phương pháp hoà điểm, tức là tại thời điểm đóng mạch tổ máy vào hệ thống cần thiết phải đảm bảo trùng hợp chính xác điện áp, tần số và pha của dòng điện máy phát và của hệ thống lưới điện. Một cách khởi động khác được gọi là tự hoà đồng bộ bằng cách khi số vòng quay tổ máy gần đạt trị số định mức ta đóng mạch tổ máy vào hệ thống khi máy phát chưa được kích từ, sau đó máy phát được dần dần kích từ và nó chuyển dần vào chế độ quay đồng bộ. Khởi động tổ máy bằng phương pháp này đơn giản và nhanh nhưng nó làm tăng tải trọng máy phát và các máy cắt.



Hình 5-1. Các quá trình chuyển tiếp của tổ máy thủy điện.

a- Khởi động; b- dừng máy; c- tăng tải; d- cắt tải

Sự thay đổi áp lực thủy động trong quá trình khởi động không lớn, nó được thể hiện dưới dạng áp lực nước và âm trong ống dẫn nước áp lực vào turbin. Sự biến đổi các thông số theo thời gian của quá trình khởi động được thể hiện trên hình 5-1,a.

2. Dừng máy: Các đặc trưng cơ bản của quá trình dừng máy được thể hiện trên hình 5-1,b. Sau khi nhận được tín hiệu dừng máy, cánh hướng nước của turbin đóng lại, lưu lượng qua turbin giảm làm cho trong đường dẫn xuất hiện nước va dương ΔH , cột nước công tác tăng lên làm chậm quá trình giảm mômen (trong nhiều trường hợp trong khoảng thời gian đầu mômen có thể tăng), trong thời gian này nếu tổ máy làm việc trong hệ thống điện lực chưa bị cắt mạch thì số vòng quay của turbin vẫn không

thay đổi và bằng trị số định mức n_0 . Tại thời điểm khi mômen trên trục turbin bằng không (mômen động lực cân bằng với mômen ma sát) máy phát được cắt mạch khỏi hệ thống điện. Quá trình tiếp theo cánh hướng nước vẫn tiếp tục đóng đến hết trong thời gian ngắn, số vòng quay giảm dần do sức cản của nước (mômen trên trục turbin lúc này có giá trị âm) cho đến khi còn lại khoảng 35÷40% thì hệ thống phanh hãm tổ máy bắt đầu làm việc và tổ máy nhanh chóng dừng lại.

Các tín hiệu đưa ra để dừng máy hoàn toàn có thể là yêu cầu vận hành bình thường và cũng có thể do yêu cầu bảo vệ các ổ trục tổ máy khi nhiệt độ vượt quá trị số cho phép.

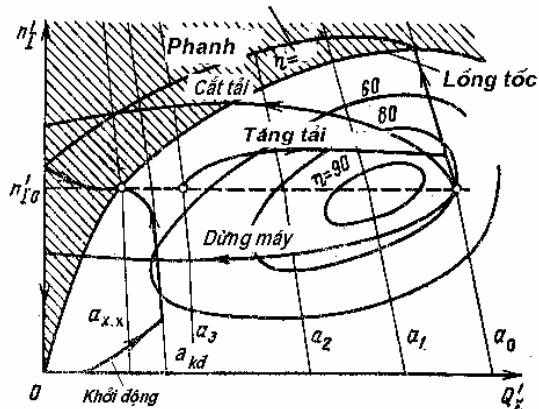
3. Quá trình điều chỉnh công suất: Quá trình này được tiến hành tương ứng với sự thay đổi phụ tải của các hộ dùng điện trong giới hạn điều chỉnh bình thường. Vùng thay đổi công suất thông thường đối với các loại turbin cũng khác nhau: đối với turbin tâm trục khoảng 100÷50%; turbin cánh quay- 100÷25%.

Các đặc trưng của quá trình tăng tải được thể hiện trên hình 5-1,c. Khi tăng tải, độ mở của cánh hướng nước được thay đổi từ độ mở ban đầu khi $t = 0$ (khi phụ tải ban đầu bằng 0; $a_0 = a_{xx}$) đến độ mở cuối cùng a_c khi $t = T_s$, lưu lượng qua turbin tăng lên gây ra nước va âm làm giảm tạm thời cột nước công tác của turbin và do đó làm chậm quá trình tăng công suất (tương ứng với tăng mômen), phải sau thời gian nhất định đến thời điểm t_p lớn hơn thời gian điều chỉnh cánh hướng nước T_s turbin mới đạt công suất yêu cầu cuối cùng. Thời gian điều chỉnh công suất t_p càng nhỏ, quá trình tăng tải càng nhanh, điều kiện điều chỉnh turbin và công suất càng tốt.

Quá trình giảm tải cũng tương tự như quá trình dừng máy (hình 5-1,b), điểm khác nhau của quá trình này so với quá trình dừng máy là độ mở của cánh hướng nước ao không giảm đến độ mở không tải a_{xx} và tổ máy không cắt khỏi hệ thống điện.

4. Quá trình cắt tải: Quá trình cắt tải xảy ra khi tổ máy có sự cố, thông thường là do đoạn mạch trên đường dây tải điện của hệ thống điện hoặc trên các mạch của máy phát điện, khi đó tổ máy đang đảm nhận phụ tải đột ngột bị các máy cắt tự động cắt khỏi hệ thống điện. Sau khi bị cắt khỏi hệ thống, mômen trên trục turbin lớn hơn mômen cản rất nhiều, số vòng quay tổ máy tăng lên rất nhanh (hình 5-1.d), hệ thống điều chỉnh tự động tổ máy sẽ nhận biết ngay điều bất thường này và lập tức tiến hành tự động đóng cánh hướng nước. Lưu lượng qua turbin giảm gây nên nước va dương làm tăng cột nước công tác và do đó làm chậm quá trình giảm mômen M (trong khoảng thời gian ban đầu do hậu quả của nước va mà mômen có thể tăng). Quá trình đóng cánh hướng nước vẫn tiếp tục và số vòng quay turbin vẫn tiếp tục tăng và đạt giá trị cực đại cho đến khi momen trên trục turbin giảm về tới 0 ở độ mở $a_m > a_{xx}$ và sau đó đổi dấu (mômen âm do sức cản của nước) số vòng quay bắt đầu giảm dần. Quá trình đóng vẫn tiếp tục và số vòng quay giảm cho đến khi cánh hướng nước đóng hoàn toàn $a_0 = 0$ nó vẫn còn ở mức cao hơn số vòng quay định mức n_0 , độ mở $a_0 = 0$ được duy trì một khoảng thời gian cho đến khi số vòng quay giảm về xấp xỉ trị số định mức n_0 , khi đó hệ thống tự động sẽ mở cánh hướng nước đến độ mở không tải a_{xx} và duy trì ở đó để chuẩn bị cho quá trình đóng lại tổ máy vào hệ thống.

Các đặc trưng quan trọng nhất của quá trình cắt tải là trị số áp lực nước và lớn nhất $\Delta H_{\max}$ và số vòng quay lớn nhất $n_{\max}$. Các trị số này không được vượt quá các trị số cho phép tương ứng với từng loại turbin, máy phát và đặc điểm công trình.



Hình 5-2. Quỹ đạo của các quá trình chuyển tiếp

5. Quá trình quay lồng của tổ máy:

Quá trình cắt tải được thực hiện khi tổ máy có sự cố và các hệ thống điều chỉnh tự động cánh hướng nước hoạt động bình thường. Trong trường hợp khi sự cố với tổ máy và sự cố với hệ thống điều chỉnh cánh hướng nước xảy ra đồng thời thì độ mở cánh hướng nước không thể điều chỉnh khi tổ máy bị cắt khỏi hệ thống, do đó số vòng quay tổ máy tăng lên rất nhanh và không bị hạn chế, nó sẽ nhanh chóng đạt trị số lớn nhất mà trị số này lớn hơn nhiều so với trường hợp cắt tải, chế độ này của turbin được gọi là chế độ quay

lồng. Nếu tổ máy bị duy trì ở chế độ này lâu sẽ rất nguy hiểm do lực ly tâm và tốc độ quay lớn làm hỏng các bộ phận kết cấu phần quay và các ổ trục. Chính vì vậy mà ở các tổ máy thủy điện có công suất trung bình và lớn người ta bố trí thêm hệ thống phòng ngừa sự cố nhờ đó khi hệ thống tự động điều chỉnh không làm việc vẫn có thể đóng cánh hướng nước hoặc các cửa van đặt trước turbin để đảm bảo nhanh chóng đưa tổ máy thoát ra khỏi trạng thái quay lồng. Với mục đích đó, trong hệ thống điều chỉnh turbin người ta bố trí một bộ phận điều chỉnh riêng nhằm bảo đảm đóng cánh hướng nước bằng các máy tiếp lực chung khi sự cố mà hệ thống tự động không làm việc. Hệ thống dự phòng này hoạt động như sau: Nếu như sau khi cắt tải tốc độ quay của turbin vượt quá trị số cho phép $n_{\max}$ tương ứng khi hệ thống điều chỉnh tự động đảm bảo làm việc bình thường (hình 5-1,d) thì role sự cố sẽ hoạt động và truyền tín hiệu đến bộ phận dự phòng để đóng cánh hướng nước lại. Cũng có thể sử dụng role đưa ra tín hiệu điều khiển khi số vòng quay turbin tăng mà cơ cấu hướng nước không chuyển động. Khi trước buồng xoắn có bố trí cửa van thì có thể sử dụng cửa van này để đưa tổ máy thoát khỏi trạng thái quay lồng.

Quỹ đạo của các quá trình chuyển tiếp trên đường đặc tính tổng hợp chủ yếu của turbin trong hệ tọa độ n_1' và Q_1' được thể hiện trên hình 5-2. Các đặc trưng η , a , H đều biến đổi theo thời gian và tọa độ của chúng là tức thời, trên đường đặc tính tổng hợp của turbin các thông số $a(t)$ và $n_1'(t)$ xác định quỹ đạo của quá trình chuyển tiếp.

5.2. NƯỚC VA TRONG ỐNG TUYẾT ĐÓI CỨNG

5.2.1. Khái niệm chung

Nước va là sự thay đổi áp lực nước trong đường ống dẫn nước có áp do kết quả của việc thay đổi lưu tốc hay nói cách khác là biến đổi lưu lượng. Trị số nước va ΔH được

đánh giá là trị số gia tăng hoặc suy giảm cột nước tại các tiết diện của đường ống. Sự ảnh hưởng của nước và trong các quá trình chuyển tiếp của TTĐ đối với các bộ phận công trình và chế độ điều chỉnh trong thiết kế và trong quá trình vận hành là rất lớn. Chính vì vậy cần thiết phải tính toán đúng trị số áp lực nước và các đặc trưng của các chế độ chuyển tiếp là cần thiết.

Trong tính toán người ta thường đưa ra hai khái niệm về nước va: Nước va “tuyệt đối cứng” khi chất lỏng chảy trong ống và bản thân thành ống là tuyệt đối cứng, chúng không biến dạng khi thay đổi áp lực lên chúng; nước va “đàn hồi” hay nói cách khác là nước va trong ống đàn hồi khi bản thân ống và nước trong nó được xem là môi trường đàn hồi, khi đó nước và đường ống có thể biến dạng khi thay đổi áp suất tác dụng lên chúng.

5.2.2. Phương trình cơ bản của nước va tuyệt đối cứng

Trong đường ống tuyệt đối cứng do nước và ống không biến dạng cho nên khi thay đổi lưu lượng lưu tốc trung bình tại tất cả các tiết diện lập tức thay đổi theo. Như vậy tại cùng thời điểm lưu tốc trong mọi tiết diện dọc theo toàn bộ chiều dài đường ống đều bằng nhau nếu tiết diện ống không thay đổi. Xét sự biến đổi động lượng của khối chất lỏng trong ống có tiết diện không đổi giữa hai tiết diện A-A và B-B hình 5-3, a trên cơ sở phương trình biến thiên động lượng D'alambert:

$$\frac{d(mV)_x}{dt} = \Sigma X \quad (5-1)$$

trong đó: $m = \rho FL$ - khối lượng chất lỏng trong ống giữa hai tiết diện; ρ - khối lượng riêng của nước; F - diện tích tiết diện ống; L - chiều dài ống giữa hai tiết diện; ΣX - tổng hình chiếu các ngoại lực tác dụng lên khối chất lỏng m trên trục x ; $(mV)_x$ - hình chiếu véc tơ động lượng trên trục x . Lấy trục so sánh 0-0 là mực nước hạ lưu và trục x trùng với trục đường ống có hướng từ A-A đến B-B, từ phương trình (5-1) ta có:

- Hình chiếu độ biến thiên động lượng lên trục x :

$$\frac{d(mV)_x}{dt} = -\rho LF \frac{dV}{dt}$$

- Tổng hình chiếu ngoại lực lên trục x khi bỏ qua lực ma sát:

$$\Sigma X = \rho g F (H^A + \Delta H^A - H^B - L \sin \alpha)$$

trong đó: H^A, H^B - tương ứng là cột nước đo áp tại các tiết diện A-A và B-B ở chế độ ổn định ban đầu; ΔH^A - áp lực nước va tại tiết diện A-A; α - góc nghiêng của ống so với mặt phẳng ngang; $\rho g F L \sin \alpha$ - trọng lực khối nước.

Khi bỏ qua lực ma sát (trong thực tế chúng không có ảnh hưởng đáng kể) cũng là bỏ qua tổn thất thủy lực trong đường ống thì đường đo áp sẽ là đường nằm ngang và khi đó $H^A = H^B$ từ phương trình (5-1) thay $H^B + L \sin \alpha = H^A$ ta có:

$$-\rho FL \frac{dV}{dt} = \rho gF \Delta H^A$$

$$\text{hay} \quad \Delta H^A = -\frac{L}{g} \frac{dV}{dt} = -\frac{L}{gF} \frac{dQ}{dt} \quad (5-2)$$

trong đó dQ là độ biến thiên lưu lượng trong thời gian dt .

Như vậy nếu $\frac{dQ}{dt} < 0$ ứng với trường hợp đóng turbin (cửa van) thì $\Delta H > 0$ sẽ xảy ra nước va dương. Ngược lại, nếu $\frac{dQ}{dt} > 0$ ứng với trường hợp mở turbin (cửa van) thì $\Delta H < 0$ sẽ xảy ra nước va âm.

Như vậy trị số áp lực nước va ΔH tỷ lệ thuận với chiều dài ống và tốc độ biến thiên vận tốc trong ống hay nói cách khác nó phụ thuộc vào đặc tính đường ống và tốc độ biến đổi lưu lượng. Trị số áp lực nước va tại các tiết diện trung gian tỷ lệ với chiều dài L kể từ đầu đường ống đến tiết diện đang xét. Sự ảnh hưởng của tốc độ biến đổi lưu lượng hay nói cách khác là sự ảnh hưởng của chế độ đóng mở lưu lượng $Q(t)$ tới trị số áp lực nước va được biểu diễn trên hình 5-3,b. Nếu trong thời gian T_s turbin đóng (mở) lưu lượng không đổi đều tức là $\frac{dQ}{dt} = \text{const}$ thì trị số áp lực nước va sẽ duy trì không đổi trong suốt thời gian đó và bằng:

$$\Delta H^A = \frac{L}{gF} \frac{Q_{\text{đầu}} - Q_{\text{cuối}}}{T_s} \quad (5-3)$$

trong đó: $Q_{\text{đầu}}$ - lưu lượng ban đầu trước khi điều chỉnh; $Q_{\text{cuối}}$ - lưu lượng cuối sau khi điều chỉnh.

Nếu lưu lượng $Q(t)$ biến đổi không đều như thực tế vẫn thường xảy ra thì trị số nước va ΔH sẽ thay đổi theo thời gian phụ thuộc vào tốc độ biến đổi lưu lượng và trị số áp lực nước va lớn nhất sẽ lớn hơn trường hợp lưu lượng biến đổi đều, trị số tuyệt đối của nó được xác định theo công thức gần đúng sau:

$$\Delta H_{\text{max}}^A = k \frac{L}{gF} \frac{Q_{\text{đầu}} - Q_{\text{cuối}}}{T_s} \quad (5-4)$$

trong đó: $k = 1.25 \div 1.5$ - hệ số xét tới sự biến đổi không đều của lưu lượng, nó phụ thuộc vào chế độ đóng mở và đặc tính của các loại turbin.

Tóm lại, trị số áp lực nước va trong đường ống tuyệt đối cũng phụ thuộc vào đặc trưng hình học của của đường ống và chế độ điều chỉnh tổ máy và đặc tính của nó. Từ các biểu thức (5-3), (5-4) cho thấy qui luật phân bố áp lực nước va dọc theo chiều dài ống phụ thuộc vào khoảng cách tiết diện đang xét tới đầu đường ống và vào đặc tính hình học của đoạn ống đó. Khi tiết diện ống không đổi trên suốt chiều dài thì áp lực nước va phân bố theo qui luật đường thẳng theo chiều dài ống. Khi đường ống có

nhiều đoạn với tiết diện khác nhau (hình 5-3,c) thì áp lực nước va tăng thêm trên mỗi đoạn với chiều dài l_i và diện tích tiết diện F_i là:

$$\Delta H_i = - \frac{l_i}{gF_i} \frac{dQ}{dt}$$

và do đó áp lực nước va tại một tiết diện bất kỳ N-N sẽ bằng tổng các áp lực gia tăng trên từng đoạn kể từ đầu đường ống tính theo (5-5) và qui luật phân bố áp lực nước va thể hiện trên sơ đồ hình 5-3,c :

$$\Delta H^N = - \left(\frac{1}{g} \sum_{i=1}^N \frac{l_i}{F_i} \right) \frac{dQ}{dt} \quad (5-5)$$

áp lực nước va ở cuối đường ống tại tiết diện A-A:

$$\Delta H^A = - \left(\frac{1}{g} \sum_B^A \frac{l_i}{F_i} \right) \frac{dQ}{dt} \quad (5-5^*)$$

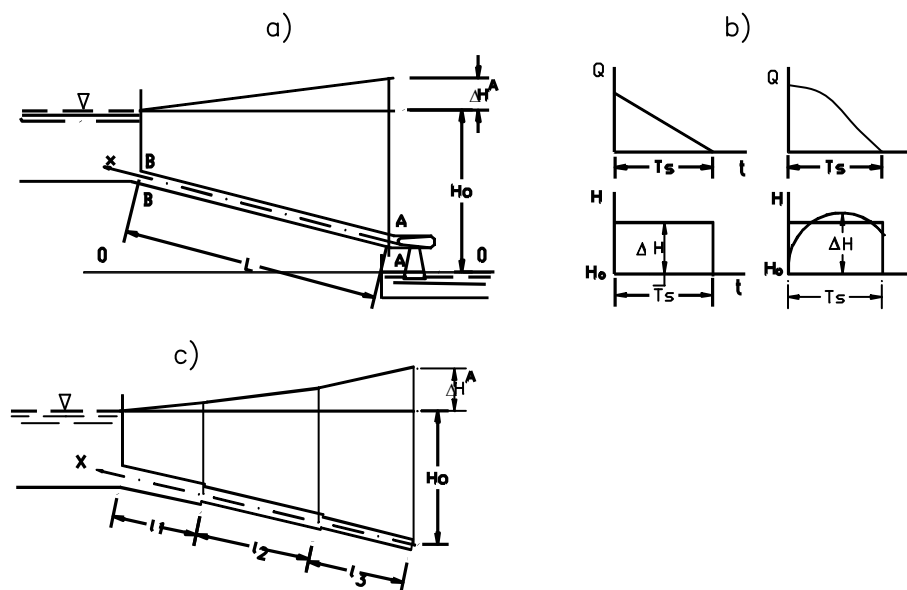
Nếu viết dưới dạng các trị số tương đối:

$$\xi^A = -T_w \frac{dq}{dt} \quad (5-5^{**})$$

Trong đó: $\xi = \Delta H/H_0$ - áp lực nước va tương đối; $q = Q / Q_{\max}$ - lưu lượng tương đối;

$$T_w = \frac{Q_{\max}}{gH_0} \sum_B^A \frac{l_i}{F_i} \text{ - được gọi là hằng số quán tính của đường ống.}$$

Kết quả nghiên cứu thực nghiệm cho thấy rằng ở các TTĐ có cột nước không cao, đường ống dẫn nước tương đối ngắn và thời gian đóng mở turbin tương đối lớn thì áp lực nước va tính theo giả thiết ống tuyệt đối cứng cho kết quả không sai khác đáng kể so với thực tế và so với trường hợp nước va trong ống đàn hồi. Có thể nói rằng độ đàn hồi của ống và của nước trong các trường hợp này thực tế rất ít ảnh hưởng tới trị số áp lực nước va và do đó trong tính toán sơ bộ có thể sử dụng các biểu thức (5-4) và (5-5) để tính gần đúng nước va trong các trường hợp kể trên.



Hình 5-3. Sơ đồ phân bố áp lực nước và trong ống áp lực của TTD.

5.3. NƯỚC VÀ TRONG ỐNG ĐÀN HỒI

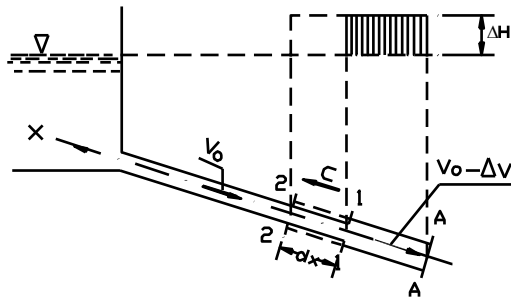
5.3.1. Nước và khí thay đổi đột ngột lưu tốc trong đường ống

1. Khái niệm chung

Từ phương trình (5-4) ta nhận thấy rằng với giả thiết đường ống và chất lỏng chuyển động trong ống là tuyệt đối cứng, có nghĩa là chúng hoàn toàn không biến dạng khi thay đổi áp suất thì trị số áp lực nước và phụ thuộc vào thời gian đóng (mở) turbin T_s , khi thời gian T_s giảm đến vô cùng (giả thiết đóng tức thời) thì trị số ΔH tiến tới vô cùng lớn. Trong thực tế điều này không xảy ra. Thực nghiệm cho thấy rằng, theo chiều giảm T_s áp lực nước và lớn nhất $\Delta H_{\max}$ trong ống tăng lên nhưng không vượt quá một giới hạn nhất định, điều đó có thể giải thích là do sự ảnh hưởng của sự biến dạng đàn hồi của vật liệu làm ống và bản thân chất lỏng. Dưới đây chúng ta sẽ xét ảnh hưởng của tính đàn hồi ấy đến độ gia tăng áp lực ΔH do nước va gây nên trong trường hợp thay đổi đột ngột lưu tốc trong ống trên sơ đồ hình 5-4.

Giả sử ở tiết diện A-A của van đóng tức thời làm giảm lưu tốc ban đầu V_0 một lượng ΔV , do quán tính của khối chất lỏng trong ống xuất hiện nước va với trị số ΔH . Do ảnh hưởng của biến dạng đàn hồi khi tăng áp lực nên đoạn ống chịu ảnh hưởng của áp lực gia tăng sẽ bị dãn ra làm tăng tiết diện của ống, đồng thời khối nước trong đoạn ống đó cũng bị co ép lại tạo ra khả năng chứa thêm một lượng nước ở đoạn ống phía trước đang chảy đến với vận tốc ban đầu V_0 . Lượng nước này khi chảy vào trong đoạn ống bị dãn nở thì lưu tốc mới giảm nhỏ đi và áp lực của nó mới tăng lên làm cho đoạn ống tiếp giáp với nó cũng bị giãn nở ra. Như thế có nghĩa là sự thay đổi lưu tốc và áp lực ở các tiết diện kế tiếp với tiết diện A chỉ có thể xuất hiện sau một khoảng thời gian nhất định hay nói cách khác là có sự lan truyền với một vận tốc nhất định.

Như vậy, khác với lý thuyết “nước và tuyết đối cứng”, trong ống đàn hồi khi thay đổi tức thời lưu tốc cuối ống thì lưu tốc và áp lực nước trong toàn bộ đường ống không đồng thời biến đổi tức thì mà có sự biến đổi dây chuyền dưới dạng sóng truyền với vận



Hình 5-4. Nước va trong ống đàn hồi

ban đầu $t = 0$ sóng nước va đã lan truyền tới tiết diện 1-1, sau thời gian dt nó di chuyển một quãng đường dx tới tiết diện 2-2 với vận tốc $c = dx/dt$. Lưu tốc khối nước giữa hai tiết diện có khối lượng $m = \rho \cdot F \cdot dx$ trong thời gian dt biến đổi một lượng là ΔV . Sử dụng phương trình biến thiên động lượng (5-1) xét cho khối lượng nước trên với hình chiếu lên trục x trùng với trục ống ta có:

- Tổng hình chiếu trên trục x các ngoại lực tác dụng lên khối nước bao gồm áp lực nước lên các tiết diện 1-1 và 2-2 theo hướng trục x , trọng lực của khối nước (bỏ qua lực ma sát):

$$\Sigma X = \rho g F (H_1 + \Delta H - H_2) - \rho g F dx \sin \alpha \quad (5-6)$$

trong đó: H_1, H_2 - tương ứng là cột nước tại tiết diện 1-1 và 2-2; $\rho g F dx \sin \alpha$ - hình chiếu của trọng lực lên trục x ; α - góc nghiêng của đường ống. Thay $H_2 + g F dx \sin \alpha = H_1$; $dx = c dt$ vào biểu thức (5-6) và từ (5-1) ta có:

$$- \rho F c dt \frac{dV}{dt} = \rho g F \Delta H \quad \text{hay}$$

$$\Delta H = - \frac{c}{g} \Delta V = \frac{c}{g} (V_{\text{đầu}} - V_{\text{cuối}}) \quad (5-7)$$

Công thức (5-7) là phương trình cơ bản của nước va khi đóng mở tức thời và còn gọi là công thức I.E. Jucópki, vì ông tìm ra năm 1897 và đã làm thí nghiệm để kiểm nghiệm. Phương trình cho thấy trị số áp lực nước va ΔH trong trường hợp đóng mở tức thời chỉ phụ thuộc vào hai yếu tố : vận tốc truyền sóng nước va c và mức độ thay đổi lưu tốc dòng chảy.

Từ biểu thức (5-7) cho thấy trong mọi trường hợp giá trị tuyệt đối lớn nhất của áp lực nước va khi đóng mở tức thời sẽ đạt được khi đóng hoàn toàn lưu lượng vào turbin từ trị số lớn nhất hoặc ngược lại khi mở từ $Q = 0$ đến $Q = Q_{\text{omax}}$ (tương ứng $V = V_{\text{omax}}$).

tốc c dọc theo đường ống từ điểm gây sóng. Tóm lại, khi xét tới ảnh hưởng của tính biến dạng đàn hồi của vật liệu và chất lỏng, hiện tượng nước va trong ống áp lực là sự xuất hiện sóng truyền đi trong ống với tốc độ c nhất định.

2. Phương trình cơ bản

Xét sơ đồ truyền sóng nước va trong ống đàn hồi khi đóng mở tức thời trên hình 5-4. Giả sử ở thời điểm

$$\Delta H_{\max} = \frac{c}{g} V_{0\max} \quad (5-8)$$

Điều này chứng tỏ rằng ngay cả trường hợp lưu tốc mặt cắt A thay đổi đột biến đi nữa nhưng vì ảnh hưởng tính chất đàn hồi của thành ống và nước, áp lực trong ống cũng không trở thành lớn vô hạn được.

3. Tốc độ truyền sóng áp lực nước va

Tốc độ truyền sóng áp lực va nước c phụ thuộc vào tính đàn hồi, tính đồng chất của vật liệu làm ống và của bản thân chất lỏng. Tốc độ truyền sóng được xác định theo công thức tổng quát của I.E. Jucópki (5-9):

$$c = \frac{c_0}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon}{E} \psi}} \quad (5-9)$$

trong đó: $c_0 = \sqrt{\frac{g\varepsilon}{\gamma_0}}$ - vận tốc truyền âm thanh trong môi trường chất lỏng; ε - môđun

đàn hồi của chất lỏng; γ_0 - trọng lượng riêng của chất lỏng; g- gia tốc trọng trường; E- môđun đàn hồi của vật liệu đường ống; ψ - hệ số đặc tính biến dạng của thành ống.

ở nhiệt độ thông thường, tốc độ truyền âm thanh trong nước sạch không có bọt khí $c_0 = 1435$ m/s. Môđun đàn hồi của chất lỏng phụ thuộc vào nhiệt độ, độ trong sạch và áp lực trong nó. Do đó, khi trong chất lỏng có các bọt khí thì tốc độ truyền âm thanh nó giảm đi nhiều. Ví dụ, khi trong nước có chứa khoảng 0.5% theo thể tích bọt khí thì tốc độ truyền âm thanh có giảm đi khoảng 2÷5 lần tùy thuộc vào áp lực nước.

Môđun đàn hồi của chất lỏng và của các loại vật liệu đường ống có thể theo bảng 5-1.

Bảng 5-1. Mô đun đàn hồi các loại vật liệu và chất lỏng

Vật liệu ống	$E [kG/cm^2]$	Chất lỏng	$\varepsilon [kG/cm^2]$
Thép	$2,10 \times 10^6$	Nước	$2,10 \times 10^4$
Gang	$1,00 \times 10^6$	Dầu	$1,35 \times 10^4$
Bê tông	$2,10 \times 10^5$		
Gỗ	$1,00 \times 10^5$		
Cao su	20÷60		

Hệ số ψ tính đến đặc tính biến dạng của tiết diện ống, nó phụ thuộc vào hình dạng tiết diện và kết cấu vỏ đường ống.

Đối với các loại đường ống tròn vật liệu đồng chất hệ số ψ xác định theo công thức sau:

$$\psi = \frac{D}{\delta}$$

trong đó: D - đường kính trong của ống; δ - chiều dày thành ống.

Đối với đường ống bê tông cốt thép:

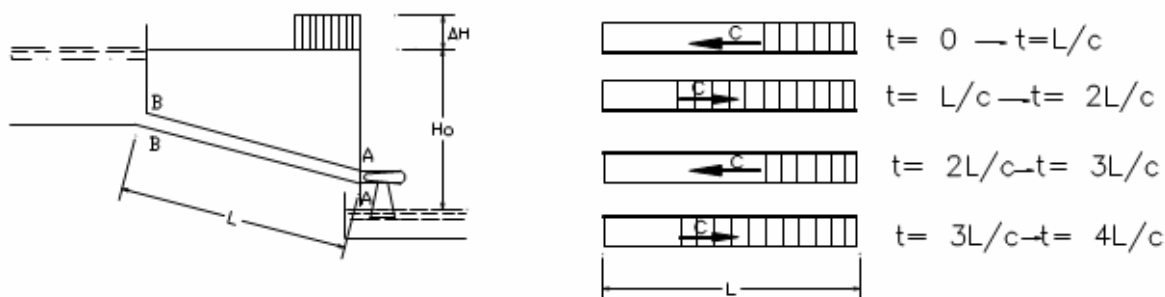
$$\psi = \frac{D}{\delta(1 + 9,5\alpha)} ;$$

trong đó: $\alpha = \frac{f}{\delta}$ - hệ số cốt thép vòng; f - diện tích cốt thép vòng trên 1m chiều dài ống, thông thường $\alpha = 0,015 \div 0,05$.

Từ biểu thức (5-9) cho thấy nếu vỏ đường ống càng cứng, tức là môđun đàn hồi E và chiều dày δ càng lớn vận tốc truyền sóng nước và c càng lớn. Kinh nghiệm thực tế cho thấy đối với đường ống thép vận tốc truyền sóng nước và c nằm trong khoảng $750 \div 1200$ m/s; với ống bê tông cốt thép - $c = 900 \div 1100$ m/s; ống gỗ - $c = 70 \div 700$ m/s.

4. Sóng phản xạ và pha nước va

Ở phần trên chúng ta đã biết rằng sự thay đổi áp lực ΔH truyền đi trong ống áp lực với tốc độ c xuất phát từ điểm gây sóng (cửa van hoặc turbin). Để hiểu rõ bản chất hiện tượng truyền sóng nước và chúng ta hãy xét sự lan truyền và biến đổi của sóng nước và ΔH theo thời gian dọc theo đường ống dẫn nước áp lực của TTĐ với chiều dài L từ turbin đến bể áp lực hoặc hồ chứa thượng lưu trong trường hợp đóng tức thời turbin.



Hình 5-5. Sơ đồ truyền sóng nước và khi đóng tức thời.

Ta biết rằng, khi đóng cánh hướng nước ở tiết diện A của turbin sẽ xuất hiện áp lực nước dương ΔH^+ (xem hình 5-5). áp lực này truyền ngược lên thượng lưu dọc theo ống với tốc độ c , sau khi ΔH^+ xuất hiện ở tiết diện A một khoảng thời gian là $t = L/c$, nước và ΔH^+ sẽ truyền tới tiết diện B, có nghĩa là lúc ấy suốt cả chiều dài của ống dẫn là L đều có áp lực là ΔH^+ , nhưng ở phía ngoài ống trong hồ chứa mực nước không đổi do dung tích và mặt thoáng của nó có thể coi là rất lớn. Do đó lúc này có sự chênh lệch áp lực trong ống và hồ chứa, nên trạng thái tăng áp lực trong ống ΔH^+ không thể ở trạng thái ổn định được. Dưới tác dụng của độ chênh lệch áp lực (thể hiện bằng cột nước ΔH^+), nước trong ống trước đây bị nén bây giờ sẽ bắt đầu chảy ngược về phía hồ làm cho áp lực ΔH^+ trong ống bị xóa dần để trở lại trạng thái cân bằng áp lực với ngoài hồ. Điều đó có nghĩa là xuất hiện một sóng giảm áp có trị số là ΔH^- có trị số bằng ΔH^+

nhưng ngược dấu lan truyền đi theo chiều từ hồ chứa đến tiết diện A làm triệt tiêu sóng ΔH^+ ban đầu. Ta gọi đó là hiện tượng phản xạ sóng nước va.

Thời gian truyền sóng áp lực nước va kể từ ΔH^+ xuất hiện ở tiết diện A, truyền tới tiết diện B rồi phản xạ trở lại A với ΔH^- gọi là một pha nước va được ký hiệu là t_f .

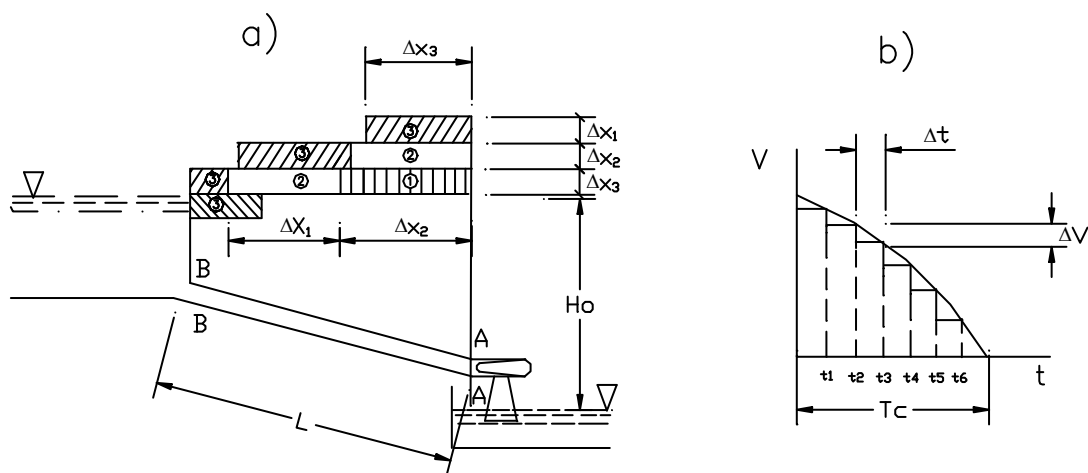
$$t_f = \frac{2L}{c}$$

Xét tiếp quá trình sóng nước va ta thấy rằng, sau khi sóng phản xạ ΔH^- đã truyền tới tiết diện A (nghĩa là ở thời điểm cuối pha thứ nhất $t = t_f$), cả khối nước trong ống vẫn tiếp tục chảy về phía hồ (do quán tính) nên áp lực trong ống lẽ ra đã cân bằng với áp lực ngoài hồ rồi nhưng bây giờ lại giảm thêm trị số ΔH^- nữa. Hiện tượng hạ áp lực này truyền từ tiết diện A tới B, ở đó tại thời điểm $t = 3L/C$ lại có sự chênh lệch áp lực do ở ngoài hồ mực nước cố định còn trong ống thì thấp hơn là ΔH^- nên lại có hiện tượng nước hồ chảy vào ống tạo nên sóng phản xạ ΔH^+ để cân bằng áp lực. Sóng phản xạ này truyền từ B tới A và đi đến đâu xoá hiện tượng hạ áp lực trong ống đến đâu. Khi sóng phản xạ này truyền tới tiết diện A tại thời điểm cuối pha thứ hai ($t = 4L/c$) thì sự truyền sóng áp lực lại do quán tính khối nước chảy tới mà tái diễn lại từ đầu như khi mới đóng turbin, nghĩa là tại A lại xuất hiện ΔH^+ truyền tới B và cứ thế tiếp tục không tắt nếu bỏ qua sức cản ma sát.

5.3.2. Nước va khi lưu tốc trong ống áp lực thay đổi từ từ

1. Nước va trực tiếp và nước va gián tiếp

Trong thực tế việc đóng mở turbin không thể thực hiện ngay tức khắc mà được thực hiện trong một khoảng thời gian nhất định. Thời gian để đóng hoàn toàn turbin từ độ mở lớn nhất được ký hiệu là T_s . Đóng mở tức thời như đã trình bày ở trên chỉ là giả thiết, trong thực tế lý thuyết đó có thể sử dụng chỉ trong một số trường hợp cụ thể khi thời gian điều chỉnh turbin rất ngắn.



Hình 5-6. Sơ đồ truyền sóng nước va khi đóng từ từ.

Trên hình 5-6,b là sơ đồ biểu diễn quan hệ thay đổi lưu tốc trong ống theo thời gian $V = V(t)$ từ khi bắt đầu đóng turbin với vận tốc ban đầu $V = V_0$ cho tới khi đóng kín hoàn toàn $V = 0$ trong khoảng thời gian T_c . Ta có thể rời rạc hoá quá trình đóng liên tục từ từ bằng chia nhỏ quá trình đóng thành từng thời khoảng Δt tương ứng ΔV mà khi đó quá trình thay đổi lưu tốc có thể xem là tức thời. Liên kết hàng loạt động tác đóng tức thời của toàn bộ quá trình đóng ta sẽ có được kết quả gần đúng của quá trình đóng mở thực tế. Mức độ chính xác phụ thuộc vào thời đoạn tính toán Δt , sẽ càng chính xác khi Δt càng nhỏ. Với cách làm như thế thực chất là dùng đường bậc thang để thay thế một cách gần đúng đường cong $V = V(t)$.

Ta hãy xét quá trình đóng turbin theo sơ đồ bậc thang trên hình 5-6.

Lúc đầu ở tiết diện A lưu tốc thay đổi với trị số ΔV_1 , độ tăng áp lực ứng với trị số ấy là ΔH_1 , theo phương trình (5-7) thì:

$$\Delta H_1 = -\frac{c}{g} \Delta V_1$$

Trong khoảng thời gian t_1 (tức là trước khi thay đổi lưu tốc lần sau), sóng ΔH_1 theo dọc ống chuyển động ngược trở lên với quãng đường $\Delta x_1 = c.t_1$ và sơ đồ áp lực lúc ấy biểu thị bằng khuông (1) trên hình vẽ 5-6. Sự thay đổi tức thời lưu tốc lần sau với trị số ΔV_2 làm áp lực tăng thêm ΔH_2 và di chuyển quãng đường $\Delta x_2 = c (t_2 - t_1)$:

$$\Delta H_2 = -\frac{c}{g} \Delta V_2$$

Trong thời gian $t_1 \div t_2$, sóng áp lực ΔH_1 vẫn tiếp tục lan truyền thêm Δx_2 và có thể lan tới tiết diện B (rồi sau đó sẽ phản xạ lại về phía tiết diện A). Đến cuối thời đoạn t_2 vị trí các sóng biểu thị bằng khuông (1) và (2) trên hình (5-6). Liên sau đó lại có thay đổi lưu tốc lần sau ΔV_3 và áp lực trong ống tăng thêm ΔH_3 , đến cuối thời điểm t_3 nó truyền đi quãng đường $\Delta x_3 = c (t_3 - t_2)$:

$$\Delta H_3 = -\frac{c}{g} \Delta V_3$$

Cho tới cuối thời đoạn t_3 , các sóng ΔH_1 , ΔH_2 cũng đều di chuyển thêm quãng đường Δx_3 (tính cả sóng phản xạ của nó). Quá trình phát sinh và truyền sóng cứ tiếp tục như vậy cho đến khi turbin đóng hoàn toàn tại thời điểm T_c , tại thời điểm đó đã truyền đi và phản xạ trở lại với tổng quãng đường như sau:

$$\text{Sóng } \Delta H_1 \text{ di chuyển } x_1 = c T_c = \Delta x_1 + \Delta x_2 + \Delta x_3 + \dots$$

$$\Delta H_2 \text{ di chuyển } x_2 = c (T_c - t_1) = \Delta x_2 + \Delta x_3 + \dots$$

$$\Delta H_3 \text{ di chuyển } x_3 = c (T_c - t_2) = \Delta x_3 + \dots$$

Ta xét trị số áp lực nước va lớn nhất tại tiết diện A trong các trường hợp sau:

Trường hợp 1: Khi $T_c \leq \frac{2L}{c} = t_f$ tức là khi turbin đã đóng kín hoàn toàn sóng phản xạ đầu tiên chưa di chuyển về đến A, khi đó:

$$\Delta H_{\max}^A = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \dots = -\frac{c}{g} (\Delta V_1 + \Delta V_2 + \Delta V_3 + \dots) = \frac{c}{g} V_{\max}$$

(5-10)

So sánh (5-8) và (5-10) ta có thể rút ra một kết luận quan trọng là: mặc dù lưu tốc ở tiết diện A không thay đổi đột ngột từ $V_{\text{đầu}} = V_{\max}$ đến $V_{\text{cuối}} = 0$, nhưng nếu thời gian thay đổi lưu tốc nhỏ hơn, hoặc bằng thời gian của một pha nước va thì độ tăng áp lực do nước va tại tiết diện A sẽ có trị số giống như trong trường hợp lưu tốc thay đổi tức thời. Do đó khi $T_c \leq 2L/c$ trị số áp lực nước va tại tiết diện A phải tính theo công thức (5-8), và hiện tượng nước va này gọi là “*nước va trực tiếp*”.

Cần lưu ý thêm rằng, khi xảy ra hiện tượng nước va trực tiếp nghĩa là $T_c \leq 2L/c$ thì trị số áp lực gia tăng ở cuối ống (tiết diện A) chỉ phụ thuộc vào vận tốc truyền sóng c , lưu tốc ban đầu khi $t = 0$ và lưu tốc cuối thời đoạn khi $t = T_c$ mà không phụ thuộc vào thời gian đóng turbin cũng như qui luật thay đổi lưu tốc trong ống. Lưu tốc trong ống có thể thay đổi theo những quy luật khác nhau nhưng nếu trị số thay đổi lưu tốc trong ống giống nhau thì trị số cuối cùng của độ gia tăng áp lực cũng giống nhau.

Hiện tượng nước va trực tiếp thường xảy ra khi thời gian đóng kín tuốc bin T_c ngắn hoặc trường hợp đường ống dài.

áp lực nước va trực tiếp rất lớn. Thí dụ, với đường ống có tốc độ truyền sóng trung bình $c = 1000$ m/s khi đóng hoàn toàn từ lưu tốc ban đầu $V_{\max} = 4$ m/s, mà $V_{\text{cuối}} = 0$ thì :

$$\Delta H = \frac{1000}{9.81} \times 4 \approx 400 \text{ m (cột nước)}.$$

Trường hợp 2: Khi $T_c > \frac{2L}{c} = t_f$ tức là trước khi turbin đã đóng kín hoàn toàn đã có ít nhất sóng phản xạ đầu tiên di chuyển về đến A, khi đó:

$$\Delta H_{\max}^A = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \dots - \Delta H_1 - \dots = -\frac{c}{g} (\Delta V_1 + \Delta V_2 + \Delta V_3 + \dots - \Delta V_1 - \dots)$$

(5-11)

So sánh (5-10) và (5-11) ta dễ nhận thấy trong trường hợp 2 trị số áp lực nước va lớn nhất tại tiết diện A: $\Delta H_{\max}^A < \frac{c}{g} V_{\max}$, điều đó có nghĩa là trong trường hợp này trị

số áp lực nước va lớn nhất nhỏ hơn trị số nước va trực tiếp, trị số của nó không chỉ phụ thuộc vào tốc độ truyền sóng c , lưu tốc ban đầu khi $t = 0$ và lưu tốc cuối thời đoạn khi $t = T_c$ mà còn phụ thuộc vào thời gian đóng turbin cũng như qui luật thay đổi lưu tốc trong ống. Nước va trong trường hợp này được gọi là “*nước va gián tiếp*”.

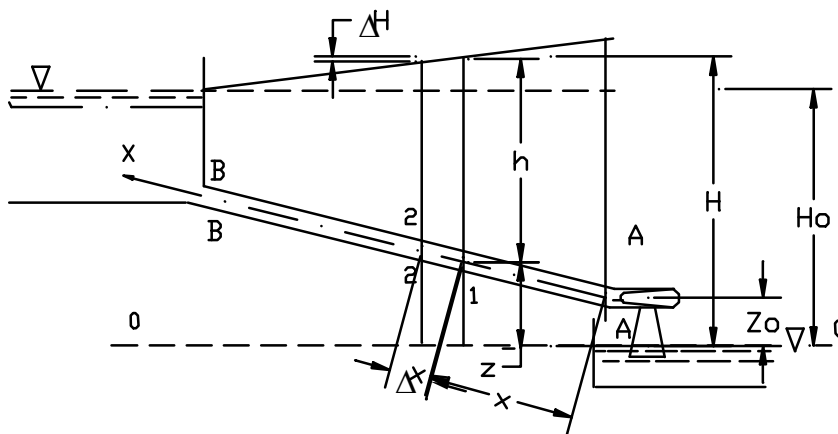
Trong quá trình phát sinh và truyền sóng nước va gián tiếp, quá trình triệt tiêu và gia tăng sóng áp lực nước va rất phức tạp. Việc tăng áp lực ở tiết diện A có liên quan với hàng loạt yếu tố trong đó chủ yếu là quy luật đóng mở cánh hướng nước của turbin theo thời gian. Vấn đề xác định được trị số áp lực nước va gián tiếp tại các tiết diện của ống dẫn ở bất cứ thời điểm nào trong quá trình đóng mở turbin sẽ được nghiên cứu ở các tiết sau.

Cũng trên sơ đồ hình (5-6) chúng ta thấy rằng trong trường hợp nước va trực tiếp, không phải toàn bộ các tiết diện của đường ống đều chịu áp lực gia tăng tính theo công thức (5-10) mà chỉ ở các tiết diện, tại đó trước khi quá trình thay đổi lưu tốc kết thúc sóng phản xạ đầu tiên chưa trở lại thì nó mới chịu áp lực này, còn các tiết diện khác sẽ chịu tác động của áp lực nước va gián tiếp.

2. Phương trình sóng của nước va gián tiếp

Chúng ta hãy xét trường hợp chung của nước va trong ống đàn hồi khí tại tiết diện A turbin thay đổi lưu tốc từ từ như trong thực tế (hình 5-7). Xét khối nước giữa hai mặt cắt 1-1 và 2-2 bất kì có chiều dài dx trong vùng tác động của sóng nước va. Xuất phát từ phương trình biến đổi động lượng Dalamber (5-1) của khối nước giữa hai mặt cắt $m = \rho F dx$ trong khoảng thời gian dt .

Trong thời gian dt lưu tốc sẽ thay đổi một đại lượng là: $dV = \frac{\partial V}{\partial t} dt$.



Hình 5-7. Sơ đồ tính toán nước va gián tiếp.

Nếu bỏ qua lực ma sát thì tổng hình chiếu của các ngoại lực lên trục x bao gồm:

- áp lực nước tác dụng lên khối nước tại thời điểm t :

$$\rho g F (h_1 - h_2) = -\rho g F \frac{\partial h}{\partial x} dx$$

trong đó: h_1, h_2 - cột nước áp lực tại tiết diện 1-1 và 2-2; $h_1 = h$; $h_2 = h + \frac{\partial h}{\partial x} dx$

- Trọng lực khối nước: $-\rho \cdot g \cdot F \cdot dx \cdot \sin \alpha$

Thay các đại lượng tương ứng vào biểu thức (5-1) ta có:

$$-\rho F dx \frac{\partial V}{\partial t} dt = -\rho g F \left(\frac{\partial h}{\partial x} dx + dx \sin \alpha \right) = -\rho g F \frac{\partial (h + z_0 + x \sin \alpha)}{\partial x} dx ;$$

trong đó; z_0 - cao độ tâm đường ống tại cửa van so với mặt so sánh 0-0; z - cao độ tâm ống tại tiết diện đang xét; $h + z_0 + x \sin \alpha = h + z = H$ - cột nước tính đến mặt phẳng so sánh.

$$\text{Vậy :} \quad \frac{\partial V}{\partial t} = g \frac{\partial H}{\partial x} \quad (5-12)$$

Khi xảy ra nước va, áp lực nước thay đổi do tính chất đàn hồi của vật liệu làm ống và của chất lỏng diện tích tiết diện đường ống F , khối lượng riêng chất lỏng thay đổi và do đó sự biến đổi lưu tốc phụ thuộc vào chúng. Như vậy phương trình thứ hai phải xuất phát từ cân bằng khối lượng hay nói cách khác là từ phương trình liên tục của khối lượng nước. Nhưng để cho đơn giản ta có thể sử dụng phương trình (5-7) bằng cách thay độ biến thiên áp suất của khối chất lỏng trong thời gian dt là: $\Delta H = \frac{\partial H}{\partial t} dt$,

độ biến đổi thể tích của nó tỷ lệ với biến thiên lưu tốc $\Delta V = -\frac{\partial V}{\partial x} dx$ và $c = \frac{dx}{dt}$ ta có:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{c}{g} \frac{\partial V}{\partial x} \frac{dx}{dt} = \frac{c^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x}$$

$$\text{hay:} \quad \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{g}{c^2} \frac{\partial H}{\partial t} \quad (5-13)$$

Hệ phương trình (5-12) và (5-13) là một trong những dạng của phương trình dao động sóng và được gọi là hệ phương trình vi phân truyền sóng nước va. Có nhiều phương pháp để giải hệ phương trình này bằng cách tìm nghiệm chung và kết hợp điều kiện biên để tìm nghiệm riêng như biến đổi trực tiếp hoặc bằng phương pháp đường đặc tính. ý tưởng toán học cơ bản của phương pháp này là trong vùng xác định của các biến số x, t , luôn tồn tại một hệ đường cong (đường đặc tính), trên đó các phương trình đạo hàm riêng có thể biến đổi về phương trình vi phân thông thường. Sau đây sẽ trình bày phương pháp đường đặc tính để giải chúng.

Hệ phương trình (5-12) và (5-13) có các hàm lưu tốc $v=v(x,t)$ và hàm cột nước $H=H(x,t)$ do vậy ta có thể viết:

$$\begin{aligned} \frac{dv}{dt} &= \frac{\partial V}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial V}{\partial t} \\ \frac{dH}{dt} &= \frac{\partial H}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial H}{\partial t} \end{aligned}$$

Thay vào (5-12) và (5-13) ta có:

$$\left. \begin{aligned} \frac{dV}{dt} - \frac{\partial V}{\partial x} \frac{dx}{dt} &= g \frac{\partial H}{\partial x} \\ \frac{\partial V}{\partial x} &= \frac{g}{c^2} \left(\frac{dH}{dt} - \frac{\partial H}{\partial x} \frac{dx}{dt} \right) \end{aligned} \right\} \text{ cộng hai phương trình này}$$

suy ra:

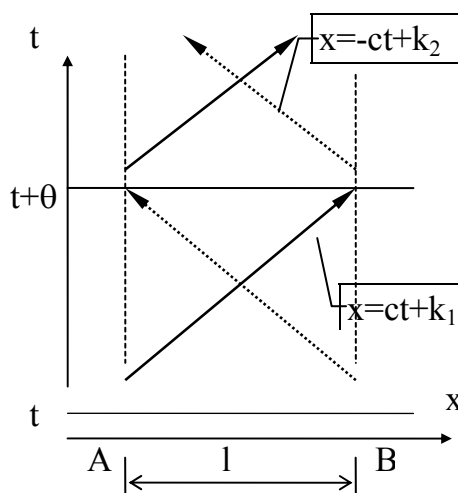
$$\frac{dV}{dt} = g \left[1 - \frac{1}{c^2} \left(\frac{dx}{dt} \right)^2 \right] \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{g}{c^2} \frac{dx}{dt} \frac{dH}{dt} \quad (5-14)$$

Đề (5-14) biến đổi thành phương trình vi phân đơn thuần thì thành phần chứa đạo hàm riêng phải bằng 0, như vậy hệ các đường cong (đường đặc tính) mà trên đó phương trình (5-14) biến đổi thành phương trình vi phân đơn thuần được biểu diễn bằng phương trình vi phân:

$$\frac{dx}{dt} = \pm c \quad (5-15)$$

Tức là tốc độ truyền sóng không đổi và thực chất đây là các họ các đường thẳng thể hiện trên hình 2-8:

$$x = ct + k_1 \quad \text{và} \\ x = -ct + k_2$$



Hình 5-8. Sơ đồ đường đặc tính

Khi đó phương trình (5-14) sẽ biến đổi thành:

$$dH = \pm \frac{c}{g} dv = \pm \frac{c}{gF} dQ \quad (5-16)$$

Lấy tích phân theo đường đặc tính $x = ct + k_1$ từ thời điểm t đến $t+\theta$, khi đó nghiệm của phương trình (5-16) có dạng tổng quát:

$$\int_t^{t+\theta} dH = \frac{c}{g} \int_t^{t+\theta} dV = \frac{c}{gF} \int_t^{t+\theta} dQ \quad (5-17)$$

Tại A ở thời điểm t , các đặc trưng của chế độ không ổn định là cột nước đo áp so với mặt phẳng so sánh H_t^A , lưu tốc dòng chảy V_t^A hay lưu lượng Q_t^A . Sau khoảng thời gian $\theta = \frac{l}{c}$, ở thời điểm $t+\theta$ tại B các đặc trưng của dòng chảy không ổn định sẽ là: $H_{t+\theta}^B$, $V_{t+\theta}^B$ hay $Q_{t+\theta}^B$. Từ (5-17) ta có:

$$H_t^A - H_{t+\theta}^B = \frac{c}{gF} (Q_t^A - Q_{t+\theta}^B) \quad (5-18)$$

Xét trường hợp lấy tích phân theo các đường đặc tính $x = -ct + k_2$ từ tiết diện B ở thời điểm t đến tiết diện A ở thời điểm $t+\theta$ tương tự trường hợp trên ta có:

$$\int_t^{t+\theta} dH = - \frac{c}{g} \int_t^{t+\theta} dV = - \frac{c}{gF} \int_t^{t+\theta} dQ \quad (5-19)$$

$$H_t^B - H_{t+\theta}^A = - \frac{c}{gF} (Q_t^B - Q_{t+\theta}^A) \quad (5-20)$$

Hệ hai phương trình (5-18) và (5-20) xác định các đặc trưng của quá trình truyền sóng nước và được gọi là hệ phương trình dây chuyền sóng nước va. Lần lượt thay $t = 0, \theta, 2\theta, 3\theta, \dots$ nθ vào hệ phương trình trên ta có hệ phương trình tổng quát:

$$\begin{cases} H_{n\theta}^A - H_{(n+1)\theta}^B = \frac{c}{gF} [Q_{n\theta}^A - Q_{(n+1)\theta}^B] \\ H_{n\theta}^B - H_{(n+1)\theta}^A = -\frac{c}{gF} [Q_{n\theta}^B - Q_{(n+1)\theta}^A] \end{cases} \quad (5-21)$$

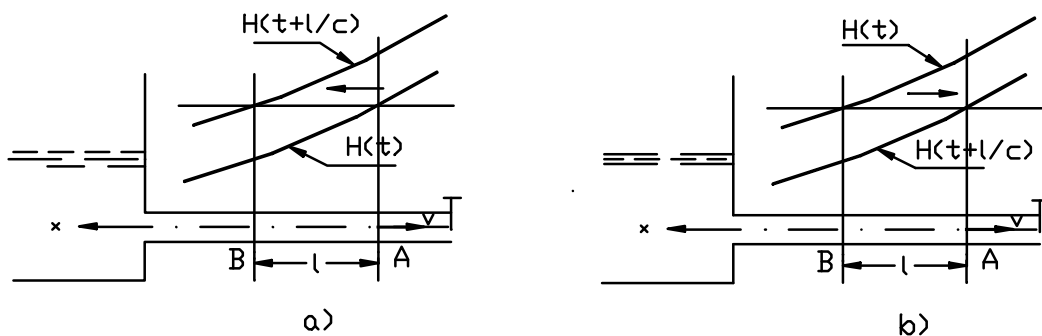
Gọi : $\xi = \frac{\Delta H}{H_o} = \frac{H - H_o}{H_o}$ - áp lực nước va tương đối; H_o - cột nước tĩnh lớn nhất trước khi xảy ra nước va; $q = \frac{Q}{Q_{0\max}}$ - lưu lượng tương đối; $Q_{0\max}$ - lưu lượng lớn nhất qua turbin tương ứng cột nước H_o ở chế độ ổn định với độ mở lớn nhất của cửa van hoặc cánh hướng nước turbin;

$\mu = \frac{cV_{0\max}}{2gH_o} = \frac{cQ_{0\max}}{2gFH_o} = \frac{T_w}{t_f}$ - hệ số không thứ nguyên thể hiện đặc tính quán tính của đường ống được gọi là đặc trưng thứ nhất của đường ống nó là tỷ số giữa hằng số quán tính của đường ống và pha nước va.

Hệ phương trình (5-21) có thể viết dưới dạng các đại lượng tương đối:

$$\begin{cases} \xi_{n\theta}^A - \xi_{(n+1)\theta}^B = 2\mu [q_{n\theta}^A - q_{(n+1)\theta}^B] \\ \xi_{n\theta}^B - \xi_{(n+1)\theta}^A = -2\mu [q_{n\theta}^B - q_{(n+1)\theta}^A] \end{cases} \quad (5-22)$$

Các phương trình (5-18) và (5-20) có thể thu được trên cơ sở lý thuyết vận tốc thay đổi đột ngột và sử dụng phương trình I.E. Jucópki (5-7) thể hiện trên các sơ đồ hình 5-9. Như ta đã biết sóng nước va gián tiếp là kết quả tác dụng tổng cộng của hai sóng: sóng di chuyển từ điểm gây sóng dọc theo trục x (sóng thuận) và sóng di chuyển ngược chiều trục x về điểm gây sóng (sóng nghịch)



Hình 5-9. Sơ đồ xác định phương trình dây chuyền sóng nước va.

a- sóng di chuyển từ A-B (sóng thuận); b- sóng di chuyển từ B-A (sóng nghịch);

Xét sóng thuận chiều trục x , ở thời điểm t trạng thái của chế độ không ổn định thể hiện trên đường $H(t)$ hình 5-9,a qua các đại lượng tại các tiết diện tương ứng

$H_t^A, H_t^B, V_t^A, V_t^B$, sau thời gian $\theta=l/c$, ở thời điểm $t+l/c$ sóng di chuyển đến vị trí tương ứng với trạng thái $H(t+l/c)$ thể hiện qua các chỉ số đặc trưng $H_{t+l/c}^A, H_{t+l/c}^B, V_{t+l/c}^A, V_{t+l/c}^B$ với $l/c = \theta$ ta có:

Tại tiết diện A:

$$H_{t+\theta}^A - H_t^A = \frac{c}{g}(V_t^A - V_{t+\theta}^A)$$

Tại tiết diện B:

$$H_{t+\theta}^B - H_t^B = \frac{c}{g}(V_t^B - V_{t+\theta}^B)$$

Nếu không kể tới tổn thất ma sát thì nước va truyền đi không biến dạng, nên:

$$H_t^A = H_{t+\theta}^B \text{ và } V_t^A = V_{t+\theta}^B$$

Cộng hai phương trình trên ta có:

$$H_t^B - H_{t+\theta}^A = -\frac{c}{g}(V_t^B - V_{t+\theta}^A) = -\frac{c}{gF}(Q_t^B - Q_{t+\theta}^A)$$

Với lý luận hoàn toàn tương tự ta xét trường hợp sóng di chuyển từ B đến A (sóng nghịch). khi đó:

$$H_t^B = H_{t+\theta}^A \text{ và } V_t^B = V_{t+\theta}^A$$

đồng thời vì là sóng phản hồi nên giá trị của chúng có dấu ngược với sóng thuận, do đó:

Tại tiết diện A:

$$H_{t+\theta}^A - H_t^A = -\frac{c}{g}(V_t^A - V_{t+\theta}^A)$$

Tại tiết diện B:

$$H_{t+\theta}^B - H_t^B = -\frac{c}{g}(V_t^B - V_{t+\theta}^B)$$

Cộng hai phương trình trên ta có:

$$H_t^A - H_{t+\theta}^B = \frac{c}{g}(V_t^A - V_{t+\theta}^B) = \frac{c}{gF}(Q_t^A - Q_{t+\theta}^B)$$

5.4. TÍNH TOÁN NƯỚC VA BẰNG PHƯƠNG PHÁP GIẢI TÍCH

Sử dụng hệ phương trình dây chuyển sóng nước va dưới dạng của đại lượng tuyệt đối (5-21) hoặc dưới dạng các đại lượng tương đối không thứ nguyên (5-22) kết hợp với các điều kiện ban đầu và các điều kiện biên cụ thể ta có thể xác các đặc trưng H, Q của chế độ không ổn định ở tiết diện bất kỳ và thời điểm bất kỳ. Có nhiều phương pháp để tính toán, nhưng phổ biến nhất là các phương pháp giải tích, phương pháp đồ giải và phương pháp sai phân trực tiếp.

5.4.1. Các điều kiện ban đầu và các điều kiện biên

1. Điều kiện ban đầu

Điều kiện ban đầu đã được xác định của chế độ không ổn định tại thời điểm $t = 0$ là các đặc trưng cơ bản H , Q tại tất cả các tiết diện của đường ống ở chế độ ổn định trước khi có sự biến đổi lưu lượng (vận tốc). Với điều kiện này tại thời điểm $t = 0$ lưu lượng tại tất cả các tiết diện của đường ống đơn bằng nhau và bằng lưu lượng ban đầu Q_0 , nếu không kể tới tổn thất thủy lực thì đường đo áp là đường nằm ngang có nghĩa là $\Delta H = 0$ ($H = H_0$ - cột nước đo áp ban đầu) tại tất cả các tiết diện của đường ống.

2. Điều kiện biên

Các thông số Q hoặc H tại các tiết diện biên của đường ống (đầu và cuối ống) đã xác định hoặc chịu sự ràng buộc theo một qui luật xác định (hoặc một quan hệ xác định) trong suốt quá trình chuyển tiếp.

Nếu ở đầu đường ống bể áp lực (hoặc hồ chứa) có kích thước được xem là đủ lớn, mực nước trong nó được xem như không thay đổi trong suốt quá trình chuyển tiếp, có nghĩa là $H_t^B = H_0 = \text{const}$ hay $\Delta H_t^B = 0$.

Tại cuối đường ống qui luật thay đổi lưu lượng phụ thuộc vào chế độ đóng mở cửa van hoặc cánh hướng nước của turbin, đồng thời phụ thuộc vào đặc tính của van và đặc tính turbin. Với cửa van hoặc turbin xung kích qui luật đó được thể hiện qua quan hệ :

$$Q_t^A = \varphi \omega_t \sqrt{2gH_t^A} \quad (5-23)$$

trong đó: φ - hệ số lưu lượng; ω_t - độ mở của van tại thời điểm t .

Đối với turbin phản kích :

$$Q_t^A = Q_{lt} D_1^2 \sqrt{H_t^A} \quad (5-24)$$

trong đó: Q_{lt} - lưu lượng qui dẫn của turbin tại thời điểm t , $Q_{lt} = f(a_o, n_1)$;
 $n_1 = \frac{nD_1}{\sqrt{H}}$ - số vòng quay qui dẫn của turbin, do đó : $Q_{lt} = f(a_o, n, H_t^A)$; a_o , n - tương ứng là độ mở của cánh hướng nước, số vòng quay của turbin, chúng phụ thuộc thời gian t ;
 D_1 - đường kính bánh xe công tác turbin.

Với turbin phản kích quan hệ giữa lưu lượng và thời gian rất phức tạp, nó phụ thuộc không chỉ vào chế độ đóng mở cánh hướng nước mà còn vào đặc tính cụ thể của từng loại turbin. Các quan hệ này không thể hiện được dưới dạng hàm tường minh. Điều này vô cùng khó khăn trong tính toán bằng giải tích nếu phải kể hết các yếu tố trên. Cũng chính đó là điều hạn chế của phương pháp giải tích.

5.4.2. Phương pháp giải tích

Xét trường hợp nước va trong đường ống đơn giản (ống đơn có tiết diện không đổi, vận tốc truyền sóng c không đổi) như sơ đồ hình 5-7.

Sử dụng hệ phương trình dây truyền sóng nước và dưới dạng các đại lượng tương đối (5-22) để xác định các trị số đặc trưng tại tiết diện A cuối đường ống ở cuối

các pha truyền sóng $\xi_1 = \xi_{20}^A$, $\xi_2 = \xi_{40}^A$, ..., $\xi_n = \xi_{2n0}^A$ khi biết chế độ đóng mở cửa van $\omega = \omega(t)$ hoặc cánh hướng nước turbin hoặc $ao = ao(t)$.

Xét điều kiện ban đầu tại thời điểm $t = 0$ trước khi xảy ra nước va, chế độ dòng chảy là chế độ ổn định nên áp lực nước va tại mọi tiết diện đều bằng không và lưu lượng là lưu lượng của dòng ổn định và bằng nhau ta có:

$$\xi_0^A = \xi_0^B = 0 ; \quad q_0^A = q_0^B = q_0 \quad (5-25)$$

q_0 - lưu lượng của chế độ ổn định ngay trước khi xảy ra nước va.

Điều kiện biên tại đầu đường ống:

Với giả thiết tại biên B đầu đường ống có bể áp lực hoặc hồ chứa có kích thước đủ lớn, khi đó có thể xem tại mọi thời điểm áp lực nước va ở đó bằng không:

$$\xi_\theta^B = \xi_{2\theta}^B = \dots = \xi_{n\theta}^B = \xi_0^B = 0 \quad (5-26)$$

Điều kiện biên tại tiết diện A cuối đường ống:

Điều chỉnh lưu lượng vào turbin ở cuối đường ống có thể bằng cách thay đổi độ mở cửa van ω đối với turbin xung kích (Van kim đối với turbine gáo) hoặc độ mở cánh hướng nước ao đối với turbin phản kích.

Với turbin xung kích ở thời điểm cuối pha thứ nhất :

$$q_{20}^A = \frac{Q_{20}^A}{Q_{\max}} = \frac{\omega_{20} \sqrt{2g(H_0 + \Delta H_{20}^A)}}{\omega_{\max} \sqrt{2gH_0}} = \tau_{20} \sqrt{1 + \xi_{20}^A} = \tau_1 \sqrt{1 + \xi_1} \quad (5-27)$$

trong đó: $\omega_{\max}$ - độ mở lớn nhất của cửa van; τ_1 - độ mở tương đối của cửa van ở thời điểm cuối pha thứ nhất; H_0 - cột nước công tác của turbin ở chế độ ổn định ban đầu.

Tương tự ở thời điểm cuối một pha thứ n bất kỳ:

$$q_{2n0}^A = \frac{Q_{2n0}^A}{Q_{\max}} = \frac{\omega_{2n0} \sqrt{2g(H_0 + \Delta H_{2n0}^A)}}{\omega_{\max} \sqrt{2gH_0}} = \tau_{2n0} \sqrt{1 + \xi_{2n0}^A} = \tau_n \sqrt{1 + \xi_n} \quad (5-28)$$

Với turbin phản kích ở thời điểm cuối pha thứ n bất kỳ sẽ là :

$$q_{2n0}^A = \frac{Q_{2n0}^A}{Q_{\max}} = \frac{Q_{12n0} D_1^2 \sqrt{H_0 + \Delta H_{2n0}^A}}{Q_{1\max} D_1^2 \sqrt{H_0}}$$

ở đây: Q_{12n0} - lưu lượng qui dẫn turbin ở thời điểm cuối pha thứ n của chế độ chuyển tiếp tương ứng với độ mở cánh hướng nước ao ở thời điểm này và phụ thuộc vào đặc tính của turbin, số vòng quay n và cột nước H thông qua số vòng quay qui dẫn $n_1 = \frac{nD_1}{H}$, nó được xác định trên quỹ đạo của quá trình chuyển tiếp trên đường đặc tính tổng hợp của turbin; $Q_{1\max}$ - lưu lượng qui dẫn tương ứng với độ mở lớn nhất của cánh hướng nước $a_{\max}$ và cột nước H_0 .

Như vậy, lưu lượng qua turbin trong quá trình chuyển tiếp biến đổi rất phức tạp không thể hiện được bằng hàm toán học tường minh, để giải được bài toán nước va này bằng phương pháp giải tích cần phải thay thế quan hệ này bởi một hàm gần đúng tương tự với (5-28) bằng cách xem sự biến đổi của lưu lượng qui dẫn Q_1' tỷ lệ với độ mở của cánh hướng nước ao, có nghĩa là:

$$\frac{Q_{12n\theta}}{Q_{\text{Im ax}}} \approx \frac{a_{02n\theta}}{a_{0\text{ max}}} = \tau_{2n\theta} = \tau_n$$

τ_n - độ mở tương đối của cánh hướng nước ở thời điểm cuối pha thứ n. Và khi đó biểu thức (5-29) có thể có dạng hoàn toàn tương tự (5-28)

$$q_{2n\theta}^A = \frac{Q_{2n\theta}^A}{Q_{\text{max}}} = \tau_{2n\theta} \sqrt{1 + \xi_{2n\theta}^A} = \tau_n \sqrt{1 + \xi_n} \quad (5-29)$$

Để xác định nghiệm của hệ phương trình dây chuyền ở cuối pha thứ nhất của quá trình chuyển tiếp, ta thay lần lượt từng cặp $n = 0, n = 1$ cùng với các điều kiện ban đầu và các điều kiện biên vào phương trình thứ nhất và thứ hai của hệ (5-22) ta có:

$$\begin{cases} q_{\theta}^B = q_0^A = q_0 \\ \xi_{2\theta}^A = 2\mu (q_{\theta}^B - q_{2\theta}^A) \end{cases}$$

Giải hệ phương trình trên ta có: $q_{2\theta}^A = q_{\theta}^B - \frac{\xi_{2\theta}^A}{2\mu} = q_0 - \frac{\xi_{2\theta}^A}{2\mu}$

Hay: $\tau_1 \sqrt{1 + \xi_1} = q_0 - \frac{\xi_1}{2\mu} \quad (5-30)$

Để xác định nước va pha thứ hai ta thay $n = 2, n = 3$ vào (5-22):

$$\begin{cases} \xi_{2\theta}^A = 2\mu (q_{2\theta}^A - q_{3\theta}^B) \\ \xi_{4\theta}^A = 2\mu (q_{3\theta}^B - q_{4\theta}^A) \end{cases}$$

Giải hệ phương trình trên với các điều kiện ban đầu, điều kiện biên:

$$\xi_{4\theta}^A + \xi_{2\theta}^A = 2\mu (q_{2\theta}^A - q_{4\theta}^A)$$

$$q_{4\theta}^A = q_{2\theta}^A - \frac{\xi_{4\theta}^A}{2\mu} - \frac{\xi_{2\theta}^A}{2\mu} = q_0 - \frac{\xi_{4\theta}^A}{2\mu} - \frac{\xi_{2\theta}^A}{\mu}$$

Hay: $\tau_2 \sqrt{1 + \xi_2} = q_0 - \frac{\xi_2}{2\mu} - \frac{\xi_1}{\mu} \quad (5-31)$

Tương tự như vậy ta lần lượt xác định giá trị nước va cho các pha tiếp theo sẽ được biểu thức tổng quát:

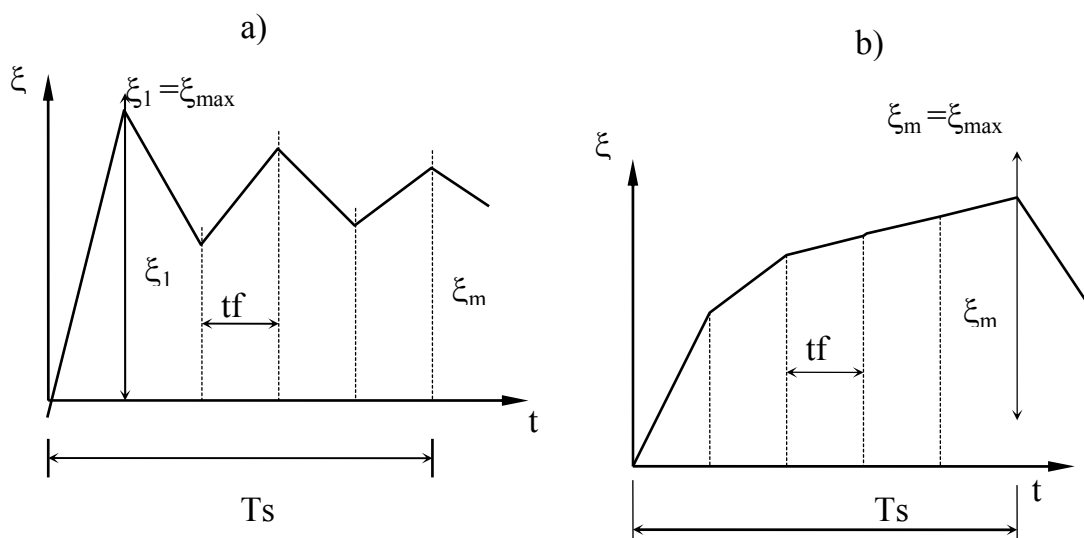
$$\tau_n \sqrt{1 + \xi_n} = q_0 - \frac{\xi_n}{2\mu} - \frac{1}{\mu} \sum_{i=1}^{n-1} \xi_i \quad (5-32)$$

Với phương trình tổng quát (5-32) và qui luật đóng mở của van hoặc cánh hướng nước $\tau = \tau(t)$ ta có thể lần lượt xác định các trị số áp lực nước và tương đối từ pha thứ nhất đến pha thứ n của toàn bộ quá trình chuyển tiếp: $\xi_1, \xi_2 \dots \xi_n$

5.4.3. Nước và pha thứ nhất và nước và pha giới hạn

Với phương trình tổng quát (5-32) ta có thể xác định các trị số áp lực nước và $\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_n$ tại các pha thứ n của toàn bộ quá trình chuyển tiếp, nhưng mục đích cuối cùng là xác định các trị số lớn nhất $\xi_{\max}$ của chúng tại các tiết diện đường ống nhằm kiểm tra khả năng làm việc ổn định của đường ống. Đối với nước và dương - kiểm tra khả năng chịu lực của ống và xác định tải trọng lên toàn bộ đường ống khi tính toán ổn định; nước và âm - kiểm tra khả năng xuất hiện chân không trong ống.

Kinh nghiệm thực tế tính toán và vận hành các trạm thủy điện cho thấy trị số áp lực nước và lớn nhất $\xi_{\max}$ xuất hiện hoặc ngay ở cuối pha thứ nhất (thường ở các TTĐ có cột nước $H \geq 150 \div 250m$), hoặc ở pha cuối cùng của quá trình chuyển tiếp (thường xảy ra ở các TTĐ có cột nước thấp). Sơ đồ biến đổi trị số áp lực nước và thể hiện trên hình 5-10.



Hình 5-10. Sơ đồ nước và pha thứ nhất (a) và pha giới hạn (b).

1. Nước và pha thứ nhất

Nước và pha thứ nhất là quá trình chuyển tiếp thủy lực trong ống dẫn nước áp lực mà trị số áp lực nước và đạt giá trị cực trị ở cuối pha thứ nhất, có nghĩa là $\xi_{\max} = \xi_1$. Như vậy, để xác định trị số áp lực nước và lớn nhất $\xi_{\max}$ trong trường hợp này ta sử dụng phương trình (5-30) và thay

$$q_0 = \frac{Q_0}{Q_{\max}} = \frac{Q_{I0}}{Q_{I\max}} = \frac{a_{00}}{a_{0\max}} = \tau_0$$

(τ_0 - là độ mở tương đối ban đầu của cánh hướng nước hoặc của van; a_{00} , $a_{0\max}$ - tương ứng là độ mở ban đầu và độ mở lớn nhất của cánh hướng nước) Ta có:

$$\tau_1 \sqrt{1 + \xi_1} = \tau_0 - \frac{\xi_1}{2\mu} \quad (5-30^*)$$

Giải phương trình (5-30*) bằng cách bình phương hai vế của nó ta có:

$$\xi_1 = 2\mu \left[(\tau_0 + \mu\tau_1^2) - \sqrt{(\tau_0 + \mu\tau_1^2)^2 - (\tau_0^2 - \tau_1^2)} \right] \quad (5-33)$$

Từ biểu thức (5-33) ta dễ dàng nhận thấy rằng nếu trong thời gian pha thứ nhất quá trình đóng kết thúc, có nghĩa là $\tau_1 = 0$ thì khi đó sẽ xảy ra nước va trực tiếp:

$$\xi_1 = 2\mu\tau_0 \quad (5-34)$$

$$\Delta H = \xi_1 H_0 = 2\mu\tau_0 H_0 = 2\mu q_0 H_0 = 2 \frac{cQ_{\max}}{2gFH_0} \frac{Q_0}{Q_{\max}} H_0 = \frac{c}{gF} Q_0 = \frac{c}{g} V_0$$

Rõ ràng đây là giá trị nước va trực tiếp tính theo (5-10).

2. Nước va pha giới hạn

Nước va pha giới hạn là quá trình chuyển tiếp thủy lực trong ống dẫn nước áp lực mà trị số áp lực nước va đạt giá trị cực trị ở pha cuối cùng m khi quá trình đóng mở turbin kết thúc, có nghĩa là $\xi_{\max} = \xi_m$. Như vậy, sử dụng phương trình (5-32) tính cho pha thứ m và pha thứ $m-1$ ngay trước đó ta có:

$$\tau_m \sqrt{1 + \xi_m} = q_0 - \frac{\xi_m}{2\mu} - \frac{1}{\mu} \sum_{i=1}^{m-1} \xi_i \quad (5-32^*)$$

$$\tau_{m-1} \sqrt{1 + \xi_{m-1}} = q_0 - \frac{\xi_{m-1}}{2\mu} - \frac{1}{\mu} \sum_{i=1}^{m-2} \xi_i \quad (5-32^{**})$$

Trừ hai vế của hai phương trình trên và xem $\xi_m \approx \xi_{m-1}$ ta có:

$$(\tau_m - \tau_{m-1}) \sqrt{1 + \xi_m} = -\frac{1}{\mu} \xi_m$$

Trên hình 5-11 với quá trình đóng mở turbin theo qui luật tuyến tính :

$$\Delta\tau = \tau_{m-1} - \tau_m = \frac{t_f}{T_s} = \frac{2L}{cT_s}$$

$$\text{Từ đó suy ra: } \Delta\tau\mu\sqrt{1 + \xi_m} = \xi_m \quad (5-32^{***})$$

Thay:

$$\sigma = \Delta\tau\mu = \frac{2L}{cT_s} \frac{cQ_{\max}}{2gFH_o} = \frac{LQ_{\max}}{gFH_oT_s} = \frac{LV_{\max}}{gH_oT_s} = \frac{T_w}{T_s} \quad -$$

được gọi là đặc trưng thứ hai của đường ống, là tỷ số giữa hằng số quán tính của ống và thời gian đóng mở cửa van, ta có:

$$\pm \sigma \sqrt{1 + \xi_m} = \xi_m \quad (5-35)$$

(Dấu “+” tương ứng với trường hợp đóng turbin; dấu “-” tương ứng với trường hợp mở turbin)

Giải phương trình (5-35) ta có:

$$\xi_m = \frac{\sigma}{2} \left(\sigma \pm \sqrt{\sigma^2 + 4} \right)$$

(5-36)

3. Điều kiện nước va pha thứ nhất, pha giới hạn và nước va trực tiếp

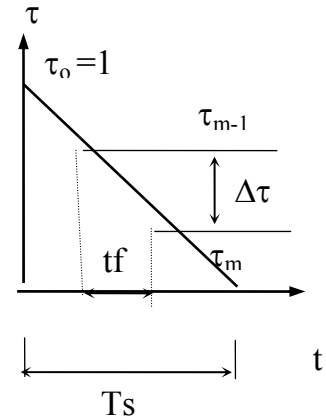
Như đã trình bày ở trên, trị số áp lực nước va lớn nhất xuất hiện hoặc ở cuối pha thứ nhất hoặc ở pha cuối cùng khi quá trình đóng mở turbin kết thúc. Như vậy, để xác định trị số $\xi_{\max}$, dựa vào các công thức(5-33) và (5-36) ta xác định nó cho cả hai trường hợp sau đó chọn giá trị lớn nhất. Để giảm bớt khối lượng và thời gian tính toán, ta cũng có thể nhận biết khả năng xuất hiện của chúng theo tiêu chuẩn ban đầu phụ thuộc và đặc tính đường ống áp lực.

Xét trường hợp đóng turbin, sử dụng phương trình (5-30*) để xác định trị số nước va tương đối ở cuối pha thứ nhất với việc khai triển gần đúng Tay-lo biểu thức trong căn bỏ qua vô cùng bé bậc cao ta có:

$$\begin{aligned} \tau_1 \left(1 + \frac{\xi_1}{2} \right) &= \tau_0 - \frac{\xi_1}{2\mu} \\ \Rightarrow \frac{\xi_1}{2} \left(\tau_1 + \frac{1}{\mu} \right) &= \tau_0 - \tau_1 = \Delta\tau \\ \Rightarrow \xi_1 &= \frac{2\Delta\tau\mu}{\mu\tau_1 + 1} = \frac{2\sigma}{\mu(\tau_0 - \Delta\tau) + 1} = \frac{2\sigma}{1 + \mu\tau_0 - \sigma} \end{aligned} \quad (5-37)$$

Cũng tương tự như vậy, triển khai Tay-lo (5-35), thay $\sigma \left(1 + \frac{\xi_m}{2} \right) = \xi_m$ ta có:

$$\xi_m = \frac{2\sigma}{2 - \sigma} \quad (5-38)$$



Hình 5-11. Quá trình đóng turbin

So sánh (5-37) và (5-38) ta dễ dàng nhận thấy nước va lớn nhất xuất hiện ở cuối pha thứ nhất tức là $\xi_1 > \xi_m$ khi: $\mu\tau_0 < 1$ và ngược lại - sẽ xuất hiện ở pha giới hạn. Xét trường hợp cắt tải, áp lực nước va lớn nhất sẽ xảy ra ở cuối pha thứ nhất khi:

$$\mu\tau_0 = \frac{cV_{\max}}{2gH_0} \tau_0 < 1. \text{ Trong thực tế với đường ống thép } c = 750 \div 1200 \text{ m/s; vận tốc kinh}$$

tế trong ống $V_{\max} = 3 \div 6 \text{ m/s}$. Điều đó có nghĩa rằng, trong trường hợp đóng turbin, ở trạm thủy điện cột nước cao ($H > 250 \div 300 \text{ m}$) khả năng xảy ra nước va pha thứ nhất là rất lớn ngay cả trường hợp đóng turbin từ độ mở lớn nhất và ngược lại ở trạm thủy điện cột nước thấp thường xảy ra nước va pha giới hạn.

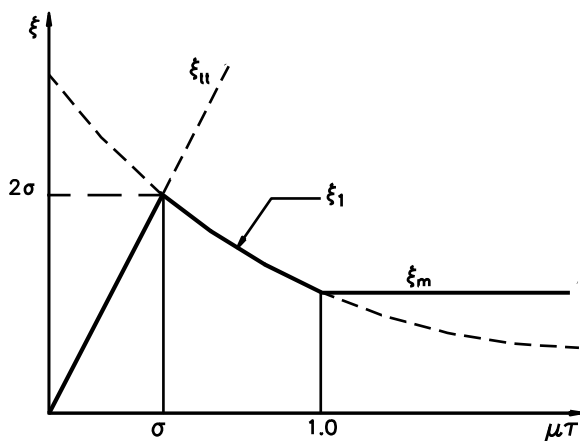
Cần lưu ý rằng, trong trường hợp đóng turbin theo qui luật đường thẳng từ độ mở nhỏ có khả năng xảy ra nước va trực tiếp. Khi đóng turbin từ độ mở ban đầu $\tau_0 \leq \frac{t_f}{T_s}$,

tức là trong thời gian pha thứ nhất cánh hướng nước turbin đã đóng hoàn toàn từ độ mở ban đầu τ_0 , khi đó trị số nước va trực tiếp được xác định theo công thức (5-34). Điều kiện giới hạn nước va trực tiếp trong trường hợp này là:

$$\mu\tau_0 \leq \mu \frac{t_f}{T_s} = \frac{LV_{\max}}{gH_0 T_s} = \sigma$$

Và độ mở ban đầu lớn nhất để xuất hiện nước va trực tiếp $\tau_0 = \frac{\sigma}{\mu}$ được gọi là độ

mở tới hạn, trị số áp lực nước va tới hạn $\xi_{\max} = 2\sigma$, nếu độ mở này lớn hơn độ mở không tải của turbin thì cần phải tính toán để giảm trị số này bằng cách giảm tốc độ đóng turbin trong giai đoạn cuối cùng để tránh xảy ra nước va trực tiếp khi cắt tải từ độ mở nhỏ. Trên hình 5-12 biểu diễn phạm vi xuất hiện các loại nước va khi đóng turbin.



Hình 5-12. Sơ đồ phạm vi xuất hiện các loại nước va

4. áp lực nước va khi tính tới đặc tính của turbin

Các công thức xác định áp lực nước va pha (5-33) ÷ (5-38) với giả thiết qui luật thay đổi độ mở cánh hướng nước turbin theo đường thẳng và sự biến đổi lưu lượng qua turbin Q_1 tỷ lệ thuận với độ mở. Như vậy trong các công thức trên chưa xét tới sự ảnh hưởng của qui luật thay đổi độ mở và đặc tính turbin đến áp lực nước va, chúng có thể tương đối phù hợp đối với các loại turbin xung kích. Trong thực tế qui luật thay đổi độ mở và sự biến đổi lưu lượng qua turbin không tuyến tính. Để xét tới các yếu tố này G.I. Kriptrenco đã đưa vào các công thức (5-37), (5-38) hệ số hiệu chỉnh:

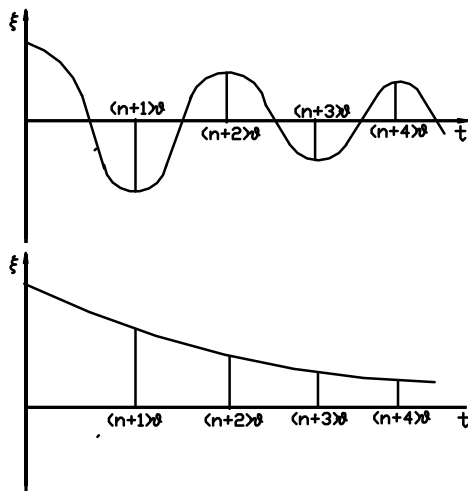
$$\xi_1 = \frac{2\sigma}{1 + 2b(\mu\tau_0 - \sigma)} \quad (5-37^*)$$

$$\xi_m = \frac{2\sigma}{1 - b\sigma} \quad (5-38^*)$$

Hệ số b phụ thuộc vào tỷ tốc của turbin và xác định bằng các công thức thực nghiệm:

- Trường hợp đóng turbin: $b = 0,7 - ns / 1000$
- Trường hợp mở turbin: $b = 1,1 - ns / 600$

5.4.4. Dao động áp lực nước và trong đường ống sau khi kết thúc quá trình đóng, mở turbin (hoặc cửa van)



Hình 5-13. Sơ đồ giao động áp lực nước và sau khi cắt tải

Sau khi đóng cánh hướng nước (hoặc cửa van) từ độ mở ban đầu τ_0 đến độ mở cuối cùng τ_c áp lực nước và trong đường ống tiếp tục giao động từ dương sang âm và ngược lại tiếp tục giao động sau một thời gian (hình 5-13,a.). Cũng có thể giao động của sóng nước và biến đổi giảm dần nhưng không đổi dấu (hình 5-13,b). Đặc tính của các giao động sau khi đóng turbin phụ thuộc vào đặc tính của đường ống μ , vào qui trình đóng turbin, đặc tính độ mở cuối cùng của turbin. Nếu cánh hướng nước đóng hoàn toàn thì giao động sẽ kéo dài, nếu không kể đến tổn thất thủy lực thì giao động không tắt.

Quá trình giao động sóng nước và sau khi mở cửa van hoặc turbin cũng tương tự như vậy, giao động có thể đổi dấu từ âm sang dương rồi ngược lại và cũng có thể là tắt dần và không đổi dấu.

5.5. TÍNH TOÁN NƯỚC VÀ BẢNG PHƯƠNG PHÁP ĐỒ GIẢI

Hạn chế của phương pháp giải tích trong việc tính toán nước và là tại biên cuối ống quan hệ giữa lưu lượng và độ mở phải biểu diễn được dưới dạng một hàm toán học tường minh. Điều này chỉ phù hợp với trường hợp cuối đường ống là cửa van như ở turbin xung kích. Đối với turbin phản kích, lưu lượng qua turbin trong quá trình chuyển tiếp biến đổi rất phức tạp, phụ thuộc vào nhiều yếu tố như đặc tính độ mở ao của cánh hướng nước turbin. Trong trường hợp cắt tải nó còn phụ thuộc vào sự thay đổi tốc độ quay của turbin khi nó bị cắt khỏi hệ thống điện. Ngoài ra, với turbin cánh

quay nó còn phụ thuộc vào góc quay của bánh xe công tác (BXCT) trong quá trình điều chỉnh liên hợp của cánh hướng nước. Nói tóm lại, lưu lượng qua turbin phản kích ngoài các yếu tố về qui luật đóng mở cánh hướng nước còn phụ thuộc vào đặc tính turbin mà các đặc tính này không biểu diễn bằng hàm toán học mà là đường đặc tính tổng hợp được xây dựng bằng thực nghiệm. Do những hạn chế đó để giải được bằng phương pháp giải tích cần phải đơn giản hoá bài toán, hay nói cách khác bỏ qua yếu tố ảnh hưởng của đặc tính turbin mà xem lưu lượng qua turbin tỷ lệ với độ mở CHN và thể hiện dưới dạng biểu thức (5-28).

Phương pháp đồ giải cho phép ta giải quyết được một số nhược điểm của phương pháp giải tích, tính được mức độ ảnh hưởng nhất định của đặc tính turbin bằng cách sử dụng đặc tính tổng hợp của chúng, kết quả tính toán tương đối chính xác.

Sau đây sẽ trình bày phương pháp tính toán nước va trong đường ống đơn giản (ống đơn không rẽ nhánh, các đặc trưng của đường ống c , F tại các tiết diện như nhau) trong các trường hợp đóng và mở turbin tổ máy thủy điện với turbin phản kích cánh cố định.

5.5.1. Điều kiện ban đầu

Tại thời điểm ban đầu $t = 0$, chế độ dòng chảy trong ống áp lực là chế độ ổn định. Nếu bỏ qua tổn thất thủy lực thì lưu lượng Q và cột nước đo áp H (so với mặt chuẩn) tại tất cả các tiết diện là như nhau:

$$H_0^A = H_0^B = H_0 \quad \text{và} \quad Q_0^A = Q_0^B = Q_0$$

5.5.2. Điều kiện biên

1. Tại tiết diện B-B đầu đường ống: Với giả thiết hồ chứa hoặc bể áp lực có kích thước lớn, cột nước tại đây không đổi trong suốt quá trình chuyển tiếp:

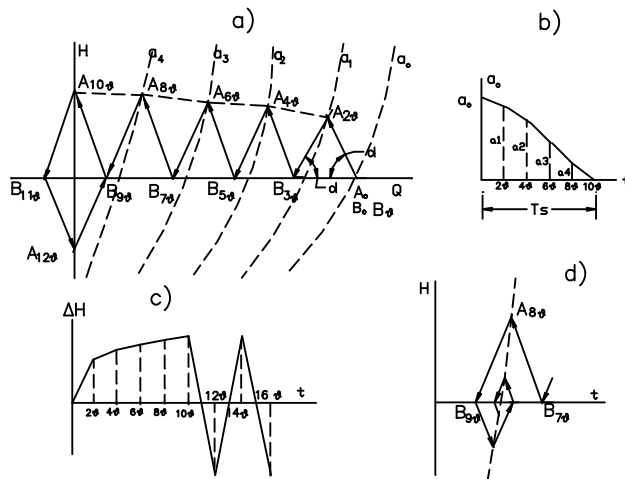
$$H_0^B = H_0 = \text{const}$$

2. Tại tiết diện A-A cuối đường ống: Lưu lượng qua turbin được điều chỉnh bằng độ mở ao của cánh hướng nước và biến đổi rất phức tạp thể hiện qua đường đặc tính của nó trên hình 5-2 và biểu thức (5-24). Trong tính toán gần đúng, nếu bỏ qua sự ảnh hưởng của tốc độ quay đến lưu lượng qua turbin (Điều này đúng với turbin xung kích và turbin tâm trục tỷ tốc trung bình) thì lưu lượng qui dẫn Q'_I chỉ phụ thuộc vào độ mở ao, do vậy điều kiện biên tại A-A sẽ là:

$$Q_t^A = Q_{I(a_0)} D_I^2 \sqrt{H_t^A} \quad (5-24^*)$$

Căn cứ vào (5-24*) và độ mở ao tại các thời điểm cuối các pha nước va tương ứng 20, 40, 60, ... trên đường đặc tính tổng hợp chủ yếu xác định Q'_I và xây dựng đặc tính độ mở $a_0 = \text{const}$ trên đường đặc tính vận hành $Q \sim H$ hình 5-14,a (Ta chỉ nên xây dựng các đường đặc tính này trên phạm vi dao động cột nước ΔH xung quanh H_0 đủ để giải bằng đồ giải). Độ mở a_0 cánh hướng nước ở các thời điểm được xác định theo qui trình đóng mở cho trước hình 5-13,b.

5.5.3. Tính toán nước và trong trường hợp giảm tải



Hình 5-14. Tính toán nước và khi giảm tải

Xét tại thời điểm $t = 0$:
 $H^A = H^B = H_0$; $Q^A = Q^B = Q_0$,
 chế độ này được biểu diễn bằng tọa độ điểm A₀, B₀ trên hình 5-13,a.

Để xác định các đặc trưng H, Q tại các tiết diện A-A, B-B ở các thời điểm khác nhau của chế độ chuyển tiếp ta giải hệ phương trình dây chuyền (5-21) kết hợp với qui trình đóng turbin cho trước (hình 5-14,b) và các điều kiện biên.

Với $n = 0$ thay vào phương trình thứ nhất kết hợp các điều kiện ban đầu, điều kiện biên B-B ta có:

$$\begin{cases} H_0^A - H_0^B = \frac{c}{gF} [Q_0^A - Q_0^B] \\ H_0^A = H_0^B = H_0 \end{cases}$$

Từ hệ phương trình trên suy ra : $Q_0^B = Q_0^A = Q_0$ nên tọa độ điểm B₀ trùng với A₀, B₀.

Thay $n = 1$ vào phương trình thứ hai của hệ (5-21) và kết hợp với điều kiện biên A-A ta có:

$$\begin{cases} H_0^B - H_{20}^A = -\frac{c}{gF} [Q_0^B - Q_{20}^A] \\ Q_{20}^A = Q_{I(a_1)} D_1^2 \sqrt{H_{20}^A} \end{cases}$$

Từ phương trình thứ nhất ta thấy tại tiết diện A-A xét quan hệ H~Q nó là phương trình đường thẳng với góc nghiêng $\text{tg} \delta = -\frac{c}{gF}$ đi qua điểm B₀ (tọa độ $Q_0^B = Q_0^A = Q_0$, $H_0^B = H_0$), giao điểm của đường thẳng này với đường cong đặc tính độ mở $Q = Q(a_0, H)$ khi $a_0 = a_{20} = a_1 = \text{const}$ xác định tọa độ của chế độ chuyển tiếp tại tiết diện A-A ở thời điểm cuối pha thứ nhất 2φ (điểm A₂₀).

Tương tự từ (5-21) thay $n = 2$ vào phương trình thứ nhất và kết hợp với điều kiện biên B-B ta có:

$$\begin{cases} H_{2\theta}^A - H_{3\theta}^B = \frac{c}{gF} [Q_{2\theta}^A - Q_{3\theta}^B] \\ H_{3\theta}^B = H_0 \end{cases}$$

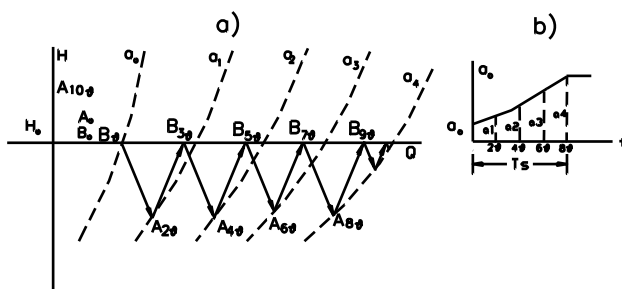
Nghiệm của hệ phương trình trên là giao điểm của đường thẳng đi qua điểm $A_{2\theta}$ với góc nghiêng $\operatorname{tg}\delta = \frac{c}{gF}$ và đường thẳng $H_{3\theta}^B = H_0$ tại điểm $B_{3\theta}$.

Thay $n = 3$ vào phương trình thứ hai của hệ (5-21) và kết hợp với điều kiện biên A-A ta có:

$$\begin{cases} H_{3\theta}^B - H_{4\theta}^A = -\frac{c}{gF} [Q_{3\theta}^B - Q_{4\theta}^A] \\ Q_{4\theta}^A = Q_{I(a_2)} D_1^2 \sqrt{H_{4\theta}^A} \end{cases}$$

Nghiệm của hệ phương trình trên là giao điểm của đường thẳng đi qua điểm $B_{3\theta}$ với góc nghiêng $\operatorname{tg}\delta = -\frac{c}{gF}$ và đường cong đặc tính độ mở $Q = Q(a_0, H)$ khi $a_0 = a_{4\theta} = a_2 = \text{const}$ xác định tọa độ của chế độ chuyển tiếp tại tiết diện A-A ở thời điểm cuối pha thứ hai 4θ (điểm $A_{4\theta}$).

Cứ tiếp tục như vậy ta có thể xác định các điểm $B_{5\theta} \rightarrow A_{6\theta} \rightarrow B_{7\theta} \rightarrow A_{8\theta} \rightarrow B_{9\theta} \rightarrow A_{10\theta} \dots$ tọa độ của chúng là các đặc trưng Q, H tại các tiết diện A-A và B-B của toàn bộ quá trình chuyển tiếp thể hiện trên hình 5-13,a. Cần lưu ý rằng, ở thời điểm $t = 10\theta$ và sau đó turbin đóng hoàn toàn, điều kiện biên tại A-A được thay bằng phương trình: $Q_{10\theta}^A = 0$ quá trình chuyển động không ổn định vẫn tiếp diễn, nếu không kể tới tổn thất do ma sát thì quá trình này là giao động không tắt. Trong trường hợp đóng turbin đến một độ mở cuối cùng khác không (không đóng hoàn toàn), quá trình giao động sẽ nhanh chóng tắt và cách xác định chúng hoàn toàn tương tự (hình 5-13,d).



Hình 5-15. Tính toán nước và khi tăng tải

$A_{8\theta}, \dots (\theta = L/c)$.

5.5.4. Tính toán nước và trong trường hợp tăng tải

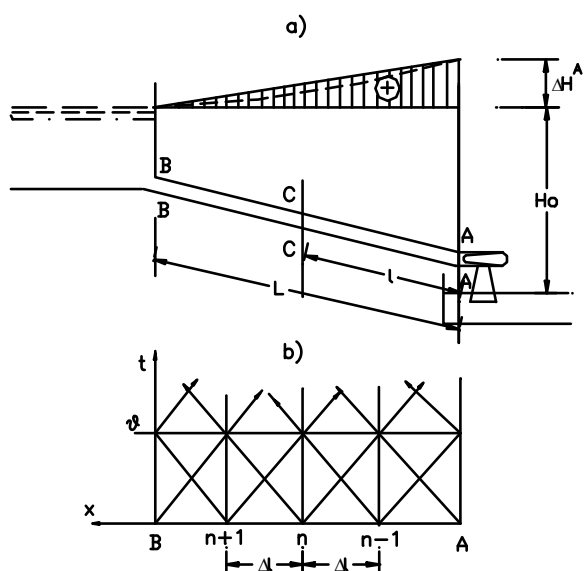
Các bước tiến hành và nguyên lý tính toán bằng đồ giải của quá trình mở turbin từ a_0 đến a_4 theo qui luật xác định hình 5-15,b hoàn toàn tương tự như quá trình đóng

Từ kết quả tính toán đồ giải hình 5-14,a. ta xây dựng biểu đồ quan hệ áp lực nước và $\Delta H^A = H^A - H_0$ với thời gian t gọi là biểu đồ khai triển áp lực nước và (hình 5-14,c). Biểu đồ này được xây dựng bằng cách lấy trực tiếp trị số áp lực nước và tại các thời điểm tính toán cuối các pha nước và $t = 2\theta, 4\theta, 6\theta, 8\theta, \dots$ tương ứng $A_{2\theta}, A_{4\theta}, A_{6\theta},$

turbin, được thể hiện trên hình 5-15,a.: Điểm xuất phát từ độ mở ao ban đầu với toạ độ của các điểm A_0 , B_0 , B_0 . áp lực nước và trong trường hợp này $\Delta H < 0$.

Giao động sóng nước và trong quá trình tăng tải sẽ chóng ổn định.

5.6. PHÂN BỐ ÁP LỰC NƯỚC VÀ THEO CHIỀU DÀI ỐNG



Hình 5-16: Sơ đồ tính toán nước và tại các tiết diện trung gian

5.6.1. Mục đích: của việc tính toán nước và nhằm xác định áp lực nước trong đường ống tại các tiết diện, trên cơ sở đó để tính toán đảm bảo các điều kiện chịu lực của đường ống. Trong các phương pháp trình bày trên ta mới chỉ xác định trị số áp lực nước và tại tiết diện A-A ở cuối đường ống. Muốn vậy ta cần phải xác định sự phân bố áp lực nước và dọc theo chiều dài ống. Tính toán phân bố áp lực nước và dương nhằm xác kiểm tra khả năng chịu áp suất trong của vỏ ống, hay nói cách khác là kiểm tra độ dày thành ống. Đối với nước và âm đường đo áp thấp nhất dọc theo đường ống quyết định vị trí đặt đường ống để tránh khả năng xuất hiện chân không trong đường ống

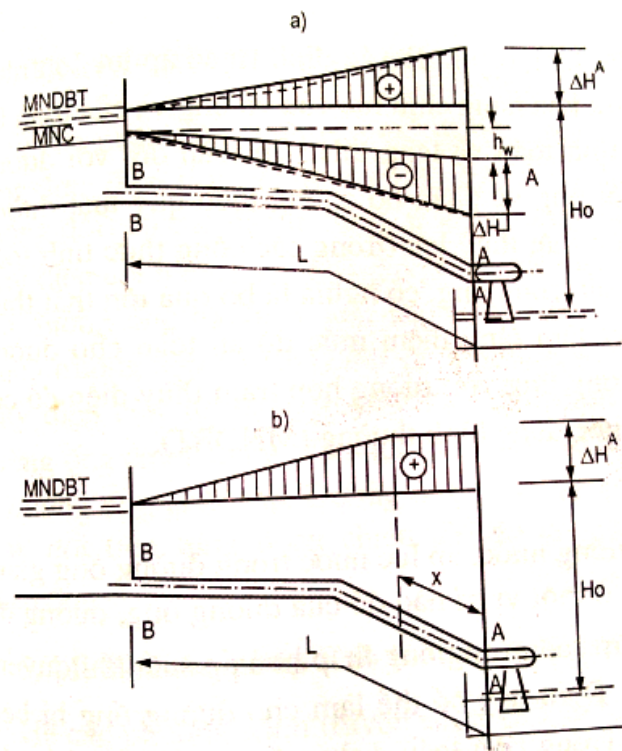
có thể làm bẹp ống khi turbin thực hiện các quá trình chuyển tiếp. Để xây dựng được đường phân bố áp lực nước và dọc theo chiều dài ống cần phải xác định được trị số áp lực nước và tại các tiết diện trung gian của đường ống.

5.6.2. Xây dựng đường phân bố áp lực nước và dọc theo chiều dài ống

1. Phương pháp chung để xác định trị số áp lực nước và tại các mặt cắt trung gian C-C của đường ống (trên sơ đồ hình 5-16,a.) dựa vào hệ phương trình dây chuyền sóng nước và (5-18) và (5-20):

$$\begin{cases} H_{t-\frac{l}{c}}^A - H_t^C = \frac{c}{gF} \left[Q_{t-\frac{l}{c}}^A - Q_t^C \right] \\ H_{t-\frac{L-l}{c}}^B - H_t^C = -\frac{c}{gF} \left[Q_{t-\frac{L-l}{c}}^B - Q_t^C \right] \end{cases} \quad (5-39)$$

ở đây, các đặc trưng Q, H ở các tiết diện A-A và B-B ở các thời điểm trước thời điểm t đã biết. Với hệ phương trình (5-39) ta có thể xác định Q, H tại các tiết diện trung gian C-C bất kỳ. Khó khăn trong việc giải hệ phương trình (5-39) ở chỗ các đặc trưng Q, H tại các tiết diện biên A-A, B-B không cùng chung thời điểm nên trong tính toán phải nội suy. Để xác định được trị số áp lực nước và lớn nhất cần phải tính toán cho toàn bộ



quá trình chuyển tiếp nên khối lượng tính toán rất lớn và phức tạp. Để đơn giản tính toán, loại trừ bước nội suy ta có thể chia đường ống thành các đoạn đều nhau theo lưới đường đặc tính hình 5-16b và hệ phương trình (5-39) có thể viết:

$$\begin{cases} H_{t-\theta}^{n-1} - H_t^n = \frac{c}{gF} [Q_{t-\theta}^{n-1} - Q_t^n] \\ H_{t-\theta}^{n+1} - H_t^n = -\frac{c}{gF} [Q_{t-\theta}^{n+1} - Q_t^n] \end{cases} \quad (3-39^*)$$

trong đó: các chỉ số $n-1, n, n+1$ - thứ tự tiết diện đường ống; $t, t-\theta$ - chỉ số thời điểm tính toán; $\theta = \Delta l/c$ - bước thời gian sóng di chuyển giữa hai tiết diện.

Hình 5-17. Sơ đồ phân bố áp lực nước và

Theo sơ đồ lưới đường đặc tính hình 5-15b và hệ phương trình (5-39*) ta có thể xác định sự biến đổi của các đặc trưng Q, H cho toàn bộ các tiết diện của đường ống trong quá trình chuyển tiếp và trên cơ sở đó xây dựng đường phân bố áp lực nước và dọc theo chiều dài đường ống..

Trong thực tế tính toán đường ống không cần thiết phải xác định cho tất cả các tiết diện mà ta chỉ cần tính toán cho một số tiết diện nguy hiểm nhất nhằm kiểm tra sự làm việc bình thường của ống.

2. Sự phân bố áp lực nước và dọc theo chiều dài ống

Thực tế nghiên cứu cho thấy rằng đặc điểm của sự phân bố áp lực nước và theo chiều dài ống phụ thuộc vào đặc tính của đường ống, độ mở ban đầu của cánh hướng nước turbine (hoặc cửa van). Các yếu tố này quyết định trạng thái nước va. Nếu trạng thái nước va là nước va pha thứ nhất thì qui luật phân bố áp lực theo đường cong lõm và ngược lại nếu trạng thái nước va là nước va pha giới hạn thì qui luật phân bố của nó theo chiều dài ống gần như đường thẳng (hình 5-17), có nghĩa là trị số áp lực nước va tại các tiết diện tỷ lệ với chiều dài tính từ đầu đường ống đến tiết diện đang xét. Đối

với đoạn ống chịu áp lực nước và trực tiếp thì sự phân bố áp lực nước và không phụ thuộc vào chiều dài ống, trị số của nó xác định theo công thức (5-10) hoặc (5-34).

Do đặc điểm của sự phân bố áp lực nước và nói trên và mục đích tính toán khác nhau, để giảm khối lượng tính toán người ta xác định trị số áp lực nước và tại tiết diện cuối ống rồi phân bố gần đúng theo các qui luật tương ứng (Hình 5-17).

a. Phân bố áp lực nước và dương:

Mục đích của tính toán nước và dương khi đóng turbin là xác định trị số áp lực lớn nhất trong ống tại các tiết diện để tính toán kiểm tra khả năng chịu lực của vỏ ống và của toàn bộ đường ống. Vì vậy với mục đích đơn giản tính toán và tăng thêm an toàn đối với đường ống người ta xác định trị số lớn nhất tại cuối ống và phân bố chúng theo qui luật đường thẳng với mọi trạng thái nước và bỏ qua tổn thất thủy lực (Trong các công thức tính toán nước và được trình bày ở trên đều bỏ qua ma sát trong ống, có nghĩa là bỏ qua tổn thất thủy lực. Trong tính toán nước và dương điều này làm tăng thêm mức độ an toàn cho đường ống). Trường hợp tính toán nước và dương tương ứng với trường hợp trạm thủy điện có cột nước cao nhất, mực nước thượng lưu là mực nước dâng bình thường MNDBT.

b. Phân bố áp lực nước và âm:

Trong quá trình chuyển tiếp khi mở cánh hướng nước, áp lực nước trong đường ống giảm xuống (áp lực nước và ΔH có giá trị âm). Nếu ở một vị trí nào đó của đường ống, đường đo áp thấp nhất thấp hơn vị trí đặt ống thì tại đó áp suất trong ống thấp hơn áp suất khí quyển, nghĩa là tại đó xuất hiện áp suất chân không. Điều này có thể làm cho đường ống bị bẹp nếu độ cứng của đường ống không đảm bảo. Trong tính toán đường ống phải đảm bảo độ chân không này không vượt quá trị số cho phép. Nếu độ chân không ở vị trí nào đó lớn hơn trị số cho phép cần phải có biện pháp giảm nó bằng cách hạ thấp đường ống tại vị trí đó.

Để xây dựng đường đo áp thấp nhất cần phải xây dựng biểu đồ phân bố áp lực nước và âm dọc theo chiều dài và phải tính đến tổn thất thủy lực trong ống. Nước và âm thông thường là nước và pha thứ nhất cho nên qui luật phân bố áp lực nước và âm không tuân theo qui luật đường thẳng mà là đường cong lõm, vì thế cần phải tính toán xác định trị số áp lực nước và âm lớn nhất ở một vài điểm nguy hiểm nhất. Biểu đồ phân bố áp lực nước và đặt dưới đường phân bố tổn thất thủy lực. Tổn thất thủy lực trong tính toán gần đúng tính với lưu lượng tương ứng với độ mở ổn định cuối cùng.

c. Phân bố áp lực nước và trực tiếp:

Khi thời gian đóng mở turbin $T_s < 2L/c$ trong ống sẽ xuất hiện nước và trực tiếp với trị số lớn nhất $\Delta H_{\max} = -\frac{c}{g} \Delta V$ nhưng không phân bố trên toàn bộ chiều dài đường ống. Phần đường ống trước thời điểm kết thúc điều chỉnh sóng phản hồi đã lan truyền đến, chịu áp lực nước và gián tiếp và qui luật phân bố của chúng đã trình bày ở trên. Phần đường ống còn lại ở cuối đường ống với chiều dài x trên hình 5-17,b sẽ phân bố áp lực nước và trực tiếp.

Từ sơ đồ hình 5-17b ta có thể xác định chiều dài x:

$$T_s + \frac{x}{c} = \frac{2L - x}{c}$$

hay
$$x = L - \frac{cT_s}{2}$$

5.7. TÍNH TOÁN NƯỚC VÀ TRONG ĐƯỜNG ỐNG PHỨC TẠP

ở các phần trên trình bày các trường hợp tính toán nước và đối với đường ống đơn giản (ống đơn, diện tích tiết diện, chiều dày và vật liệu ống không đổi tức là tốc độ truyền sóng c không đổi) có các đặc trưng μ , σ không thay đổi theo chiều dài ống. Trong thực tế với trạm thủy điện cột nước cao, đường ống dài với mục đích kinh tế và tăng cường khả năng chịu lực của đường ống người ta làm chúng có tiết diện thay đổi và chiều dày ống thay đổi, trong nhiều trường hợp còn thay đổi cả hình thức kết cấu cũng như vật liệu làm ống. ở nhiều trạm thủy điện còn sử dụng phương thức cấp nước theo nhóm hoặc cấp nước liên hợp với một đường ống chính cung cấp nước cho nhiều tổ máy. Những đường ống như thế được gọi chung là đường ống phức tạp. Đường ống phức tạp có tốc độ truyền sóng c và diện tích tiết diện F thay đổi trên từng đoạn chiều dài do đó các đặc trưng μ , σ cũng khác nhau trên từng đoạn ống.

5.7.1. Phương pháp tính toán nước và trong ống phức tạp

Hệ các phương trình truyền sóng viết dưới dạng (5-18),(5-20), (5-21) chỉ đúng với đoạn ống đơn giản. Việc tính toán nước và trong đường ống phức tạp cũng hoàn toàn tương tự như khi tính toán xác định trị số nước và ở các tiết diện trung gian để phân bố áp lực nước và dọc theo chiều dài ống. Điểm khác biệt ở đây là phương trình truyền sóng trên đoạn ống nào thì sử dụng đặc trưng c, F hoặc μ của đoạn ống đó. Ví dụ để xác định các đặc trưng Q,H tại tiết diện C trên sơ đồ hình 5-17b sử dụng hệ phương trình (5-39) ta có thể viết:

$$\begin{cases} H_{t-\frac{l_3}{c_3}}^A - H_t^C = \frac{c_3}{gF_3} \left[Q_{t-\frac{l_3}{c_3}}^A - Q_t^C \right] \\ H_{t-\frac{l_2}{c_2}}^D - H_t^C = -\frac{c_2}{gF_2} \left[Q_{t-\frac{l_2}{c_2}}^D - Q_t^C \right] \end{cases} \quad (5-39^{**})$$

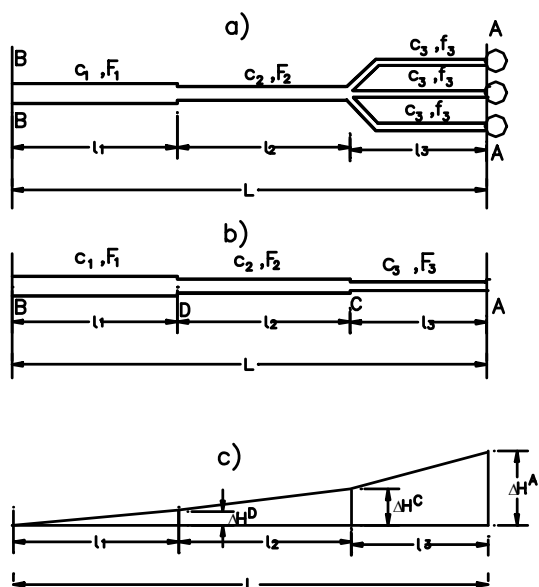
hoặc có thể sử dụng phương trình (5-39*) và lưới đường đặc trưng bằng cách chia đường ống ra nhiều đoạn tương ứng với $\Delta l_1, \Delta l_2, \Delta l_3$ sao cho thời gian di chuyển sóng nước và giữa hai mặt cắt là như nhau trên toàn bộ đường ống, cụ thể là:

$$\theta = \frac{\Delta l_1}{c_1} = \frac{\Delta l_2}{c_2} = \frac{\Delta l_3}{c_3}$$

Trong trường hợp đường ống rẽ nhánh (ví dụ sơ đồ hình 5-17a), việc tính toán về nguyên lý cũng không có gì khác, điểm cần lưu ý ở đây là tại mặt cắt phân nhánh cần

phải có thêm phương trình cân bằng lưu lượng $Q_2^C = \sum_1^N Q_{3,i}^C$, trong đó: Q_2^C - lưu lượng trong đường ống cuối đoạn thứ 2; $Q_{3,i}^C$ - lưu lượng đầu ống nhánh thứ i ; N - số lượng ống nhánh.

5.7.2. Phương pháp gần đúng tính toán nước va trong ống phức tạp



Hình 5-18. Sơ đồ tính toán nước va trong đường ống phức tạp

Sử dụng các phương pháp giải tích hoặc đồ giải để giải bài toán nước va trong ống phức tạp đòi hỏi khối lượng tính toán rất lớn, nếu không ứng dụng tin học để giải thì khó có thể thực hiện được. Để đơn giản hoá tính toán và kết quả ở mức độ chính xác có thể chấp nhận được người ta thay thế đường ống phức tạp bằng đường ống đơn giản tương đương có các đặc tính $\bar{c}$ và $\bar{F}$ không thay đổi theo chiều dài trên cơ sở bảo toàn tổng chiều dài đường ống, pha truyền sóng nước và t_f và tổng động năng khối nước trong ống.

Để làm điều đó, trước hết chuyển đường ống rẽ nhánh về đường ống đơn có đặc tính thay đổi bằng cách giữ nguyên các đoạn ống chính, cắt bỏ đoạn ống nhánh cụt (ống đóng kín không tham gia quá trình chuyển tiếp), ghép các ống nhánh lại với nhau trên

cơ sở bảo toàn chiều dài, tổng diện tích tiết diện các ống nhánh, đồng thời bảo toàn tốc độ truyền sóng c trên các ống nhánh. (Trên hình 5-18b diện tích $F_3 = 2f_3$ với giả thiết một ống nhánh đóng kín). Điều này chỉ là gần đúng, nó chỉ phù hợp khi các ống nhánh có các đặc trưng μ , σ như nhau, nghĩa là chúng có tiết diện, chiều dài, vận tốc truyền sóng và vận tốc dòng chảy như nhau)

Bước tiếp theo là chuyển ống đơn có đặc tính thay đổi về ống đơn giản tương đương với chiều dài $L = \sum l_i$ trên cơ sở bảo toàn pha nước va và tổng động năng:

- Từ nguyên lý bảo toàn pha nước va:

$$t_f = \frac{2L}{c} = \frac{2l_1}{c_1} + \frac{2l_2}{c_2} + \frac{2l_3}{c_3}$$

suy ra đường ống tương đương có tốc độ truyền sóng :

$$\bar{c} = \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{l_i}{c_i}} \quad (5-40)$$

- Từ nguyên lý bảo toàn tổng động năng dòng chảy ổn định ban đầu trong ống:

$$\rho \bar{F} L \frac{\bar{v}^2}{2} = \rho \left(F_1 l_1 \frac{v_1^2}{2} + F_2 l_2 \frac{v_2^2}{2} + F_3 l_3 \frac{v_3^2}{2} \right)$$

$$\Rightarrow QL\bar{v} = \sum_{i=1}^n Ql_i v_i$$

$$\Rightarrow \bar{v} = \frac{\sum_{i=1}^n l_i v_i}{L} \quad (5-41)$$

$$\text{hay } \bar{F} = \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{l_i}{F_i}} \quad (5-42)$$

Khi đó các đặc trưng của đường ống tương đương sẽ là :

$$\bar{\mu} = \frac{\bar{c} \bar{v}_{\max}}{2gH_o} = \frac{\bar{c} Q_o}{2gFH_o} \quad (5-43)$$

$$\bar{\sigma} = \frac{L \bar{v}_{\max}}{gH_o T_s} = \frac{LQ_o}{gFH_o T_s} \quad (5-44)$$

Trên cơ sở các đặc trưng của đường ống đơn giản tương đương tính toán xác định trị số áp lực nước và lớn nhất ở tiết diện A-A cuối ống. Qui luật phân bố áp lực nước và trong đường ống đơn có đặc tính thay đổi tỷ lệ thuận với tổng động năng khối nước trong ống kể từ đầu ống đến tiết diện đang xét, ví dụ tại mặt cắt C-C hình 5-18:

$$\Delta H_{\max}^C = \Delta H_{\max}^A \frac{\left(\sum l_i v_i \right)_{CB}}{\left(\sum l_i v_i \right)_{AB}} \quad (5-45)$$

Cần lưu ý rằng, trong trường hợp xảy ra nước va trực tiếp, do sóng phản xạ chưa kịp trở lại tiết diện A-A cuối ống nên đặc tính thay đổi của đường ống không ảnh hưởng tới trị số áp lực nước va trực tiếp. Do đó trong các công thức tính áp lực nước va trực tiếp ở các tiết diện sử dụng các đặc trưng μ hoặc c , F của các đoạn ống tương ứng, ví dụ để tính áp lực nước va trực tiếp tại tiết diện A-A sử dụng các đặc trưng của đoạn ống cuối cùng.

Qua tính toán thực tế đã chứng minh rằng, đối với đường ống không rẽ nhánh, nếu thời gian đóng mở T_S tương đối dài so với pha nước va trong toàn bộ đường ống T_s

$\geq (2,5 \div 3,0)$ tf thì việc tính toán gần đúng bằng cách thay thế đường ống tương đương cho kết quả tương đối chính xác. Trong các trường hợp đường ống rẽ nhánh, đặc biệt là các ống nhánh có độ dài không đều nhau, hoặc chế độ làm việc không giống nhau thì kết quả tính toán thiếu chính xác so với thực tế.

5.8. TÍNH TOÁN BẢO ĐẢM ĐIỀU CHỈNH TỔ MÁY KHI CẮT TẢI

Một trong các chế độ chuyển tiếp nguy hiểm nhất của các tổ máy thủy điện là quá trình cắt tải. Khi đó tổ máy bị cắt rời khỏi hệ thống điện, số vòng quay tổ máy tăng lên đồng thời với việc gia tăng cột nước do nước va khi đóng cánh hướng nước. Sơ đồ biến đổi các đặc trưng cơ bản của chế độ chuyển tiếp khi cắt tải thể hiện trên hình 5-1d. Tỷ số giữa số vòng quay lớn nhất và số vòng quay định mức $\beta_{\max} = n_{\max} / n_0$ gọi là độ chênh lệch tạm thời, trị số của nó là chỉ số về đảm bảo điều chỉnh tổ máy. Do đó việc xác định $\beta_{\max}$ là cần thiết khi thiết kế trạm thủy điện. Khi chỉ số $\beta_{\max}$ vượt quá trị số cho phép, với tốc độ quay lớn tổ máy có thể bị phá hỏng các bộ phận phần quay do tác động của lực ly tâm. Trị số lớn nhất cho phép trong điều kiện chế tạo bình thường $\beta_{\max} \leq 1,50 \div 1,65$. Trong trường hợp đặc biệt với tổ máy công suất không lớn, khi có luận chứng cụ thể thì có thể cho phép lấy trị số $\beta_{\max}$ lớn hơn. Nếu trạm thủy điện làm việc độc lập thì lấy $\beta_{\max} \leq 1,35 \div 1,40$.

5.8.1. Nguyên lý tính toán xác định $\beta_{\max}$

Cơ sở của việc tính toán xác định sự biến đổi vận tốc quay của tổ máy thủy điện xuất phát từ phương trình vi phân chuyển động quay vật rắn:

$$J \frac{d\omega}{dt} = M_T - M_C \quad (5-46)$$

trong đó: J - mômen quán tính phần quay [kg.m^2]; ω - vận tốc góc [s^{-1}]; M_T - mômen động lực [N.m]; M_C - mômen cản [N.m].

Đối với turbin, phần quay tổ máy bao gồm BXCT turbin, rôto máy phát điện và trục tổ máy; M_T - mômen trên trục turbin do dòng nước gây nên; M_C - mômen cản do từ trường dòng điện tác dụng vào rôto máy phát tương ứng với phụ tải.

Trong kỹ thuật thay vào mômen quán tính phần quay người ta thường sử dụng khái niệm mômen đà GD^2 , [kg.m^2] và tốc độ quay dưới dạng số vòng quay trong một phút n , [v/ph]:

$$J = \frac{GD^2}{4}; \quad \omega = \frac{2\pi n}{60};$$

Thay $M_T = P_T / \omega$, $M_C = P_C / \omega$ (P_T - công suất turbin; P_C - phụ tải của của hệ thống mà tổ máy đảm nhận) vào (5-46) ta có:

$$n \frac{dn}{dt} = \frac{365}{GD^2} (N_T - P_C) \quad (5-46^*)$$

trong công thức (5-46*) đơn vị tính N_T, P_C - [kW]; GD^2 - [T.m^2].

Hay viết dưới dạng các giá trị tương đối:

$$\beta \frac{d\beta}{dt} = \frac{1}{T_a} (p_T - p_c) \quad (5-46^{**})$$

ở đây : $\beta = \frac{n}{n_o}$; $T_a = \frac{GD^2 n_o^2}{365 N_a}$ - hằng số quán tính của tổ máy [s]; N_a - công suất định mức tổ máy; n_o - số vòng quay định mức tổ máy; $p_T = N_T / N_a$; $p_c = P_c / N_a$ - tương ứng là công suất và phụ tải tương đối.

Hằng số quán tính T_a là thông số quan trọng của tổ máy, nó được xác định chủ yếu là mômen đà GD^2 của rôto của máy phát điện, mômen đà BXCT turbin chỉ chiếm khoảng 10%. ở các loại tổ máy trục đứng $T_a = 7 \div 10$ s, trục ngang - $T_a = 1.5 \div 2.5$ s.

Từ (5-46*) dễ dàng nhận thấy rằng nếu phụ tải cân bằng với công suất phát ra thì tốc độ quay của turbin sẽ không đổi $n = \text{const}$. Khi giảm tải $N > P$ số vòng quay ban đầu tăng dần nhưng do có sự điều chỉnh công suất của turbin sau một thời gian công suất cân bằng với phụ tải số vòng quay sẽ trở về số vòng quay ổn định ban đầu và ngược lại khi tăng tải số vòng quay ban đầu giảm dần đạt cực tiểu rồi trở lại số vòng quay ban đầu. Nếu tổ máy làm việc trong hệ thống điện mà tỷ trọng của nó không lớn thì trong quá trình tăng hoặc giảm tải số vòng quay tổ máy thay đổi không đáng kể và có thể xem là không đổi trong tính toán quá trình chuyển tiếp.

Khi cắt tải, do có sự cố đối với hệ thống tải điện mà tổ máy ngay lập tức bị cắt khỏi hệ thống điện, khi đó $P = 0$, từ (5-46*) thay $N = N_1 D_1^2 \sqrt{H}$ ta có:

$$n \frac{dn}{dt} = \frac{365}{GD^2} N_1' D_1^2 \sqrt{H} \quad (5-46^{***})$$

Phía phải của phương trình vi phân (5-46***) ngoài việc phụ thuộc vào cột nước H , còn phụ thuộc vào $N_1 = 9,81 Q_1 \eta$, có nghĩa là phụ thuộc vào độ mở a_o của cánh hướng nước, số vòng quay n , và đặc tính năng lượng của turbin. Cột nước của turbin trong quá trình chuyển tiếp xác định theo các phương trình sóng nước va. Nói tóm lại, để xác định chính xác sự biến đổi vận tốc quay (hay chỉ số β) cần phải giải quyết bài toán nước va với điều kiện biên (5-46). Đây là bài toán hết sức phức tạp, nhiều tác giả đã giải quyết bài toán này bằng đồ giải hoặc giải tích bằng cách gần đúng bài toán nước va sau đó lấy kết quả để giải phương trình (5-46***). Cũng có thể sử dụng các phương pháp số và sự giúp sức của tin học để giải quyết vấn đề phức tạp này.

5.8.2. Phương pháp giải tích gần đúng xác định trị số $\beta_{\max}$

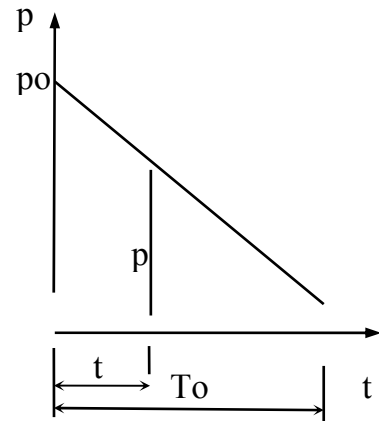
Xét trường hợp cắt tải tổ máy từ phụ tải ban đầu p_o với thời gian tương ứng để thực hiện việc đóng cánh hướng nước T_o . Giả thiết trong thời gian đóng turbin, công suất thay đổi theo qui luật đường thẳng hình 5-19.

Sử dụng phương trình (5-46**) ta có:

$$\int_1^{\beta_{\max}} \beta d\beta = \frac{1}{T_a} \int_0^{T_o} p dt \quad (5-47)$$

Từ sơ đồ hình 5-18 suy ra $p = p_o(1 - \frac{t}{T_o})$ và thay vào (5-47) ta có:

$$\begin{aligned} \int_1^{\beta_{\max}} \beta d\beta &= \frac{p_o}{T_a} \int_0^{T_o} (1 - \frac{t}{T_o}) dt \\ \Rightarrow \frac{\beta_{\max}^2 - 1}{2} &= \frac{p_o}{T_a} \left(T_o - \frac{T_o}{2} \right) = \frac{T_o}{2T_a} p_o \\ \Rightarrow \beta_{\max} &= \sqrt{1 + \frac{T_o}{T_a} p_o} = \sqrt{1 + \frac{365 N_a T_o}{GD^2 n_o^2} p_o} \quad (5-48) \end{aligned}$$



Từ (5-48) ta thấy rằng, trị số $\beta_{\max}$ đồng biến với thời gian đóng turbin T_o và phụ tải ban đầu p_o trước khi cắt tải, đồng thời nghịch biến với hằng số quán tính của tổ máy. Như vậy, trị số lớn nhất của $\beta_{\max}$ đạt được khi cắt tải toàn bộ từ phụ tải lớn nhất $p_o = 1$ với thời gian đóng kín turbin từ độ mở lớn nhất T_s và có thể xác định theo công thức (5-48*):

$$\beta_{\max} = \sqrt{1 + \frac{T_s}{T_a}} = \sqrt{1 + \frac{365 N_a T_s}{GD^2 n_o^2}} \quad (5-48^*)$$

Như vậy, chỉ số bảo đảm điều chỉnh $\beta_{\max}$ đồng biến với tỷ số T_s / T_a , có nghĩa là muốn giảm $\beta_{\max}$ cần phải hoặc giảm T_s hoặc tăng T_a . Để tăng T_a , với công suất và số vòng quay tổ máy đã xác định cần phải tăng mômen đà GD^2 của nó. Theo (5-48*) nếu không đóng turbin $T_s = \infty$, $\beta_{\max}$ sẽ tăng đến vô hạn, nhưng như chúng ta đã biết tốc độ quay của turbin không thể vượt quá tốc độ quay lồng, lý do ở đây là công thức (5-48*) được thành lập không xét tới đặc tính turbin và các ảnh hưởng khác trong quá trình chuyển tiếp. Sai số của công thức (5-48*) có thể đạt tới 20÷30%, cho nên nó chỉ ứng dụng trong các bước thiết kế sơ bộ. Trong thiết kế, để hiệu chỉnh các yếu tố chưa tính trong công thức (5-48*) người ta đưa vào nó các hệ số hiệu chỉnh thực nghiệm và rút ra từ biểu thức sau:

$$\beta_{\max}^* = (\beta_{\max} - 1)k_{\eta}k_a k_{\xi} + 1 \quad (5-49)$$

trong đó :

$$k_{\eta} = \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon(\beta_{\max} - 1)}{k_p - 1}} \quad \text{- hệ số xét tới ảnh hưởng của đặc tính turbin đến quá}$$

trình thay đổi công suất; k_p - hệ số quay lồng phụ thuộc vào các loại turbin, đối với turbin tâm trục $k_p = 1,7 \div 2,1$, đối với turbin cánh quay, $k_p = 2,2 \div 2,8$; đối với turbin xung kích, $k_p = 1,8$; $\varepsilon = 0,55$ với turbin có $n_s < 150$ v/ph, $\varepsilon = 0,45$ với turbin có $n_s = 200 \div 300$ v/ph, $\varepsilon = 0,55$ với turbin có $n_s > 300$ v/ph.

$k_a = 1 + 2 \frac{\Delta T}{T_s}$ - hệ số xét đến độ nhạy của máy điều tốc. ΔT độ trì hoãn của máy

điều tốc, thường độ trì hoãn của máy điều tốc $\Delta T = 0,15 \div 0,20$ s;

$$k_{\xi} = 1 + \frac{k_p + 1,5}{k_p} \left[-\frac{1}{3} \left(\frac{t_f}{T_s} \right)^2 - \frac{t_f}{T_s} + 1 \right] \xi - \text{hệ số xét đến ảnh hưởng của nước va tới}$$

việc thay đổi công suất.

Đối với các trạm thủy điện làm việc độc lập khi tăng hoặc giảm tải bình thường trong quá trình vận hành tốc độ quay tổ máy cũng thay đổi hoàn toàn tương tự như trường hợp cắt tải. Phương pháp tính toán trên hoàn toàn có thể áp dụng cho việc tính toán tăng và giảm tải bình thường và các công thức (5-48), (5-49) hoàn toàn có thể áp dụng cho trường hợp giảm tải. Điểm lưu ý ở đây là có thể thay p_0 và T_0 trong công thức (5-48) tương ứng là Δp và Δt - phần phụ tải phải giảm và thời gian thực hiện nó.

5.9. CÁC BIỆN PHÁP GIẢM ÁP LỰC NƯỚC VA KHI THIẾT KẾ TRẠM THỦY ĐIỆN

Những vấn đề trình bày trên cho thấy nước va có ảnh hưởng xấu đến khả năng chịu lực của các bộ phận công trình và thiết bị thủy điện cũng như vận hành chúng. Nước va làm gia tăng áp lực nước lên đường ống và nhiều bộ phận thiết bị thủy điện, làm cản trở, gây khó khăn trong quá trình điều chỉnh công suất và tăng thêm nguy hiểm trong các trường hợp đóng turbin vì sự cố, làm giảm mức độ bảo đảm điều chỉnh tổ máy. Do đó tính toán các chế độ chuyển tiếp nói chung và nước va nói riêng là những vấn đề quan trọng và phải tính đến trong thiết kế công trình thủy điện.

Trị số cho phép áp lực nước va lớn nhất trong đường ống áp lực có thể sơ bộ lấy theo các tiêu chuẩn sau:

Cột nước TTĐ:	$H > 100$ m	$\xi_{\max} = 0,15 \div 0,30$
	$H = 40 \div 100$ m	$\xi_{\max} = 0,30 \div 0,50$
	$H < 40$ m	$\xi_{\max} = 0,50 \div 0,70$

Khi áp lực nước va trong đường ống áp lực của TTĐ vượt quá trị số cho phép cần phải có biện pháp để giảm nó.

Qua các phân tích trên cho thấy rằng, trị số áp lực nước va phụ thuộc vào nhiều yếu tố, nhưng cơ bản nhất là các chỉ số đặc trưng của đường ống: hằng số quán tính của đường ống T_W , pha nước va t_f , qui trình và thời gian đóng mở turbin T_S (tốc độ đóng mở). Vì vậy các biện pháp công trình cũng như vận hành nhằm thay đổi các đặc trưng này theo hướng có lợi.

5.9.1. Biện pháp công trình

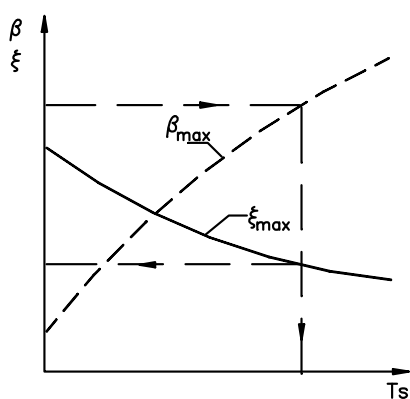
1. Kích thước đường ống: Việc thay đổi kích thước đường ống nhằm thay đổi T_W và t_f và do đó thay đổi được trị số áp lực nước va. Để giảm áp lực nước va bằng cách giảm hằng số quán tính của đường ống có hai cách:

- Tăng diện tích tiết diện ống, tức là giảm vận tốc trong ống, điều này dẫn đến tăng vốn đầu tư xây dựng. Đường kính ống dẫn nước turbine được lựa chọn theo điều kiện kinh tế đã được trình bày chi tiết ở chương IV.

- Giảm chiều dài đường ống. Các biện pháp công trình để giảm chiều dài đường ống tùy thuộc vào điều kiện địa hình, địa chất công trình. Trong điều kiện cụ thể có thể bố trí bể áp lực gần với nhà máy hoặc đưa nhà máy vào gần bể áp lực. Vấn đề này có liên quan tới khối lượng đào đắp và do đó có thể làm tăng chi phí xây dựng.

2. Xây dựng tháp điều áp. Để giảm áp lực nước va, ở trạm thủy điện có đường ống dẫn nước áp lực dài thường bố trí tháp điều áp, nguyên lý làm việc và tính toán tháp điều áp được trình bày trong chương VI. Tháp điều áp đặt gần nhà máy thủy điện có tác dụng như một bể chứa nhỏ để trung hòa sóng áp lực nước va khi truyền đến nó và do đó giảm áp lực nước va trên toàn bộ chiều dài đường ống. Tháp điều áp có kích thước càng lớn và bố trí càng gần nhà máy TĐ thì hiệu quả giảm áp lực nước va càng lớn. Nhược điểm của giải pháp này là xây dựng thêm hạng mục công trình mà chi phí xây dựng tháp điều áp có tỷ trọng tương đối lớn trong các hạng mục công trình đường dẫn nên việc chọn nó chỉ khi các giải pháp khác không thực hiện được vì các điều kiện kỹ thuật và kinh tế.

5.9.2. Các biện pháp về chế độ điều chỉnh tổ máy



Hình 5-20. Sự ảnh hưởng của T_S đến $\xi_{\max}$ và $\beta_{\max}$

1. Thời gian đóng turbine T_S . Trị số áp lực nước va ngoài việc phụ thuộc vào đặc trưng quán tính của đường ống mà còn phụ thuộc vào tốc độ đóng mở turbine. Thời gian đóng mở T_S từ độ mở lớn nhất và ngược lại là yếu tố quyết định. Để giảm áp lực nước va ξ , hiệu quả hơn cả là tăng thời gian đóng mở T_S , nhưng thời gian đóng mở turbine có liên quan mật thiết với độ chênh lệch điều chỉnh turbine $\beta_{\max}$, tăng T_S làm tăng $\beta_{\max}$. Như vậy, ảnh hưởng của việc tăng T_S đến áp lực nước va ξ và độ chênh lệch điều chỉnh $\beta_{\max}$ là ngược chiều nhau (hình 5-20).

Thời gian đóng mở T_S được chọn trên cơ sở đảm bảo điều kiện ổn định điều chỉnh tổ máy sao cho $\beta_{\max}$ không vượt quá trị số cho phép. Với giả thiết nhiều giá trị T_S tính toán các chế độ chuyển tiếp xác định $\beta_{\max}$ và $\xi_{\max}$, xây dựng các quan hệ $\beta_{\max} \sim T_S$ và $\xi_{\max} \sim T_S$. Từ $\beta_{\max}$ cho phép trên biểu đồ hình 5-19 xác định T_S và $\xi_{\max}$. Nếu trị số nước va vượt quá trị số cho phép thì phải nghiên cứu biện pháp công trình để giảm nó. Mặt khác cần lưu ý rằng lựa chọn thời gian đóng mở turbine T_S có liên quan đến thiết bị điều tốc, T_S càng nhỏ năng lực của máy tiếp lực phải càng lớn, do vậy tùy thuộc vào loại turbine mà T_S có thể chọn ở mức tối thiểu như sau:

Turbine loại nhỏ :

$$T_S = 2 \div 3 \text{ s.}$$

Turbine loại trung bình :

$$T_S = 3 \div 6 \text{ s.}$$

Turbin loại lớn :

$$T_S = 5 \div 10 \text{ s.}$$

2. Quy trình đóng mở turbin

Nước va trong ống áp lực phụ thuộc vào chế độ điều chỉnh turbin, tức là phụ thuộc vào dạng đường cong biến thiên độ mở $\tau(t)$.

Chế độ điều chỉnh tối ưu là hành trình đóng mở cánh hướng nước $\tau(t)$ trong thời gian đóng mở TS cho trước sao cho áp lực nước va trong đường ống là nhỏ nhất. Đây là bài toán hết sức phức tạp, qui trình này phụ thuộc vào nhiều yếu tố trong đó có đặc tính đường ống, đặc tính turbin, đặc tính của bản thân máy điều tốc v.v.... Giáo sư G.I. Kriptrenco đã đưa ra hai dạng chế độ điều chỉnh tối ưu chuẩn:

- Chế độ điều chỉnh lý tưởng: Chế độ điều chỉnh lý tưởng là chế độ đảm bảo áp lực nước va tại tiết diện A-A cuối đường ống nhỏ cực hạn. Diện tích biểu đồ nước va trên hình 5-21a chỉ phụ thuộc vào sự biến đổi động năng, do đó điều kiện nhỏ cực hạn của nước va tại A-A trong thời gian TS là áp lực nước va ξ_w không thay đổi. Để cho ngay thời điểm đầu tiên $t=0+0$ nước va có giá trị ξ_w cần phải đóng tức thời từ độ mở τ_0 đến τ_1 . Từ biểu thức (5-30*) ta có:

$$\tau_1 = \frac{2\mu\tau_0 - \xi_w}{2\mu\sqrt{1 + \xi_w}} \quad (5-50)$$

Xét nước va ở các pha thứ giới hạn thứ $m-1$ và m . Từ (5-32***) ta có :

$$\Delta\tau = \frac{\xi_w}{\mu\sqrt{1 + \xi_w}}$$

Gọi số pha nước va là $m = TS/t_f \Rightarrow \tau_1 = m \Delta\tau$ ta có:

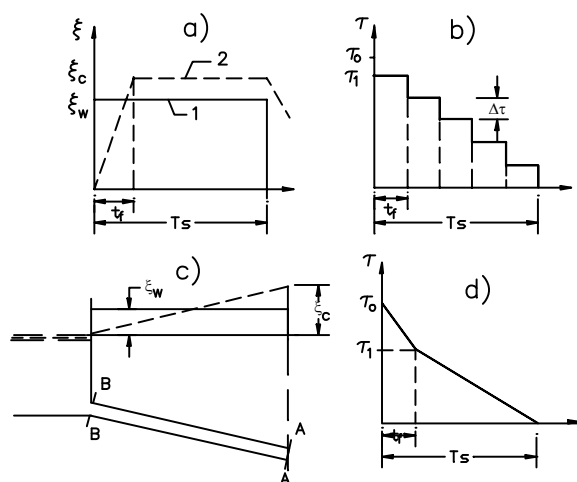
$$\tau_1 = \frac{m \xi_w}{\mu\sqrt{1 + \xi_w}} \quad (5-51)$$

So sánh (5-50) và (5-51) ta có thể suy ra:

$$\xi_w = \frac{2\mu\tau_0}{2m + 1} \quad (5-52)$$

Như vậy, để có được chế độ điều chỉnh lý tưởng ta phải đóng mở turbin tức thời dặt bậc theo từng pha nước va (hình 5-21b). Trong thực tế điều này không thể thực hiện được, mặt khác áp lực nước va như nhau trên toàn bộ tiết diện của đường ống (hình 5.21a) sẽ không có lợi.

- Chế độ điều chỉnh tối ưu: Khác với chế độ điều chỉnh lý tưởng, ở chế độ tối ưu áp lực nước va trong pha đầu tiên tăng dần đến trị số $\xi_c > \xi_w$ và ổn định không đổi ở



Hình 5-21. ảnh hưởng của chế độ điều chỉnh tới áp lực nước va.

1- chế độ lý tưởng; 2- chế độ hoàn thiện.

các pha tiếp theo. Với cách lập luận tương tự trường hợp trên (nhưng chia thời đoạn đóng mở thì từ sau pha thứ nhất từ τ_1 đến $\tau = 0$ chỉ có $m-1$ thời đoạn đóng mở) ta có :

$$\xi_c = \frac{2\mu\tau_o}{2m-1} \quad (5-53)$$

và

$$\tau_1 = \frac{2\mu\tau_o - \xi_c}{2\mu\sqrt{1+\xi_c}} \quad (5-54)$$

Trong chế độ điều chỉnh tối ưu qui trình đóng mở từ từ theo hai đoạn thẳng, trong pha nước và đầu tiên thay đổi độ mở từ τ_o đến τ_1 và trong các pha tiếp theo từ τ_1 đến $\tau = 0$ (hình 5-20d).

So sánh (5-52) và (5-53) ta thấy rằng áp lực nước và khí điều chỉnh theo chế độ tối ưu lớn hơn nước và trong chế độ lý tưởng $(2m+1)/(2m-1)$ lần, nhưng trong thực tế qui trình gần với chế độ này là có thể thực hiện được, hơn nữa áp lực nước và phân bố dọc theo chiều dài ống theo qui luật tỷ lệ thuận (hình 5-20c) sẽ giảm áp lực trong đoạn đầu đường ống và do đó có thể giảm chiều dày của nó. Vì vậy chế độ này là chế độ tối ưu nhất xét trên cả hai phương diện.

3. Chỉ số về chất lượng điều chỉnh

Trong thực tế do đặc tính hành trình của các máy tiếp lực mà chế độ điều chỉnh tối ưu cũng khó thực hiện. Người ta cố gắng điều chỉnh turbin sao cho hành trình đóng mở lưu lượng gần với hành trình của chế độ tối ưu. Vì vậy, biểu đồ áp lực nước và trong thực tế là đường cong khác với chế độ điều chỉnh tối ưu và trị số lớn nhất của nó $\xi_{\max} > \xi_c$.

Chỉ số : $\varepsilon = \frac{\xi_{\max}}{\xi_c} > 1$ được gọi là chỉ số về chất lượng điều chỉnh. Chỉ số ε càng

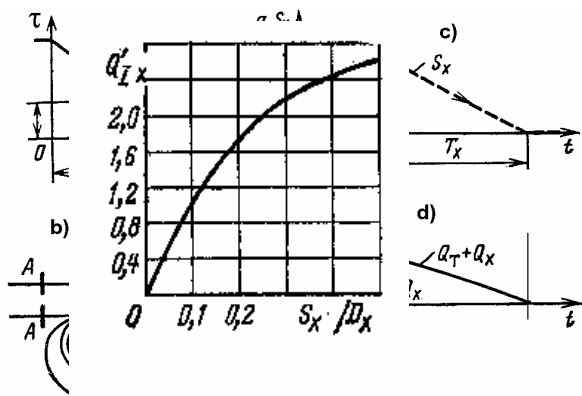
bé càng có lợi và chế độ đó càng gần với chế độ tối ưu. Chế độ điều chỉnh được gọi là đạt yêu cầu nếu: $\varepsilon \leq 1,25$.

4. Hành trình đóng turbin ở độ mở nhỏ

Như đã phân tích ở mục 5-4, khi đóng turbin ở phụ tải nhỏ theo qui luật đường thẳng sẽ có khả năng xảy ra nước va trực tiếp mà trị số của nó có thể lớn hơn nhiều so với trường hợp cắt tải toàn bộ từ phụ tải lớn nhất. Vì vậy hành trình của máy tiếp lực cần phải thiết kế sao cho gần về độ mở nhỏ tốc độ đóng của nó chậm lại sao cho không xảy ra áp lực nước va trực tiếp và áp lực lớn nhất của nó không vượt quá các trường hợp cắt tải toàn bộ (xem hình 5-21a)

5.9.3. Van xả không tải

Khi các giải pháp công trình và điều chỉnh turbin để giảm áp lực nước va và giữ cho chỉ số đảm bảo điều chỉnh không vượt quá trị số cho phép không thực hiện được vì các lý do kinh tế, ở các trạm thủy điện có đường ống dài người ta thường sử dụng van xả không tải để kéo dài thời gian đóng lưu lượng trong đường ống dẫn nước áp lực trong khi vẫn đảm bảo thời gian đóng T_s để thỏa mãn điều kiện ổn định điều chỉnh turbin $\beta_{\max}$.



Hình 5-23. Đặc tính lưu lượng van xả không tải
Hình 5-22. Chế độ điều chỉnh turbin

hình 5-22c. Ngay sau khi cánh hướng nước đóng kín, van xả 1 từ từ đóng lại trong thời gian T_x , kết quả tổng hợp thao tác của hai bộ phận cánh hướng nước và van xả không tải sẽ cho ta quá trình thay đổi lưu lượng trong ống thay đổi từ từ trong thời gian tổng cộng $T_s + T_x$. Như vậy nước va trong ống sẽ được tính với thời gian $T_d = T_s + T_x$, còn độ chênh lệch điều chỉnh β_{max} được tính với thời gian đóng turbin T_s .

Đường kính van xả không tải xác định theo công thức:

$$D_x = \sqrt{\frac{Q_{x,max}}{Q_{IX} \sqrt{H_o (1 + \xi^A)}}} \quad (5-55).$$

trong đó: $Q_{x,max}$ lưu lượng yêu cầu xả lớn nhất qua van xả không tải; Q'_{IX} - lưu lượng qui dẫn của van xả không tải (Lưu lượng của van với $D_x=1m$, $H=1m$) được xác định theo đồ thị thực nghiệm cho từng loại van có dạng hình 5-23 phụ thuộc vào hành trình tương đối của van S_x/D_x ; ξ^A - áp lực nước va lớn nhất tại A-A thường lấy bằng $0,15 \div 0,2$.

Ví dụ, nếu lưu lượng tính toán qua turbin $Q_T = 75 \text{ m}^3/\text{s}$, với $\xi^A = 0,2$ để đảm bảo đảm độ chênh lệch điều chỉnh β_{max} cho phép cần phải đóng turbin trong $T_s = 10 \text{ s}$ và thời gian đóng lưu lượng trong ống $T_s + T_x = 26 \text{ s}$. Như vậy $T_x = 16 \text{ s}$. Với giả thiết gần đúng lưu lượng trong đường ống biến đổi tuyến tính ta có:

$$Q_x = Q_T \frac{T_x}{T_x + T_s} = 75 \frac{16}{26} = 46 \text{ m}^3/\text{s}$$

Lấy $Q'_{IX} = 2.2 \text{ m}^3/\text{s}$ theo đồ thị h.5-22. từ biểu thức (5-55) ta xác định được $D_x = 1,24 \text{ m}$, chọn $D_x = 1,20 \text{ m}$

Điểm cần lưu ý rằng với đường kính van xả không tải lớn $D_x > 1,2 \text{ m}$ khi cột nước cao $H > 150 \text{ m}$ sẽ rất khó khăn trong việc tiêu năng sau van xả, đòi hỏi phải có biện pháp công trình thích ứng mới sử dụng được.

Một yếu tố rất quan trọng đối với van xả không tải là độ tin cậy làm việc của nó. Cần phải có giải pháp dự phòng điều chỉnh, khi đóng cánh hướng nước mà van xả không làm việc thì hệ thống điều khiển tự động chuyển sang chế độ đóng cánh hướng nước chậm lại, khi đó vận tốc quay của turbin có thể vượt trị số $\beta_{\max}$ cho phép và gần với tốc độ quay lồng nhưng đảm bảo không xảy ra sự cố với đường ống.

Câu hỏi chương 5:

1. Khái niệm về nước va trong ống áp lực và các chế độ chuyển tiếp của trạm thủy điện.
2. Khái niệm về nước va tuyệt đối cứng và nước va trong ống đàn hồi. Phương trình cơ bản xác định trị số áp lực nước va tuyệt đối cứng, điều kiện áp dụng. Biểu đồ phân bố áp lực nước va tuyệt đối cứng.
3. Khái niệm và các đặc trưng cơ bản của nước va trong ống đàn hồi. Phương trình cơ bản và sự lan truyền sóng nước va trong ống đàn hồi
4. Khái niệm về nước va trực tiếp và nước va gián tiếp, trị số áp lực nước va trực tiếp.
5. Phương trình truyền sóng nước va gián tiếp. Các phương pháp tính toán áp lực nước va gián tiếp. Các điều kiện biên để giải quyết bài toán tính toán áp lực nước va.
6. Khái niệm về nước va pha thứ nhất và nước va pha giới hạn. Trị số áp lực nước va lớn nhất trong các trường hợp đó.
7. Sự phân bố áp lực nước va lớn nhất theo chiều dài ống. Mục đích của việc tính toán phân bố áp lực nước va âm và nước va dương. Quy luật phân bố áp lực nước va gián tiếp và nước va trực tiếp.
8. Nguyên lý chung tính toán nước va trong đường ống phức tạp. Phương pháp tính toán nước va trong ống phức tạp trên nguyên lý chuyển đổi về đường ống đơn giản tương đương.
9. Khái niệm về đảm bảo ổn định điều chỉnh tổ máy. Nguyên lý tính toán và các công thức gần đúng để tính toán đảm bảo ổn định điều chỉnh tổ máy.
10. Các biện pháp giảm áp lực nước va trong đường ống và tổ máy thủy điện.