

ICS 27.140  
P 59  
备案号: J2493—2018

**NB**

中华人民共和国能源行业标准

**P**

**NB/T 35110—2018**

---

# 水电站地下埋藏式月牙肋钢岔管 设计规范

Code for Design of Underground Steel Bifurcated  
Pipe with Crescent Rib of Hydropower Stations

**2018—04—03 发布**

**2018—07—01 实施**

---

国家能源局 发布

中华人民共和国能源行业标准

水电站地下埋藏式月牙肋钢岔管  
设计规范

Code for Design of Underground Steel Bifurcated  
Pipe with Crescent Rib of Hydropower Stations

**NB/T 35110—2018**

主编部门：水电水利规划设计总院  
批准部门：国家能源局  
施行日期：2018年7月1日

中国水利水电出版社

2018 北 京

中华人民共和国能源行业标准  
水电站地下埋藏式月牙肋钢岔管  
设计规范

Code for Design of Underground Steel Bifurcated  
Pipe with Crescent Rib of Hydropower Stations  
**NB/T 35110—2018**

\*

中国水利水电出版社出版发行  
(北京市海淀区玉渊潭南路1号D座 100038)  
网址: [www. waterpub. com. cn](http://www.waterpub.com.cn)  
E-mail: [sales@waterpub. com. cn](mailto:sales@waterpub.com.cn)  
电话: (010)68367658(营销中心)  
北京科水图书销售中心(零售)  
电话: (010)88383994、63202643、68545874  
全国各地新华书店和相关出版物销售网点经售  
清淞永业(天津)印刷有限公司印刷

\*

140mm×203mm 32开本 4.125印张 107千字  
2018年7月第1版 2018年7月第1次印刷  
印数 0001—2000册

\*

书号 155170·438  
定价 **75.00** 元

凡购买我社规程,如有缺页、倒页、脱页的,  
本社营销中心负责调换

版权所有·侵权必究

# 国家能源局 公 告

2018 年 第 4 号

依据《国家能源局关于印发〈能源领域行业标准化管理办法(试行)〉及实施细则的通知》(国能局科技〔2009〕52号)有关规定,经审查,国家能源局批准《风力发电机组振动状态评价导则》等168项行业标准,其中能源标准(NB)56项、电力标准(DL)112项,现予以发布。

附件:行业标准目录

国家能源局

2018 年 4 月 3 日

NB/T 35110—2018

附件：

行 业 标 准 目 录

序号	标准编号	标准名称	代替标准	采标号	批准日期	实施日期
...						
30	NB/T 35110— 2018	水电站地下埋 藏式月牙肋钢 岔管设计规范			2018－04－03	2018－07－01
...						

## 前 言

根据《国家能源局关于下达 2014 年第一批能源领域行业标准制(修)订计划的通知》(国能科技〔2014〕298 号)的要求,规范编制组经广泛调查研究,认真总结实践经验,并在广泛征求意见的基础上,制定本规范。

本规范的主要技术内容是:布置原则及形式、材料、基本设计规定、体形参数选择、结构设计、构造要求、试验、安全监测。

本规范由国家能源局负责管理,由水电水利规划设计总院提出并负责日常管理,由能源行业水电勘测设计标准化技术委员会负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议,请寄送水电水利规划设计总院(地址:北京市西城区六铺炕北小街 2 号,邮编:100120)。

本规范主编单位:中国电建集团北京勘测设计研究院有限公司

本规范参编单位:中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司

中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司

中国电建集团贵阳勘测设计研究院有限公司

中国电建集团昆明勘测设计研究院有限公司

本规范主要起草人员:王志国 吕明治 李振中 王建华

耿贵彪 高永辉 蒋遼超 关李海

钱玉英 宋蕊香 王永晖 胡旺兴

	陈丽芬	罗玉霞	刘项民	
本规范主要审查人员：	党林才	方光达	郝军刚	孙漪蓉
	陆 强	伍鹤皋	吴文平	熊春耕
	陈子海	杨兴义	杨丽娜	冯仕能
	姚敏杰	杨小妹	郑林平	李仕胜

## 目 次

1	总则 .....	1
2	术语 .....	2
3	布置原则及形式 .....	4
4	材料 .....	5
5	基本设计规定 .....	12
6	体形参数选择 .....	17
7	结构设计 .....	19
8	构造要求 .....	22
9	试验 .....	25
9.1	模型试验 .....	25
9.2	水压试验 .....	25
10	安全监测 .....	28
附录 A	地下埋藏式月牙肋钢岔管体形设计方法 .....	30
附录 B	地下埋藏式月牙肋钢岔管结构分析方法 .....	39
	本规范用词说明 .....	46
	引用标准名录 .....	47
附:	条文说明 .....	49

## Contents

1	General Provisions .....	1
2	Terms .....	2
3	Layout Principles and Patterns .....	4
4	Materials .....	5
5	Basic Design Requirements .....	12
6	Selection of Shape Parameters .....	17
7	Structural Design .....	19
8	Structural Requirements .....	22
9	Testing .....	25
9.1	Model Test .....	25
9.2	Water Pressure Test .....	25
10	Safety Monitoring .....	28
Appendix A	Shape Design Method for Underground Steel Bifurcated Pipe with Crescent Rib .....	30
Appendix B	Structural Analysis Method for Underground Steel Bifurcated Pipe with Crescent Rib .....	39
	Explanation of Wording in This Code .....	46
	List of Quoted Standards .....	47
	Addition: Explanation of Provisions .....	49

## 1 总 则

**1.0.1** 为规范水电站地下埋藏式月牙肋钢岔管设计，保证设计质量，做到运行安全、经济合理、技术先进，制定本规范。

**1.0.2** 本规范适用于水电站 1 级、2 级、3 级输水系统主管直径不大于 9.0m 且钢岔管规模  $HD$  值不大于  $4500\text{m} \cdot \text{m}$  的地下埋藏式月牙肋钢岔管的设计，对于超出此范围的钢岔管应进行专题研究论证。

**1.0.3** 水电站地下埋藏式月牙肋钢岔管应结合工程实际，合理选择布置形式、材料、结构及构造措施，以满足其在制作、运输、安装、水压试验和使用过程中的承载能力、稳定性、刚度和防腐性能等要求。

**1.0.4** 水电站地下埋藏式月牙肋钢岔管设计，除应符合本规范外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

## 2 术 语

### 2.0.1 钢岔管 steel bifurcated pipe

压力钢管分岔处的管段，包括岔管主体及部分主管和支管。

### 2.0.2 月牙肋钢岔管 steel bifurcated pipe with crescent rib

分岔处用插入管内的月牙形肋板加强的钢岔管。

### 2.0.3 明管状态 state of exposed penstock

由钢岔管单独承担内水压力的受力状态。

### 2.0.4 埋管状态 state of underground penstock

由钢岔管与围岩共同承担内水压力的受力状态。

### 2.0.5 抗外压稳定临界压力 critical stability pressure for external compressive resistance

钢岔管设计计算中，抵抗外压仍能保持钢岔管稳定的最大压力值。

### 2.0.6 整体膜应力 integral membrane stress

在内水压力作用下，为满足基本力的平衡条件而产生的、沿截面厚度均匀分布的应力，其影响范围遍及整个结构，不具有自限性。

### 2.0.7 局部膜应力 local membrane stress

在内水压力作用下，因管壳不同锥体连接处母线的不连续，造成整体结构不连续，为满足变形协调关系而产生的、沿截面厚度均匀分布的应力，其影响范围仅限于结构局部区域。

### 2.0.8 弯曲应力 bending stress

沿管壁厚度变化的正应力，其最大值发生在管壁的表面处。

### 2.0.9 岔管规模 bifurcated pipe scale

岔管规模用  $HD$  值表示， $H$  为岔管设计内水压力 (m)， $D$  为岔管主管直径 (m)。

**2.0.10 半锥顶角** half-cone-apex angle

圆锥的轴与任意一条母线之间的夹角。

**2.0.11 公切球** common-tangent sphere

与相邻锥管都相切的球体。

**2.0.12 扩大率** amplification ratio

最大公切球半径与相邻主管半径的比值。

**2.0.13 肋宽比** rib-width ratio

肋板腰部断面宽度与肋板和管壳中面相贯线水平投影长度之比。肋板腰部断面宽度为肋板内缘至肋板与管壳中面相贯线间的宽度。

**2.0.14 腰线** waist line

岔管的水平对称平面和岔管壳体外缘的相贯线。

**2.0.15 转折角** turn angle

相邻管节管壳腰线的折角。

**2.0.16 平均围岩分担率** average sharing ratio of surrounding rocks

岔管管壳明管状态下 Mises 应力平均值与埋管状态下 Mises 应力平均值的差值，与明管状态下 Mises 应力的平均值的比值。

**2.0.17 明管准则** criterion of exposed bifurcated pipe

在不考虑围岩联合作用条件下，按正常运行工况计算的钢岔管的局部膜应力与弯曲应力之和以及肋板的最大应力不大于其钢材的屈服强度。

### 3 布置原则及形式

**3.0.1** 地下埋藏式月牙肋钢岔管的布置应满足现行行业标准《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056 的相关规定。

**3.0.2** 为合理控制钢岔管规模，在技术经济比较的基础上，可适当减小钢岔管主管管径，必要时也可适当抬高钢岔管布置高程。

**3.0.3** 当钢岔管规模  $HD$  值不小于  $2500\text{m} \cdot \text{m}$  时，宜采用对称 Y 形布置，或尽量减少钢岔管的不对称程度。

**3.0.4** 对称 Y 形月牙肋钢岔管，其分岔角与管道轴线的分岔角宜相同；非对称 Y 形月牙肋钢岔管，可根据布置条件并综合考虑钢岔管结构及水力特性要求，合理确定分岔角，钢岔管分岔角可与管道轴线的分岔角不同。

## 4 材 料

**4.0.1** 岔管所用钢材应根据岔管规模、使用条件、钢材性能、制作安装工艺要求以及经济合理性等因素选定。岔管所用钢材宜采用国家现行标准《碳素结构钢》GB/T 700、《低合金高强度结构钢》GB/T 1591、《水电站压力钢管用钢板》GB/T 31946、《锅炉和压力容器用钢板》GB/T 713、《低焊接裂纹敏感性高强度钢板》YB/T 4137 等标准中的有关牌号钢材，也可采用现行国家标准《高强度结构用调质钢板》GB/T 16270、《压力容器用调质高强度钢板》GB/T 19189 中的有关牌号钢材，其质量等级应不低于 C 级。

**4.0.2** 当采用本规范未列出的其他牌号钢材或国外标准的钢材时，其化学成分和力学性能及焊接性能不应低于本规范第 4.0.1 条所列标准中同级别钢材的有关规定。

**4.0.3** 岔管所用钢材的保证条件，应符合下列要求：

- 1 应进行冷弯试验。
- 2 应保证焊接性及焊接接头部位的韧性，所用的焊材应与母材相匹配。焊接接头的强度不应低于母材强度标准值。
- 3 冲击韧性指标、冲击试验温度、取样部位等，应按相应钢材国家现行标准的有关规定执行，取样方向应为横向。各工程亦可根据具体运行条件另提补充要求。
- 4 各工程根据具体运行条件，可对钢材的应变时效敏感性系数或应变时效后的冲击吸收能量提出要求。
- 5 钢岔管肋板钢材的技术要求还应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 的有关规定，且对每一张原轧制钢板进行检验。月牙肋钢岔管肋板 Z 向性能级别可按表 4.0.3 选用。

表 4.0.3 月牙肋钢岔管肋板 Z 向性能级别

板厚 (mm)	Z 向性能级别
$t < 35$	—
$35 \leq t < 70$	Z15
$70 \leq t < 110$	Z25
$110 \leq t < 150$	Z35

6 钢岔管用钢板应按现行国家标准《厚钢板超声检验方法》GB/T 2970 规定的方法，逐张进行超声波检测，碳素钢和低合金钢应符合Ⅲ级，高强钢应符合Ⅱ级，厚度方向受力的月牙肋钢岔管所用的低碳钢、低合金钢和高强钢均应符合Ⅰ级。

4.0.4 地下埋藏式钢岔管钢板的强度标准值与设计值应按表 4.0.4 选取。当屈服强度与抗拉强度比不大于 0.7 时，表中所列强度标准值  $f_{sk}$  取  $R_e$ ；当屈服强度与抗拉强度比大于 0.7 时， $f_{sk}$  取  $0.7R_m$ 。

表 4.0.4 地下埋藏式钢岔管钢板的强度标准值与设计值

钢种	钢号 (标准)	交货 状态	钢板厚度 (mm)	常温强度 指标		抗拉、抗压、 抗弯强度	
				屈服强度	抗拉强度	标准值	设计值
				$R_e$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{sk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_s$ (N/mm <sup>2</sup> )
碳素 结构 钢	Q235 (GB/T 700)	热 轧、 控 轧 或 正 火	≤16	235	370	235	215
			>16~40	225		225	205
			>40~60	215		215	200
			>60~100	215		215	200
			>100~150	195		195	180
	Q275 (GB/T 700)		≤16	275	410	275	245
			>16~40	265		265	240
			>40~60	255		255	230
			>60~100	245		245	220
			>100~150	225		225	200

续表 4.0.4

钢种	钢号 (标准)	交货 状态	钢板厚度 (mm)	常温强度 指标		抗拉、抗压、 抗弯强度	
				屈服强度	抗拉强度	标准值	设计值
				$R_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{sk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_s$ (N/mm <sup>2</sup> )
低合金高强度结构钢	Q345 (GB/T 1591)	热 轧、 控轧、正 火、正火 轧制或正 火 加 回 火、热机 械 轧 制 (TMCP) 或热机械 轧 制 加 回火	≤16	345	470	330	295
			>16~40	335	470	330	295
			>40~63	325	470	325	290
			>63~80	315	470	315	280
			>80~100	305	470	305	275
			>100~150	285	450	285	255
	Q390 (GB/T 1591)		≤16	390	490	340	305
			>16~40	370	490	340	305
			>40~63	350	490	340	305
			>63~80	330	490	330	295
			>80~100	330	490	330	295
			>100~150	310	470	310	280
	Q420 (GB/T 1591)		≤16	420	520	365	325
			>16~40	400	520	365	325
			>40~63	380	520	365	325
			>63~80	360	520	360	325
			>80~100	360	520	360	325
			>100~150	340	500	340	305
	Q460 (GB/T 1591)		≤16	460	550	385	345
			>16~40	440	550	385	345
			>40~63	420	550	385	345
			>63~80	400	550	385	345
			>80~100	400	550	385	345
			>100~150	380	530	370	330

续表 4.0.4

钢种	钢号 (标准)	交货 状态	钢板厚度 (mm)	常温强度 指标		抗拉、抗压、 抗弯强度	
				屈服强度	抗拉强度	标准值	设计值
				$R_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{sk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_s$ (N/mm <sup>2</sup> )
低合金高强度结构钢	Q500 (GB/T 1591)	热 轧、 控 轧、正 火、正火 轧制或正 火 加 回 火、热机 械 轧 制 (TMCP) 或热机械 轧 制 加 回 火	≤16	500	610	425	380
			>16~40	480	610	425	380
			>40~63	470	600	420	375
			>63~80	450	590	410	370
			>80~100	440	540	375	340
	Q550 (GB/T 1591)		≤16	550	670	470	420
			>16~40	530	670	470	420
			>40~63	520	620	430	390
			>63~80	500	600	420	375
			>80~100	490	590	410	370
	Q620 (GB/T 1591)		≤16	620	710	495	445
			>16~40	600	710	495	445
			>40~63	590	690	480	435
			>63~80	570	670	470	420
	Q690 (GB/T 1591)		≤16	690	770	540	485
			>16~40	670	770	540	485
			>40~63	660	750	525	470
			>63~80	640	730	510	460
高强度结构用调质钢板	Q460 (GB/T 16270)	调 质 (淬 火 加 回 火)	≤50	460	550	385	345
			50~100	440	550	385	345
			>100~150	400	500	350	315
	Q500 (GB/T 16270)		≤50	500	590	410	370
			50~100	480	590	410	370
			>100~150	440	540	375	340

续表 4.0.4

钢种	钢号 (标准)	交货 状态	钢板厚度 (mm)	常温强度 指标		抗拉、抗压、 抗弯强度	
				屈服强度	抗拉强度	标准值	设计值
				$R_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{sk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_s$ (N/mm <sup>2</sup> )
高强度结构用调质钢板	Q550 (GB/T 16270)	调 质 (淬 火 加 回 火)	≤50	550	640	445	400
			50~100	530	640	445	400
			>100~150	490	590	410	370
	Q620 (GB/T 16270)		≤50	620	700	490	440
			50~100	580	700	490	440
			>100~150	560	650	455	410
	Q690 (GB/T 16270)		≤50	690	770	540	485
			50~100	650	760	530	480
			>100~150	630	710	495	445
压力容器用调质高强度钢板	07MnMoVR 07MnNiVDR 07MnNiMoDR (GB/T 19189)	调质	10~60	490	610	425	380
锅炉和压力容器用钢板	Q245R (GB/T 713)	热 轧、 控 轧 或 正 火	3~16	245	400	245	220
			>16~36	235		235	210
			>36~60	225		225	200
			>60~100	205	390	205	185
			>100~150	185	380	185	165
	Q345R (GB/T 713)		3~16	345	510	345	310
			>16~36	325	500	325	290
			>36~60	315	490	315	280
			>60~100	305	490	305	275
			>100~150	285	480	285	255

续表 4.0.4

钢种	钢号 (标准)	交货 状态	钢板厚度 (mm)	常温强度 指标		抗拉、抗压、 抗弯强度	
				屈服强度	抗拉强度	标准值	设计值
				$R_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$R_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{sk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_s$ (N/mm <sup>2</sup> )
锅炉 和压 力容 器用 钢板	Q370R (GB/T 713)	正火	10~16	370	530	370	330
			>16~36	360	530	360	325
			>36~60	340	520	340	305
低焊 接裂 纹敏 感性 高强 度钢 板	Q460CF (YB/T 4137)	TM- CP/TM- CP + 回 火或淬火 加回火	≤50	460	550	385	345
			>50~100	440			
	Q500CF (YB/T 4137)		≤50	500	610	425	380
			>50~100	480			
	Q550CF (YB/T 4137)		≤50	550	670	470	420
			>50~100	530			
	Q620CF (YB/T 4137)		≤50	620	710	495	445
			50~100	600			
	Q690CF (YB/T 4137)		≤50	690	770	540	485
			50~100	670			
水电 站压 力钢 管用 钢	Q345S (GB/T 31946)	热 轧、 控 轧 或 正火	12~50	345	490	345	310
			50~100	305	490	305	275
			100~150	285	480	285	255
	Q490S (GB/T 31946)	淬火+ 回 火 或 TMCP+ 回火	12~50	490	610	425	380
			50~100	470	590	415	375
			100~150	450	570	400	360
	Q560S (GB/T 31946)	淬火+ 回 火 或 TMCP+ 回火	12~50	560	690	485	435
			50~100	540	670	470	420
	Q690S (GB/T 31946)	淬火+ 回 火 或 TMCP+ 回火	12~50	690	780	545	490
			50~100	670	760	530	480

注：强度设计值  $f_s$  等于强度标准值  $f_{sk}$  除以材料性能分项系数  $\gamma_m$ ， $\gamma_m$  取值应按照现行行业标准《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056 有关规定执行。

**4.0.5** 钢材的弹性模量  $E_s$  可取  $2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ，泊松比  $\nu_s$  可取 0.3，线膨胀系数  $\alpha_s$  可取  $1.2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ ，重度  $\gamma_s$  可取  $78.5 \times 10^{-6} \text{ N/mm}^3$ 。

## 5 基本设计规定

**5.0.1** 钢岔管结构设计应按现行国家标准《水利水电工程结构可靠性设计统一标准》GB 50199 的有关规定进行承载能力极限状态计算。钢岔管的结构安全级别及相应的结构重要性系数  $\gamma_0$  应符合表 5.0.1 规定。钢岔管的结构安全级别，可根据其重要性或钢岔管规模  $HD$  值调整一个级别，但不应低于Ⅱ级。

表 5.0.1 钢岔管的结构安全级别及相应的结构重要性系数  $\gamma_0$

水工建筑物级别	钢岔管的结构安全级别	结构重要性系数 $\gamma_0$
1	I	1.1
2、3	II	1.0

**5.0.2** 钢岔管结构设计分为持久状况、短暂状况、偶然状况三种设计状况，三种设计状况均应进行承载能力极限状态设计，设计状况系数  $\phi$  应按下列规定取值：

- 1 持久状况， $\phi$  取 1.0。
- 2 短暂状况， $\phi$  取 0.9。
- 3 偶然状况， $\phi$  取 0.8。

**5.0.3** 钢岔管结构系数  $\gamma_d$  应根据应力区域及所在部位、应力种类等因素按表 5.0.3 的规定确定。

**5.0.4** 焊缝无损探伤抽查率和焊缝系数  $\varphi$  值，应按表 5.0.4 的规定确定。

**5.0.5** 钢岔管结构设计计入的作用及其分项系数应按表 5.0.5 确定。

**5.0.6** 钢岔管结构构件吊装验算时，自重应计入动力系数，动力系数可取为 1.2，也可根据实际情况适当增减。

表 5.0.3 钢岔管结构系数  $\gamma_d$ 

应力种类	应力区域及所在部位	结构系数 $\gamma_d$
整体膜应力	膜应力区的管壁	1.50
局部膜应力	肋板	1.35
	距肋板 $3.5\sqrt{rt}$ 以内管壳及转角点处管壁的中面	1.20
局部膜应力+弯曲应力	距肋板 $3.5\sqrt{rt}$ 以内管壳及转角点处管壁表面	1.10

- 注：1 表中  $\gamma_d$  适用于焊缝系数  $\varphi = 0.95$  的情况；若  $\varphi \neq 0.95$ ，则  $\gamma_d$  应乘以  $0.95/\varphi$ 。
- 2 水压试验情况， $\gamma_d$  值应按《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056 中明岔管结构系数的有关规定，降低 10%。
- 3 表中  $r$ 、 $t$  分别代表相应锥管的公切球半径和壁厚。

表 5.0.4 焊缝无损探伤抽查率和焊缝系数  $\varphi$ 

无损探伤方法		射线探伤 (RT) 或 TOFD		超声波探伤 (UT)	
焊缝类别		一类	二类	一类	二类
抽查率 (%)	碳素钢和低合金钢	25	10	100	50
	高强钢	40	20	100	100
焊缝系数 $\varphi$	双面对接焊	0.95			

- 注：1 根据工程具体情况，设计所提探伤要求不应低于表 5.0.4 所列标准。焊缝无损探伤可选用射线探伤或超声波探伤，可用衍射时差法超声检测 (TOFD) 代替射线探伤 (RT)，但需补充磁粉探伤 (MT)。当采用超声波探伤时，应记录缺陷波形备查。
- 2 组合焊缝应采用 100% 双面双侧多角度超声波探伤 (UT)。
- 3 一类焊缝若采用超声波探伤，还应采用射线探伤或 TOFD 复验。复验长度不应小于焊缝总长度的 10%，当采用射线探伤复验时，每条焊缝不应少于一张片子；对于 T 型接头焊缝以及肋板与管壳的组合焊缝，应进行 100% 复验。
- 4 二类焊缝经超声波探伤有可疑波形、不能准确判断时，则应采用射线探伤或 TOFD 复验，复验长度不应小于焊缝总长度的 5%。
- 5 高强钢应增加表面探伤，高强钢系指  $R_e \geq 440\text{N/mm}^2$  且  $R_m \geq 550\text{N/mm}^2$  的调质或非调质钢。

表 5.0.5 钢岔管结构设计计入的作用及其分项系数

序号		作用名称		作用分项系数
(1)	(1a)	内水压力	正常运行情况最高压力 (正常运行情况静水压力+水击压力)	静水压力 $\gamma_Q=1.0$ 水击压力 $\gamma_Q=1.1$
	(1b)		特殊运行情况最高压力 (特殊运行情况静水压力+水击压力)	静水压力 $\gamma_Q=1.0$ 水击压力 $\gamma_Q=1.1$
	(1c)		水压试验内水压力	$\gamma_Q=1.0$
(2)		管内满水重		$\gamma_Q=1.0$
(3)		结构自重		$\gamma_G=1.05$
(4)		灌浆压力		$\gamma_Q=1.3$
(5)		外水压力		$\gamma_Q=1.0$
(6)		管道放空时通气设备造成的气压差		$\gamma_Q=1.0$

注：1 序号 (1a) 和 (1b) 运行情况分别对应现行行业标准《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056 中水击压力计算的设计工况和校核工况。

2 表中  $\gamma_G$ 、 $\gamma_Q$  分别为永久作用、可变作用的分项系数。

3 序号 (6) 中管道放空时通气设备造成的气压差不应小于  $0.05\text{N/mm}^2$ ，亦不应大于  $0.1\text{N/mm}^2$ 。

5.0.7 钢岔管的设计状况及作用效应组合应按表 5.0.7 的规定确定。

表 5.0.7 钢岔管的设计状况及作用效应组合

设计状况	作用效应组合		计算情况
	组合类别	组合项次	
持久状况	基本组合	(1a)	正常运行情况
短暂状况		(1c) + (2) + (3)	水压试验情况
		(3) × 动力系数	吊装情况
		(4)	施工情况
		(5) + (6)	放空情况
偶然状况	偶然组合	(1b)	特殊运行情况

注：组合项次中的作用序号按本规范表 5.0.5 确定。

5.0.8 按承载力极限状态，各计算点的应力应符合下式要求：

$$\sigma \leq \sigma_R \quad (5.0.8-1)$$

对于基本组合， $\sigma$ 的一般表达式为：

$$\sigma = S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, a_k) \quad (5.0.8-2)$$

对于偶然组合， $\sigma$ 的一般表达式为：

$$\sigma = S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \gamma_A A_k, a_k) \quad (5.0.8-3)$$

各计算点的应力应按第四强度理论计算，其计算式为：

$$\sigma = S(\cdot) = \sqrt{\sigma_\theta^2 + \sigma_x^2 + \sigma_r^2 - \sigma_\theta \sigma_x - \sigma_\theta \sigma_r - \sigma_x \sigma_r + 3(\tau_{\theta x}^2 + \tau_{\theta r}^2 + \tau_{xr}^2)} \quad (5.0.8-4)$$

按平面问题计算，亦可简化为下式：

$$\sigma = S(\cdot) = \sqrt{\sigma_\theta^2 + \sigma_x^2 - \sigma_\theta \sigma_x + 3\tau_{\theta x}^2} \quad (5.0.8-5)$$

$\sigma_R$  应按下式计算：

$$\sigma_R = \frac{1}{\gamma_0 \phi \gamma_d} f \quad (5.0.8-6)$$

式中： $\sigma$ ——以钢管应力表示的钢岔管结构构件作用组合的设计值 ( $\text{N/mm}^2$ )；

$\sigma_R$ ——钢岔管结构构件的抗力限值 ( $\text{N/mm}^2$ )；

$S(\cdot)$ ——钢岔管结构构件作用组合函数；

$\gamma_G$ 、 $\gamma_Q$ ——永久作用、可变作用分项系数，按表 5.0.5 确定；

$\gamma_A$ ——偶然作用分项系数，其值应采用 1.0；

$G_k$ 、 $Q_k$ ——永久作用、可变作用标准值；

$A_k$ ——偶然作用代表值；

$a_k$ ——钢管结构构件的几何参数标准值；

$\gamma_0$ ——结构重要性系数，按表 5.0.1 确定；

$\phi$ ——设计状况系数，按第 5.0.2 条确定；

$\gamma_d$ ——结构系数，按表 5.0.3 确定；

$f$ ——钢材强度设计值 ( $\text{N/mm}^2$ )，按表 4.0.4 确定；

$\sigma_x$ ——轴向正应力 ( $\text{N/mm}^2$ )，以拉为正；

$\sigma_{\theta}$ ——环向正应力 (N/mm<sup>2</sup>), 以拉为正;

$\sigma_r$ ——径向正应力 (N/mm<sup>2</sup>), 以拉为正;

$\tau_{\theta x}$ 、 $\tau_{\theta r}$ 、 $\tau_{xr}$ ——剪应力 (N/mm<sup>2</sup>)。

**5.0.9** 钢岔管承受均布外压荷载, 其抗外压稳定可按式进行验算:

$$p_{0k} \leq \frac{p_{cr}}{K_c} \quad (5.0.9)$$

式中:  $p_{0k}$ ——径向均布外压力标准值 (N/mm<sup>2</sup>);

$p_{cr}$ ——抗外压稳定临界压力计算值 (N/mm<sup>2</sup>);

$K_c$ ——抗外压稳定安全系数, 光面管管壁取 2.0, 加劲环间管壁和加劲环取 1.8。

## 6 体形参数选择

- 6.0.1** 钢岔管体形设计应考虑结构特性和水力特性的要求。
- 6.0.2** 钢岔管支管管径，宜按与钢岔管主管等流速原则拟定。
- 6.0.3** 钢岔管分岔角可在  $55^\circ \sim 90^\circ$  范围内选取。非对称 Y 形钢岔管分岔角宜为  $55^\circ \sim 70^\circ$ ；对称 Y 形钢岔管分岔角宜为  $65^\circ \sim 80^\circ$ 。
- 6.0.4** 钢岔管的扩大率宜在 1.1~1.2 范围内选取。
- 6.0.5** 钢岔管分岔前后可采用单锥或多锥。当钢岔管规模  $HD$  值大于  $1500\text{m} \cdot \text{m}$  时，钢岔管分岔前后宜采用多锥。多锥钢岔管体形（图 6.0.5）中各主、支锥腰线转折角宜平缓，合理分配分岔角，使各折角点应力分布相对均匀，主、支锥腰线转折角限值见表 6.0.5。钢岔管体形确定宜进行多方案比较，选取较小尺寸的岔管，对多锥钢岔管  $C_0$  宜取较小值， $C_{22}$  宜取较大值。

表 6.0.5 主、支锥腰线转折角限值

项目	单锥岔管			双锥岔管				
	$C_1$	$C_0$	$C_2$	$C_{11}$	$C_1$	$C_0$	$C_2$	$C_{22}$
对称 Y 形	$14^\circ$	$13^\circ$	$20^\circ$	$8^\circ$	$8^\circ$	$8^\circ$	$11^\circ$	$11^\circ$
非对称 Y 形	$19^\circ$	$19^\circ$	$20^\circ$	$13^\circ$	$13^\circ$	$12^\circ$	$15^\circ$	$18^\circ$

注：对于单锥岔管，岔管壁厚相同时， $C_2$  可较大，但不宜大于  $25^\circ$ 。

- 6.0.6** 肋板的肋宽比可在  $0.20 \sim 0.50$  范围内选取。非对称 Y 形钢岔管，肋宽比宜在  $0.30 \sim 0.45$  范围内选取；对称 Y 形钢岔管，肋宽比宜在  $0.25 \sim 0.35$  范围内选取。
- 6.0.7** 肋板的内缘曲线宜优先选用椭圆曲线，并通过有限元计算优化内缘曲线方程；也可采用抛物线。
- 6.0.8** 初步拟定体形参数后，可根据本规范附录 A 的方法确定岔管体形，重要的岔管宜通过有限元结构计算进行优化。

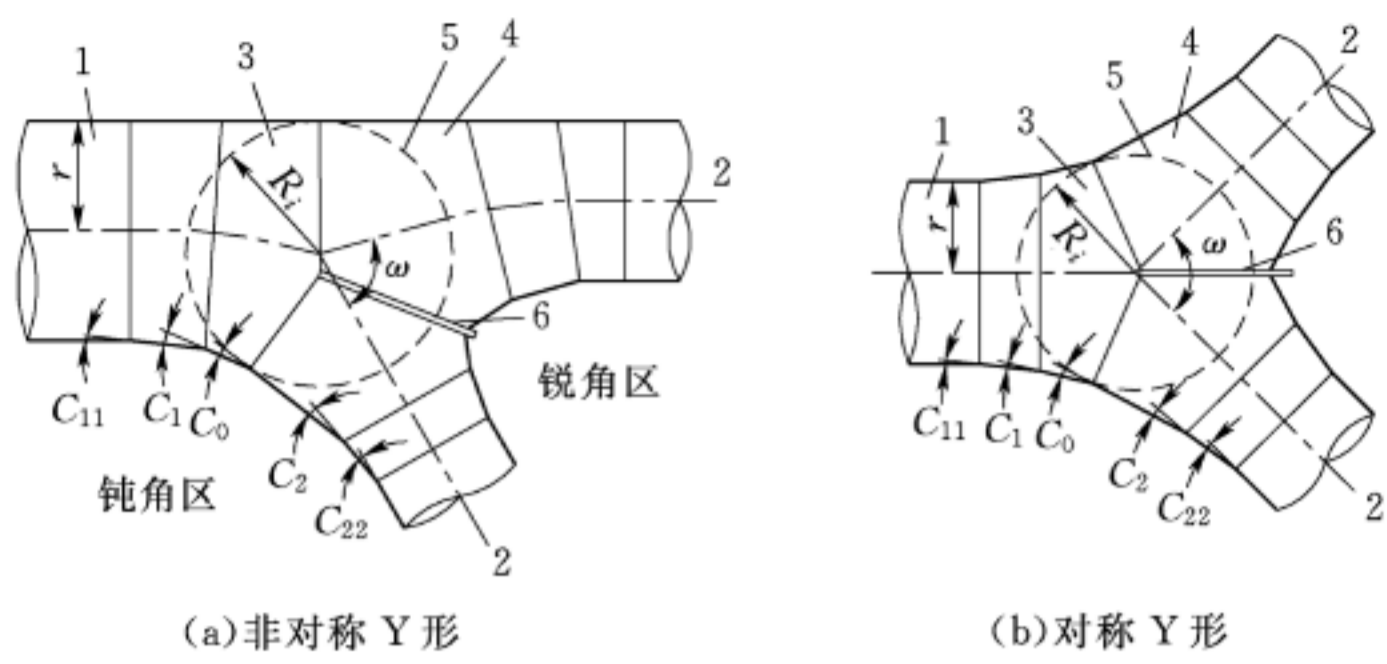


图 6.0.5 多锥钢岔管体形

1—主管；2—支管；3—主锥管；4—支锥管；5—公切球；6—月牙肋

**6.0.9** 对称 Y 形钢岔管水头损失系数可按表 6.0.9 初步确定，非对称钢岔管水头损失系数可按《水电站调压室设计规范》NB/T 35021 有关规定初步确定，最终水头损失宜通过水力数值计算或模型试验确定。

表 6.0.9 对称 Y 形钢岔管水头损失系数  $\xi$  值

分岔角		55°	75°	90°
过流形式				
双侧过流	分流	0.12	0.21	0.25
	合流	0.24	0.25	0.36
单侧过流	分流	0.50~1.60		
	合流	0.50~1.40		

注：1 表中水头损失系数值对应于主管流速。  
2 对于其他分岔角的岔管水头损失系数可按此表内插计算选取。

## 7 结构设计

**7.0.1** 地下埋藏式月牙肋钢岔管结构分析方法宜符合本规范附录 B 的规定。

**7.0.2** 当考虑钢岔管与围岩共同承担内水压力设计时，围岩覆盖厚度应满足本规范附录 B 中第 B.1.2 条的有关要求。当围岩覆盖厚度不满足要求时，应按现行行业标准《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056 的有关规定执行。

**7.0.3** 与围岩共同承受内水压力的钢岔管结构设计应符合下列要求：

1 钢岔管设计宜采用三维有限元法进行结构分析，合理模拟围岩的约束和缝隙值。

2 考虑围岩分担内水压力设计的钢岔管应满足明管准则。

3 钢岔管洞段的围岩压力应由洞室的支护和回填混凝土共同承担，钢岔管不承担围岩压力。

**7.0.4** 应查明钢岔管洞段围岩的工程地质条件，围岩弹性模量、变形模量、单位弹性抗力系数、泊松比等地质力学参数宜由野外试验确定，计算取值应考虑爆破松动、邻近洞室和临空面对上述地质参数的影响。

**7.0.5** 钢岔管与围岩联合作用的结构计算时，缝隙值可按本规范附录 B 中与钢岔管公切球直径相同的地下埋藏式圆管计算，钢岔管的最小缝隙值与其公切球半径之比不宜小于  $4 \times 10^{-4}$ ，垂直缝隙值与水平缝隙值可采用不同数值。

**7.0.6** 钢岔管承受的地下水压力值，应根据勘测资料、水库和输水系统渗漏的影响及排水系统的效果等因素综合分析确定。

**7.0.7** 钢岔管所受的温度作用可忽略不计。

**7.0.8** 钢岔管结构设计宜采取下列步骤：

1 按本规范附录 B 与钢岔管公切球直径相同的地下埋藏式圆柱管计算钢岔管平均围岩分担率，确定钢岔管所分担的内水压力，再根据钢岔管所分担的内水压力，按膜应力和局部应力分别估算壁厚，取其大值。管壁厚度可按下列公式计算：

按膜应力估算管壁厚度：

$$t_{y1} = \frac{k_1 p_1 r_i}{\sigma_{R_1} \cos A} \quad (7.0.8-1)$$

按局部应力估算管壁厚度：

$$t_{y2} = \frac{k_2 p_1 r_i}{\sigma_{R_2} \cos A} \quad (7.0.8-2)$$

式中： $t_{y1}$ 、 $t_{y2}$ ——分别按膜应力、局部应力估算的钢岔管壁厚（mm）；

$p_1$ ——钢岔管承担的内水压力值（N/mm<sup>2</sup>）；

$r_i$ ——该节管壳计算点到旋转轴的旋转半径（即垂直距离），对于等径管即为钢管半径（mm）；

$A$ ——该节钢管半锥顶角（°）；

$k_1$ ——腰线转折角处应力集中系数，对月牙肋钢岔管取 1.0~1.1；

$k_2$ ——腰线转折角处应力集中系数，按图 7.0.8 选取；

$\sigma_{R_1}$ 、 $\sigma_{R_2}$ ——分别按膜应力、局部膜应力+弯曲应力计的抗力限值（N/mm<sup>2</sup>）。

2 肋板厚度可按 1.9 倍~2.3 倍的钢岔管最大壁厚估算。

3 宜进行有限元分析和结构优化设计。

7.0.9 在进行钢岔管有限元结构分析时，应遵循以下规定：

1 肋板宜选择实体单元模拟；管壳宜选择壳单元模拟；埋管状态下，钢衬与围岩的联合作用应采用接触单元模拟。

2 有限元网格的单元最大边长与公切球半径的比值不宜大于 0.10。

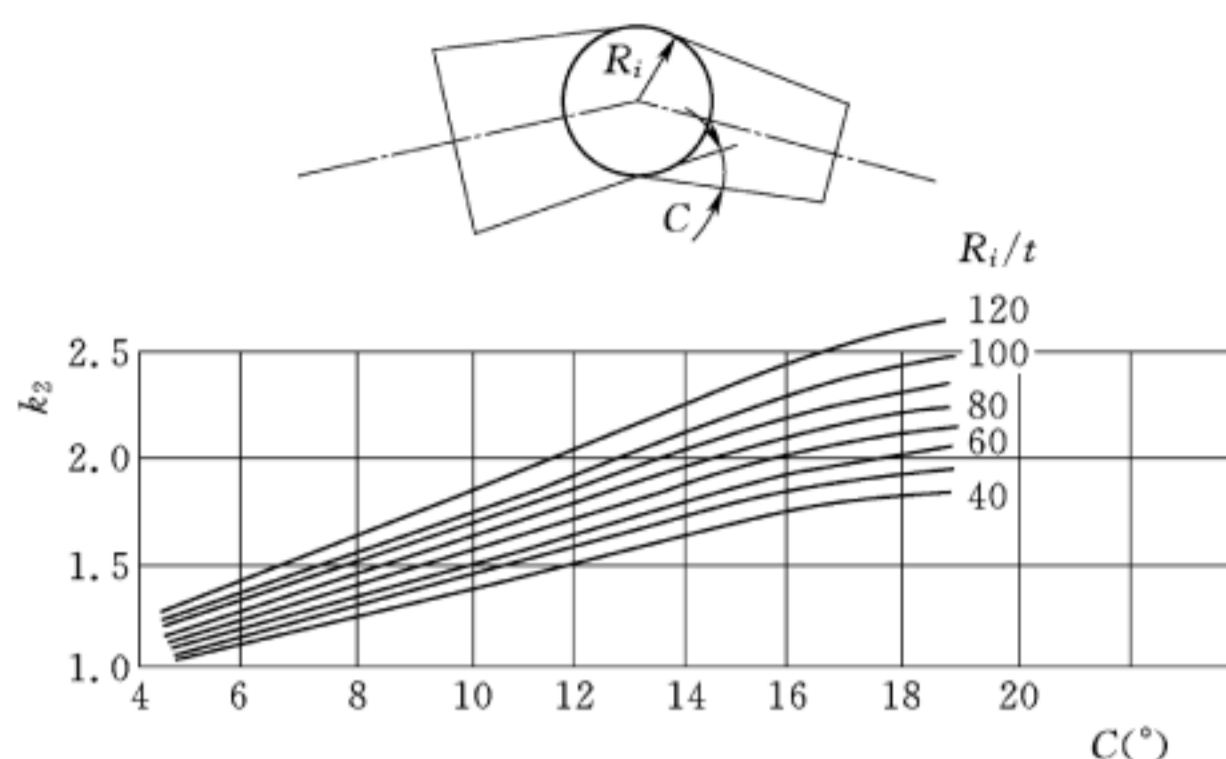


图 7.0.8 腰线转折角应力集中系数  $k_2$  曲线

**3** 运行工况有限元模型范围，主、支管直管段的长度与主、支管半径的比值宜为 3~4。

**4** 运行工况有限元模型管端边界宜采用全约束或径向、环向、轴线三方向位移约束。

**5** 水压试验工况宜模拟闷头和支撑，并考虑水重和结构自重。

**7.0.10** 钢岔管抗外压稳定临界压力可按本规范附录 B.2 计算。

## 8 构造要求

**8.0.1** 包括壁厚裕量的管壁最小厚度，除应满足承载能力要求外，还应根据制造、运输、安装等要求，保证必需的刚度。管壁最小厚度宜按下式计算，且不宜小于 6mm。

$$t \geq D/800 + 4 \quad (8.0.1)$$

式中： $t$ ——钢岔管管壁厚度（mm），计算的  $t$  值若有小数，应予以进位；

$D$ ——钢岔管公切球直径（mm）。

**8.0.2** 大型钢岔管管壁可设计为变厚，钢岔管相邻锥体壁厚差不宜大于 4mm；若厚度差大于 4mm，应将较厚板的接口处刨成 1:3 的坡度。

**8.0.3** 钢岔管环向焊缝间距不宜小于 10 倍管壁厚度，且不宜小于 300mm。

**8.0.4** 纵向焊缝不应布置在岔管横断面的水平轴线和垂直轴线上，与其夹角应大于  $10^\circ$ ，且相应弧线距离应大于 300mm 及 10 倍管壁厚度。肋板的对接焊缝不应设置在其对称轴线上，焊缝与肋板对称轴线夹角应大于  $15^\circ$ 。相邻管节纵缝间距也应满足上述要求。

**8.0.5** 岔管的下列焊缝应为一类焊缝，其他受力焊缝为二类焊缝。

- 1 管壁纵缝、环缝。
- 2 加强肋板的对接焊缝。
- 3 加强肋板与管壁相接处的对接和角接的组合焊缝。
- 4 闷头焊缝及闷头与管壁的连接焊缝。
- 5 加劲环对接焊缝。

**8.0.6** 钢岔管制作的偏差应符合现行国家标准《水电水利工程

压力钢管制作安装及验收规范》GB 50766 的有关规定，钢岔管安装后管口圆度偏差不应大于  $5D/1000$ ，且不应大于 40mm。圆度偏差测量不应少于两对管径。若钢岔管刚度不满足吊运和浇筑管外混凝土的要求，应在钢岔管内外采取必要的加固措施。

**8.0.7** 钢岔管施焊的预热要求应符合现行国家标准《水电水利工程压力钢管制作安装及验收规范》GB 50766 的规定。

**8.0.8** 当钢岔管有下列情况之一者，应进行消除应力处理：

1 结构厚度超过下列数值：Q235 和 Q245R 为 42mm、Q345 为 38mm、Q390 为 36mm。

2 冷加工成型管节钢板厚度  $t$  超过下列范围：Q235 及 Q345， $t \geq D/33$ ；Q390， $t \geq D/40$ 。

3 钢岔管形状复杂，当出现本条第 1 款的情况且整体构件处理困难时，可只对焊缝作局部处理。

4 当采用其他钢种需进行消除应力处理时，应作专门研究。高强钢宜通过采取合理的焊接工艺及严格的质量控制以降低残余应力，不宜采用热处理方法消除残余应力。当采用爆炸消除残余应力或振动时效消除残余应力时，在钢岔管制作前应进行工艺试验，确定合理的参数，以确保焊接接头的力学性能及消除残余应力效果。

**8.0.9** 钢岔管宜制成整体安装。分瓣组装的岔管宜减少分瓣数，以减少现场组装焊缝，且出厂前应进行整体预拼装。

**8.0.10** 考虑锈蚀磨损，钢岔管的壁厚裕量可取 2.0mm。锈蚀和泥沙磨损较为严重岔管的壁厚裕量应作专门论证。

**8.0.11** 钢岔管防腐蚀设计应根据流经岔管水体的流速、水质、泥沙的含量和性质，以及环境、地下水水质等条件确定。防腐蚀方案、表面预处理、施工工艺及质量检验应按现行国家标准《水电水利工程压力钢管制作安装及验收规范》GB 50766 的有关规定执行。

**8.0.12** 地下埋藏式钢岔管与围岩间的回填混凝土应浇筑密实，

钢岔管安装支腿、加劲环、岔裆等部位必须加强振捣，减小岔管与混凝土、混凝土与围岩间的施工缝隙。钢岔管外回填混凝土强度等级不应低于 C20。经研究可采用微膨胀混凝土或干缩较小的混凝土。对于振捣困难的部位，可采用自密实混凝土。

**8.0.13** 地下埋藏式钢岔管顶部应进行回填灌浆。回填灌浆压力不应小于 0.2MPa，也不得大于钢岔管的设计抗外压压力值。

**8.0.14** 钢岔管底部、肋板两侧应进行接触灌浆，接触灌浆压力不宜大于 0.2MPa，且应保证钢岔管在接触灌浆过程中的变形不超过设计允许值。接触灌浆宜安排在温度较低时段进行。

**8.0.15** 当钢岔管采用高强度制作时，回填灌浆和接触灌浆宜采用管外预埋灌浆管路系统进行，且有可靠的质量保证措施。

**8.0.16** 固结灌浆应根据围岩地质条件、内水压力、设计假定、开挖爆破方式等，经研究后进行；固结灌浆宜在钢岔管安装前进行或埋管实施，钢岔管不宜开设灌浆孔。固结灌浆压力不宜小于 0.5MPa。如采用埋管灌浆时，在灌浆过程中应进行安全监测，防止发生钢岔管失稳事故。

**8.0.17** 对于非对称 Y 形钢岔管可在内壁肋板处设置导流板，导流板的布置和形式宜通过水力模型试验确定。导流板上宜布置平压孔，并减少对管壳的约束。

**8.0.18** 肋板外缘距管壳外壁的距离应满足焊接构造要求，肋板腰部断面不宜小于 50mm。

## 9 试 验

### 9.1 模 型 试 验

9.1.1 钢岔管可进行单体结构模型试验。当采用新材料、新设计理论或新工艺的钢岔管时宜做结构模型试验。

9.1.2 模型试验的比尺、模拟范围及作用，应根据试验目的确定。

9.1.3 钢岔管结构模型试验，宜采用仿真材料结构模型。

9.1.4 钢岔管结构模型试验，实测折算为原型后的整体屈服内水压力不得低于原型设计内水压力的 2.0 倍；若需做爆管试验，实测爆管内水压力安全系数不得低于 3.0。

9.1.5 引用结构模型试验结果，应根据模型的比尺、材料、约束条件、相似条件等与实际结构的差别，界定结构的安全度。

9.1.6 体形较复杂的 1 级、2 级钢岔管，宜做水力学模型试验，以验证钢岔管体形合理性，并根据试验结果进行调整。

9.1.7 水力学模型试验中，为减少流态不相似对水力特性的影响，宜尽量选择较大的模型比尺。在正常运行工况下，钢岔管模型雷诺数不宜小于  $3 \times 10^5$ 。

### 9.2 水 压 试 验

9.2.1 钢岔管在没有经过明确的论证和严格的过程质量控制情况下，应进行水压试验。

9.2.2 钢岔管宜在工厂进行单体水压试验。

9.2.3 水压试验监测项目和监测布置应符合下列要求：

1 监测项目可包括内水压力、水温、变形、管壳及肋板的应力应变、不同压力下的进水量测试等。

2 应力应变监测宜在肋板、主锥、主支锥相贯线和支锥各设置 1 个监测断面，一般选取断面上部 1/4 或上部 1/2 为主设置监测点；还应根据计算结果，在腰线折角点、钢岔管顶部、峰值应力区、肋旁管壁、管壁整体膜应力区等关键部位设置监测点。监测点传感器宜在肋板和管壳的内、外壁对应设置。

3 变形监测应在钢岔管顶部、底部、主支锥相贯线腰线折角点设置监测点，宜在肋板腰线和闷头等其他部位设置监测点。

4 应力应变监测点布置宜与原型监测布置对应。

5 应根据试验压力设定位移、应变警戒值，并进行实时监测。

9.2.4 水压试验压力值的选取应符合下列规定：

1 不考虑围岩分担内水压力的钢岔管，水压试验的压力值应取正常运行情况最高内水压力设计值的 1.25 倍，且不小于特殊运行情况最高内水压力设计值。

2 考虑围岩分担内水压力的钢岔管，水压试验的压力值应根据钢岔管体形、试验条件以及水压试验工况抗力限值，通过有限元计算确定。

3 水压试验应分级加载或卸载，缓慢增压或减压。各级稳压时间及最大试验压力下的保压时间，不应少于 30min。加压或减压速度不宜大于 0.05MPa/min。

9.2.5 钢岔管水压试验宜进行两个完整的压力循环过程。

9.2.6 钢岔管水压试验后宜进行全面的无损探伤，必要时进行残余应力测试。

9.2.7 钢岔管水压试验时环境温度和试压水温应在 5℃ 以上。

9.2.8 钢岔管水压试验的支撑结构应具有足够的强度、刚度及稳定性。宜减少支撑结构对钢岔管本身的约束。在评价结构安全度时，应根据试验状态与运行状态的差别做出界定。

9.2.9 进行水压试验的钢岔管在制作时，与试验闷头相连的主、支锥应预留一定切割余量。

**9.2.10** 钢岔管进行水压试验时，应排除钢岔管顶部空气，排气管应从钢岔管试验闷头引至钢岔管顶部。钢岔管试验闷头上宜设进人孔。

**9.2.11** 钢岔管水压试验过程中应做好安全防范工作。

## 10 安全监测

**10.0.1** 钢岔管应进行安全监测，并纳入工程安全监测系统。

**10.0.2** 应根据钢岔管的规模、结构特点和地质条件，结合电站水头、运行方式等设置监测项目，进行监测布置。监测宜包括下列项目：

- 1 围岩变形及压应力。
- 2 钢岔管与回填混凝土、回填混凝土与围岩间缝隙值。
- 3 管壳及肋板应力应变。
- 4 内、外水压力。
- 5 回填混凝土应变。
- 6 管壁、围岩温度。

**10.0.3** 钢岔管监测宜按下列要求布置：

1 钢岔管段围岩变形，宜设置 1 个～2 个监测断面，宜在顶拱和钢岔管腰线对应的围岩按垂直设计开挖线设置多点位移计进行监测；围岩压应力，宜在钢岔管底部和腰线对应的围岩表面设置压应力计进行监测。

2 钢岔管与回填混凝土、回填混凝土与围岩间缝隙值均宜进行监测，宜在钢岔管过渡锥与主锥相贯线、主支锥相贯线设置监测断面。每个断面在腰线位置设置一组测点，在顶部或底部位置至少设置一组测点，并保证每个断面在顶部回填混凝土与围岩、底部钢衬与回填混凝土之间均设置测点。

3 应力应变宜采用钢板计进行监测，宜在主支锥相贯线、钢岔管过渡锥与主锥或主管相贯线、过渡锥与支锥或支管相贯线等位置设置不少于 3 个监测断面，同时还宜在肋板沿厚度中心线设置监测断面。监测断面和测点布置见图 10.0.3。

4 钢岔管内水压力宜结合进水阀前设置的压力表和压力传

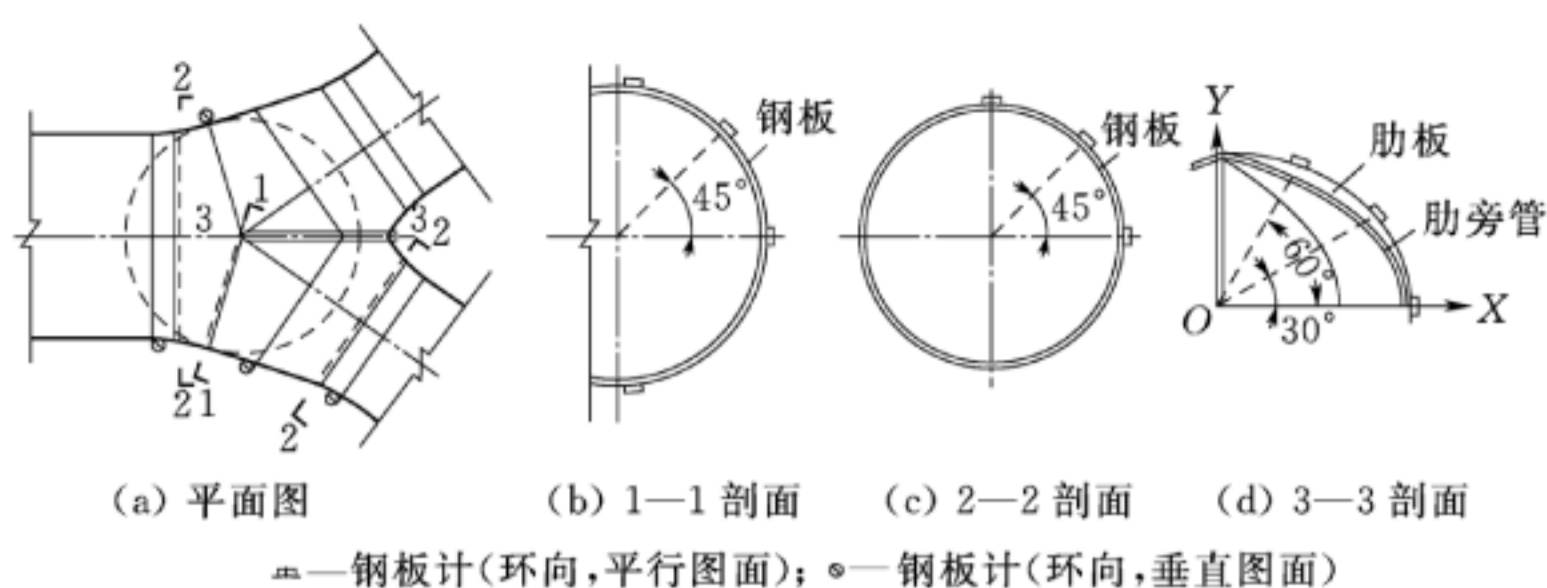


图 10.0.3 钢岔管钢板计监测布置

感器进行监测。钢岔管外水压力宜采用渗压计进行监测，结合围岩变形、管壳应力应变监测断面在围岩和管壳外壁设置渗压计，在钢岔管段置于围岩内的渗压计应不少于 3 个测点，靠管壳外壁的渗压计不宜少于 2 个测点。如具备条件，还可在附属洞室或输水沿线设置测压管进行钢岔管外水压力监测。

**5** 回填混凝土应变监测，可结合围岩变形、管壳应力应变的监测断面，在腰线处及竖向中心线顶端或底端处的回填混凝土中间位置设置二向应变计组进行监测，其方向为径向和环向。

**6** 管壁、围岩温度采用电测温度计监测，宜在钢岔管外壁设置 1 个~2 个测点，可在围岩内设置 1 个~2 个测点。

**10.0.4** 监测仪器埋设完成后，应及时观测，输水系统充水、放水过程中应加密观测，同时进行内水压力观测，并结合输水系统充水、机组调试与运行及时进行监测资料整编与分析，评价钢岔管运行状态。

## 附录 A 地下埋藏式月牙肋钢岔管体形设计方法

**A. 0. 1** 地下埋藏式月牙肋钢岔管体形计算应按下列步骤进行：

1 拟定钢岔管腰线转折角  $C$ 、 $D$ 、 $W_L$  及最大公切球直径，绘制体形草图。体形拟定应与厂区枢纽布置相适应，并且三端为圆柱管，两腰线平行。

2 宜由三端开始，计算各节的角度  $A$ 、 $B$ 。主管  $i$  按顺水流方向排序；两支管按逆水流方向排序。

3 计算各节的腰线长  $l_i$  和轴线长  $m_i$ 、各节之间的公切球半径  $R_i$ 。可先定腰线长度求半径，也可先定半径求腰线长度。注意两侧腰线半径必须相适应，三锥相交处应有同一公切球。

4 应作钢岔管平面图，并检验其合理性。

5 求管壁中面与肋板中面交线坐标  $E$ 、 $F$ ，三条锥管相贯线交点  $Q$  的坐标，斜切角  $K_2$ 、 $K_3$ 。设定管壁厚度  $t$  和肋板厚度  $t_r$ ，计算肋宽  $b_r$ ，作肋板体形图，并检验其合理性。

6 展开计算应包括下列内容：

1) 求管壁外表面与肋板侧面的交线坐标  $E_0$ 、 $F_0$ ，供组装钢岔管使用。

2) 计算底圆半径  $R_0$ 、 $R_2$ ，尖端位置  $x$ 、 $y$ 、 $y_2$ ，截距  $C_3$ 、 $D_3$ ，底线坐标  $x_1$ 、 $y_1$ ，供绘制管节图和展开图使用。

3) 验算管壁厚度。

4) 计算展开扇形侧边线长度  $L_1$ 、中心角  $S$ 、大头与小头  $L_1$  之差，以及肋厚所占腰线长  $D_L$ 。校验展开图边长与腰线长是否相符。

5) 计算管节面积  $F_4$ 、 $F_5$ ，供计算工程量使用。

**A. 0. 2** 几何尺寸计算应符合下列要求：

1 钢岔管几何尺寸计算，除注明外均应按管壁内面进行计算。

1) 半锥顶角和轴线转折角（图 A.0.2-1）可按下列公式计算：

$$A_{i+1} = A_i + \frac{C_i + D_i}{2} \quad (\text{A.0.2-1})$$

$$B_i = \frac{C_i - D_i}{2} \quad (\text{A.0.2-2})$$

式中： $A_{i+1}$ —— $i+1$  节半锥顶角（°）；

$A_i$ —— $i$  节半锥顶角（°），三端半锥顶角已知为零且作为计算起点；

$C_i$ —— $i$  节右侧腰线转折角（°）；

$D_i$ —— $i$  节左侧腰线转折角（°）；

$B_i$ —— $i$  节轴线转折角（°）。

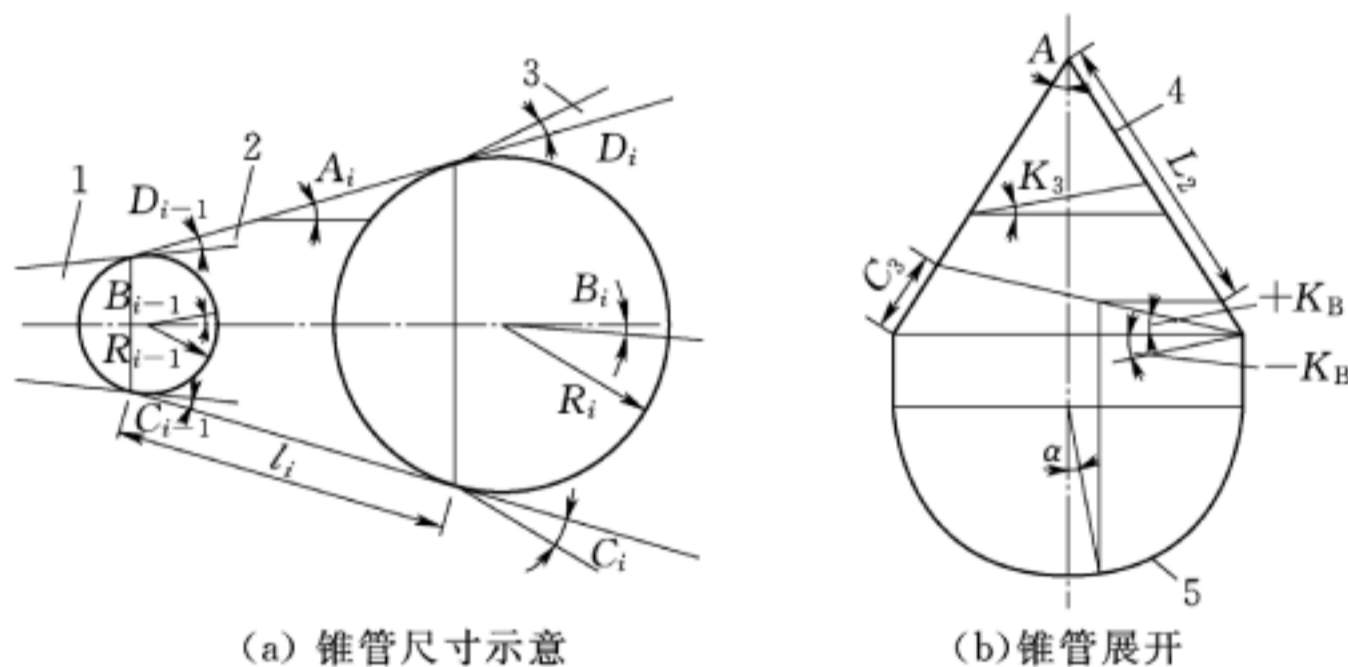


图 A.0.2-1 半锥顶角和轴线转折角

1— $i-1$  节；2— $i$  节；3— $i+1$  节；4—锥管；5—底面

2) 腰线长和轴线长计算应符合下列要求。

一般管节腰线长可按下式计算：

$$l_i = R_i \left( \cot A_i - \tan \frac{C_i}{2} \right) - R_{i-1} \left( \tan \frac{C_{i-1}}{2} + \cot A_i \right) \quad (\text{A.0.2-3})$$

式中： $l_i$ —— $i$  节腰线长（mm）；

$R_i$ —— $i$  节公切球半径（mm）。

轴线长可按下式计算：

$$m_i = (R_i - R_{i-1}) / \sin A_i \quad (\text{A. 0. 2 - 4})$$

式中： $m_i$ —— $i$  节轴线长，两公切球球心距离（mm）。

三锥相交（图 A. 0. 2 - 2）的腰线长可按下式计算：

$$l_i = R_{i-1} \left( \cot A_i - \tan \frac{W_L}{2} \right) - R_i \left( \cot A_i + \tan \frac{C_i}{2} \right) \quad (\text{A. 0. 2 - 5})$$

式中： $W_L$ ——两支锥管腰线交角（°）。

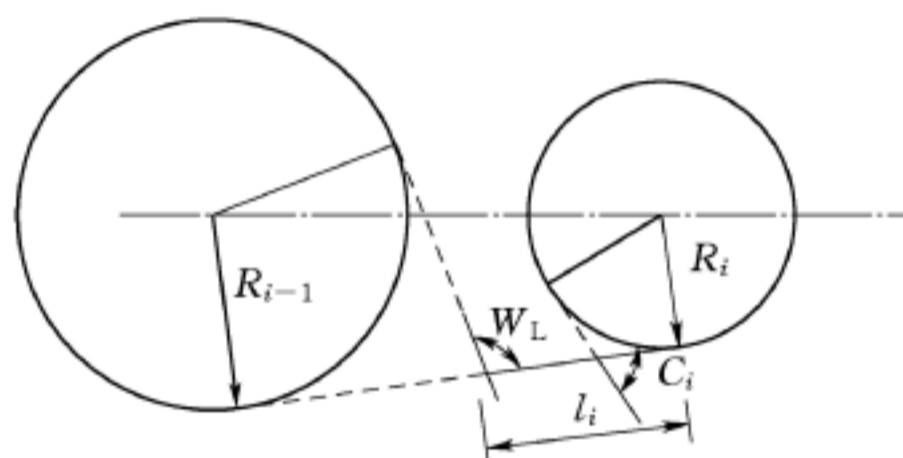


图 A. 0. 2 - 2 三锥相交

三端的第一管节（圆柱管）轴线长（图 A. 0. 2 - 3）可按下式计算：

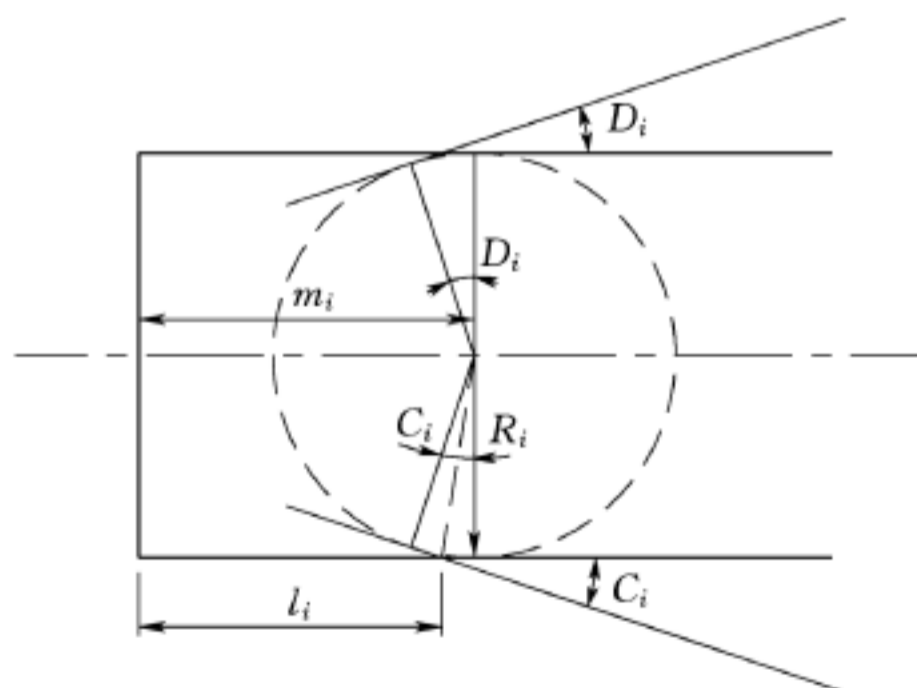


图 A. 0. 2 - 3 第一管节轴线长

$$m_i = l_i + R_i \tan \frac{C_i}{2} \quad (\text{A. 0. 2 - 6})$$

3) 三锥相交 (图 A. 0. 2 - 4) 处斜切角计算可按下列公式计算:

$$\tan K_2 = \frac{\cos A_{N1} \sin \omega_2}{\cos A_{N2+1} - \cos A_{N1} \cos \omega_2} \quad (\text{A. 0. 2 - 7})$$

$$\tan K_3 = \frac{\cos A_{N1} \sin \omega_3}{\cos A_{N1+1} - \cos A_{N1} \cos \omega_3} \quad (\text{A. 0. 2 - 8})$$

式中:

$K_2$ ——锥管底线左侧斜切角 ( $^\circ$ );

$K_3$ ——锥管底线右侧斜切角 ( $^\circ$ );

$\omega_2$ 、 $\omega_3$ ——分岔处轴线交角 ( $^\circ$ );

$A_{N1}$ 、 $A_{N1+1}$ 、 $A_{N2+1}$ ——三锥相交处管节半锥顶角 ( $^\circ$ )。

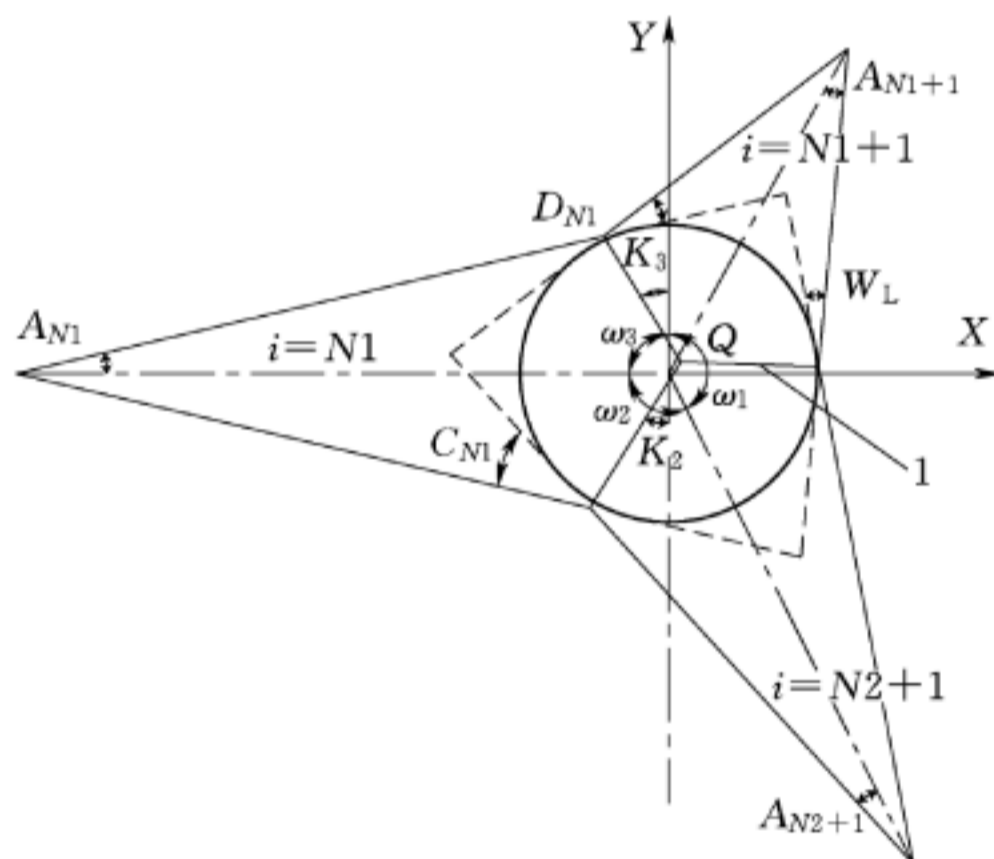


图 A. 0. 2 - 4 三锥相交平面图

1—肋板

三条轴线的交角可按下列公式计算:

$$\omega_1 = 180^\circ - W_L - A_{N1+1} - A_{N2+1} \quad (\text{A. 0. 2 - 9})$$

$$\omega_2 = 180^\circ - C_{N1} - A_{N1} - A_{N2+1} \quad (\text{A. 0. 2 - 10})$$

$$\omega_3 = 180^\circ - D_{N1} - A_{N1} - A_{N1+1} \quad (\text{A. 0. 2 - 11})$$

式中：  $\omega_1$ ——分岔处轴线交角（°）；

$W_L$ 、 $C_{N1}$ 、 $D_{N1}$ ——三锥相交处相邻锥管腰线交角（°）。

4) 三锥相交处相贯线交点  $Q$  坐标  $x$ 、 $y$  可按下列公式计算：

$$\frac{x}{R_{N1}} = \frac{A_{P7} + A_{P8}}{A_{P9} + A_{P10} + A_{P11}} \quad (\text{A. 0. 2 - 12})$$

$$\frac{y}{R_{N1}} = \frac{A_{P12} + A_{P13} + A_{P14}}{A_{P9} + A_{P10} + A_{P11}} \quad (\text{A. 0. 2 - 13})$$

$$A_{P7} = \sin(A_{N1+1} - A_{N1}) \sin \omega_2 \quad (\text{A. 0. 2 - 14})$$

$$A_{P8} = \sin(A_{N2+1} - A_{N1}) \sin \omega_3 \quad (\text{A. 0. 2 - 15})$$

$$A_{P9} = \cos A_{N1} \sin \omega_1 \quad (\text{A. 0. 2 - 16})$$

$$A_{P10} = \cos A_{N1+1} \sin \omega_2 \quad (\text{A. 0. 2 - 17})$$

$$A_{P11} = \cos A_{N2+1} \sin \omega_3 \quad (\text{A. 0. 2 - 18})$$

$$A_{P12} = \sin(A_{N1} - A_{N1+1}) \cos \omega_2 \quad (\text{A. 0. 2 - 19})$$

$$A_{P13} = \sin(A_{N2+1} - A_{N1}) \cos \omega_3 \quad (\text{A. 0. 2 - 20})$$

$$A_{P14} = \sin(A_{N1+1} - A_{N2+1}) \quad (\text{A. 0. 2 - 21})$$

式中：  $x$ 、 $y$ ——以公切圆圆心为原点的三锥交点坐标；

$R_{N1}$ —— $N1$  节公切球半径（mm）。

5) 相交三锥的主锥、支锥底圆半径可按下列公式计算：

$$R_{0N1} = \frac{R_{N1} + x \sin A_{N1}}{\cos A_{N1}} \quad (\text{A. 0. 2 - 22})$$

$$R_0 = \frac{R_{N1} - \sqrt{x^2 + y^2} \cos \left( 180^\circ - \omega_3 - \arctan \frac{y}{x} \right) \sin A_{N1+1}}{\cos A_{N1+1}} \quad (\text{A. 0. 2 - 23})$$

当采用对称钢岔管时， $R_0$  可按下式计算：

$$R_0 = \frac{R_{N1} - x \cos \frac{\omega_1}{2} \sin A_{N1+1}}{\cos A_{N1+1}} \quad (\text{A. 0. 2 - 24})$$

式中：  $R_{0N1}$ —— $N1$  节主锥底圆半径（mm）；

$R_0$ —— $N1+1$  节支锥底圆半径 (mm);

$x$ 、 $y$ ——以公切圆圆心为原点的三锥交点坐标。

6) 相贯线 (图 A.0.2-5) 坐标  $E$ 、 $F$  可按下列公式计算:

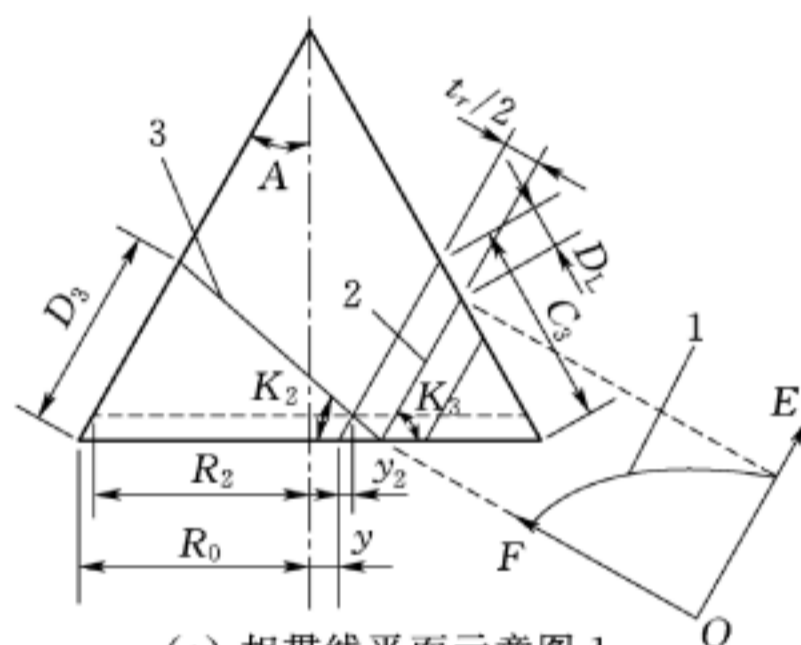
$$E = \frac{R_0 (\sin \alpha - \sin \alpha_0)}{(1 + A_0 \sin \alpha) \cos K_3} \quad (\text{A.0.2-25})$$

$$F = \frac{R_0 A_4 \cos \alpha}{1 + A_0 \sin \alpha} \quad (\text{A.0.2-26})$$

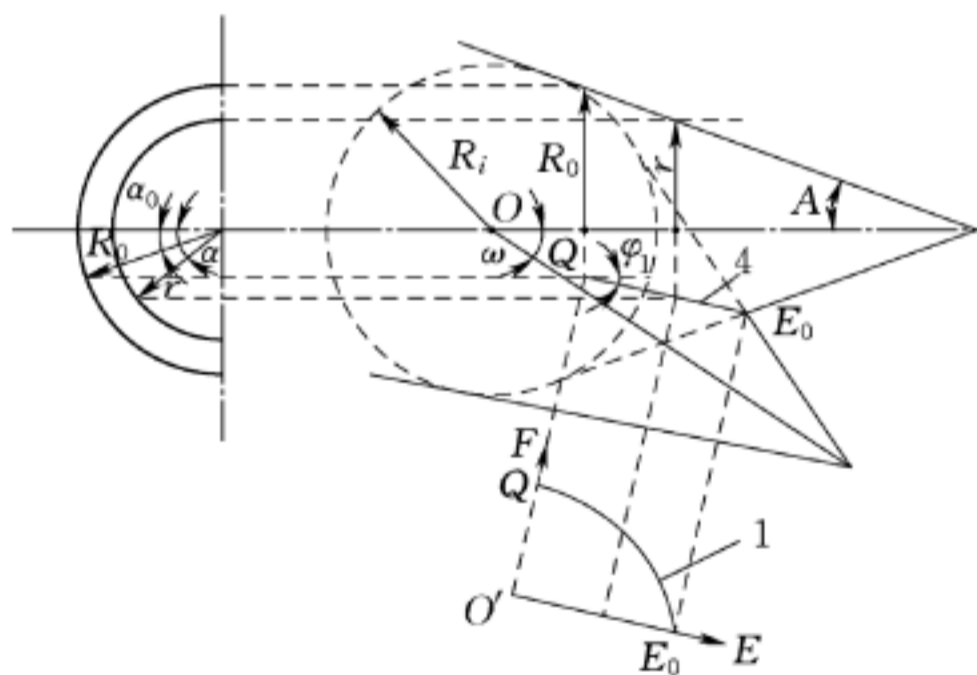
$$\sin \alpha_0 = \frac{y}{R_0} \quad (\text{A.0.2-27})$$

$$A_0 = \tan A \cot \varphi_1 \quad (\text{A.0.2-28})$$

$$A_4 = 1 + A_0 \sin \alpha_0 \quad (\text{A.0.2-29})$$



(a) 相贯线平面示意图 1



(b) 相贯线平面示意图 2

图 A.0.2-5 相贯线坐标计算

1—肋壁中面相贯线; 2、4—肋板; 3—底线

式中： $A$ ——锥管半锥顶角（°）；

$\varphi_1$ ——支锥管交线斜角（°）；

$\alpha_0$ ——肋端点相应底圆圆心角（°）；

$\alpha$ ——底圆圆心角（°）；

$y$ ——肋端点至  $N1+1$  节底圆圆心的距离（mm）；

$A_0$ 、 $A_4$ ——参数；

$K_3$ ——肋板中心线与  $N1+1$  节底圆半径的夹角（°）。

## 2 肋板几何尺寸计算应符合下列要求：

- 1) 根据相贯线坐标计算相贯线水平投影长度  $E_m$ ，依据分岔角  $\omega$  查肋板宽度参考曲线（图 A.0.2-6），初拟肋宽比  $\beta$ ，并可按下式计算肋板腰部断面宽度  $b_{r0}$ 。

$$b_{r0} = \beta E_m \quad (\text{A.0.2-30})$$

式中： $b_{r0}$ ——肋板腰部断面宽度，肋板内缘至相贯线的水平距离；

$\beta$ ——肋宽比；

$E_m$ ——相贯线水平投影长度。

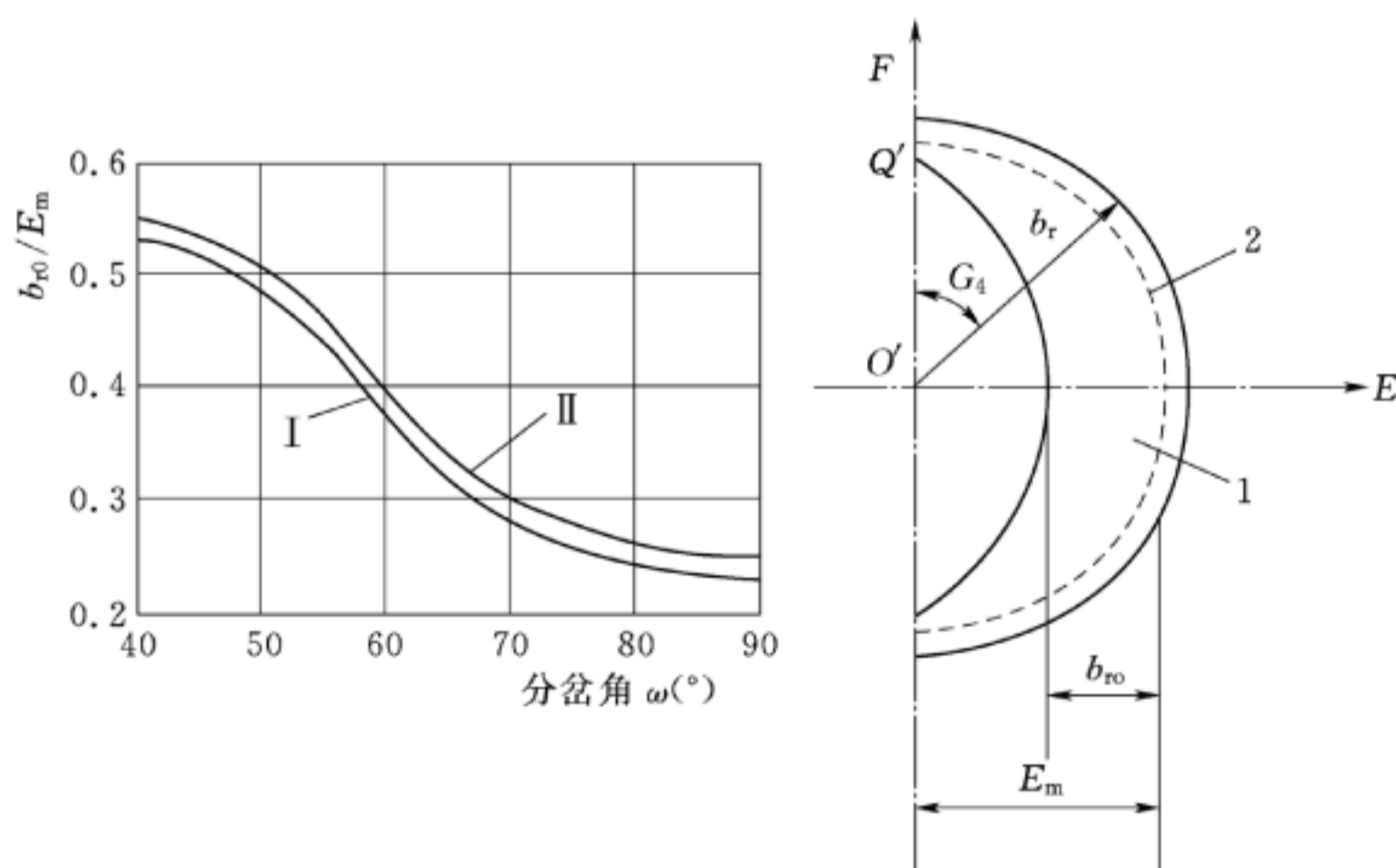


图 A.0.2-6 肋板宽度参考曲线

1—肋板；2—管壁交线；I—试验工况；II—运行工况

- 2) 可按 1.9 倍~2.3 倍的钢岔管最大壁厚初拟肋板厚度。
- 3) 作图可得管壳内、外表面相贯线 (图 A.0.2-7) 椭圆方程的长、短轴以及椭圆中心点坐标, 由此可得三锥相交处相贯线交点  $Q$  为原点的相贯线椭圆方程, 该椭圆方程见下式。

$$\frac{(x-x_0)^2}{a^2} + \frac{(y-y_0)^2}{b^2} = 1 \quad (\text{A.0.2-31})$$

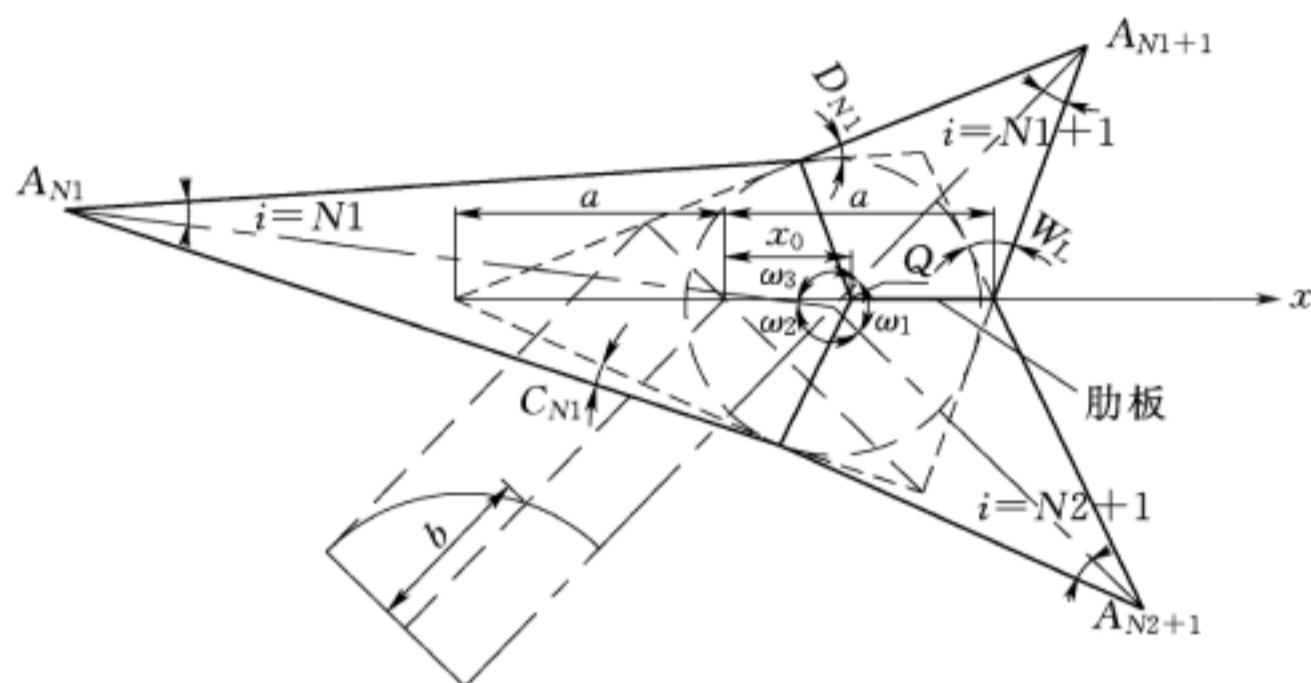


图 A.0.2-7 管壳内、外表面相贯线计算简图

- 4) 根据肋板焊接构造要求、腰部断面宽度  $b_r$ 、管壳内表面和肋板的相贯线方程确定肋板内缘顶点  $A$  点纵坐标  $y_b$  和肋板腰部内缘  $B$  点横坐标  $x_a$ ; 经过  $A$  点、 $B$  点作肋板内缘椭圆曲线或抛物线曲线。肋板内缘椭圆曲线 (图 A.0.2-8) 方程见式 (A.0.2-32), 肋板内缘抛物线曲线 (图 A.0.2-9) 方程见式 (A.0.2-33)。椭圆曲线方程不唯一, 可通过有限元结构计算最终选定肋板内缘应力分布均匀、应力极值较小的椭圆曲线方程。

$$\frac{(x-x_0)^2}{a'^2} + \frac{y^2}{b'^2} = 1 \quad (\text{A.0.2-32})$$

$$y^2 = \frac{y_b^2}{x_a}(x_a - x) \quad (\text{A. 0. 2 - 33})$$

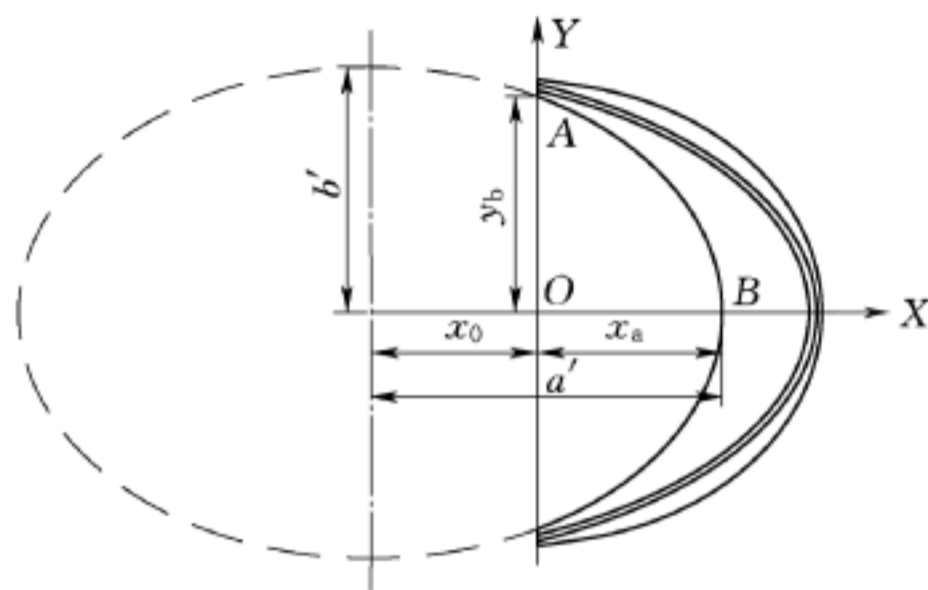


图 A. 0. 2 - 8 肋板内缘椭圆曲线

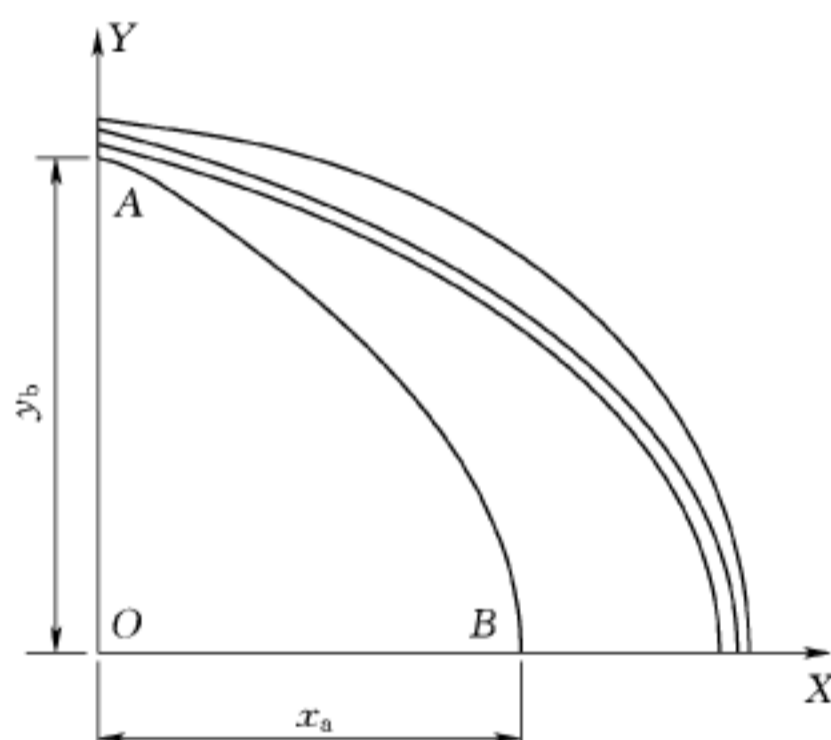


图 A. 0. 2 - 9 肋板内缘抛物线曲线

- 5) 肋板外缘曲线宜采用椭圆曲线。肋板外缘距管壳外壁的距离应满足焊接构造要求，在肋板腰部断面处不宜小于 50mm，在肋板顶端断面处不宜大于 10mm。

## 附录 B 地下埋藏式月牙肋钢岔管结构分析方法

### B.1 钢岔管承受内压结构分析

**B.1.1** 地下埋藏式月牙肋钢岔管缝隙值的估算可按式计算：

$$\delta_2 = \delta_b + \delta_s + \delta_r \quad (\text{B.1.1-1})$$

式中： $\delta_2$ ——钢岔管缝隙值（mm），包括施工缝隙 $\delta_b$ 、钢岔管冷缩缝隙 $\delta_s$ 和围岩冷缩缝隙 $\delta_r$ 等因素形成的累计缝隙值；

$\delta_b$ ——施工缝隙（mm）；

$\delta_s$ ——钢岔管冷缩缝隙（mm），计算最大缝隙值应取最低运行温度情况的 $\delta_{s1}$ ；

$\delta_r$ ——围岩冷缩缝隙（mm）。

施工缝隙 $\delta_b$ 、钢岔管冷缩缝隙 $\delta_s$ 和围岩冷缩缝隙值 $\delta_r$ 可按下列规定取值和计算：

**1** 混凝土衬圈浇筑密实，并进行可靠的回填和接触灌浆时，可取 $\delta_b = 0.2\text{mm}$ 。

**2** 最低运行温度情况下的钢岔管冷缩缝隙值 $\delta_{s1}$ 可按式计算：

$$\delta_{s1} = \Delta T_s \alpha_s r_0 (1 + \nu_s) \quad (\text{B.1.1-2})$$

式中： $\delta_{s1}$ ——最低运行温度情况下的钢岔管冷缩缝隙值（mm）；

$\Delta T_s$ ——钢岔管起始温度与最低运行温度之差（℃）；起始温度为管壁环向应力 $\sigma_\theta = 0$ 且 $\delta_2 = \delta_b$ 时的温度，如无实测资料，可近似用平均地温；最低运行温度可近似用最低水温；

$\nu_s$ ——钢材泊松比；

$\alpha_s$ ——钢材线膨胀系数（1/℃）；

$r_0$ ——钢岔管最大公切球内半径 (mm)。

3 围岩冷缩缝隙值  $\delta_r$  可按下式计算：

$$\delta_r = \Delta T_r \alpha_r r_5 \phi_r \quad (\text{B. 1. 1 - 3})$$

式中： $\delta_r$ ——围岩冷缩缝隙值 (mm)；

$\Delta T_r$ ——洞壁表面岩石起始温度与最低温度之差 (°C)，如无实测资料，可近似用平均地温减最低三个月平均水温；

$\alpha_r$ ——围岩膨胀系数 (1/°C)；

$r_5$ ——混凝土衬砌外半径 (mm)，即隧洞开挖半径；

$\phi_r$ ——围岩破碎区相对半径影响系数，由  $r_6/r_5$  值查图 B. 1. 1 选取；

$r_6$ ——围岩破碎区外半径 (mm)，坚硬完整围岩可取  $r_6 = r_5$ ，破碎软弱围岩可取  $r_6 = 7r_5$ ，中等围岩内插选取。

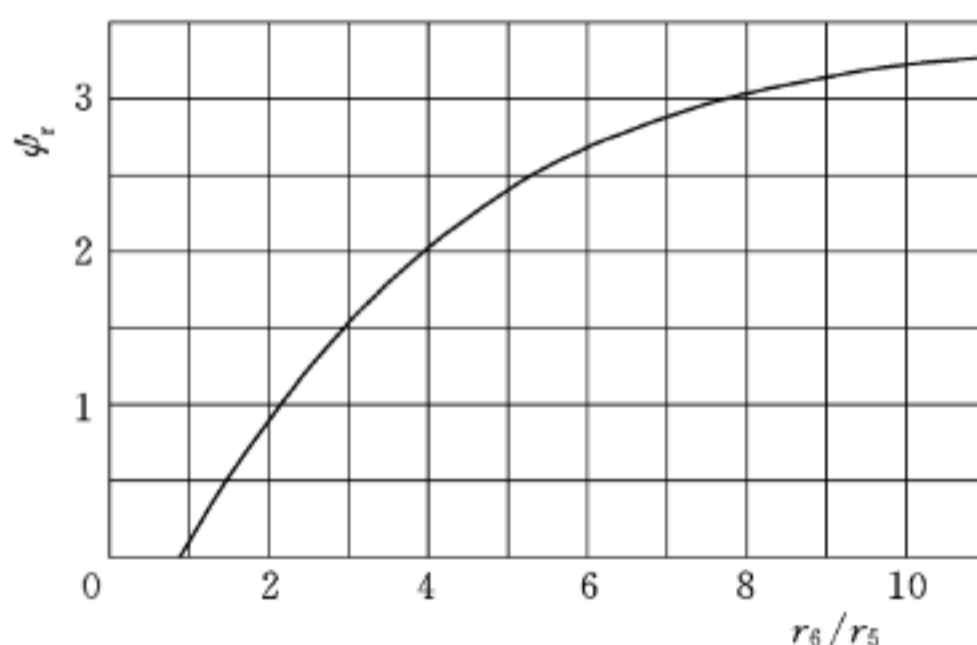


图 B. 1. 1  $\phi_r$  与  $r_6/r_5$  的关系曲线

**B. 1. 2** 考虑钢岔管与围岩共同承受内水压力时，围岩覆盖厚度应同时满足下列公式：

$$H_r \geq 6r_5 \quad (\text{B. 1. 2 - 1})$$

$$H_r \geq \frac{p_2}{\gamma_r \cos \alpha} \quad (\text{B. 1. 2 - 2})$$

$$p_2 = \bar{\lambda} p \quad (\text{B. 1. 2 - 3})$$

$$\bar{\lambda} = 1000 K_0 \left( \frac{r_0}{E_{s2}} - \frac{\delta_2}{\sigma_R} \right) \frac{\sigma_R}{p r_0} \quad (\text{B. 1. 2 - 4})$$

$$E_{s2} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \quad (\text{B. 1. 2 - 5})$$

式中： $H_r$ ——地下埋藏式钢岔管上覆围岩厚度（图 B. 1. 2），不应计入全风化层和强风化层（mm）；

$p_2$ ——围岩分担的平均内压（N/mm<sup>2</sup>）；

$\bar{\lambda}$ ——钢岔管平均围岩分担率，初步估算时，可按式（B. 1. 2 - 4）进行，最终通过有限元计算成果确定；

$p$ ——钢岔管设计内水压力（N/mm<sup>2</sup>）；

$\gamma_r$ ——围岩重度的较小值（N/mm<sup>3</sup>）；

$\alpha$ ——管轴与水平面的夹角（°），若  $\alpha > 60^\circ$ ，则取  $\alpha = 60^\circ$ ；

$K_0$ ——岩石单位抗力系数（N/mm<sup>3</sup>）；

$E_{s2}$ ——平面应变问题的钢材弹性模量（N/mm<sup>2</sup>）；

$E_s$ ——钢材弹性模量（N/mm<sup>2</sup>）；

$\sigma_R$ ——埋管膜应力的抗力限值（N/mm<sup>2</sup>）。

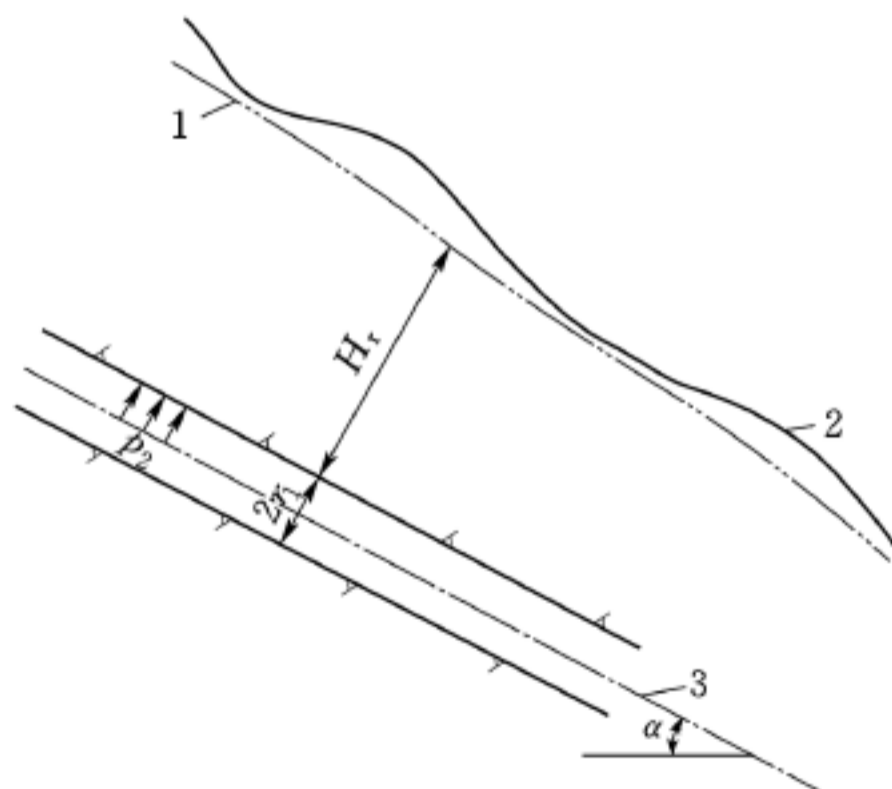


图 B. 1. 2 地下埋藏式钢岔管上覆围岩厚度

1—基岩强风化下限；2—地面线；3—管轴线

**B. 1.3** 钢岔管与围岩共同承担内水压力时，结构设计可按下列步骤进行：

1 按与钢岔管公切球直径相同的圆管计算缝隙值。

2 按与钢岔管公切球直径相同的圆管估算围岩分担率，钢岔管分担的内水压力按下式初估：

$$p_1 = (1 - \bar{\lambda}) p \quad (\text{B. 1.3})$$

式中： $p_1$ ——岔管分担的内水压力（N/mm<sup>2</sup>）。

3 根据钢岔管分担的内水压力，按明岔管初拟岔管体形和结构尺寸。

4 采用三维有限元法，合理模拟钢岔管与围岩间的缝隙，考虑围岩与钢岔管的联合作用，对初拟钢岔管体形进行结构分析。

5 根据初步分析成果和钢材抗力限值，判断初拟体形及结构尺寸的合理性，必要时进行体形优化。

6 针对最终确定的体形，采用不同缝隙值和围岩弹性抗力系数进行敏感性分析。

7 结合工程特点及工程类比，根据敏感性分析成果，合理拟定钢岔管设计参数，确定钢岔管体形及结构尺寸。

8 针对拟定钢岔管设计参数、体形及结构尺寸，进行明管准则复核。

## **B. 2 钢岔管抗外压稳定临界压力计算**

**B. 2.1** 钢岔管抗外压稳定计算可按与公切球直径相同的圆柱管估算。

**B. 2.2** 光面管临界外压可采用经验公式法或阿姆斯特兹公式法计算，并符合下列要求：

1 经验公式法可按下列式计算：

$$p_{cr} = 612 \left( \frac{t}{r} \right)^{1.7} R_e^{0.25} \quad (\text{B. 2.2-1})$$

式中： $p_{cr}$ ——抗外压稳定临界压力计算值（N/mm<sup>2</sup>）；

$R_e$ ——钢材屈服强度（N/mm<sup>2</sup>），应取本规范表 4.0.4 中的  $f_{sk}$ 。

$r$ ——公切球半径（mm）；

$t$ ——主锥的壁厚（mm）。

2 阿姆斯特兹公式法可按下列公式计算，亦可查地下埋管阿姆斯特兹公式法曲线（图 B.2.2）选取。

$$p_{cr} = \frac{\sigma_k}{\frac{r}{t} \left( 1 + 0.35 \frac{r R_{e2} - \sigma_k}{E_{s2}} \right)} \quad (\text{B.2.2-2})$$

$\sigma_k$  用试算法由式（B.2.2-3）求解：

$$\begin{aligned} & \left( E_{s2} \frac{\delta_{2p}}{r} + \sigma_k \right) \left[ 1 + 12 \left( \frac{r}{t} \right)^2 \frac{\sigma_k}{E_{s2}} \right]^{\frac{3}{2}} \\ &= 3.46 \frac{r}{t} (R_{e2} - \sigma_k) \left( 1 - 0.45 \frac{r R_{e2} - \sigma_k}{E_{s2}} \right) \end{aligned} \quad (\text{B.2.2-3})$$

$$R_{e2} = \frac{f_{sk}}{\sqrt{1 - \nu_s + \nu_s^2}} \quad (\text{B.2.2-4})$$

$$\delta_p = \frac{p_2 r_5}{1000 K_{01}} \left( 1 - \frac{E_{r0}}{E_r} \right) \quad (\text{B.2.2-5})$$

式中： $\sigma_k$ ——由外压引起的管壁屈曲处的平均应力（N/mm<sup>2</sup>）；

$R_{e2}$ ——平面应变问题的钢材屈服点（N/mm<sup>2</sup>）；

$f_{sk}$ ——钢材抗拉强度标准值（N/mm<sup>2</sup>），按表 4.0.4 取用；

$\delta_{2p}$ —— $\delta_2$  与围岩塑性压缩缝隙值  $\delta_p$  之和（mm）， $\delta_{2p} = \delta_2 + \delta_p$ ；

$\delta_p$ ——围岩塑性压缩缝隙值（mm）；

$K_{01}$ ——围岩单位抗力系数最大可能值（N/mm<sup>3</sup>）；

$E_{r0}$ ——围岩变形模量（N/mm<sup>2</sup>）；

$E_r$ ——围岩弹性模量（N/mm<sup>2</sup>）。

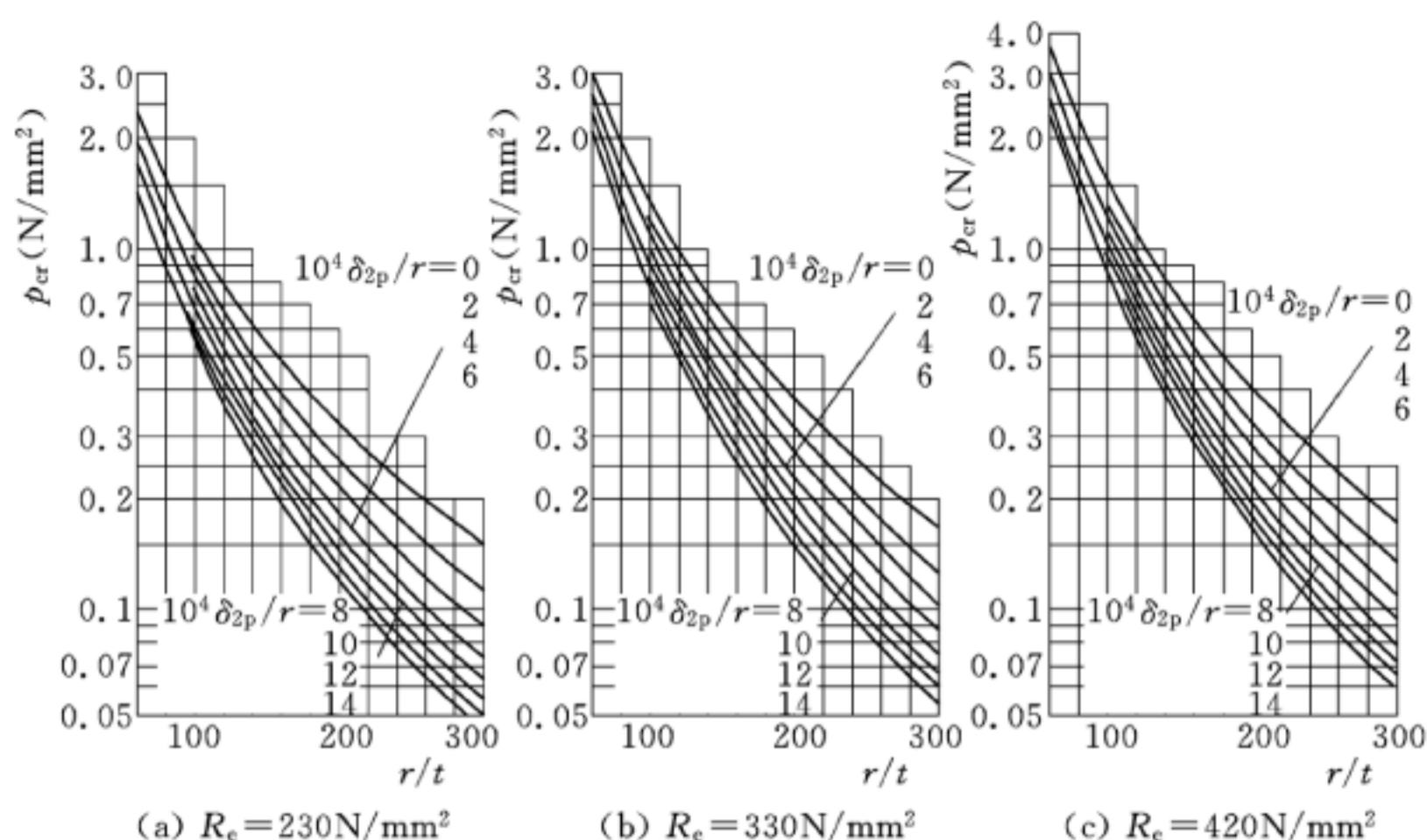


图 B.2.2 地下埋管阿姆斯特兹公式法曲线

**B.2.3** 加劲环式钢岔管抗外压稳定临界压力计算，应符合下列要求：

1 加劲环间管壁抗外压稳定临界压力计算应采用米赛斯公式计算：

$$p_{cr} = \frac{E_s t}{(n^2 - 1) \left( 1 + \frac{n^2 l^2}{\pi^2 r^2} \right)^2 r} + \frac{E_s}{12(1 - \nu_s^2)} \left( n^2 - 1 + \frac{2n^2 - 1 - \nu_s}{1 + \frac{n^2 l^2}{\pi^2 r^2}} \right) \frac{t^3}{r^3} \quad (\text{B.2.3-1})$$

$$n = 2.74 \left( \frac{r}{l} \right)^{\frac{1}{2}} \left( \frac{r}{t} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{B.2.3-2})$$

式中： $p_{cr}$ ——抗外压稳定临界压力计算值 ( $\text{N/mm}^2$ )；

$n$ ——最小临界压力的波数，取相近的整数；

$l$ ——加劲环间距 (mm)。

估算抗外压稳定临界压力值时，可由钢岔管临界外压力曲线 (图 B.2.3) 查出。

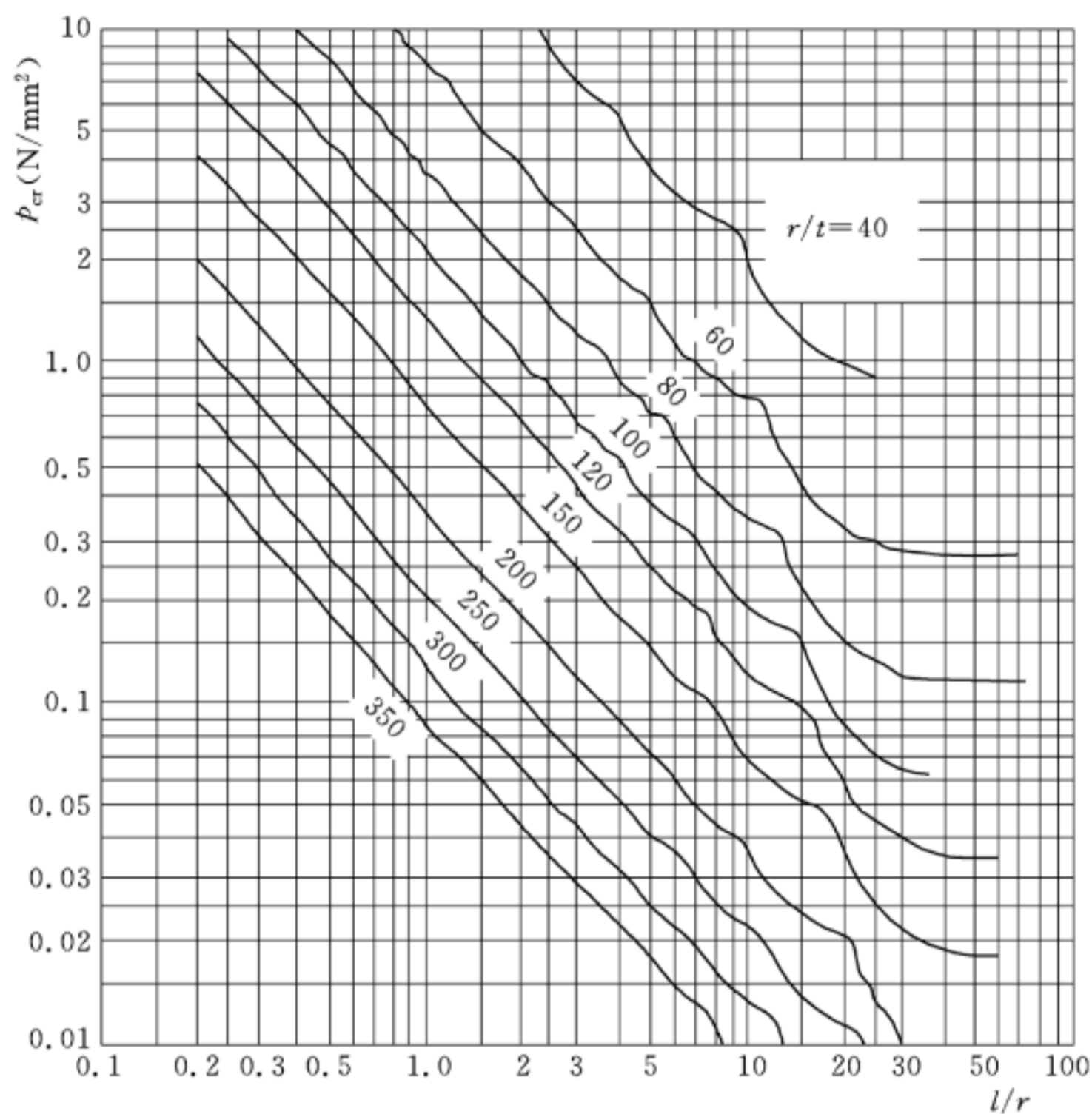


图 B.2.3 钢盆管临界外压力曲线

2 加劲环的稳定分析。临界外压  $p_{cr}$  可按下列公式计算：

$$p_{cr} = \frac{R_e A_R}{rl} \quad (\text{B.2.3-3})$$

$$A_R = ha + t(a + 1.56 \sqrt{rt}) \quad (\text{B.2.3-4})$$

式中： $A_R$ ——加劲环有效截面面积 ( $\text{mm}^2$ )；

$h$ ——加劲环高度 (mm)；

$a$ ——加劲环厚度 (mm)。

3 加劲环应力可采用锅炉公式计算。

## 本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”。

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

## 引用标准名录

- 《碳素结构钢》 GB/T 700
- 《锅炉和压力容器用钢板》 GB/T 713
- 《低合金高强度结构钢》 GB/T 1591
- 《厚钢板超声检验方法》 GB/T 2970
- 《厚度方向性能钢板》 GB/T 5313
- 《高强度结构用调质钢板》 GB/T 16270
- 《压力容器用调质高强度钢板》 GB/T 19189
- 《水电站压力钢管用钢板》 GB/T 31946
- 《水利水电工程结构可靠性设计统一标准》 GB 50199
- 《水电水利工程压力钢管制作安装及验收规范》 GB 50766
- 《水电站调压室设计规范》 NB/T 35021
- 《水电站压力钢管设计规范》 NB/T 35056
- 《低焊接裂纹敏感性高强度钢板》 YB/T 4137



中华人民共和国能源行业标准

水电站地下埋藏式月牙肋钢岔管设计规范

**NB/T 35110—2018**

条 文 说 明

## 制 定 说 明

《水电站地下埋藏式月牙肋钢岔管设计规范》NB/T 35110—2018，经国家能源局 2018 年 4 月 3 日以第 4 号公告批准发布。

在本规范制定过程中，编制组进行了广泛的调查研究，总结了我国水电站地下埋藏式月牙肋钢岔管设计的实践经验，同时参考了国外技术法规、技术标准，通过试验、现场结构模型试验、已建工程原型监测资料分析等取得了地下埋藏式月牙肋钢岔管设计的重要技术参数。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定，《水电站地下埋藏式月牙肋钢岔管设计规范》编制组按章、节、条顺序编制了本规范的条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明。但是，本条文说明不具备与规范正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握规范规定的参考。

## 目 次

1	总则	52
3	布置原则及形式	53
4	材料	60
5	基本设计规定	66
6	体形参数选择	76
7	结构设计	92
8	构造要求	118
9	试验	121
9.1	模型试验	121
9.2	水压试验	123
10	安全监测	127
附录 B	地下埋藏式月牙肋钢岔管结构分析方法	128

1 总 则

1.0.2 本规范所述的水电站含抽水蓄能电站。4级、5级输水系统地下埋藏式月牙肋钢岔管的设计可结合具体情况参照使用。

对于地下埋藏式月牙肋钢岔管，我国系统地考虑围岩分担内水压力设计从20世纪末起步，积累了一定的设计经验，但原型观测成果不多。围岩分担效果主要取决于围岩对钢岔管变形的约束能力。如果钢岔管直径大，整体刚度小，则变形大，围岩约束作用明显；反之则小。表1-1为已建和在建的大型抽水蓄能电站工程实例。限于目前对地下埋藏式月牙肋钢岔管，考虑围岩分担内水压力设计的认识和经验，从结构安全角度考虑，初步提出本规范的适用范围，比已建和在建工程规模略有提高，对于超出此范围的钢岔管可参照使用，并进行必要的补充研究。

表 1-1 我国部分抽水蓄能电站月牙肋钢岔管规模统计

电站名称		主管直径 (m)	设计水头 (m)	HD 值 (m·m)	设计平均围岩 分担率 (%)	投产时间
XLC		3.5	1015	3553	18.8	2008 年 12 月
YX		4.8	650	3120	20.0	2008 年 5 月
ZHW		5.2	515	2678	11.6	2007 年 12 月
LY	1 号岔管	7.0	475	3325	11.0	在建
	2 号岔管	5.7	475	2707.5	10.3	在建
HHHT		4.6	900	4140	4.6	2014 年 11 月
XJ		5.0	784	3920	27.7	2016 年 6 月
HP		4.4	850	3740	30.7	2016 年 6 月
JX		4.0	1012	4048	37.3	在建
FN		4.8	762	3658	10.4	在建
YM		5.4	678	3659	18.6	在建
DH		3.8	1176	4470	10.4	在建
WD		5.0	819	4095	20.0	在建

### 3 布置原则及形式

**3.0.1** 影响钢岔管水力特性和结构特性的主要因素有：地形地质条件、布置形式、分岔角、腰线转折角、锥顶角、扩大率、肋宽比等。在选择布置形式时，应有利于钢岔管的水力条件和结构的安全。在考虑钢岔管地形地质条件的同时，还需适应厂房、输水系统的布置条件，使输水系统布置较为顺畅。当钢岔管规模较大时，还应考虑其制作、安装难度和技术可行性。

**3.0.2** 大规模钢岔管，制作安装难度较大，费用较高。钢岔管的技术可行性往往成为比较关键的问题，为减少钢岔管制作安装难度，在综合考虑电站效益的条件下，可适当减小钢岔管前高压钢管直径，合理确定钢岔管规模。钢岔管上、下游管径减小增加的水头损失，可通过适当加大压力钢管其他位置的管径加以弥补；钢岔管规模减小，降低钢岔管制作安装难度的同时，也易于保证材料质量和制作安装质量。因此，在进行经济管径选择时，可适当调整管径方案，控制钢岔管规模，达到结构安全、经济合理的目的。

如 XLC 抽水蓄能电站，高压管道采用斜井布置，并设置中平段。通过经济管径比较，下斜井的经济管径为 3.8m，相应钢岔管  $HD$  值为  $3857\text{m} \cdot \text{m}$ ，为减少高压段钢管和钢岔管规模，将下斜井管道分成两段，上半段直径为 4.2m，下半段为 3.5m，不仅使输水系统费用现值有所减少，更重要的是减少了高压钢管高压段和钢岔管钢材用量，大大降低了钢岔管和钢管的制作安装难度及费用。

为合理确定钢岔管规模，适当减少钢岔管主管、支管直径是最直接有效的方法。从我国已建和在建的大型月牙肋钢岔管来看（表 3-1），钢岔管前主管断面平均流速一般都比较高，XLC 抽

水蓄能电站钢岔管达到 11.3m/s。

表 3-1 我国部分大型月牙肋钢岔管参数统计

电站名称	<i>HD</i> 值 (m·m)	设计水头 (m)	主管直径 (m)	分岔角 (°)	主管流速 (m/s)
SSL	2560	684	3.8	74	9.5
XLC	3553	1015	3.5	75	11.3
ZHW	2678	515	5.2	70	8.8
YX	3120	650	4.8	70	8.7
LBG	1978	430	4.6	75	6.9
YZD (1 号岔管)	1395	160	8.7	55	7.5
PL	4000	800	5.0	70	8.3
HHHT	4140	900	4.6	70	8.0
XJ	3920	784	5.0	75	9.8
HP	3740	850	4.4	70	8.2
JX	4048	1012	4.0	70	9.2
FN	3658	762	4.8	74	8.9
YM	3659	678	5.4	70	8.0
DH	4470	1176	3.8	70	11.0

钢岔管通常靠近厂房布置，一般布置在高压管道的下平段，但当高压管道设计水头较高、管径较大时，钢岔管如果布置在下平段规模较大，其技术可行性较差时，可适当抬高钢岔管的布置位置，以减少钢岔管承受的内水压力，合理确定钢岔管规模。

如日本的小丸川抽水蓄能电站，考虑经济性、安装工期等条件，将钢岔管位置从高程 33.5m 的下平段抬高至 148.0m 高程的中平段，大大降低了钢岔管的规模。

**3.0.3** 高水头、大规模钢岔管，不对称布置时，肋板和钝角区将产生较大侧向弯曲，应力分布不均匀，难以充分发挥材料强度，造成壳体及肋板厚度增大，使钢岔管的制作安装更加困难；

对称布置时或降低不对称程度时，可减少侧向弯曲应力，进而减少钢岔管壁厚，降低钢岔管的制作安装难度。

从输水系统总体布置上分析，如果钢岔管采用对称布置不顺畅时，可通过局部调整主支管轴线方向，将钢岔管布置成对称形式，通过弯管或锥管与主支管连接。从水力特性分析，钢岔管与弯管结合布置增加的水头损失值很有限，尤其是高水头电站，由此造成的电能影响可忽略。而从结构方面看，却大大改善了钢岔管的受力条件，壳体和肋板厚度大大减薄，不仅节约了工程量，同时给施工制作带来了方便，有利于结构的安全。这种做法国内外已有不少工程实例。

例如 XLC 抽水蓄能电站的钢岔管，主管直径为 3.5m，两支管直径均为 2.5m，设计内水压力为 10.15MPa。从输水系统总体布置来看，钢岔管采用非对称 Y 形布置是比较顺畅的 [图 3-1 (a)、(b)]，但这种布置方案通过三维有限元进行多方案优化后，按明管设计主锥最大壁厚达 82mm，肋板最大厚度为 180mm。管壳钝角区内侧环向应力为 348.6MPa，外侧为 198.9MPa，产生明显侧向弯曲；肋板最大截面处内侧左边正应力为 277.1MPa，右边为 367.5MPa，也存在很大的侧向弯曲。而采用对称布置后 [图 3-1 (c)]，主锥最大壁厚为 68mm，肋板最大厚度为 150mm。管壳和肋板基本不存在侧向弯曲，且两个布置方案应力水平基本相当。通过水力数值计算结果可见，采用非对称布置双机发电工况沿左侧支管的水头损失系数为 0.125，水头损失为 0.806m；采用对称加弯管布置水头损失系数为 0.203，水头损失为 1.316m；对称加弯管布置比非对称布置水头损失增加不大，与 640m 的设计水头相比不足 0.08%，但却大大改善了钢岔管的应力状态，减薄了钢板厚度，降低了制作安装难度，综合分析对称加弯管布置是有利的。

LY 抽水蓄能电站引水系统采用“一洞三机”布置方式，见图 3-2。可行性研究阶段，引水钢岔管的布置形式为非对称 Y

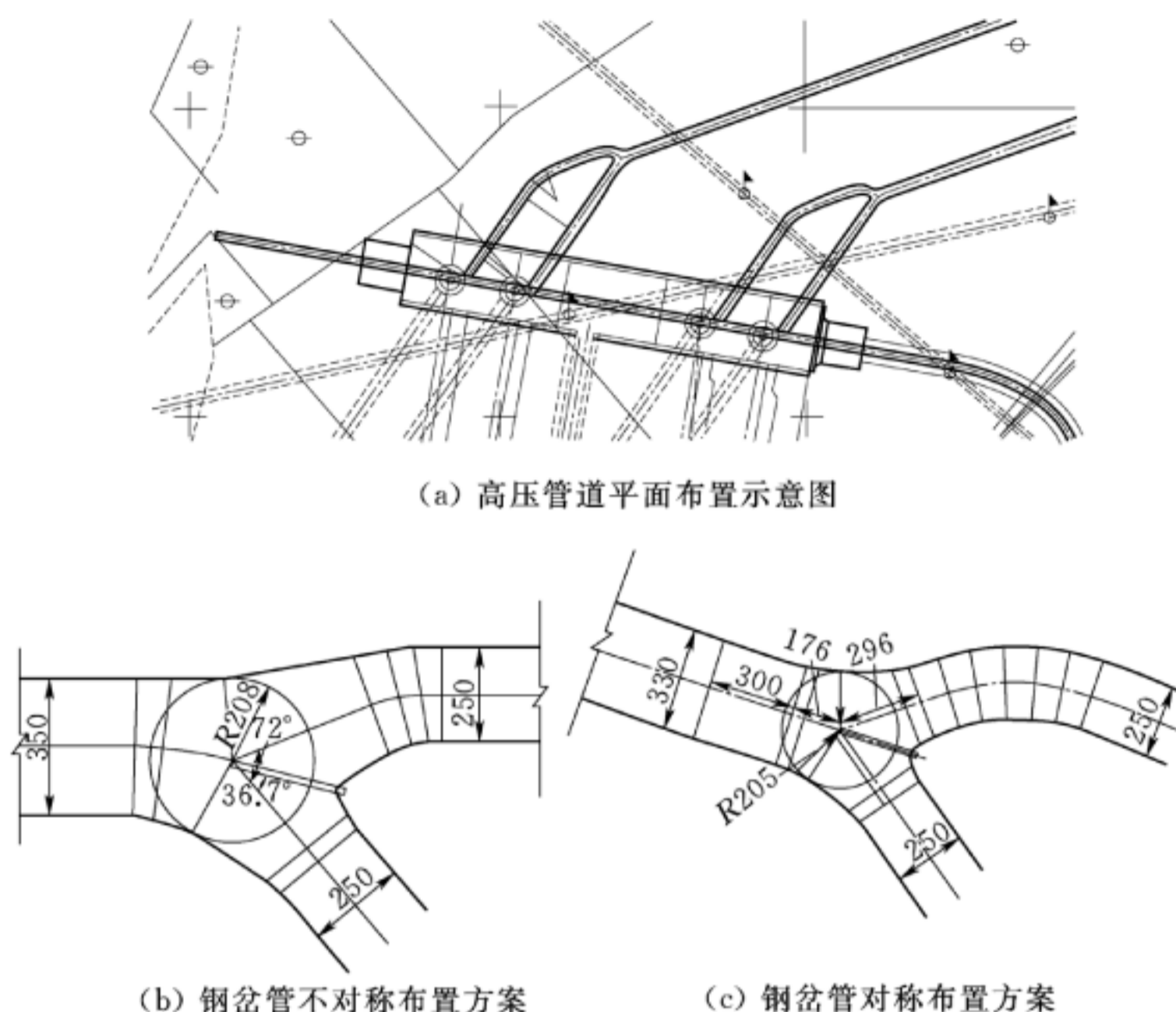


图 3-1 XLC 电站钢岔管布置方案 (单位: cm)

形, 分岔角为  $55^\circ$ , 主管管径 8.5m, 支管管径分别为 6.5m、4.5m,  $HD$  值高达  $4037\text{m} \cdot \text{m}$ , 在采用 800MPa 级高强钢的情况下, 按与围岩联合承载计算, 管壳最大壁厚达 68mm, 肋板厚度达 136mm。为尽可能减小管壁和肋板的厚度, 充分发挥钢材强度, 最大限度减少侧向弯曲应力, 钢岔管采用对称 Y 形加弯管的布置形式, 同时通过进一步经济性比较, 将 1 号钢岔管前主管直径由 8.5m 改为 7.0m, 分岔角为  $70^\circ$ , 最终确定 1 号钢岔管管壳厚度为 60mm, 肋板厚度为 120mm, 具体体形见图 3-3。

日本今市抽水蓄能电站输水系统采用“一管三机”供水方式, 主管内径为 5.5m, 支管内径分别为 4.5m 和 3.2m, 设计内水压力为 8.4MPa, 尽管两支管管径不同, 但钢岔管主体仍采用

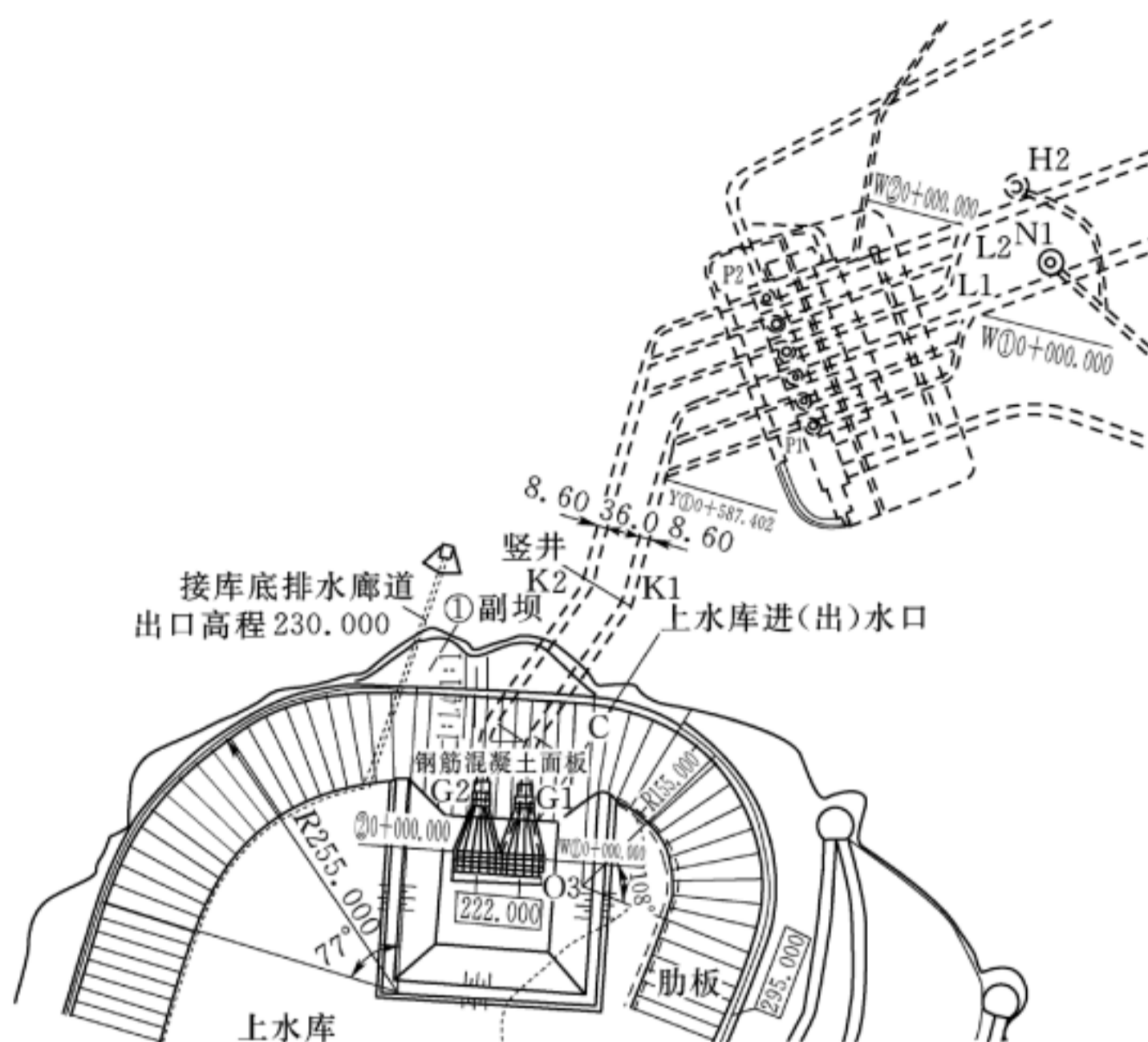


图 3-2 LY 抽水蓄能电站引水系统布置示意图 (单位: m)

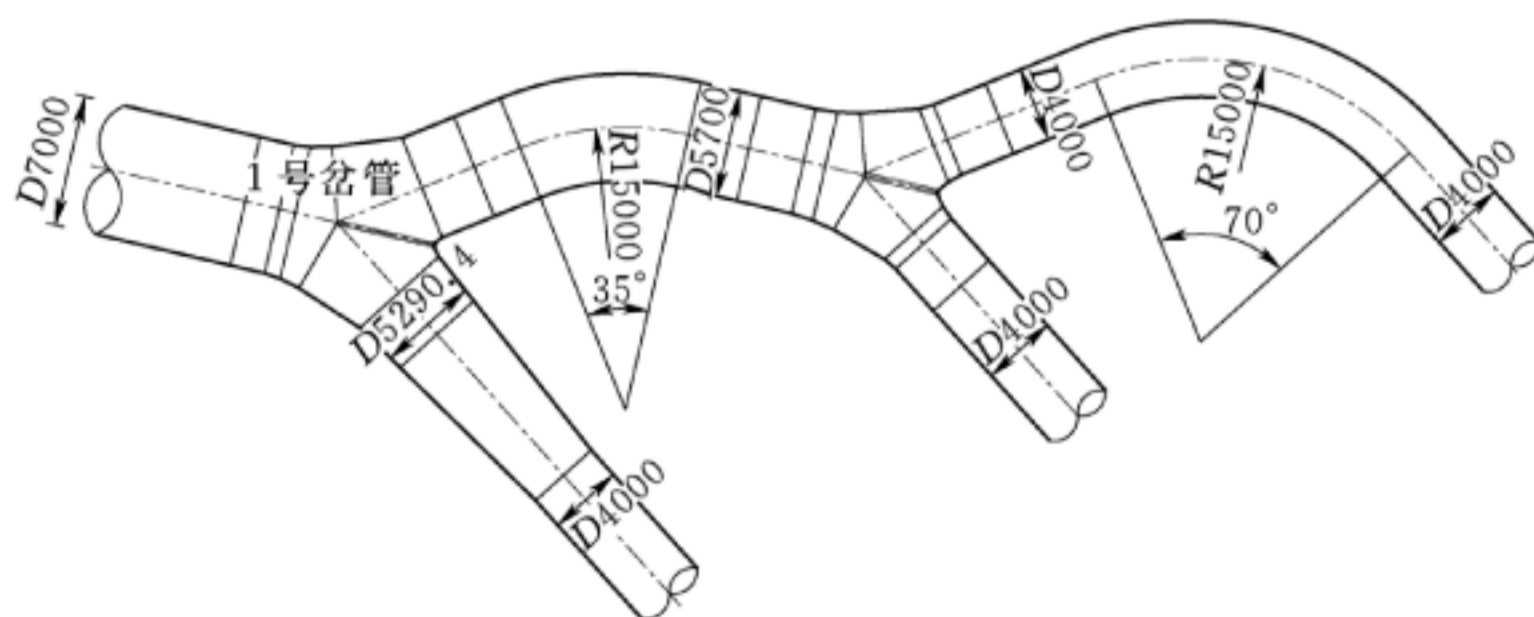


图 3-3 LY 抽水蓄能电站钢岔管体形示意图 (单位: mm)

对称 Y 形布置, 见图 3-4。支岔锥通过圆锥段过渡, 与直径 3.2m 的 1 号支管相连接。

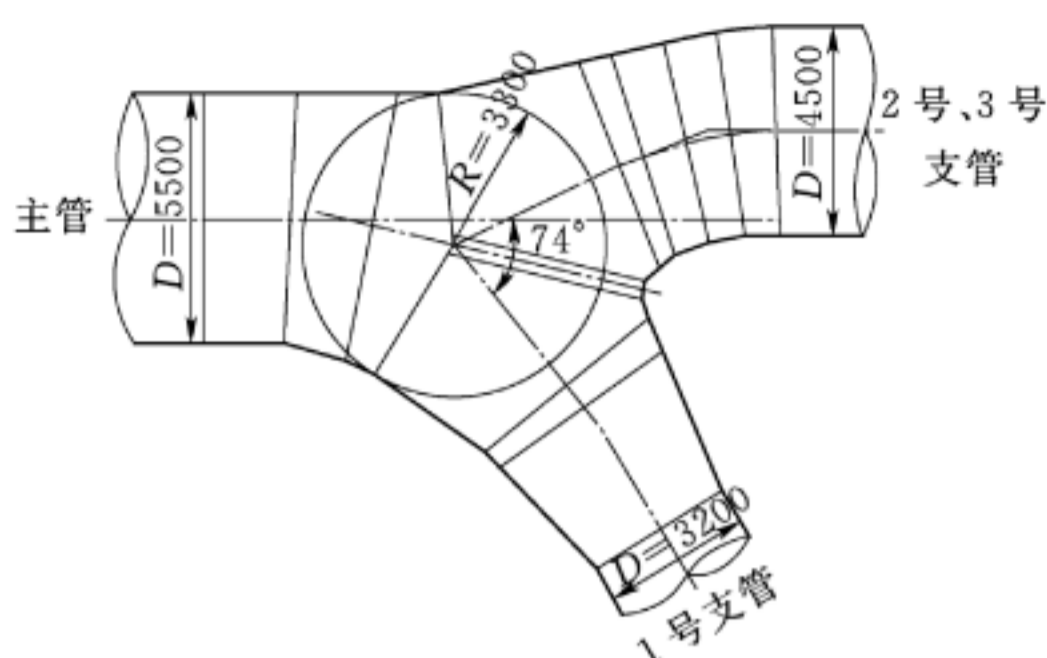
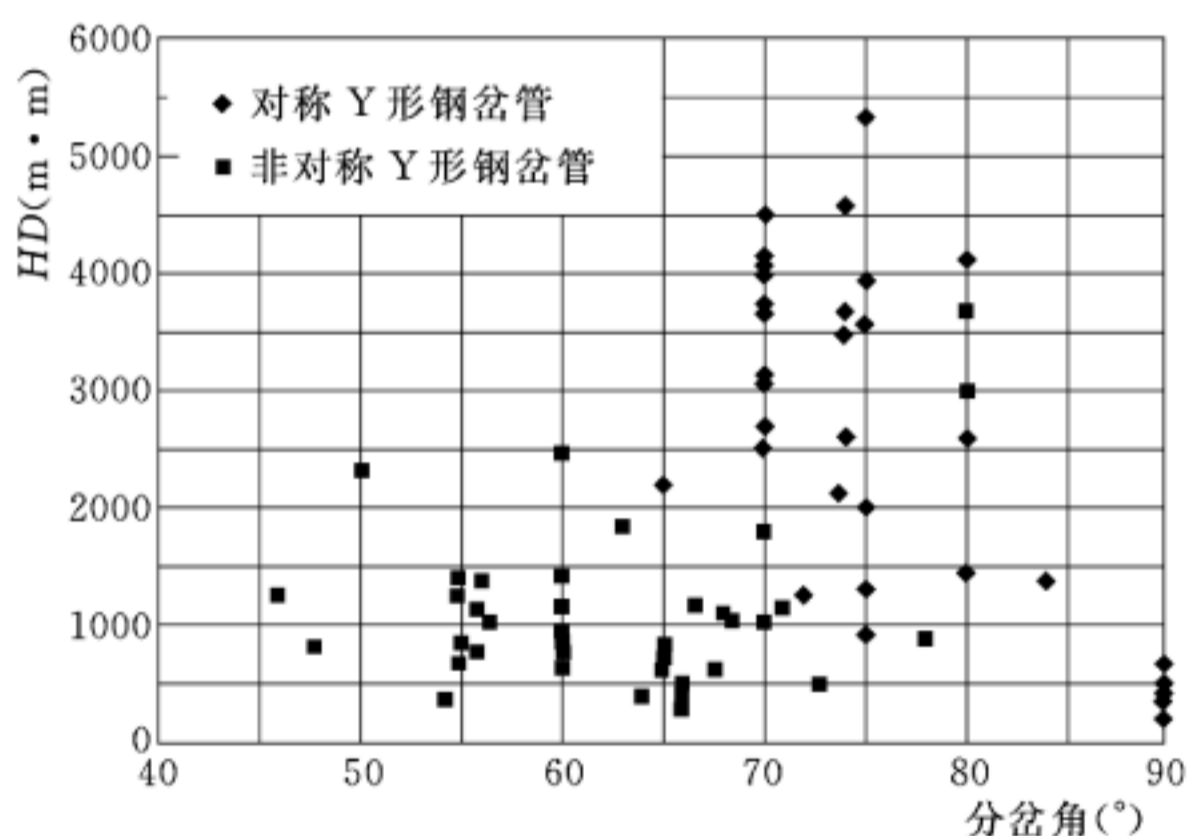


图 3-4 今市钢岔管示意图

统计分析表明, 当  $HD < 2500 \text{ m} \cdot \text{m}$  时, 可根据工程具体条件, 钢岔管既可采用对称 Y 形布置, 也可采用非对称 Y 形布置; 当  $HD \geq 2500 \text{ m} \cdot \text{m}$  时, 常采用对称 Y 形钢岔管, 见图 3-5。因此, 对于高水头大  $HD$  值钢岔管, 采用对称 Y 形钢岔管布置, 可达到较好的技术经济效益。

图 3-5 月牙肋钢岔管布置形式与  $HD$  关系图

**3.0.4** 当钢岔管采用非对称 Y 形布置时, 工程中常采用钢岔管分岔点布置在输水轴线分岔点的下游 (按发电工况钢岔管分流时

的水流方向)，此时钢岔管分岔角大于输水轴线的分岔角。钢岔管分岔角由其水力特性和结构特性确定，统计资料表明，采用非对称 Y 形布置的钢岔管，输水轴线的分岔角一般为  $45^{\circ} \sim 60^{\circ}$ ，相应钢岔管的分岔角一般为  $55^{\circ} \sim 70^{\circ}$ ，见图 3-6。

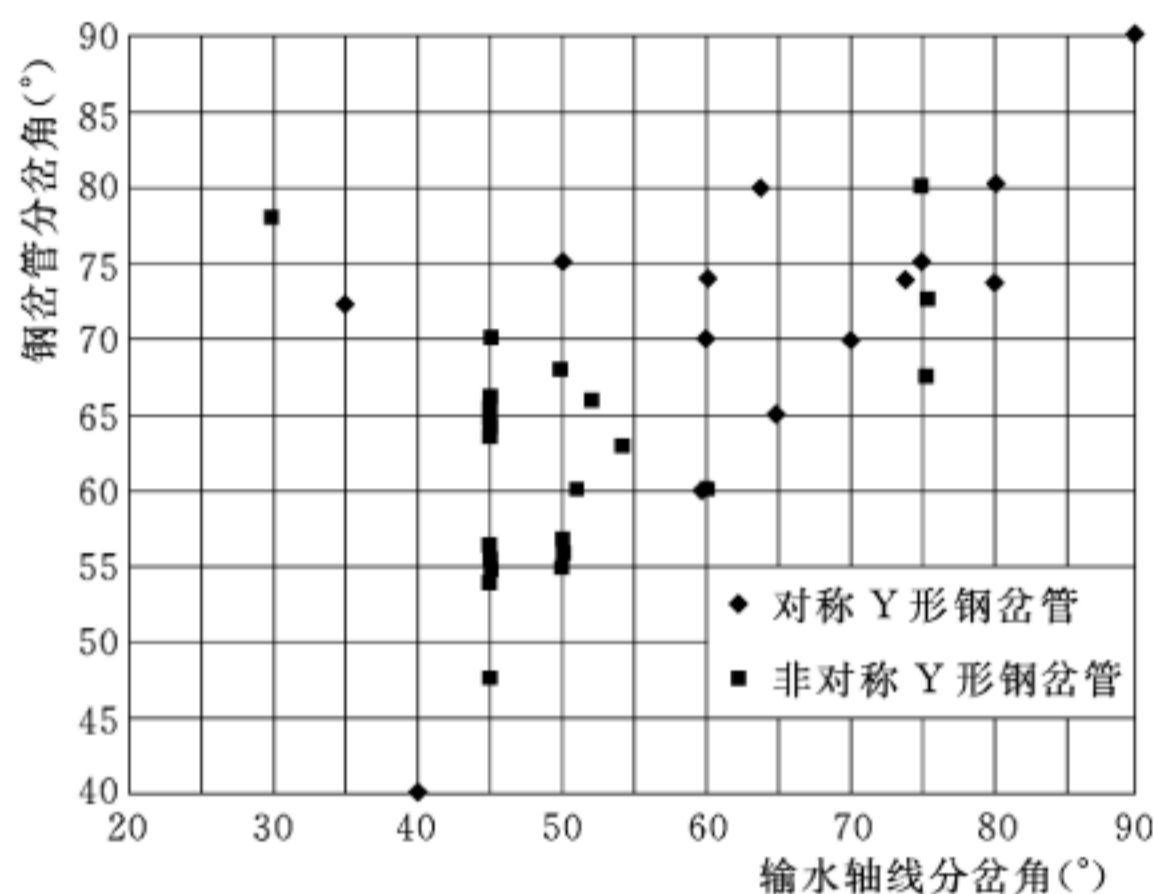


图 3-6 输水轴线分岔角与钢岔管分岔角关系图

## 4 材 料

**4.0.1** 文中所列钢种为符合国标和行标的成熟钢种，根据统计资料，国内已建工程中已较多采用国内外高强度钢材。国内高强度钢材可选择国家现行标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591、《高强度结构用调质钢板》GB/T 16270、《压力容器用调质高强度钢板》GB/T 19189 和《低焊接裂纹敏感性高强度钢板》YB/T 4137 规定的钢种；国外钢材可采用相应的 JIS、DIN、EN、ASTM 相应的钢种，可供使用的有 JIS 标准中的 SM570、SPV450、SHY685NS - F，EN 标准中的 S550、S620、S690，ASTM 标准中的 A537M、A517M。

**4.0.3** 在月牙肋钢岔管结构中，由于肋板用来承受左右两侧支锥壳体开口处的不平衡力，沿肋板厚度方向作用有拉应力。肋板与左右两侧支锥采用角焊缝连接，接头拘束度较大，在焊缝的冷却收缩过程中，将可能使近缝区肋板母材发生层状撕裂，在循环拉应力的作用下，肋板中断续的单个层状撕裂会很快扩展、聚合，形成一个大裂纹，继而再扩展，直至结构破坏，整个过程发展很快，破坏突然。且这种缺陷通过目前探伤手段不易发现，也是难以修复的，因此，在月牙肋钢岔管设计和制作过程中应予以避免，对肋板用钢材提出抗层状撕裂的要求。

在已颁布的相关规程、规范只明确了肋板有 Z 向性能要求，但对其 Z 向性能级别如何选择并没有明确。产生层状撕裂的主要原因是钢材中含有微量非金属夹杂物，特别是硫化物，在钢材的轧制过程中，这些夹杂物被延压成薄膜状，呈片状分布在平行于钢板表面的板材中。另外，这些夹杂物的存在，使金属沿厚度方向的机械性能，尤其是断面收缩率大大降低；由于焊缝的横向收缩，沿板厚方向产生拉应力，在接头拘束度较大的情况下，当

板厚方向的拘束拉应力达到一定程度后，夹杂物与基体金属沿弱结合面脱开而产生开裂，严重时，会造成相邻夹杂物之间基体金属的晶界断裂、穿晶断裂或韧窝断裂，形成层状撕裂。层状撕裂产生还与接头型式、焊接工艺等因素有关。

防止层状撕裂主要措施有：控制钢材含硫量、采用合理节点设计和焊接工艺。

焊接工艺对层状撕裂的影响主要表现在是否进行焊前预热、是否采用低氢或超低氢焊条、是否进行后热焊后消氢热处理等措施。

在防止层状撕裂的措施中，合理选择母材，降低母材含硫量和夹杂物及分层缺陷，以提高其厚度方向性能是根本的措施。采用合理的节点和坡口设计，以减少焊缝收缩应力也是积极的措施，而焊接工艺上的措施，因受钢岔管制作条件的限制，其作用是有限的。

肋板 Z 向性能要求的提出，应视上述各种抗层状撕裂措施的采用和综合效果而定。有关层状撕裂各影响因素及相应预防措施对层状撕裂的影响程度的量化分析，以及考虑各种因素综合条件下，对钢材厚度方向抗拉性能的要求，国内外都有较多成功的实践经验。根据德国 DAST 规程，它采用层状撕裂综合危险性系数  $\Sigma LTR$  与要求的钢板断面收缩率相对应，层状撕裂综合危险性系数  $\Sigma LTR$  为实际工程中各种影响因素的总和，计算公式见式 (4-1)。计算的  $\Sigma LTR$  不同，要求钢材厚度方向的断面收缩率也不同。对于材料断面收缩率的要求，可根据  $\Sigma LTR$  计算成果，参考表 4-1 进行选择。

层状撕裂综合危险性系数 ( $\Sigma LTR$ ) 按下式计算：

$$\Sigma LTR = INF(A) + INF(B) + INF(C) + INF(D) + INF(E) \quad (4-1)$$

式中：INF(A)——焊缝有效厚度的影响，取  $0.3S$ ， $S$  为焊缝有效厚度；

- INF(B)——焊接型式的影响；
- INF(C)——接头横向拘束的影响，取  $0.2\delta$ ；
- INF(D)——拘束度的影响；
- INF(E)——预热条件的影响，不预热取 0，预热温度大于  $100^{\circ}\text{C}$  时取  $-8$ 。

表 4-1  $\Sigma LTR$  与断面收缩率  $\varphi_z$  对应关系

$\Sigma LTR$	断面收缩率 $\varphi_z$ (%)	
	3 个试件平均值	单个试样值
$\leq 10$	—	—
11~20	$\geq 15$	$\geq 10$
21~30	$\geq 25$	$\geq 15$
$> 30$	$\geq 35$	$\geq 25$

根据钢岔管肋板与壳体等强原则确定的肋板厚度一般为壳体厚度的 1.9 倍~2.3 倍。对于大型钢岔管肋板与壳体采用组合焊缝连接，坡口型式见图 4-1。焊接型式对肋板 Z 向性能的影响 INF(B) 取 3，拘束度的影响 INF(D) 取 5。通过对不同厚度肋板层状撕裂综合危险性系数分析可知，当肋板厚度小于 35mm

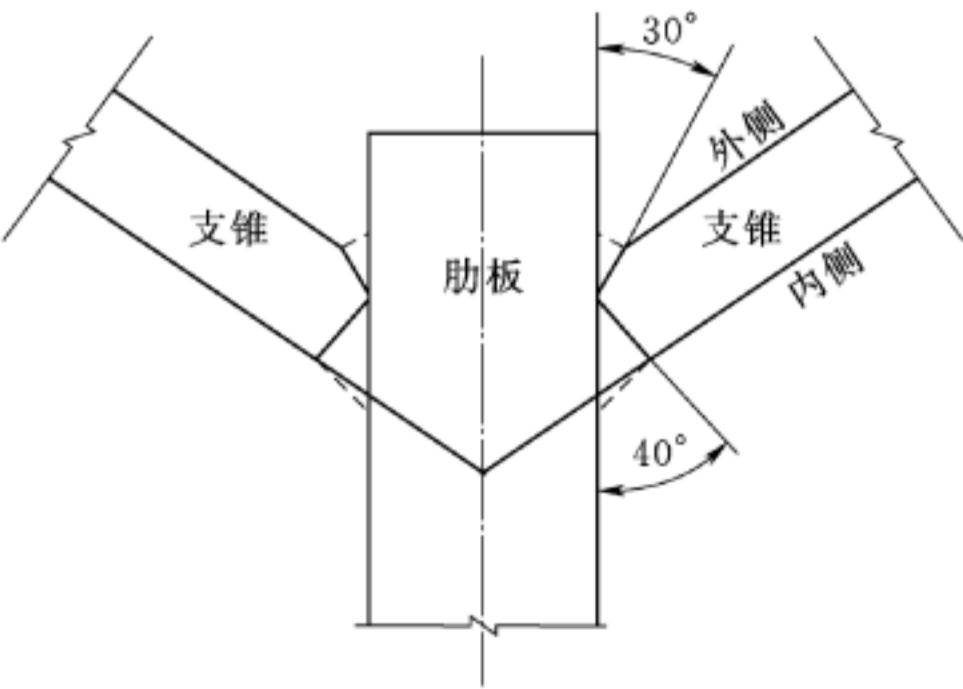


图 4-1 肋板焊缝坡口型式示意图

时，对肋板的 Z 向性能可不作要求；当肋板厚度 35mm~70mm 时，肋板 Z 向性能宜不低于 Z15；当肋板厚度 70mm~110mm 时，Z 向性能宜不低于 Z25；当肋板厚度大于 110mm 时，Z 向性能宜达到 Z35。

根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定，采用焊接的钢结构，当钢板厚度不小于 40mm 且承受沿板厚度方向的拉力时，应按现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 的有关规定执行，板厚度方向的断面收缩率不应小于该标准 Z15 级规定的允许值。现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 对此的要求是钢板厚度不小于 50mm。从月牙肋钢管管受力特点分析，沿肋板厚度方向拉应力不大，但由于肋板两侧焊缝拘束度较大，且承受动水荷载，对肋板 Z 向性能要求也不宜降低，而且肋板一般都较厚，在此暂定小于 35mm 时可不作要求。从已建工程统计成果表 4-2 可见，根据  $\Sigma LTR$  分析确定的 Z 向性能要求与工程采用的 Z 向性能的级别基本是一致的。

表 4-2 已建工程月牙肋钢管管肋板层状撕裂综合  
危险性系数  $\Sigma LTR$  及 Z 向性能级别

电站名称	肋板 厚度 (mm)	支锥 厚度 (mm)	$\Sigma LTR$	Z 向性 能级别 要求	Z 向性能实 际采用级别	备 注
XLC	120	56	33	Z35	Z35	SUMITEN780Z
HHHT	150	74	42	Z35	Z35	B780CF
ZHW	120	52	33	Z35	Z35	SUMITEN780Z
JS	112	46	30	Z25	Z25	Q460D, Z25
YX	100	60	30	Z25	Z25	德国 P500M, 含 硫量小于 0.0012%
SSL	124	62	35	Z35	Z35	SUMITEN780Z

续表 4-2

电站名称	肋板厚度 (mm)	支锥厚度 (mm)	$\Sigma LTR$	Z 向性能级别要求	Z 向性能实际采用级别	备 注
YYD	80	38	22	Z25	Z25	肋板采用 NK - HITEN690B, $\varphi_z > 25\%$ , 含硫量小于 0.008%, 相当于 Z25
XS	95	40	26	Z25	Z25	肋板采用 NK - HITEN590, 相当于 Z25
ZTGQ	80	32	21	Z25	Z25	肋板采用 WDB620
ZSB	110	40	29	Z25	Z35	肋板采用 NK - HITEN780A
QPQH	60	34	18	Z15	Z35	JFE (NKK) - HITEN690M
XJ	120	60	34	Z35	Z35	B780CF
TSQEQ	110	40	29	Z25	Z35	NK - HITEN780A - Z35
HP	120	54	33	Z35	Z35	B780CF
FN	126	70	37	Z35	Z35	
DH	140	70	40	Z35	Z35	B780CF
YM	130	64	37	Z35	Z35	SUMTEN780Z

肋板层状撕裂综合危险性系数考虑的因素主要有：焊角尺寸、接头型式、接头横向拘束、拘束度和预热条件的影响。由于与肋板连接的两侧支锥壳体厚度一般为肋板的 0.5 倍，肋板两侧焊缝型式也相同，因此焊角尺寸与肋板厚度基本成正比。接头横向拘束因素对肋板 Z 向性能的要求与肋板厚度成正比关系；肋板两侧焊缝拘束度影响基本相当；肋板一般较厚，焊接过程中基本都进行预热，以避免冷、热裂纹的产生。从上述分析可知，月

牙肋钢岔管对肋板 Z 向性能要求，可以肋板厚度为参数进行选择。

《水电水利工程压力钢管制作安装及验收规范》GB 50766—2012 规定，压力钢管制作用钢板如需超声波检查应按《承压设备无损检测 第 3 部分：超声检测》NB/T 47013.3 进行探伤。合格标准为：碳素钢和低合金钢应符合Ⅲ级；高强钢〔即标准屈服强度下限值  $R_{eL}$ （或  $R_{p0.2}$ ） $\geq 440\text{N/mm}^2$ ，且抗拉强度下限值  $R_m \geq 550\text{N/mm}^2$  的低碳低合金高强度钢〕应符合Ⅱ级。

**4.0.4** 与现行的规范对应，调整了表 4.0.4 中的材料名称和材料的强度指标。

## 5 基本设计规定

**5.0.3** 国内外各相关规范在抗力限值（允许应力）的计算时存在一定差异，如何选取各个部位的结构系数是月牙肋钢岔管设计的关键性技术问题之一。

(1) 国内外相关规范的对比分析。

a. 《水电站压力钢管设计规范》SD 144—1985。

《水电站压力钢管设计规范》SD 144—1985 中规定，各计算点应力应满足式（5-1）的强度条件：

$$\sigma \leq \varphi[\sigma] \quad (5-1)$$

式中： $\varphi$ ——焊缝系数；

$\sigma$ ——计算应力；

$[\sigma]$ ——允许应力。

膜应力区的允许应力为  $0.5\sigma_s$ ，局部膜应力区的允许应力为  $0.8\sigma_s$ ，肋板的允许应力为  $0.67\sigma_s$ 。若屈服强度与抗拉强度比大于 0.67，则取  $\sigma_s = 0.67\sigma_b$ 。

对于埋藏式钢岔管若有足够的埋深，可计入围岩抗力，按直管段估计分担内压，允许应力同明钢岔管。若不计入岩石的抗力，根据地质条件允许应力可比明钢岔管提高 10%~30%。从已建工程埋藏式钢岔管来看，基本按明管设计，不考虑围岩作用。

如焊缝系数按 0.95 考虑，钢岔管实际的允许应力：膜应力区的允许应力为  $0.475\sigma_s$ ，局部膜应力区的允许应力为  $0.76\sigma_s$ ，肋板的允许应力为  $0.637\sigma_s$ 。

b. 《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001。

《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 中规定，埋藏式钢岔管承载能力极限状态下抗力限值为：

$$\sigma_R = \frac{1}{\gamma_0 \psi \gamma_d} f \quad (5-2)$$

式中： $\sigma_R$ ——结构构件的抗力限值；

$\gamma_0$ ——结构重要性系数；

$\psi$ ——设计状况系数；

$\gamma_d$ ——结构系数。

对于大型钢岔管，结构安全级别为I，结构重要性系数  $\gamma_0 = 1.1$ ，设计状况系数  $\psi = 1.0$ ， $f = \sigma_s / (1.087 \sim 1.111) = (0.92 \sim 0.90)\sigma_s$ 。对于埋藏式钢岔管，结构系数  $\gamma_d$  按明管增加 10% 考虑，即整体膜应力的结构系数为 1.76，局部膜应力的结构系数为 1.43，局部膜应力+弯曲应力结构系数为 1.21。则整体膜应力区的抗力限值为  $(0.475 \sim 0.465)\sigma_s$ ；局部膜应力区的抗力限值为  $(0.585 \sim 0.572)\sigma_s$ ；局部膜应力+弯曲应力的抗力限值则为  $(0.691 \sim 0.676)\sigma_s$ 。

另外，《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 是以可靠度理论为依据的，在进行结构分析时，还应考虑荷载分项系数，内水压力为 1.0，水击压力为 1.1，则按《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 确定的荷载设计值要比荷载标准值高 1.02 倍左右。

如考虑水击压力的荷载分项系数，则整体膜应力区的抗力限值为  $(0.466 \sim 0.456)\sigma_s$ ，局部膜应力区的抗力限值为  $(0.574 \sim 0.561)\sigma_s$ ，局部膜应力+弯曲应力的抗力限值则为  $(0.677 \sim 0.663)\sigma_s$ 。因此，《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 局部应力区的抗力限值要比《水电站压力钢管设计规范》SD 144—1985 规定的允许值低得多。

《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 还规定：地下埋藏式钢岔管，若屈服强度与抗拉强度比大于 0.75 时，则  $f_k$  取为  $0.75\sigma_b$ 。对于大规模钢岔管制造所采用的钢种多为低合金钢或高强钢，屈服强度较高。如果钢板  $f_k = 0.75\sigma_b$  计，与《水

电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 相当的允许局部膜应力则为  $(0.44 \sim 0.43)\sigma_b$ 。而《水电站压力钢管设计规范》SD 144—1985，即使不考虑围岩的作用，按明管设计钢岔管折角点局部膜应力允许值也为  $0.51\sigma_b$ ，远高于《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 规定的  $(0.44 \sim 0.43)\sigma_b$  应力水平。

c. 《日本闸门钢管技术标准》。

《日本闸门钢管技术标准》（2007 年修订版）钢管允许应力并没有区分埋管和明管，允许应力皆按如下方法确定：

允许应力是根据设计基本强度具有 1.8 倍的安全系数和抗拉强度具有约 2.35 倍的安全系数中的小值确定。设计基本强度是指材料的屈服点或弹性极限应力除以材料系数的应力。根据荷载和应力的性质，允许应力乘以不同的系数，即得到不同部位允许应力。对于一次应力乘以安全系数 1.0，一次应力+二次应力乘以安全系数 1.35，最大应力乘以安全系数 1.70。则整体膜应力区的允许应力为  $(0.556 \sim 0.483)\sigma_s$ ，局部膜应力区的允许应力为  $(0.750 \sim 0.652)\sigma_s$ 。如焊缝系数按 0.95 考虑，那么钢岔管整体膜应力区的允许应力为  $(0.528 \sim 0.459)\sigma_s$ ，局部膜应力区的允许应力为  $(0.713 \sim 0.619)\sigma_s$ 。

对于  $\sigma_s$  较高的钢材，则允许应力往往由  $\sigma_b$  决定，根据该规范，局部应力区的允许应力为  $0.57\sigma_b$ 。综上所述，《日本闸门钢管技术标准》的允许应力水平比《水电站压力钢管设计规范》SD 144—1985 规定的允许值略高，而远高于《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 有关规定。

d. 《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015。

为方便设计的使用，《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 不再区分不同的管型而给出统一的钢材强度标准值与设计值，即不同管型的屈服强度与抗拉强度比限值取值一致为 0.7，至于不同管型的安全度水平可通过结构系数予以

调整。

埋藏式钢岔管承载能力极限状态下抗力限值计算方法与《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 一致，见式 (5-2)。对于大型钢岔管，结构安全级别为 I，结构重要性系数  $\gamma_0 = 1.1$ ，设计状况系数  $\phi = 1.0$ ， $f = \sigma_s / (1.087 \sim 1.111) = (0.92 \sim 0.90)\sigma_s$ 。对于埋藏式钢岔管，整体膜应力的结构系数为 1.5；局部膜应力的结构系数为 1.2；局部膜应力 + 弯曲应力结构系数为 1.1；肋板的结构系数为 1.35。则整体膜应力区的抗力限值为  $(0.558 \sim 0.546)\sigma_s$ ，局部膜应力区的抗力限值为  $(0.697 \sim 0.682)\sigma_s$ ，局部膜应力 + 弯曲应力的抗力限值为  $(0.76 \sim 0.744)\sigma_s$ ，肋板应力的抗力限值为  $(0.62 \sim 0.606)\sigma_s$ 。

同样，《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 是以可靠度理论为依据的，在进行结构分析时，还应考虑荷载分项系数，内水压力为 1.0，水击压力为 1.1，则按《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 确定的荷载设计值要比荷载标准值高 1.02 倍左右。

如考虑水击压力的荷载分项系数，整体膜应力区的抗力限值为  $(0.547 \sim 0.535)\sigma_s$ ，局部膜应力区的抗力限值为  $(0.683 \sim 0.669)\sigma_s$ ，局部膜应力 + 弯曲应力的抗力限值为  $(0.745 \sim 0.729)\sigma_s$ ，肋板应力的抗力限值为  $(0.607 \sim 0.594)\sigma_s$ 。

e. 《美国土木工程师协会 (ASCE) 工程应用手册》。

《美国土木工程师协会 (ASCE) 工程应用手册》中规定基本允许应力 (S) 取最小抗拉强度的 1/2.4 或最小屈服强度的 2/3 的较小值。允许应力应按焊缝系数和应力提高系数进行调整。钢岔管的焊缝系数见表 5-1，允许应力提高系数 K 见表 5-2，各应力区的允许应力见表 5-3。

一般来说，实际计算时基本允许应力 (S) 取该手册规定的最小抗拉强度的 1/2.4 居多，故各区域的应力折减系数是以抗拉强度作为基础的。

表 5-1 钢岔管的焊缝系数

类型	100%RT 或 UT	RT <sup>1</sup> 点	无 RT 或 UT <sup>2</sup>
管壁纵向和环向对接焊（双面对接焊）	1.00	0.85	0.70
切割板拼接（双面对接焊）	1.00	0.85	0.70
钢岔管连接焊缝	1.00	不允许	不允许

表 5-2 允许应力提高系数 K

荷载情况	K
正常情况	1.00
临时情况	1.33
事故情况	1.50
非常情况	2.50
施工和水压试验情况	1.33

表 5-3 各应力区的允许应力

K 或应力分类	正常情况的允许应力	备注
提高系数 K	1.0	
一次总体膜应力 $P_m$	1.0S	整体膜应力
一次局部膜应力 $P_L$	1.5S	局部膜应力
一次弯曲应力 $P_b$	1.5S	弯曲应力
一次局部膜应力+一次弯曲应力 ( $P_L+P_b$ )	1.5S	肋板应力
二次应力 ( $P_L+P_b+Q$ )	3S 和最小极限抗拉强度的小值	局部膜应力+弯曲应力

整体膜应力区的抗力限值为  $0.42\sigma_b$ ，局部膜应力区的抗力限值为  $0.625\sigma_b$ ，局部膜应力+弯曲应力的抗力限值为  $\sigma_b$ ，肋板的抗力限值为  $0.625\sigma_b$ 。

(2) 实例计算。

按各规范相关规定计算了几种常用钢材的钢岔管抗力限值

(允许应力), 这些钢材包括 Q345R、600MPa 级高强钢以及 800MPa 级高强钢。具体的计算结果见表 5-4~表 5-6。

### (3) 结论。

在研究国内外设计规范的相关条文的基础上, 以几种常用的钢材为例, 按不同规范的有关规定进行了抗力限值(允许应力)的计算分析, 对比分析计算结果, 《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 确定的埋藏式钢岔管的结构系数较合理, 依此计算埋藏式月牙肋钢岔管的抗力限值是合适的。具体分析如下:

#### a. 整体膜应力。

整体膜应力是为满足基本平衡条件而产生的, 当应力超过材料的屈服强度后, 即在塑性流变过程中, 整体膜应力不会发生应力重分布, 它将直接导致结构的破坏。整体膜应力为一次应力, 不具有自限性, 应严格控制。

整体膜应力设计控制值的选取, 国内外规范皆采用相对钢材屈服强度  $R_e$  的安全系数  $K_{Re}$  和相对于钢材抗拉强度  $R_m$  的安全系数  $K_{Rm}$  方法确定。欧美标准  $K_{Re}$ 、 $K_{Rm}$  基本取 1.5 和 2.4; 日本标准的安全系数取 1.8 和 2.35; 《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 对应的安全系数取 1.5 和 2.0, 对于 1 级埋藏式钢岔管考虑结构系数后,  $K_{Re}$ 、 $K_{Rm}$  相当于 2.11 和 2.81; 《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 确定的  $K_{Re}$ 、 $K_{Rm}$  为 1.83 和 2.61。对于屈服强度与抗拉强度比低的钢材, 其整体膜应力的控制水平与日本的标准接近, 但略高于欧美标准; 而屈服强度与抗拉强度比高的钢材, 其整体膜应力的控制水平略低于日本标准和欧美标准。综合分析, 《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 的应力设置水平适中, 在此不再做调整。

#### b. 局部膜应力。

局部膜应力是由于钢岔管管壳总体结构不连续而产生的, 局部膜应力具有一定的自限性。其应力水平高于整体膜应力, 但影

响范围仅限于局部，当局部发生塑性流动时，局部膜应力将发生重分布，若不加以限制，则会产生过量塑性变形而导致破坏。

在局部膜应力区，美国的标准是在整体膜应力的基础上增加 1.5 倍，日本标准是在整体膜应力的基础上增加 1.35 倍，《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 是在整体膜应力的基础上增加 1.23 倍，《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 是在整体膜应力的基础上增加 1.25 倍。

通过对典型钢材局部膜应力抗力限值的计算可知，按美国标准、日本标准以及《水电站压力钢管设计规范》SD 144—1985 计算的局部膜应力限值都要大于《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 计算出的局部膜应力限值；但与《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 相比，《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 所确定的局部膜应力限值又有所提高。

c. 局部膜应力+弯曲应力。

局部膜应力+弯曲应力是由于母线折角部位为满足变形协调所产生的局部膜应力与弯曲应力的叠加结果。弯曲应力为二次应力，具有自限性与局部性，二次应力不会导致结构的破坏。因此对沿厚度方向弯曲应力单独加以限制的必要性不大，但对这种弯曲应力与局部膜应力的组合加以限制是必要的。《美国土木工程师协会（ASCE）工程应用手册》规定压力钢管局部膜应力+弯曲应力的允许值不超过基本允许应力的 3.0 倍和最小极限抗拉强度的小值，其应力值基本等于抗拉强度。《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 是在整体膜应力的基础上增加 1.45 倍。日本标准以及《水电站压力钢管设计规范》SD 144—1985 对局部膜应力+弯曲应力没有提出要求。《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 与《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001 相比，又有所提高。由于这一应力的性质，相关规范对其限制并不严格。根据埋藏式月牙肋钢岔管的受力特点，局

表 5-4 Q345R 的应力控制标准

项目	依据规范	抗拉强度 $\sigma_b$	屈服强度 $\sigma_s$	强度设计值 $f$	焊缝系数 $\psi$	结构重要性系数 $\gamma_d$	整体膜应力		局部膜应力		局部膜应力+弯曲应力		肋板应力	
							安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$	安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$	安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$	安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$
1	SD 144—1985	490	325	—	0.95	—	0.5	154	0.8	247			0.67	207
2	NB/T 钢管规范	490	325	290	0.95	1.1	1.5	176	1.2	220	1.1	240	1.35	195
3	DL/T 5141—2001	490	325	300	0.95	1.1	1.76	155	1.43	191	1.21	225	1.43	191
4	日本规范	490	325	325	0.95	1	1.8	172	1.35	232	—	—	1.35	232
5	美国 ASCE	490	325	—	1	—	1.5(2.4)	204	1.5	306	3( $\sigma_b$ )	490	1.5	306

表 5-5 600MPa 钢材的应力控制标准

项目	依据规范	抗拉强度 $\sigma_b$	屈服强度 $\sigma_s$	强度设计值 $f$	焊缝系数 $\psi$	结构重要性系数 $\gamma_d$	整体膜应力		局部膜应力		局部膜应力+弯曲应力		肋板应力	
							安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$	安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$	安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$	安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$
1	SD 144—1985	610	490	—	0.95	—	0.5	233	0.8	372			0.67	312
2	NB/T 钢管规范	610	490	380	0.95	1.1	1.5	230	1.2	288	1.1	314	1.35	256

续表 5-5

项目	依据规范	抗拉强度 $\sigma_b$	屈服强度 $\sigma_s$	强度设计值 $f$	焊缝系数 $\psi$	结构重要性系数 $\gamma_d$	整体膜应力		局部膜应力		局部膜应力+弯曲应力		肋板应力	
							安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$	安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$	安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$	安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$
3	DL/T 5141—2001	610	490	410	0.95	1.1	1.76	212	1.43	261	1.21	308	1.43	261
4	日本规范	610	490	490	0.95	1	1.8	259	1.35	349	—	—	1.35	349
5	美国 ASCE	610	490	—	1	—	1.5(2.4)	254	1.5	381	1.5(2.4)	610	1.5	381

表 5-6 800MPa 钢材的应力控制标准

项目	依据规范	抗拉强度 $\sigma_b$	屈服强度 $\sigma_s$	强度设计值 $f$	焊缝系数 $\psi$	结构重要性系数 $\gamma_d$	整体膜应力		局部膜应力		局部膜应力+弯曲应力		肋板应力	
							安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$	安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$	安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$	安全系数或结构系数 $\gamma_0$	允许应力或抗力限值 $\sigma_R$
1	SD 144—1985	770	670	—	0.95	—	0.5	245	0.8	392	—	—	0.67	328
2	NB/T 钢管规范	770	670	485	—	1.1	1.5	294	1.2	367	1.1	401	1.35	327
3	DL/T 5141—2001	770	670	515	—	1.1	1.76	266	1.43	327	1.21	387	1.43	327
4	日本规范	770	670	583	0.95	1	1.8	307	1.35	415	—	—	1.35	415
5	美国 ASCE	770	670	—	1	—	1.5(2.4)	321	1.5	481	1.5(2.4)	770	1.5	481

部膜应力+弯曲应力，往往不控制。

d. 肋板应力。

从月牙肋钢岔管本身受力特点分析，合理的月牙肋钢岔管体形，肋板在水压试验工况应处于均匀受拉状态，其抗力限值的取值应按一次应力控制，而在运行工况，肋板处于偏心受拉状态，如果体形不太理想，肋板的偏心往往较大，通过对已建工程统计分析，肋板最大截面两侧应力相差2倍~3倍。如按《水电站压力钢管设计规范》DL/T 5141—2001局部膜应力抗力限值控制肋板应力，肋板偏薄；按整体膜应力抗力限值控制，肋板过厚，加大了钢岔管的制作难度。《美国土木工程师协会（ASCE）工程应用手册》压力钢管明确肋板是一次弯曲应力，按1.5倍基本允许应力控制，与局部膜应力控制水平一致。肋板应力性质与管壳的局部膜应力不同，管壳局部膜应力是由于结构总体不连续产生的，具有一定的自限性，而肋板应力是由于管壳不平衡力造成的，肋板承受偏心受拉而产生弯曲应力。应力水平应控制在局部膜应力和整体膜应力之间。《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015规定肋板的结构系数为1.35，介于整体膜应力区结构系数1.5和局部膜应力区结构系数1.2之间，比较合理。

## 6 体形参数选择

**6.0.1~6.0.3** 对于抽水蓄能电站，钢岔管承受双向水流，在钢岔管体形设计时，应使钢岔管在发电与抽水工况下，均具有良好的流态、较小的水头损失，同时也应使钢岔管在结构上合理、应力分布均匀，以便材料强度的充分发挥。

钢岔管一条支管流量变化，不应对其他支管水流产生较大的涡流和脉动。影响钢岔管水力特性的主要体形因素有：分岔角，肋板宽度，扩大率，主、支锥锥顶角，肋板内侧形状等。这些因素对水力特性的影响是相互制约的，不能孤立地讨论某一个因素的影响。

钢岔管的分岔角对水力特性的影响较大，与肋板相比处于主导地位。在肋板宽度满足结构要求条件下，从理论上讲，分岔角越小水流流态越好且能量损失也越小，但两支锥相贯的面积增大，使肋板处不平衡力也随着增大，造成肋板宽度和厚度的增加，从而使钢岔管的结构设计、制作安装难度增加。而且，因肋板宽度和厚度的增加，使水流流线弯曲，造成涡流和死水区的增大，对钢岔管水头损失反而产生不利的影响。分岔角越大水流易与管壁脱离，形成涡流和死水区，使能量损失相应增大，但两支管相贯的面积较小，肋板处不平衡力较小，使肋板宽度和厚度减小，钢岔管的结构设计、制作安装相对容易。因肋板宽度的减少，使肋板附近的涡流和死水区减少，对减少岔管水头损失有利。因此，月牙肋钢岔管分岔角的选择应综合考虑水力特性和结构特性的影响。下面以 XLC 抽水蓄能电站岔管为例进行说明。

XLC 抽水蓄能电站对  $55^\circ$ 、 $75^\circ$ 、 $90^\circ$  三个分岔角方案的水力特性进行研究，体形参数见表 6-1；为便于比较，肋板宽度考虑了结构的可行性，局部水头损失系数试验结果见图 6-1。钢

岔管局部水头损失系数随分岔角增大而增加，当分岔角小于  $75^{\circ}$  时，分岔角对抽水工况水头损失影响较小。而从结构角度讲，分岔角大结构受力条件好，通过有限元结构分析和体形优化，最终确定的分岔角为  $75^{\circ}$ 。

表 6-1 不同分岔角方案主要体形参数

参数	分岔角方案		
	$55^{\circ}$	$75^{\circ}$	$90^{\circ}$
肋宽比	0.43	0.28	0.24
主锥半锥角 ( $^{\circ}$ )	5、10	6.5、13	9、18
支锥半锥角 ( $^{\circ}$ )	6.5、12.5	10.5、18.5	10、19
腰线折角 ( $^{\circ}$ )	5	6	8

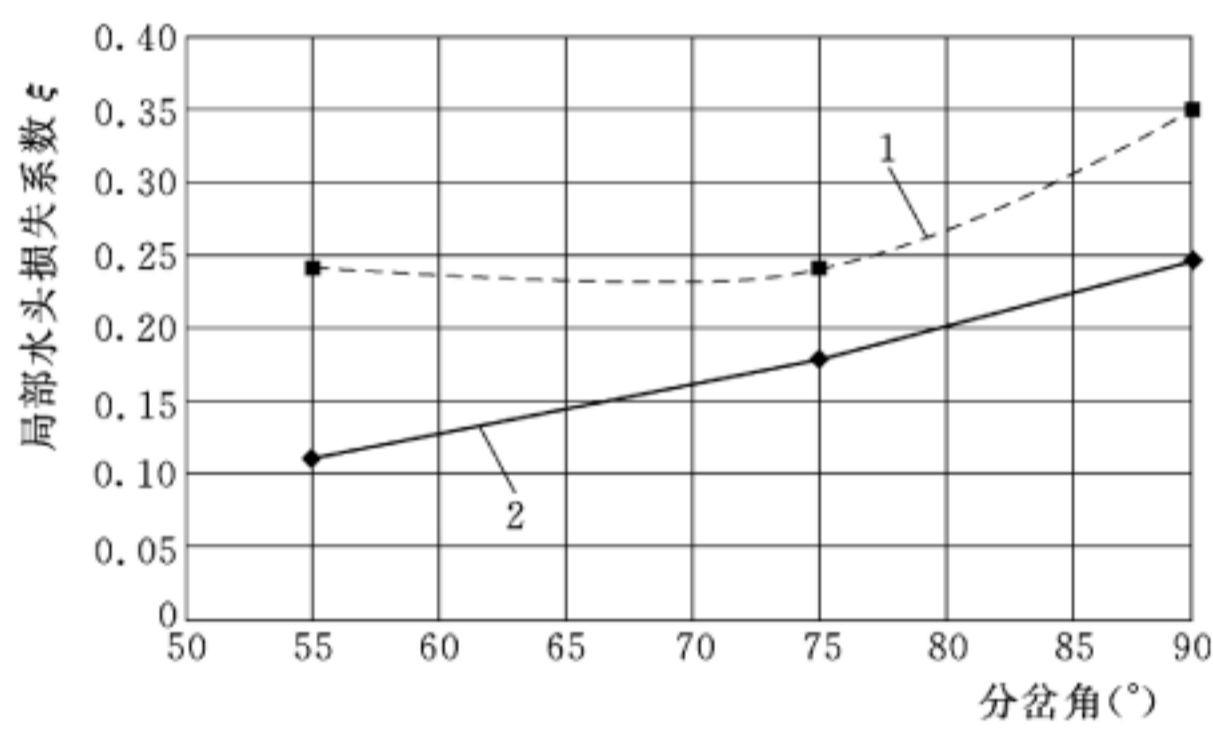


图 6-1 XLC 抽水蓄能电站钢岔管局部水头损失系数与分岔角关系曲线  
1—双机抽水；2—双机发电

日本葛野川水电站采用月牙肋钢岔管，并对钢岔管分岔角与水头损失系数的关系进行了试验分析。结果表明，无论发电工况还是抽水工况，都是分岔角越小，水头损失系数越小，与 XLC 抽水蓄能电站工程钢岔管试验结论一致。考虑结构方面原因，最终确定分岔角为  $60^{\circ}$ 。

YX 抽水蓄能电站通过水力模型试验分析了分岔角对钢岔管水力特性的影响，也得出了与 XLC 抽水蓄能电站和日本葛野川水电站钢岔管同样的结论。综合考虑结构方面因素，最终确定分岔角为  $70^\circ$ 。

对于对称月牙肋钢岔管，肋板宽度对岔管水力特性影响相对较小，分岔角的影响起主导作用；而对非对称月牙肋钢岔管，肋板宽度对岔管水力特性的影响是不能忽略的。因此在选择月牙肋钢岔管分岔角时，应综合考虑水力特性和结构特性的影响。

通过 XLC 抽水蓄能电站和日本葛野川水电站分岔角的选择研究成果可见，从水力特性方面考虑分岔角不宜过大，以小于  $80^\circ$  为宜，最好小于  $75^\circ$ 。

从工程实例（图 3-5）可见，钢岔管分岔角多在  $55^\circ \sim 90^\circ$  之间。非对称 Y 形钢岔管分岔角在  $45^\circ \sim 80^\circ$  之间，多在  $55^\circ \sim 70^\circ$  范围内；对称 Y 形钢岔管分岔角在  $60^\circ \sim 90^\circ$  之间，多在  $60^\circ \sim 80^\circ$  范围内。

**6.0.4~6.0.5** 扩大率对钢岔管水力特性的影响是通过主、支锥锥顶角和管身折角来实现的，体形设计时，应综合考虑锥顶角、管壁折角、扩大率的影响。扩大率和锥顶角是确定岔管体形的重要参数，二者相互制约互相影响。公切球半径与腰线转折角的关系见式（6-1）~式（6-3）。

$$R_T = R_1 \cos \alpha_1 + A_1 \sin \alpha_1 \quad (6-1)$$

$$R_T = R_2 \cos \alpha_2 + A_2 \sin \alpha_2 \quad (6-2)$$

$$R_T = R_3 \cos \alpha_3 + A_3 \sin \alpha_3 \quad (6-3)$$

式中各符号意义见图 6-2。

通常为减少钢岔管的水头损失，采用加大岔管中心处的断面面积来降低流速，以减小因分流、合流引起水头损失的方法是有效的。但在钢岔管分岔角和长度不变时，扩大率增加，虽可降低岔管中心处的断面平均流速，但从式（6-1）~式（6-3）可见，若管身扩大率过大，则主、支锥锥顶角增大，使流线易与管

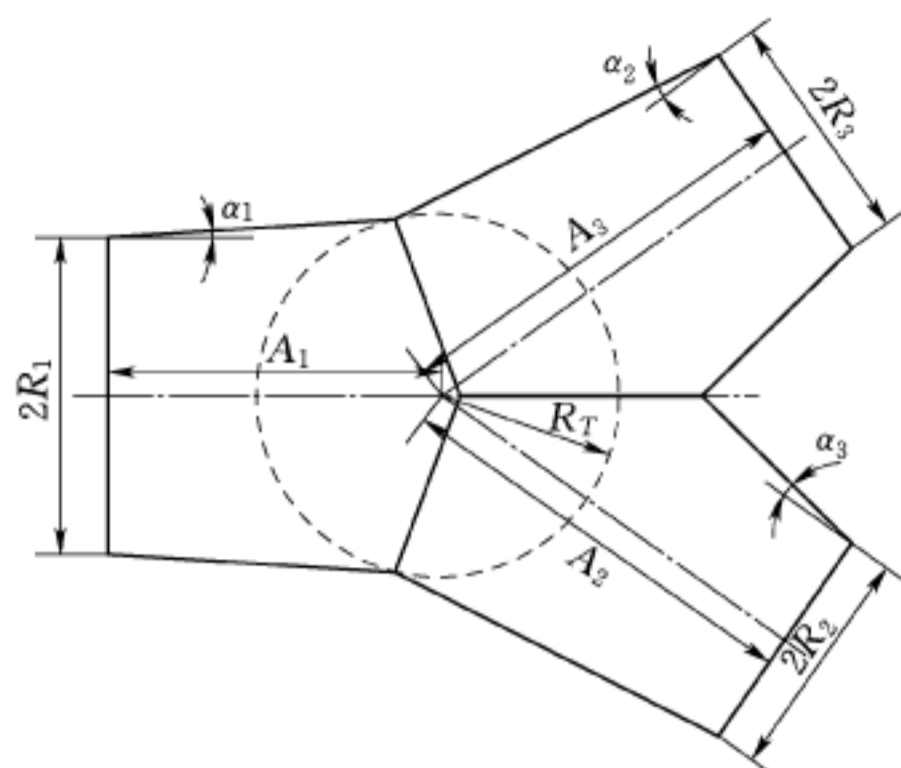


图 6-2 钢岔管示意图

壁脱离而产生涡流，由此使水头损失反而急剧增加。因此，存在一个较优的扩大率。

日本本川电站钢岔管采用对称月牙肋钢岔管，主管内径 6m，两支管直径均为 4.3m，分岔角为  $78.96^\circ$ 。为研究扩大率对岔管水力特性的影响，采用水力模型试验（比尺为 1:3）方法，在保持岔管总长度不变条件下，对采用变锥体形即管身有折角岔管，扩大率分别为 115%、120%、125% 三个体形方案进行试验。试验结果见图 6-3 和图 6-4。从图 6-3 可见，随扩大率增大，岔管水头损失系数总体上呈增加的趋势，尤其是双机同时发电工况，岔管水头损失系数随扩大率的增大而增加，但扩大率 115% 和 120% 两方案水头损失系数相差不大。从图 6-4 可见，抽水工况下扩大率 115% 水头损失较小，在双机同时抽水工况下三个方案水头损失相差不大。

日本奥矢作第一抽水蓄能电站压力钢管采用“一管三机”的供水方式，1 条主管由 2 个月牙肋钢岔管分成 3 条支管，第一分岔采用非对称 Y 形布置，主管内径为 6.5m，左、右支管直径分别为 5.2m 和 3.4m。第二分岔采用对称 Y 形布置，主管内径为 5.2m，两支管直径皆为 3.4m。对第一分岔和第二分岔皆进行扩

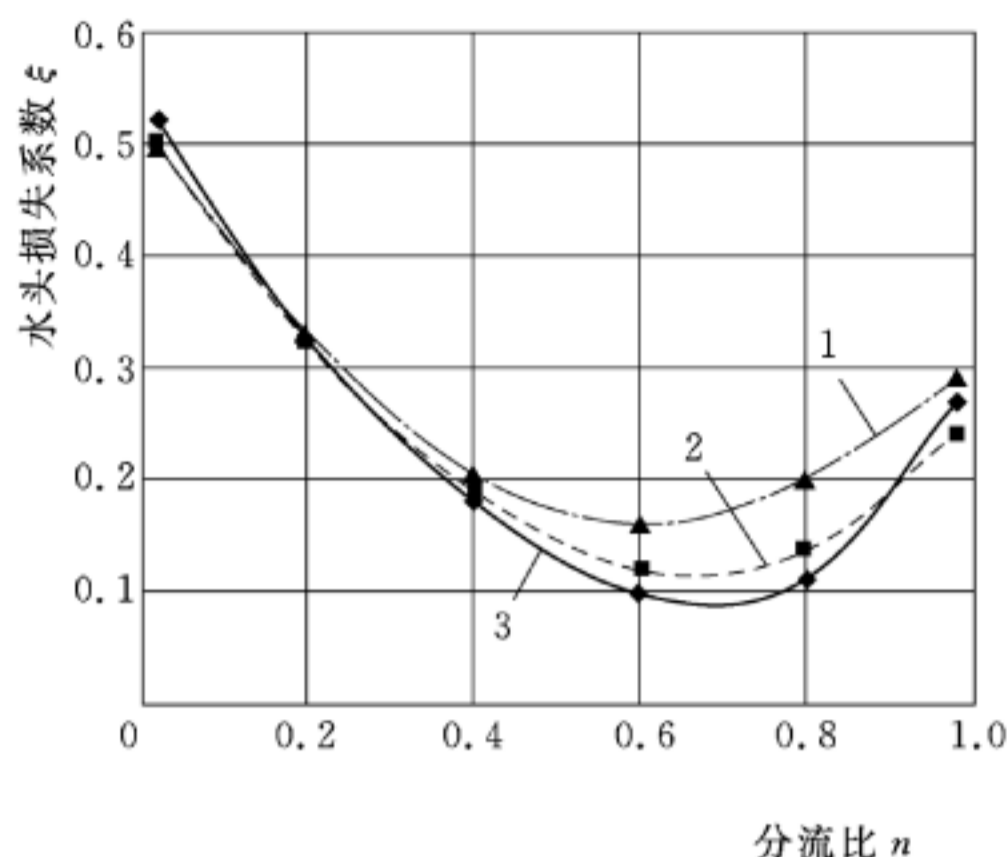


图 6-3 本川电站钢岔管不同扩大率发电工况水头损失系数  
与分流比关系曲线

1—扩大率为 125%；2—扩大率为 120%；3—扩大率为 115%

大率为 115%、120%、125%三个方案的试验，试验结果见图 6-5、图 6-6。第一分岔采用非对称布置，从图 6-5 可见，扩大率为 120%时水头损失系数最小，扩大率为 125%和 120%时，水头损失系数相差不大。第二分岔为对称布置，从图 6-6 可见，岔管水头损失系数随扩大率的增大而增加，扩大率为 115%、120%方案水头损失系数比较接近，而与扩大率为 125%相差较大。此试验成果与本川电站基本一致。

通过日本本川和奥矢作第一抽水蓄能电站对岔管水力特性的研究表明，扩大率在 115%~120%是比较理想的。扩大率对岔管水力特性的影响是通过各主、支锥锥顶角以及管身折角来体现的。在岔管体形设计时，应综合考虑锥顶角、管壁折角和扩大率的影响，不能只将扩大率取值在合理范围，而不考虑主、支管节距，使主、支锥顶角及管身折角过大，造成流线与管壁分离，使岔管的水头损失过大。同时扩大率取值还应考虑结构特性的影响，尽可能减少管壁应力集中，减少钢板用量。

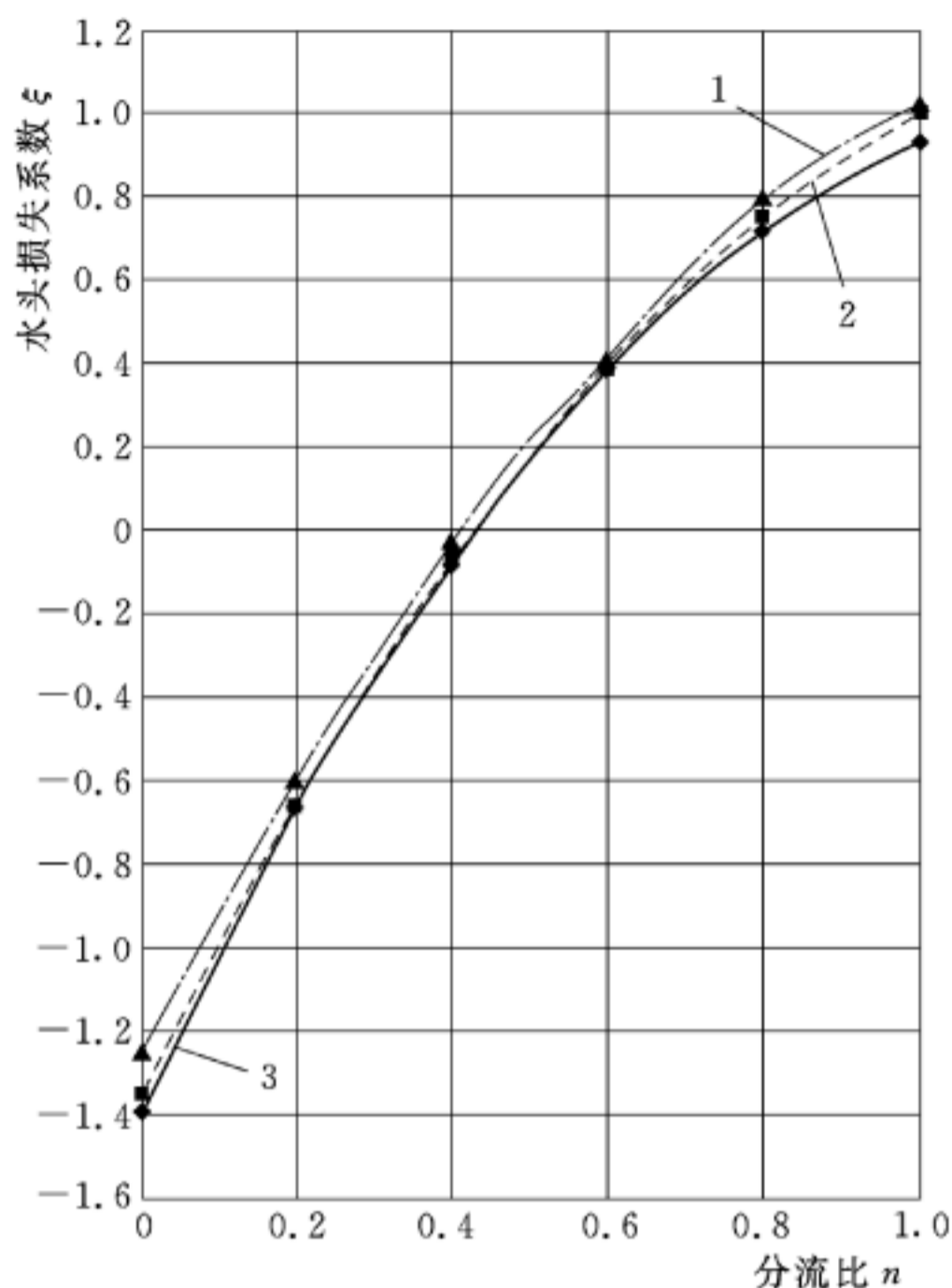


图 6-4 本川电站钢岔管不同扩大率抽水工况水头损失系数与分流比关系曲线

1—扩大率为 125%；2—扩大率为 120%；3—扩大率为 115%

从结构角度讲，扩大率小，钝角区腰线折角大，应力集中系数高，造成钢板厚度较大；扩大率大，钝角区腰线折角虽可减小，应力集中系数降低，但主、支锥公切球径增加，也会使岔管应力增加，造成钢板厚度较大。因此，存在一个经济的扩大率。XLC 抽水蓄能电站在进行钢岔管设计时，就钢岔管扩大率对其经济性的影响进行了分析，其结果见图 6-7，当扩大率为 1.17 时钢岔管板厚及钢材用量最少，也就是说当扩大率为 117% 时，钢岔管经济性较好。日本葛野川水电站也就扩大率对钢岔管经济性的影响进行了分析，得出与 XLC 抽水蓄能电站钢岔管基本相

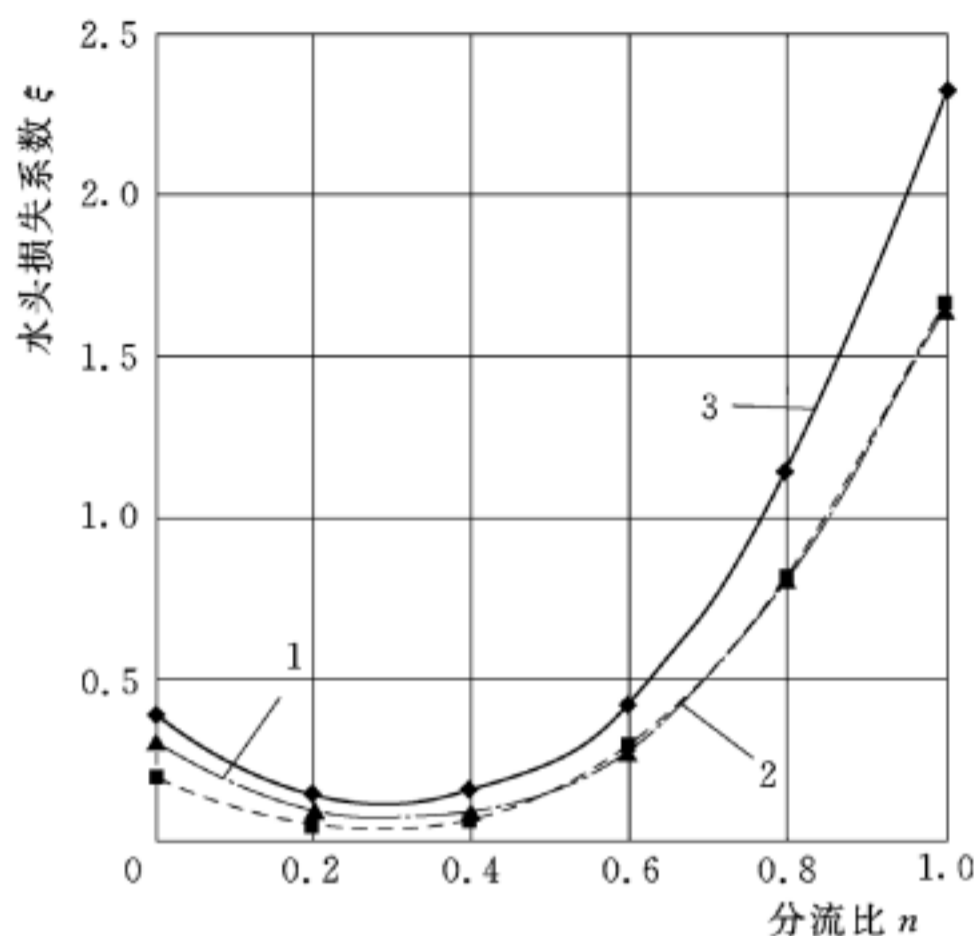


图 6-5 奥矢作第一抽水蓄能电站 1 号钢岔管发电工况  
水头损失系数与分流比关系曲线

1—扩大率为 125%；2—扩大率为 120%；3—扩大率为 115%

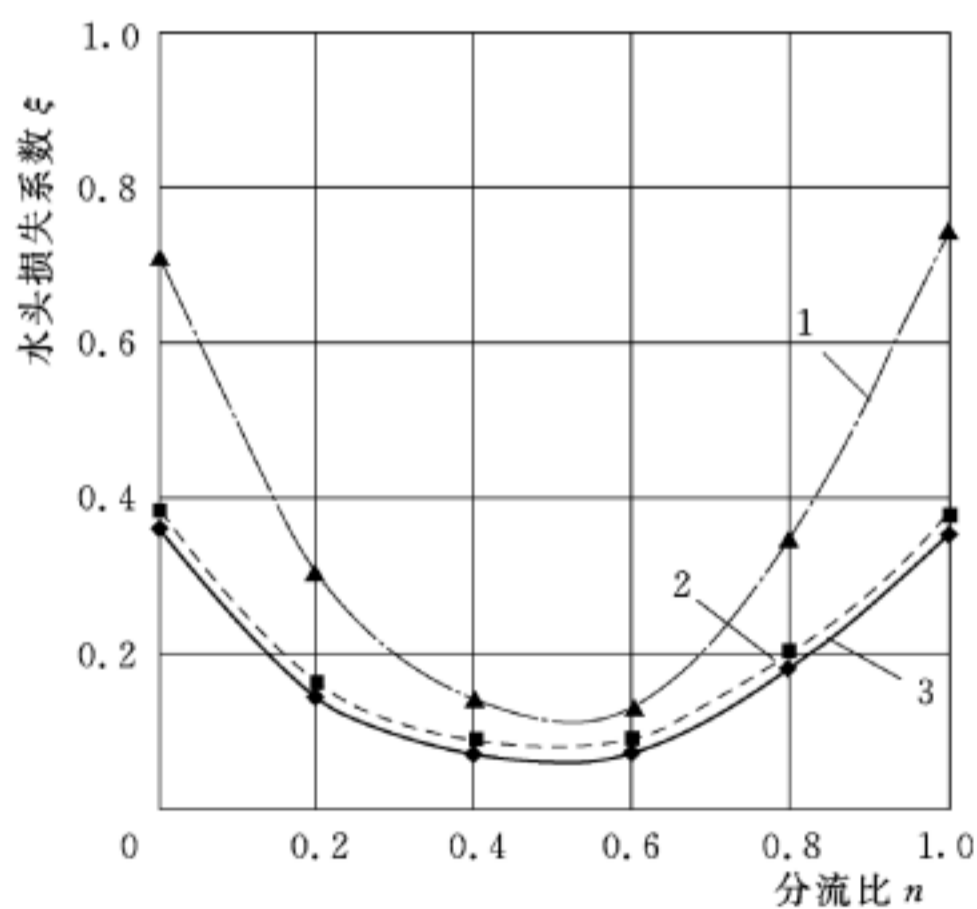


图 6-6 奥矢作第一抽水蓄能电站 2 号钢岔管发电工况水头  
损失系数与分流比关系曲线

1—扩大率为 125%；2—扩大率为 120%；3—扩大率为 115%

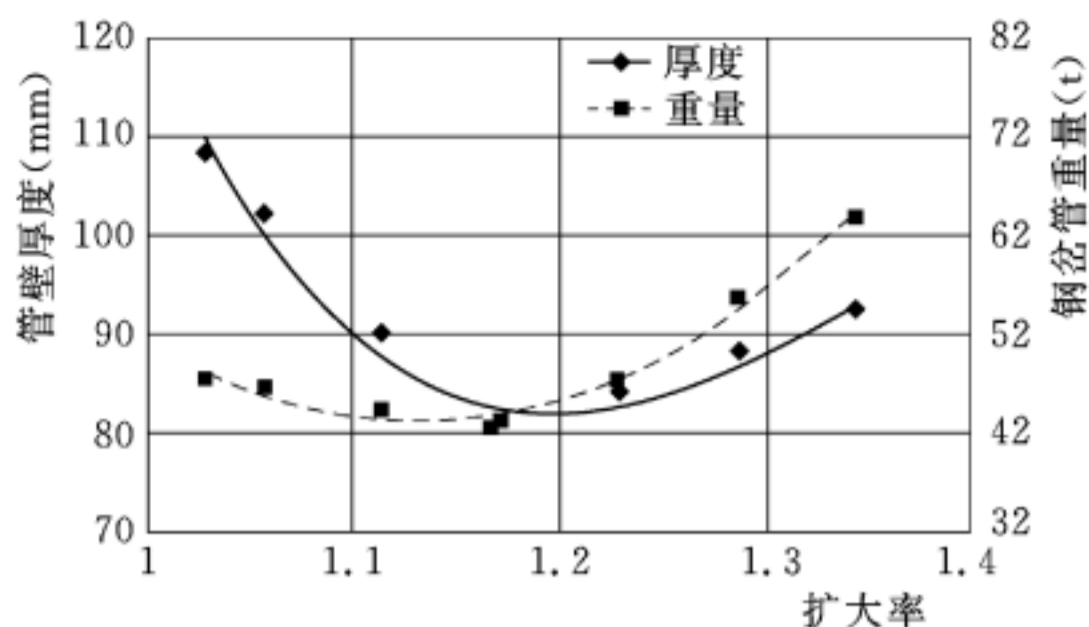


图 6-7 XLC 抽水蓄能电站钢岔管管壁厚度、重量与扩大率关系曲线

同的结论，其结果见图 6-8，当扩大率为 115% 时钢岔管钢材用量最少。

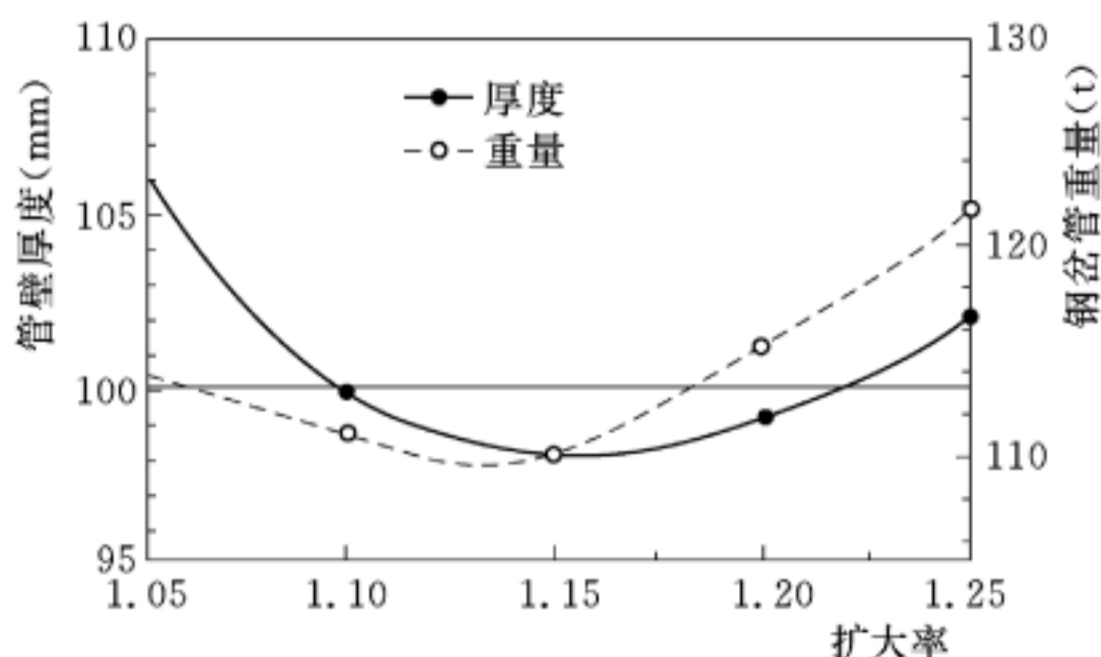


图 6-8 日本葛野川水电站钢岔管管壁厚度、重量与扩大率关系曲线

统计资料表明，月牙肋钢岔管的扩大率在 1.05~1.3 间分布，多在 1.1~1.2 间；对称 Y 形钢岔管的扩大率基本都在 1.1~1.2 范围内；非对称 Y 形钢岔管的扩大率多在 1.15~1.2 范围内，见图 6-9。

本条文对《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 规定的腰线转折角选取范围做了细化，统计资料表明，月牙肋钢

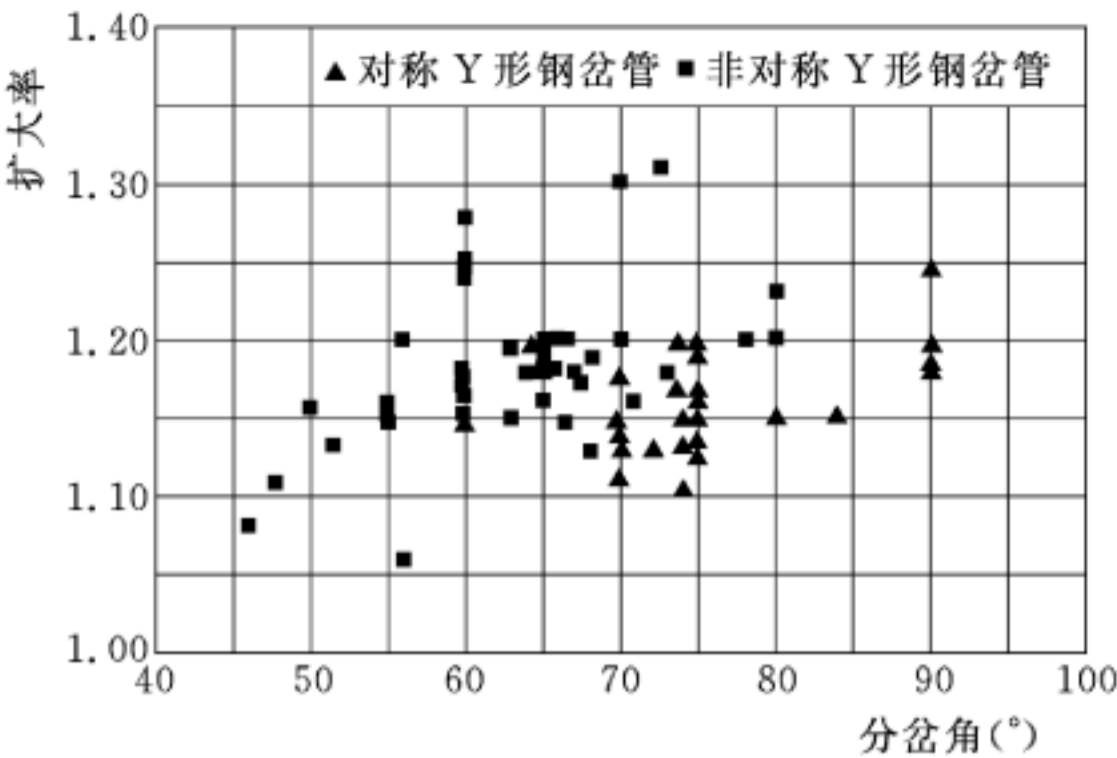


图 6-9 钢岔管扩大率与分岔角关系图

岔管分岔前后采用单锥或多锥的均有，但采用多锥的居多。单锥钢岔管指主锥管与主管之间、支锥管与支管之间均无过渡锥管节的钢岔管。多锥钢岔管指主锥管与主管之间、支锥管与支管之间有过渡锥管节的钢岔管。从图 6-10 可见，当  $HD>1500\text{m}\cdot\text{m}$  时，国内钢岔管绝大多数采用多锥，且以分岔前后采用双锥，即一个过渡锥管节的居多。从统计资料看，单锥岔管的  $C_1$ 、 $C_0$ 、

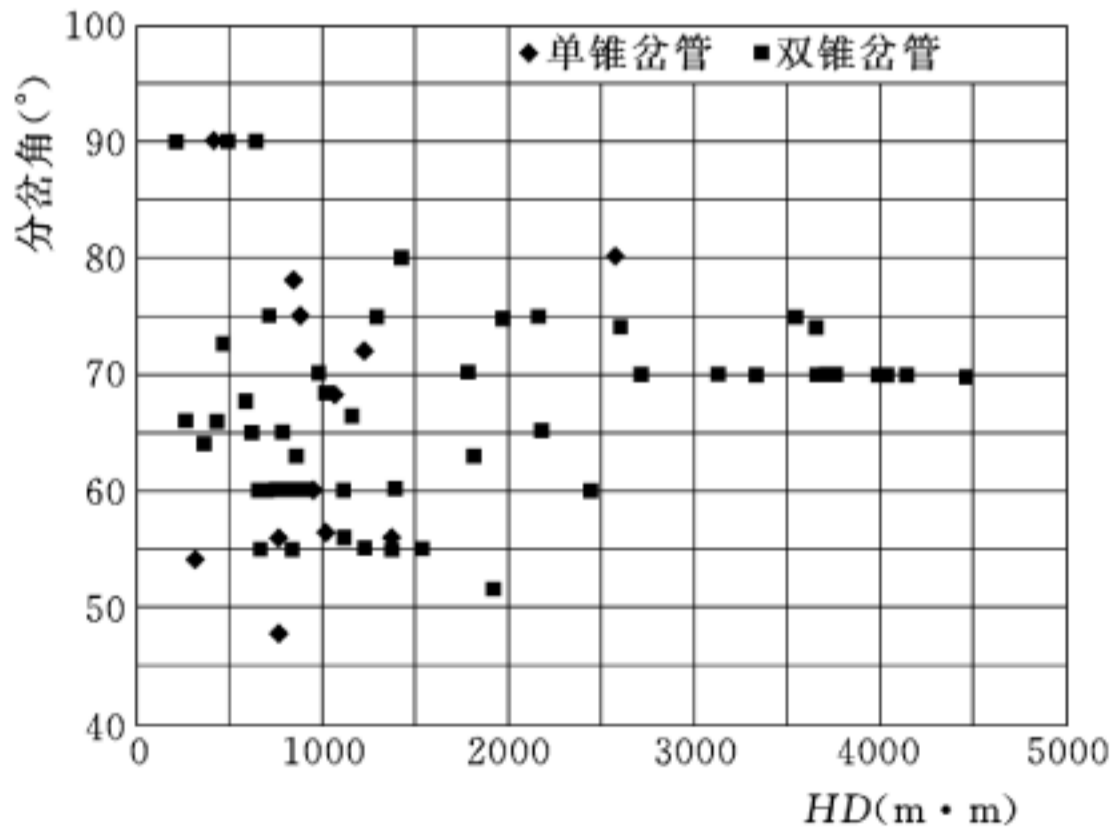


图 6-10 钢岔管多锥方案统计图

$C_2$ 多超出《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 建议值，多锥  $C_1$ 、 $C_0$ 、 $C_2$ 均在建议的范围内。《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056—2015 没有规定多锥岔管与主管、支管相接的第一节主锥和第二节支锥的腰线转折角，本规范根据统计资料进行了补充，令第一节主锥的腰线转折角为  $C_{11}$ 、第二节支锥的腰线转折角为  $C_{22}$ 。岔管的长度对最大直径处腰线转折角  $C_0$  较敏感。

**6.0.6** 肋宽比  $\beta$  大，则肋板宽度大，肋板对水流影响相对较大；肋宽比小，则肋板宽度小，肋板对水流影响相对较小。从水力条件看，肋板应尽可能平行主管水流布置，并按流量分配比例分割主管面积，以减少肋板对水流的阻力，进而改善流态。

为说明肋宽比  $\beta$  对钢岔管水力特性的影响，在此以 XLC 抽水蓄能电站钢岔管为例进行说明。XLC 抽水蓄能电站对  $55^\circ$ 、 $75^\circ$ 、 $90^\circ$  三个对称布置方案，通过水工模型试验进行了较全面的研究。三个岔管试验成果具有相同规律，在此以  $55^\circ$ 、 $75^\circ$  钢岔管方案为例进行说明。试验结果见图 6-11～图 6-14。在双机发电工况下，当肋宽比  $\beta < 0.2$  时，钢岔管水头损失系数  $\xi$  随肋宽比  $\beta$  的增加而增大；当  $\beta > 0.2$  时， $\xi$  随  $\beta$  的增加有减少趋势。双机抽水工况时，当  $\beta < 0.25$  时， $\xi$  随  $\beta$  的增加而减少；当  $\beta > 0.25$  时， $\xi$  随  $\beta$  的增加而增大。双机运行具体情况见图 6-11 和图 6-12。单机发电工况时，钢岔管水头损失系数  $\xi$  随肋宽比  $\beta$  的增加而呈单调递增趋势。单机抽水工况，当  $\beta < 0.3$  时， $\xi$  随  $\beta$  的增加而减少；当  $\beta > 0.3$  时， $\xi$  随  $\beta$  的增加而增大。单机运行具体情况见图 6-13 和图 6-14。

从钢岔管结构特性分析，肋宽比一般在  $0.2 \sim 0.5$  范围内，对于双机发电工况，肋宽比在  $0.2 \sim 0.5$  范围变化时，水头损失系数  $\xi$  变化较小， $55^\circ$  分岔角方案，水头损失系数从 0.16 减少到 0.13 左右，变化仅为 0.03 左右； $75^\circ$  分岔角方案，水头损失系数从 0.18 减少到 0.17 左右，变化仅为 0.01 左右。这主要是由

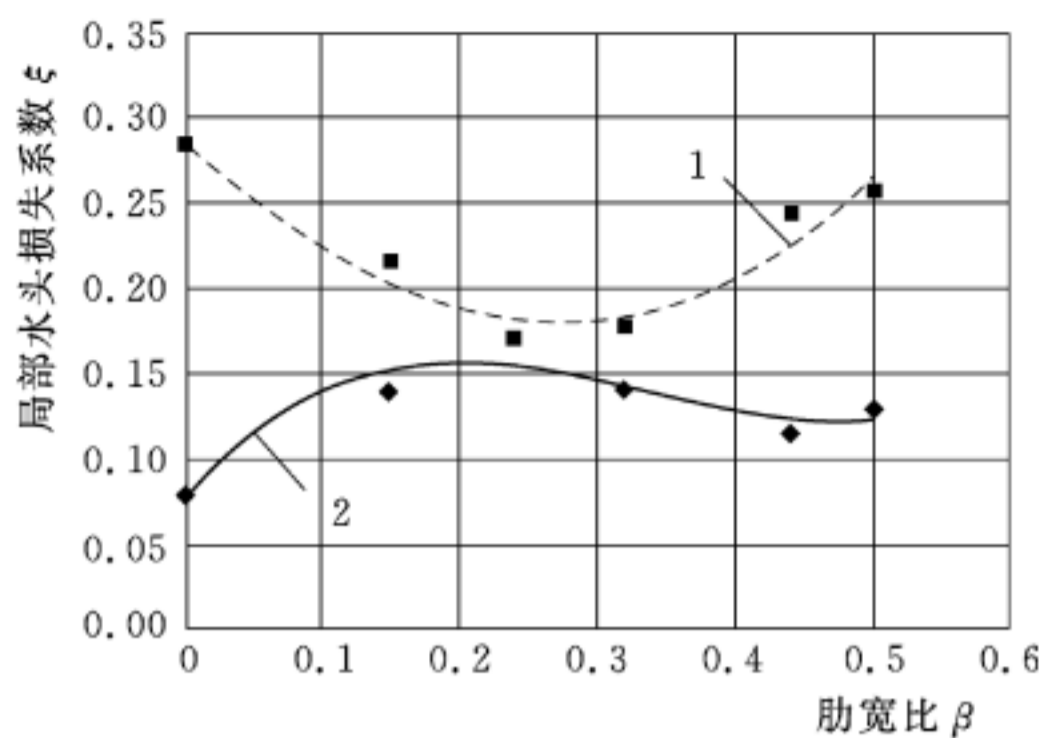


图 6-11 XLC 抽水蓄能电站 55°钢岔管方案双机运行  
局部水头损失系数与肋宽比关系曲线  
1—双机抽水；2—双机发电

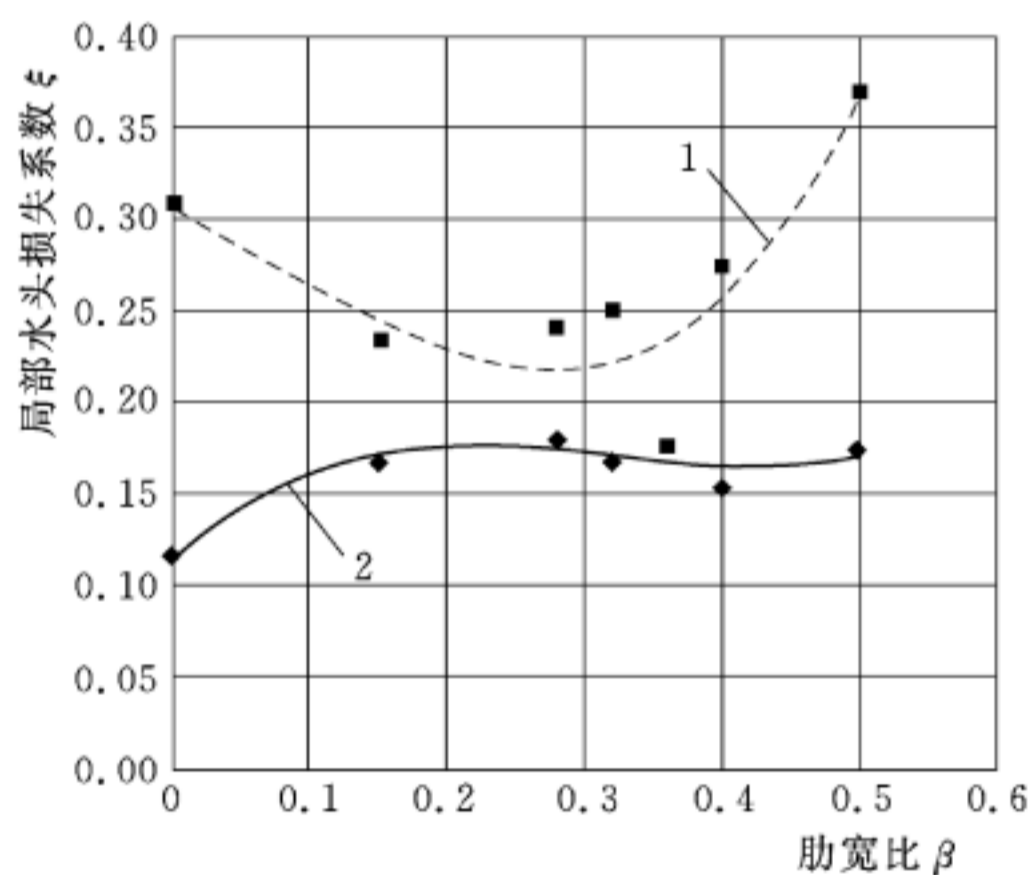


图 6-12 XLC 抽水蓄能电站 75°钢岔管方案双机运行  
局部水头损失系数与肋宽比关系曲线  
1—双机抽水；2—双机发电

于对称 Y 形钢岔管在分流时，肋板基本与主管水流平行，对水流的阻力不大所致。单机发电工况水头损失随肋宽比的增大而增

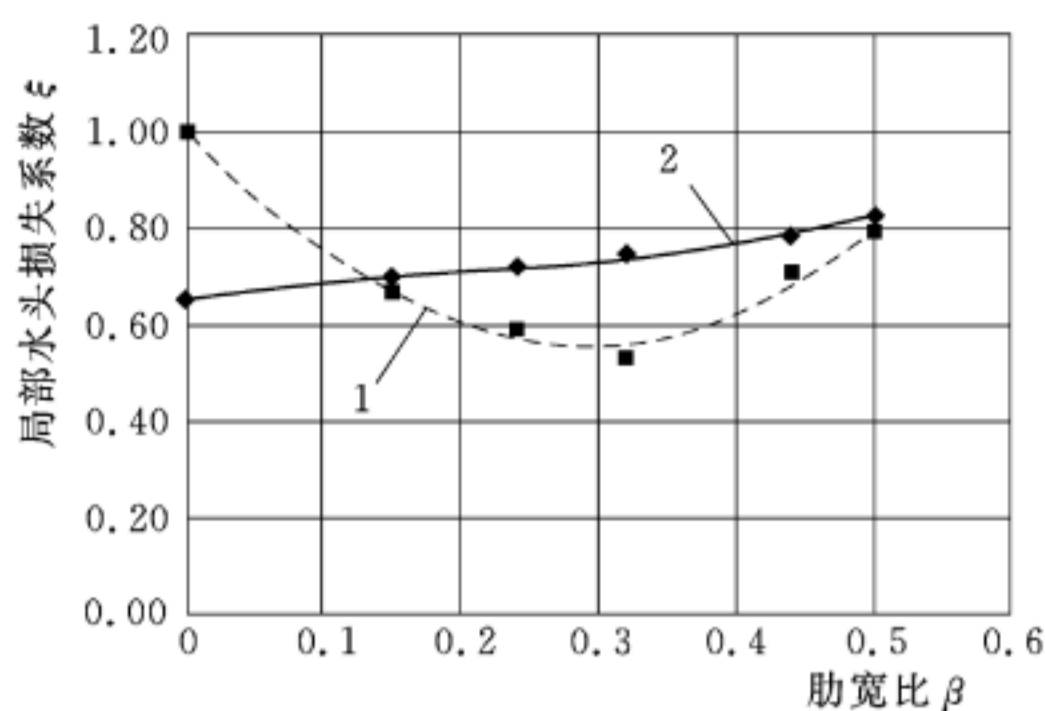


图 6-13 XLC 抽水蓄能电站 55°钢岔管方案单机运行  
局部水头损失系数与肋宽比关系曲线  
1—单机抽水；2—单机发电

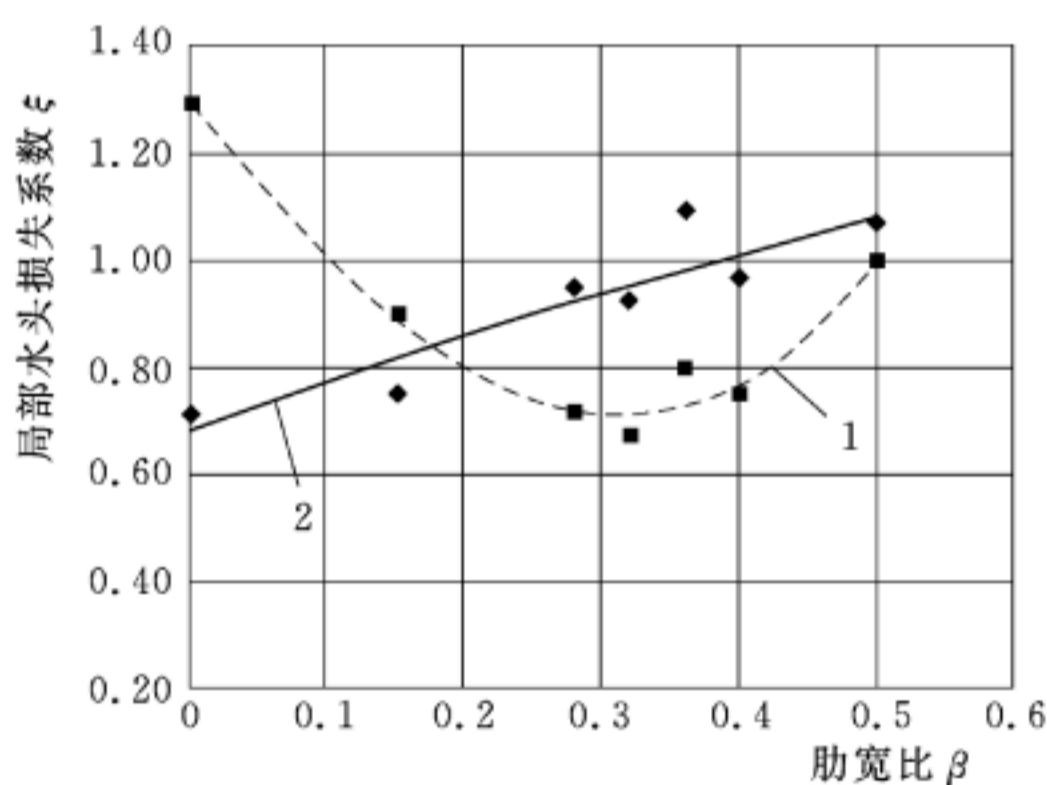


图 6-14 XLC 抽水蓄能电站 75°钢岔管方案单机运行  
局部水头损失系数与肋宽比关系曲线  
1—单机抽水；2—单机发电

加，因单机发电工况流量小，断面平均流速仅为双机发电时的一半，尽管水头损失系数较大，但水头损失绝对值并不大。不论单机抽水还是双机抽水工况，肋宽比在 0.25～0.35 时水头损失

最小。

从抽水蓄能电站经济性考虑，虽然发电工况水头损失比抽水工况更为重要，但从钢岔管结构特性分析，肋宽比一般在0.20～0.50。从试验成果分析，肋宽比在0.20～0.50变化时，对钢岔管双机发电工况的水头损失影响并不大。抽水工况，不论单机抽水还是双机抽水，只有当肋板宽度比较适中，即为0.25～0.35时，肋板才具有较好导流作用，钢岔管的水头损失才最小。因此，在钢岔管结构允许前提下，肋宽比控制在0.25～0.35内，无论发电工况还是抽水工况，水头损失都比较小。

统计资料表明，钢岔管的肋宽比皆在0.20～0.50内，多在0.25～0.45之间，非对称Y形钢岔管的肋宽比集中在0.30～0.45，对称Y形钢岔管的肋宽比集中在0.25～0.35，与XLC抽水蓄能电站钢岔管研究成果一致。具体见图6-15。

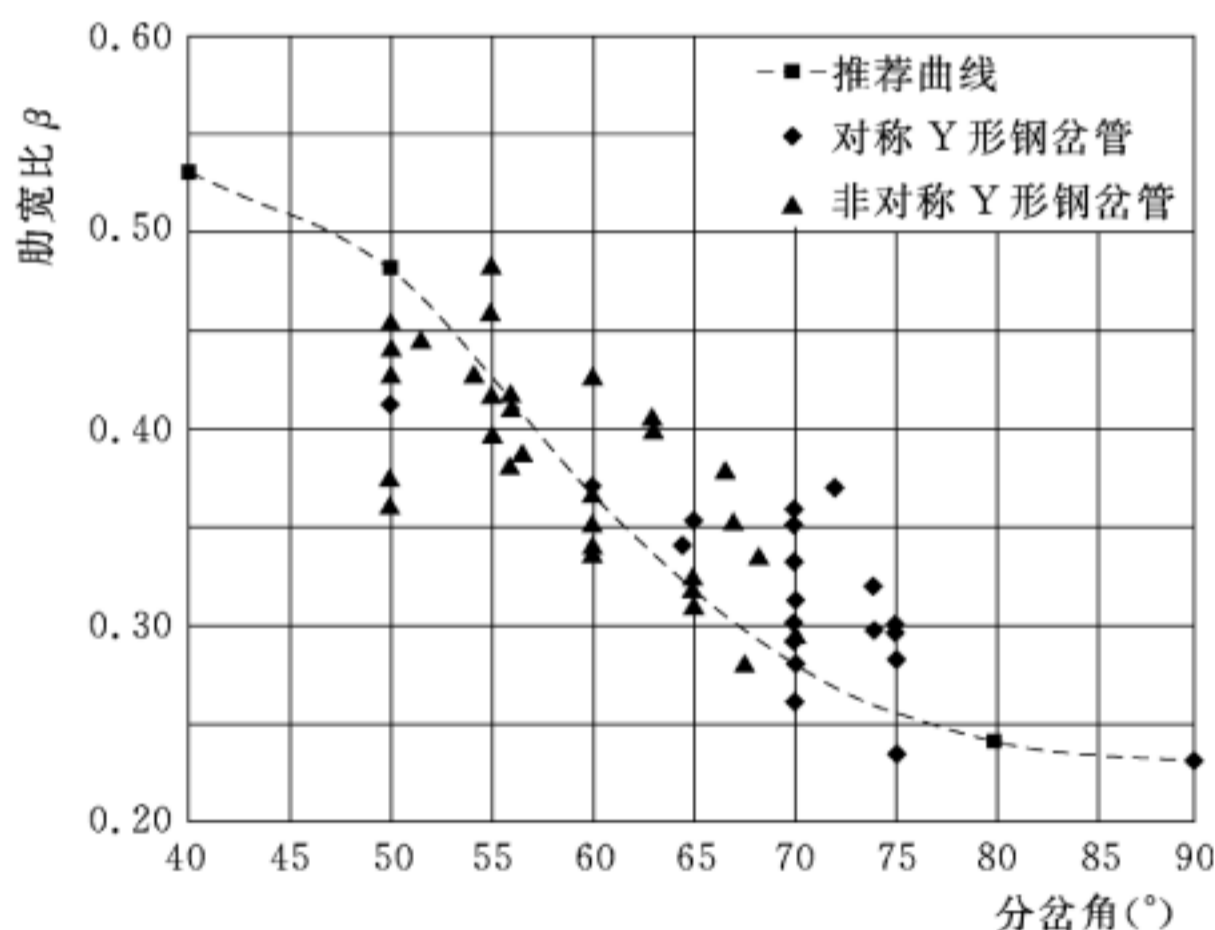


图 6-15 钢岔管肋宽比与分岔角关系图

**6.0.7** 一般来说，在钢岔管体形和肋宽比选定的情况下，肋板的内缘曲线对管壳应力的计算结果影响较小，而对肋板的应力分布影响较大。通常内缘曲线可采用抛物线或椭圆曲线，从

分析结果看，椭圆曲线肋板的应力分布较均匀，应力极值较小，利于材料强度充分发挥，因此肋板内缘曲线宜优先选用椭圆曲线。下面以 FN 抽水蓄能电站钢岔管肋板内缘曲线研究成果进行说明。

FN 抽水蓄能电站钢岔管采用对称 Y 形布置，主、支管直径分别为 4.8m 和 3.4m，公切球直径 5.52m，分岔角为  $74^\circ$ ，岔管设计内水压力为 7.47MPa。为研究内缘曲线对岔管应力状态的影响，在管壳体形、肋宽比、厚度、钢材和围岩计算参数不变的条件下，分别对肋板内缘曲线为抛物线和椭圆曲线进行有限元结构计算，通过计算结果分析可知：

(1) 通过不同内缘曲线对管壳应力的影响可知，无论是在明管状态还是在埋管状态，管壳应力对内缘曲线的变化均不敏感。也就是说，在岔管体形、肋宽比、厚度一定的情况下，肋板的内缘曲线对管壳应力的计算结果影响较小。

(2) 无论是明管状态还是埋管状态，通过对比不同内缘曲线对肋板应力状态的影响可知，内缘曲线对肋板腰部断面以及应力分布的影响较为明显。相比于抛物线而言，椭圆曲线的应力分布更为平均，肋板的应力极值较小。

(3) FN 抽水蓄能电站埋管状态下，内缘曲线采用抛物线时，肋板腰部断面 LB1 点（图 6-16）应力最大值为 276MPa；采用椭圆曲线时，相应为 204MPa；

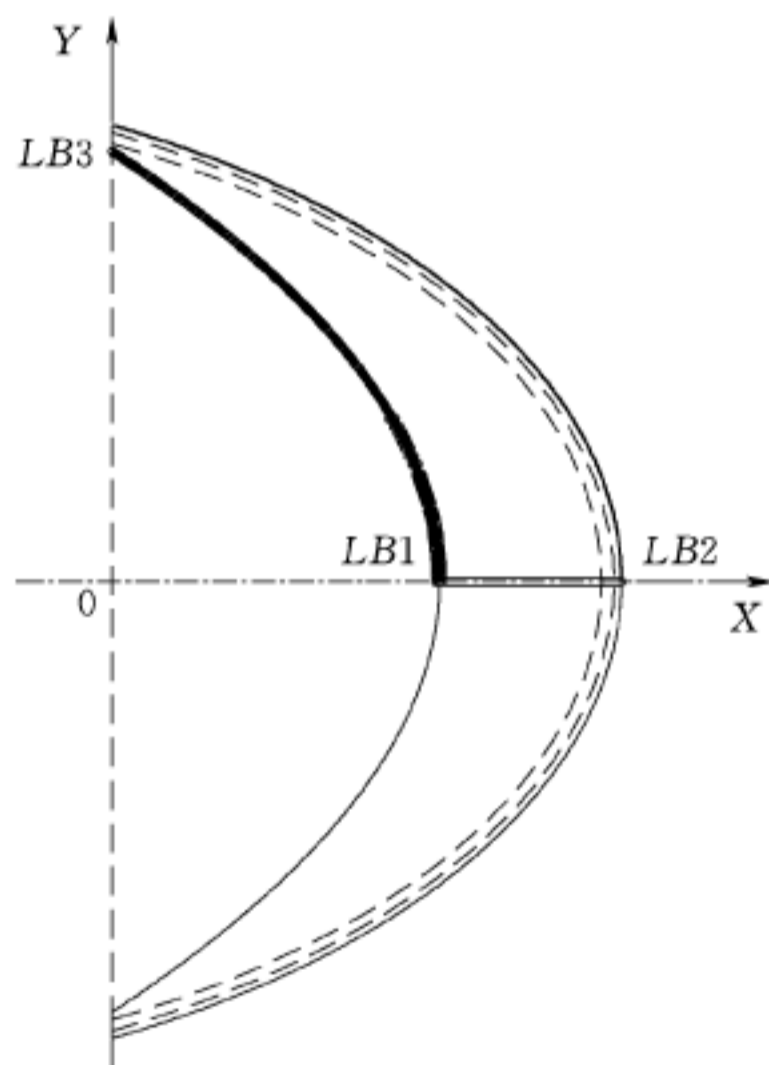


图 6-16 关键点及特征线位置示意图

两者相比，相差 20%~30%。内缘曲线采用椭圆曲线时应力分布更为均匀，见图 6-17~图 6-20。

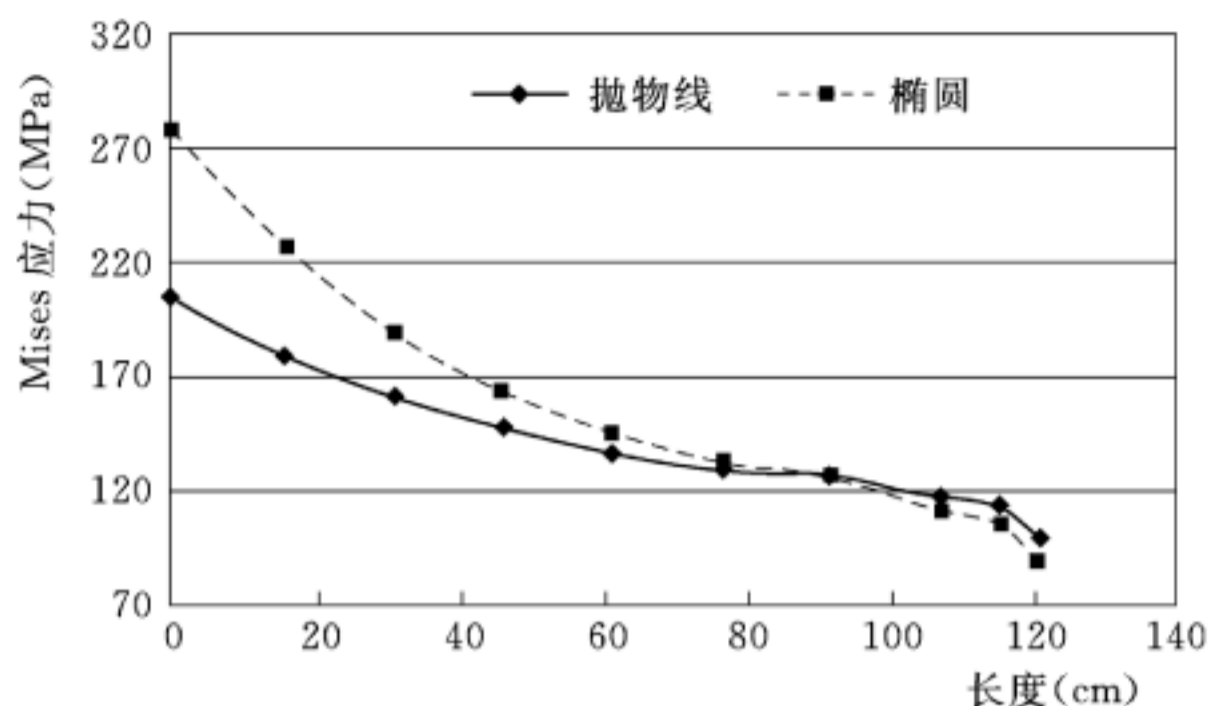


图 6-17 FN 抽水蓄能电站钢岔管不同内缘曲线 LB1—LB2 特征线的 Mises 应力曲线

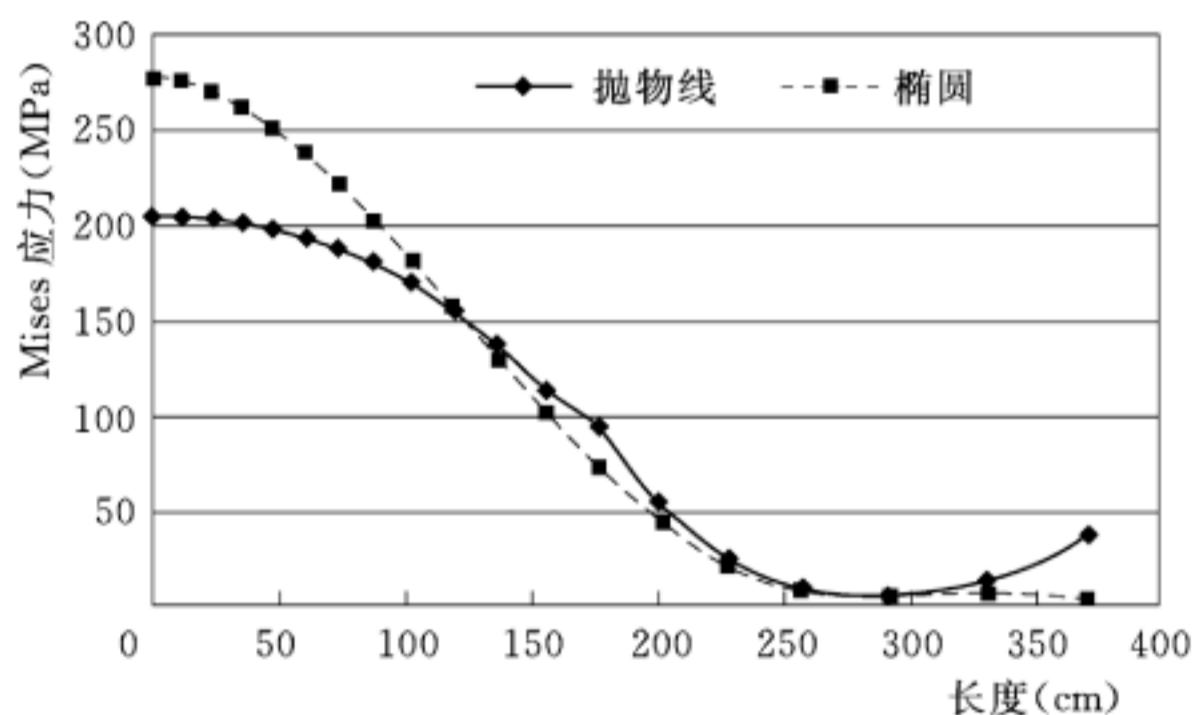
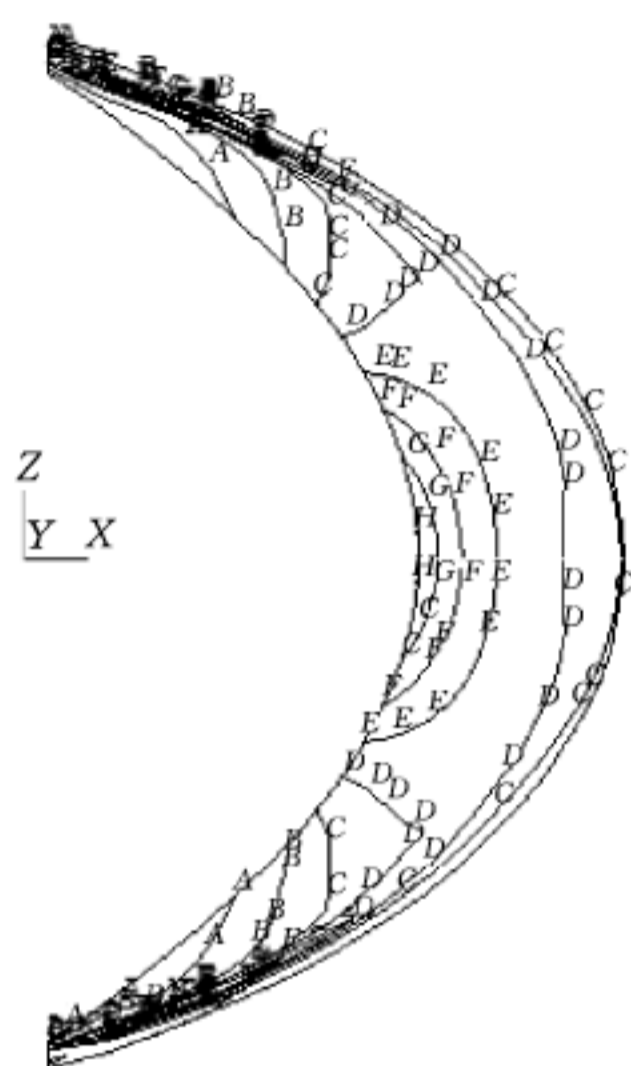


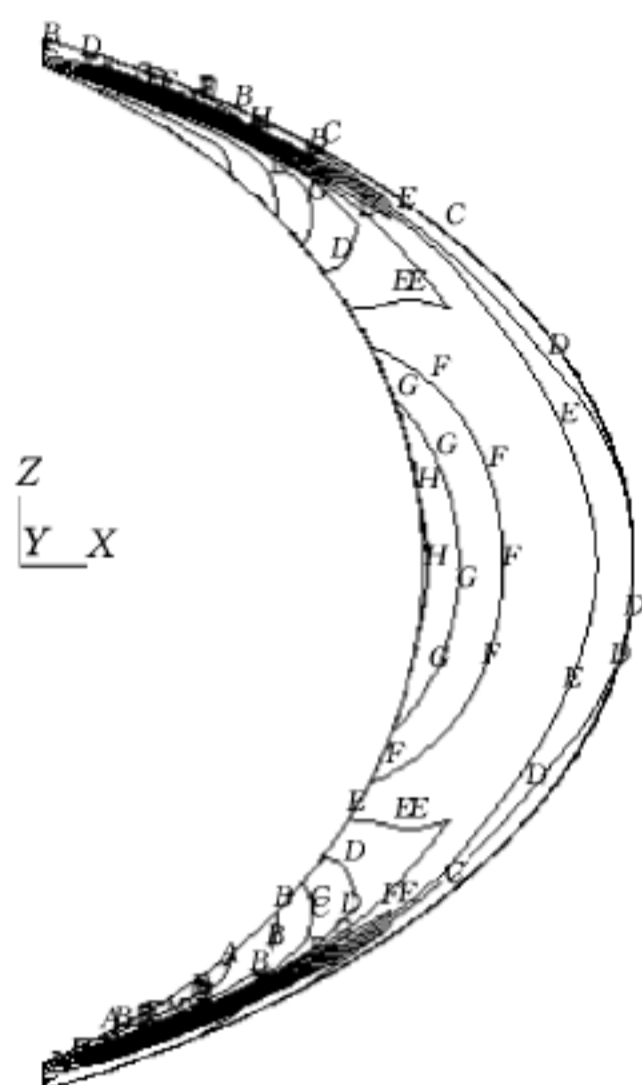
图 6-18 FN 抽水蓄能电站钢岔管不同内缘曲线 LB1—LB3 特征线的 Mises 应力曲线

综上所述，肋板内缘曲线采用椭圆曲线与抛物线相比，应力分布均匀性较好，应力极值也较小，利于材料强度充分发挥，因此肋板内缘曲线宜优先选用椭圆曲线。



A=21 B=57 C=93 D=129 E=165  
F=201 G=227 H=273 I=309

图 6-19 FN 抽水蓄能电站钢岔管内缘曲线为抛物线时肋板的 Mises 应力等值线图（埋管状态）  
（单位：MPa）



A=18 B=44 C=70 D=96 E=121  
F=147 G=173 H=199 I=225

图 6-20 FN 抽水蓄能电站钢岔管内缘曲线为椭圆时肋板的 Mises 应力等值线图（埋管状态）  
（单位：MPa）

## 7 结构设计

**7.0.3** 考虑围岩、回填混凝土和钢岔管共同承担内水压力的地下埋藏式钢岔管结构设计基本原则：

1 地下埋藏式月牙肋钢岔管结构复杂，不同介质间存在着缝隙，存在非线性接触问题，难以采用解析法进行结构分析，通过对已建工程钢岔管原型出厂前水压试验成果与有限元计算成果对比分析，以及 XLC 抽水蓄能电站现场模型试验成果与计算成果对比，详见图 7-1，三维有限元法具有较好的精度，可较好地模拟围岩约束作用和缝隙值对钢岔管与围岩联合作用的影响。

在进行钢岔管三维有限元分析时，所采用的有限元分析程序，必须经过试验的考证或有成功应用的工程实例。程序考证时，材料及荷载参数应取为实测值。对特别重要的钢岔管结构，宜配合进行专门的模型试验，以与计算相互验证。

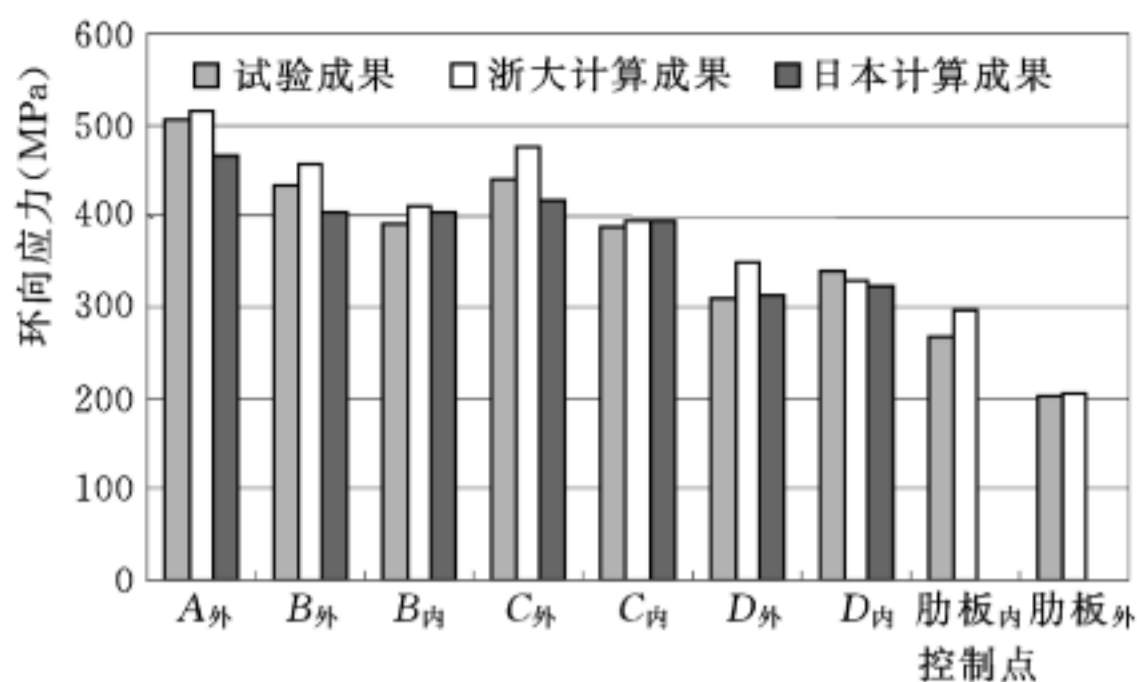
2 按围岩分担内水压力设计的地下埋藏式月牙肋钢岔管，在不考虑围岩联合作用条件下，钢岔管的局部膜应力+弯曲应力不大于其钢材的屈服强度，即满足明管准则，采用明管准则作为围岩分担率设计值的控制条件，主要基于以下考虑：

(1) 缝隙值大小，对地下埋藏式月牙肋钢岔管应力状态影响是非常敏感的，当缝隙值达到一定程度时，钢岔管的应力状态接近明管状态。然而影响缝隙值大小的因素很多，而且不确定性较大。

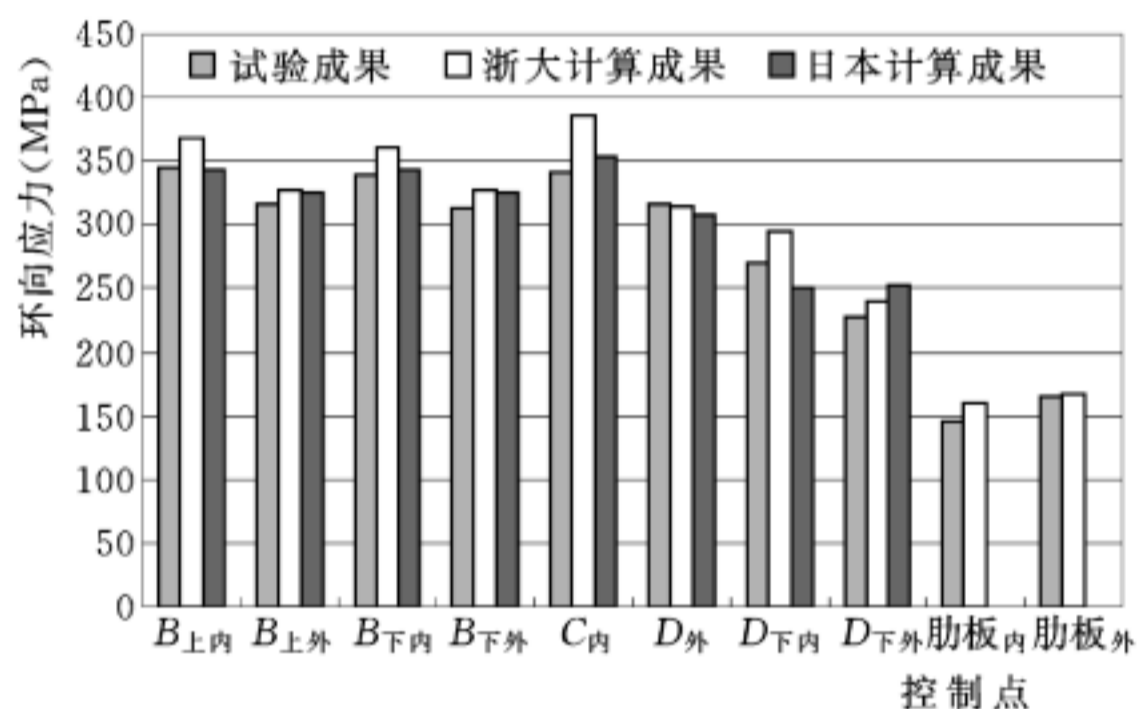
(2) 为保证因回填混凝土、灌浆质量出现严重质量问题时，钢岔管仍能安全正常工作，同时避免因设计方法的误差而使钢岔管应力过大，进而危及钢岔管的安全。

下面以不同体形钢岔管为例进行分析。

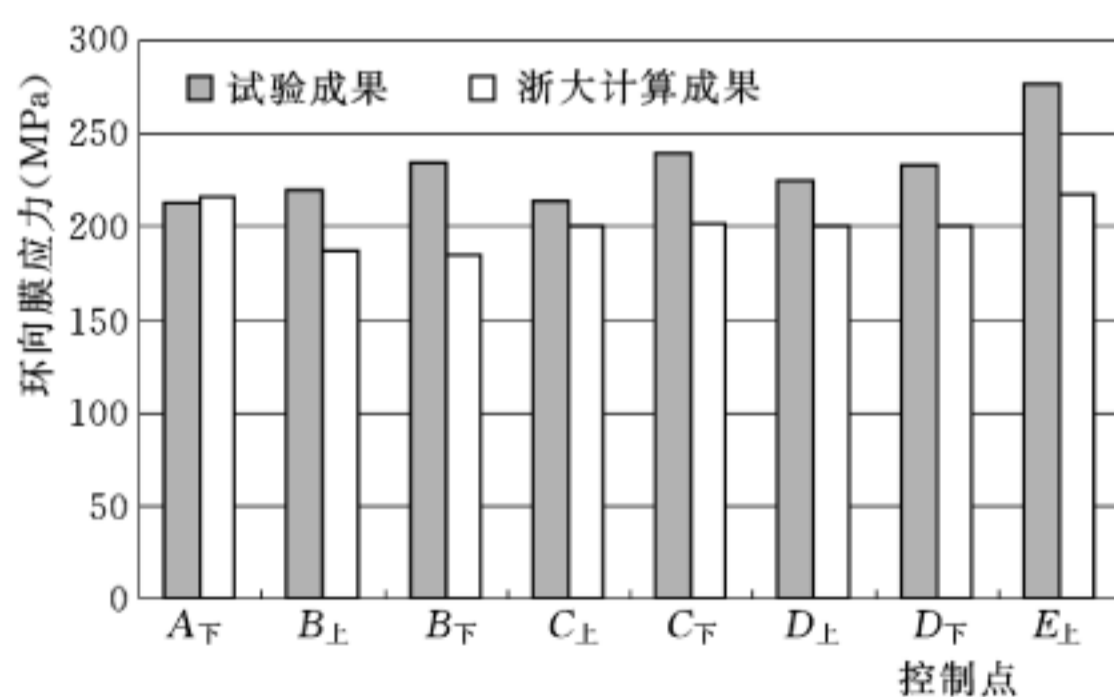
a. 对称 Y 形。



(a) XLC 抽水蓄能电站有限元计算



(b) ZHW 抽水蓄能电站有限元计算



(c) XLC 抽水蓄能电站模型试验

图 7-1 水压试验成果与有限元计算对比

对称 Y 形以 YX 抽水蓄能电站钢岔管体形为例，分析混凝土质量缺陷对钢岔管应力状态的影响。结合混凝土施工条件和对钢岔管与围岩联合作用特点，假设回填混凝土质量缺陷出现在肋板顶点（A 区）、钝角区（B 区）和支锥中部顶端（C 区），具体位置见图 7-2，分析成果见图 7-3。

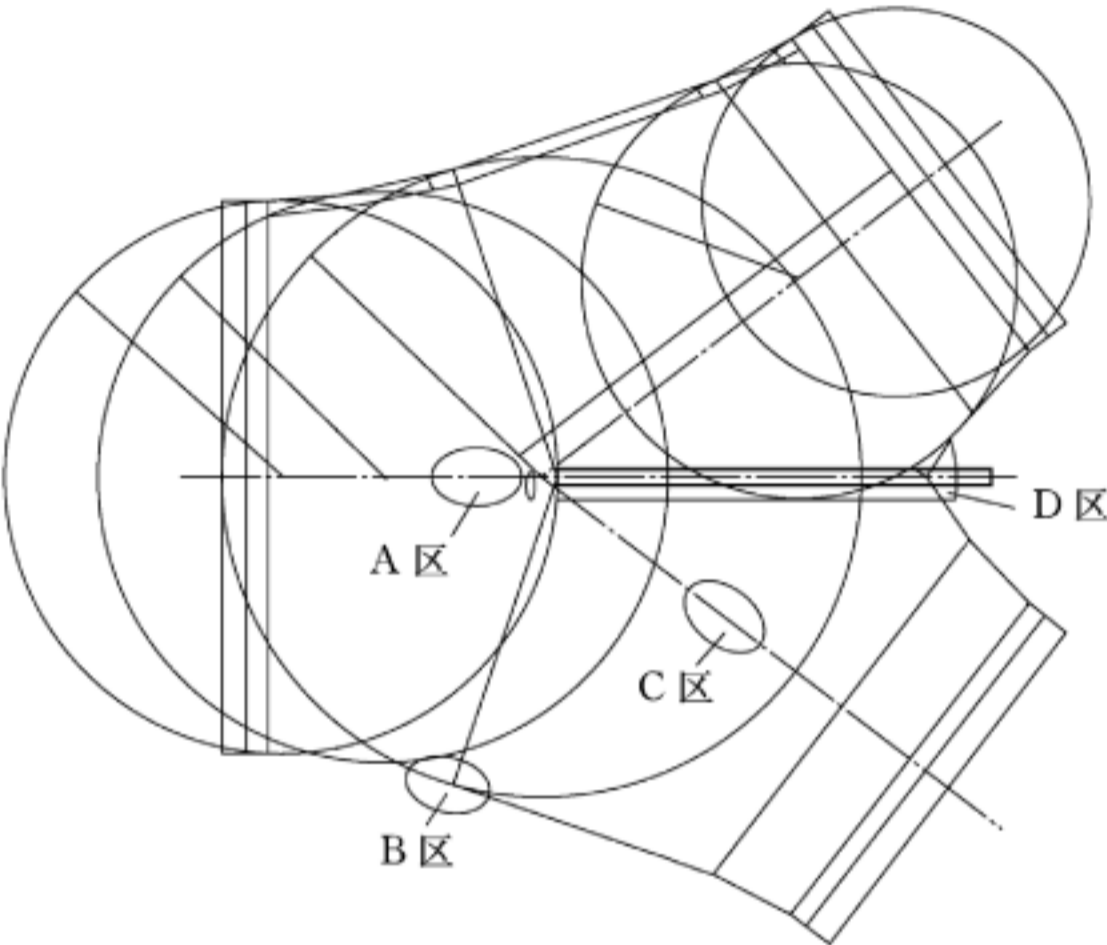


图 7-2 钢岔管外围回填混凝土质量缺陷

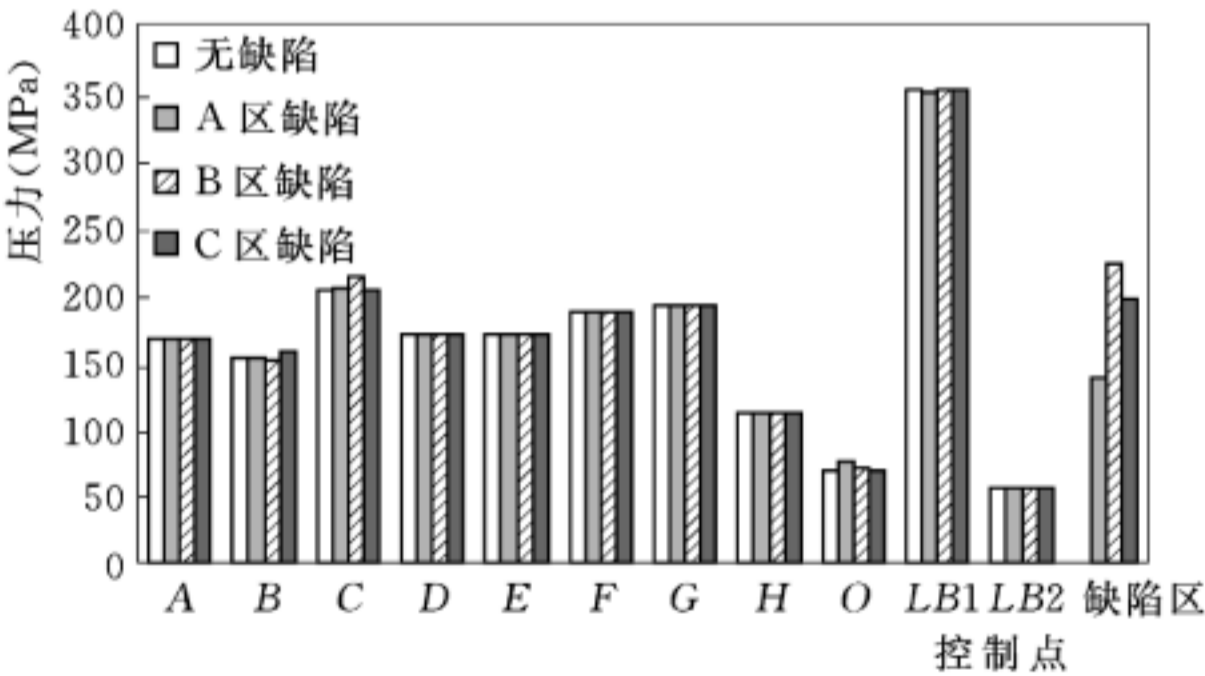


图 7-3 钢岔管混凝土质量缺陷对钢岔管控制点应力状态的影响柱状图

通过回填混凝土质量缺陷对钢岔管应力状态的影响分析可知：

a) 局部的混凝土质量缺陷对钢岔管整体应力影响不大，基本不改变钢岔管整体的应力分布状况。

b) 局部混凝土质量缺陷只对缺陷区域本身及其附近部位产生影响，而对缺陷区域之外的钢岔管其他部位的应力基本没有影响。

c) 在缺陷可控范围内，由于混凝土质量缺陷较小，造成钢岔管二次应力水平不高，与无缺陷钢岔管控制点应力水平相当。因此以明管准则限制地下埋藏式月牙肋钢岔管围岩分担率是可行的。

b. 非对称 Y 形。

YX 抽水蓄能电站钢岔管为对称 Y 形布置，计算分析时采用回填混凝土质量缺陷范围比较小。为进一步说明回填混凝土质量缺陷对钢岔管应力的影响，以 YZD 抽水蓄能电站 2 号钢岔管为例进行分析，假设混凝土出现  $1.0\text{m}^2$  的质量缺陷，缺陷位置发生在钝角区（1 区）、肋板顶部（2 区）和两支锥相交的锐角区（3 区），具体位置见图 7-4，计算分析成果见图 7-5。

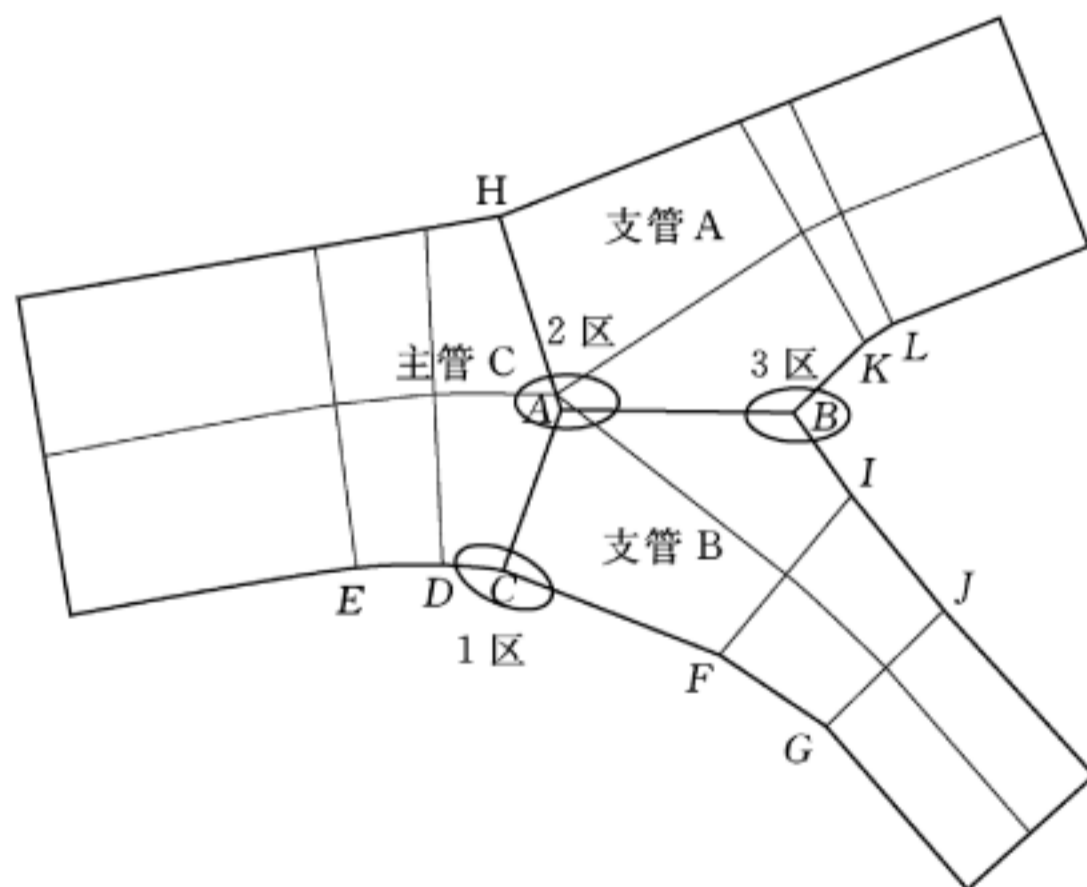


图 7-4 钢岔管外围回填混凝土质量缺陷

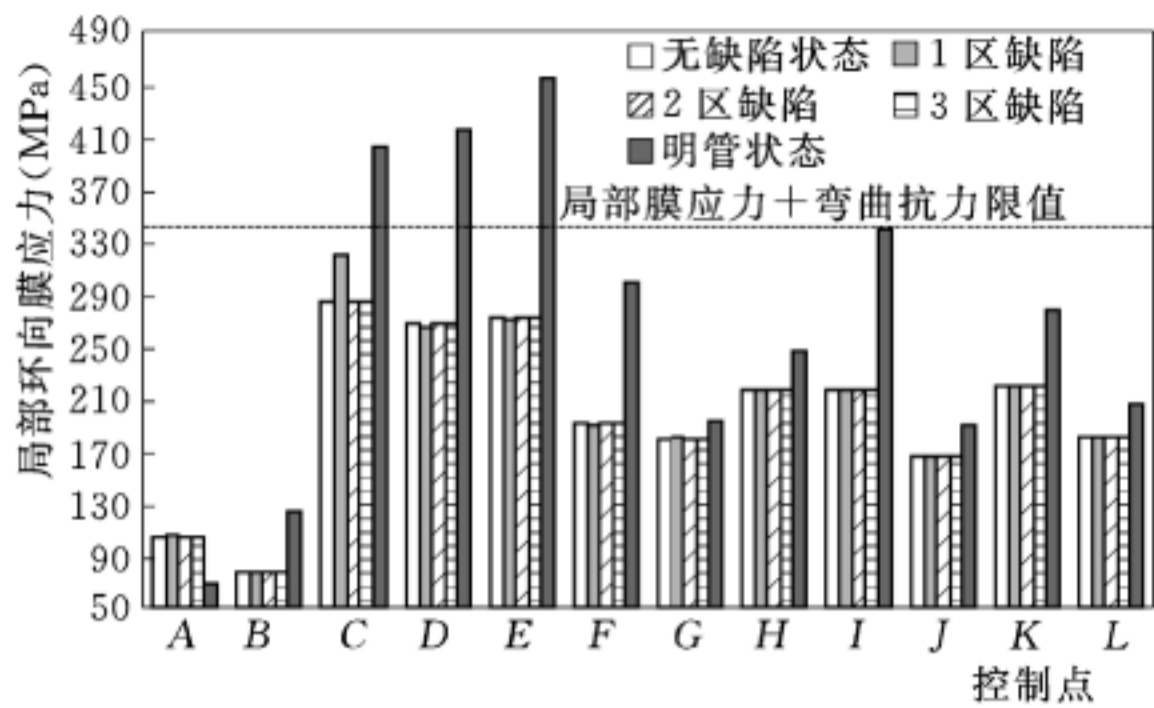


图 7-5 钢岔管回填混凝土质量缺陷对钢岔管控制点应力状态的影响柱状图

通过回填混凝土质量缺陷对钢岔管应力状态的影响分析可知：

a) 当锥管钝角区回填混凝土出现脱空时，钢岔管单独承载后，钝角区管壳最大 Mises 应力为 333.8MPa，与均匀缝隙情况下联合承载的钝角区管壳最大 Mises 应力 289.1MPa 相比，局部应力增加 44.8MPa，增幅 15.5%，此应力应属二次应力范畴，具有较好的自限性，但仍小于局部膜应力+弯曲应力的抗力限值，远低于钢岔管明管的校核应力限值（即钢材的屈服强度）；钝角区 C 点径向向外位移值由 3.39mm 增加到 5.67mm。这说明主锥管钝角区 1m<sup>2</sup> 范围内回填混凝土脱空后钢岔管单独承载，虽然局部应力和位移有较大的增加，但钢岔管其他部位应力变化很小，即局部的混凝土质量缺陷对钢岔管整体应力影响不大，基本不改变钢岔管整体的应力分布状况；在正常运行工况下仍然是安全的。

b) 当肋板顶部 2 区及两支锥相交的锐角区 3 区的回填混凝土脱空时，无论是顶部和锐角区的管壳局部区域，还是钢岔管整体的 Mises 应力均变化不大，且远低于局部膜应力+弯曲应力的

抗力限值，更低于钢岔管明管的校核应力限值，这主要是由于肋板周围刚度较大所致。

**7.0.4** 围岩弹性抗力系数，对地下埋藏式月牙肋钢岔管应力状态影响呈非线性关系，当围岩弹性抗力系数小于某一数值时，其对钢岔管应力状态的影响很明显；而当围岩弹性抗力系数大于这一数值时，围岩抗力系数对钢岔管应力状态的影响不大。

钢岔管与围岩联合作用主要是为发挥围岩的约束作用，通过变形协调实现钢岔管与围岩共同分担内水压力。围岩弹性抗力除了受岩性、构造等地质条件影响外，还受洞室开挖过程中所产生围岩松动圈和钢岔管洞周的埋藏条件的影响。当钢岔管布置在临近地下厂房或地面厂房上游墙，以及与明管连接的情况下，还应考虑相邻洞室及临空面的不利影响。因此，在对围岩弹性抗力系数进行取值时，应考虑爆破松动圈及钢岔管洞周的埋藏条件对弹性抗力的影响。

**7.0.5** 缝隙值对钢岔管与围岩联合作用影响是很明显的，根据对已建工程的统计，对于地下埋管缝隙与半径之比一般不超过  $4 \times 10^{-4}$ 。日本奥美浓电站钢岔管设计考虑与围岩的联合作用，从其对外围混凝土应变观测成果推算，缝隙值与主管半径之比为  $(0 \sim 4) \times 10^{-4}$ ，平均  $2.5 \times 10^{-4}$ ，从围岩变位推算为  $(0 \sim 3.6) \times 10^{-4}$ 。

XLC 抽水蓄能电站钢岔管现场结构模型试验，模型比尺为  $1:2.5$ ， $HD$  值为  $1421\text{m} \cdot \text{m}$ ，钢岔管外回填混凝土施工工艺、回填灌浆等基本模拟原型，通过对其缝隙多途径测试分析，模型钢岔管垂直缝隙大于水平缝隙，平均缝隙为  $3.0 \times 10^{-4} R_0$  ( $R_0$  为钢岔管公切球半径)；考虑到钢岔管实际运行过程中，缝隙值受水温、围岩蠕变等因素的影响，比钢岔管模型试验大得多，通过计算分析，钢岔管运行期间，平均缝隙值可达  $4.1 \times 10^{-4} R_0$ 。为安全计，钢岔管设计水平缝隙按  $1\text{mm}$  (相当于  $4.9 \times 10^{-4} R_0$ )、垂直方向按  $2\text{mm}$  (相当于  $9.8 \times 10^{-4} R_0$ ) 考虑。通过对原型观测成果分析，XLC 抽水蓄能电站钢岔管实测最大缝隙值为

0.52mm，相当于  $2.5 \times 10^{-4} R_0$ 。

SSL 抽水蓄能电站钢岔管按明管设计，未布置测缝计，通过对钢板计观测资料分析，当有限元计算应力水平与原型观测应力水平相当时，平均缝隙值为  $(3.6 \sim 4.2) \times 10^{-4} R_0$ 。

HHHT 抽水蓄能电站钢岔管按埋藏式钢岔管设计，设计采用的缝隙值为 1.5mm，相当于  $5.8 \times 10^{-4} R_0$ 。通过对原型观测成果分析，实测最大缝隙值为 0.68mm，相当于  $2.65 \times 10^{-4} R_0$ 。

ZHW 抽水蓄能电站钢岔管按埋藏式钢岔管设计，设计采用的缝隙值为 1.2mm，相当于  $4.5 \times 10^{-4} R_0$ 。通过对原型观测成果分析，实测最大缝隙值为 1.17mm，相当于  $4.37 \times 10^{-4} R_0$ ，平均初始缝隙值 0.52mm，相当于  $1.9 \times 10^{-4} R_0$ 。

由于钢岔管体形复杂，影响外围混凝土回填质量的因素较多，且地下埋藏式月牙肋钢岔管考虑围岩分担内水压力的设计目前还处于初步阶段，根据已建工程监测成果，出于安全考虑，缝隙值选取宜不小于  $4.0 \times 10^{-4} R_0$ 。

**7.0.8** 以往地下埋藏式月牙肋钢岔管通常是按明管设计，不考虑围岩的约束作用，而在实际运行中，围岩与钢岔管是联合受力的，实测钢岔管应力比按明管状态计算的要小得多，故在满足覆盖围岩厚度条件下，按钢岔管与围岩共同承受内水压力是经济合理的。

从 XLC、ZHW 和 YX 抽水蓄能电站钢岔管对围岩分担规律分析，以及 XLC 抽水蓄能电站现场结构模型试验、原型观测资料分析成果可知，当钢岔管体形确定后，影响埋藏式钢岔管应力状态的主要参数有围岩弹性抗力系数和缝隙值。围岩弹性抗力系数和缝隙值对钢岔管变位和应力状态的影响规律如下：

(1) 围岩弹性抗力系数对钢岔管变位的影响。

地下埋藏式钢岔管在运行工况下，钢岔管顶点向外变位较明管状态减小，腰线部位由明管状态时的向内变位转为向外变位，数值与顶点变位趋近。钢岔管变位趋于均匀的程度与围岩弹性抗力系数和缝隙值有关。具体规律参见图 7-6～图 7-8。

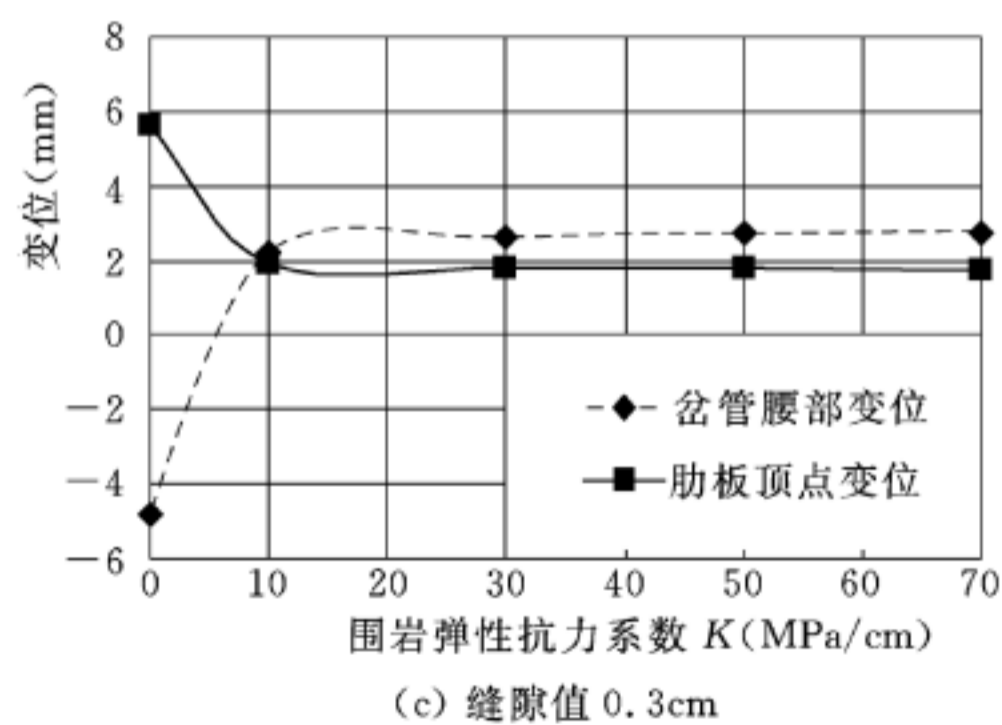
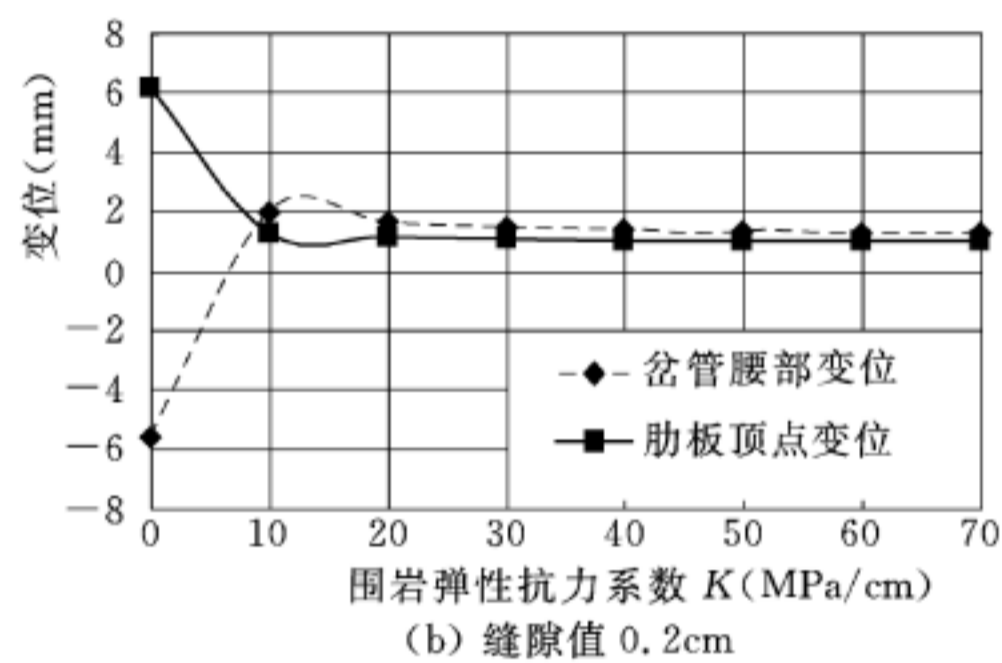
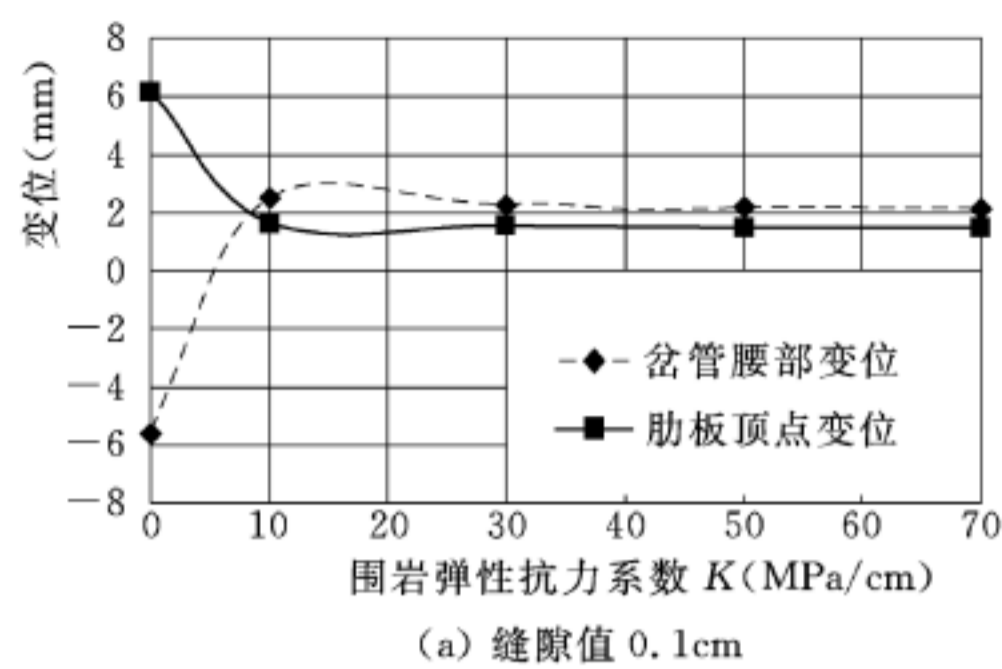


图 7-6 (一) XLC 抽水蓄能电站钢盆管变位与围岩弹性抗力系数关系

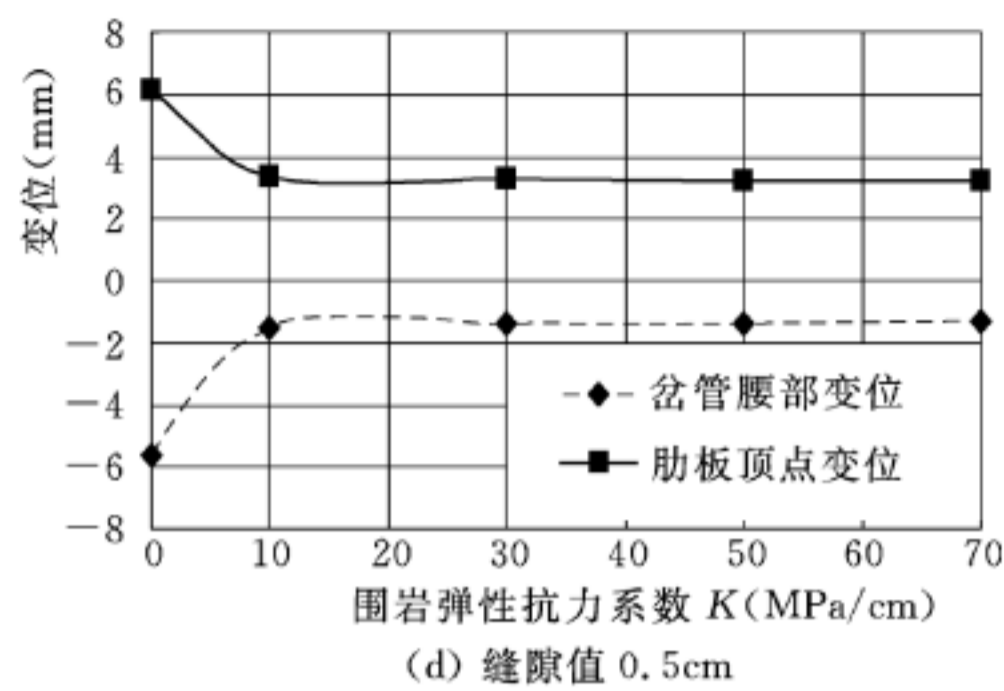
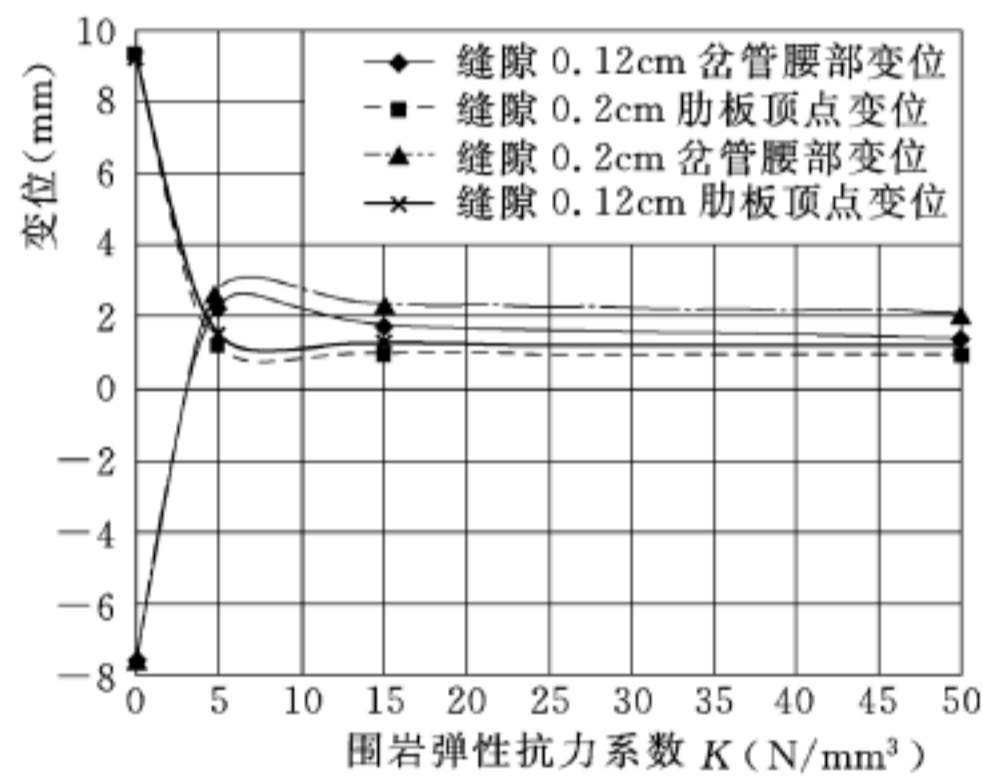


图 7-6 (二) XLC 抽水蓄能电站钢岔管变位与围岩弹性抗力系数关系



当围岩弹性抗力系数小于某值时，此值暂称为临界抗力系数，围岩弹性抗力系数对钢岔管变位影响非常明显；而当围岩弹性抗力系数大于这一临界值后，围岩弹性抗力对钢岔管变位影响并不大。

(2) 縫隙对钢岔管变位的影响。

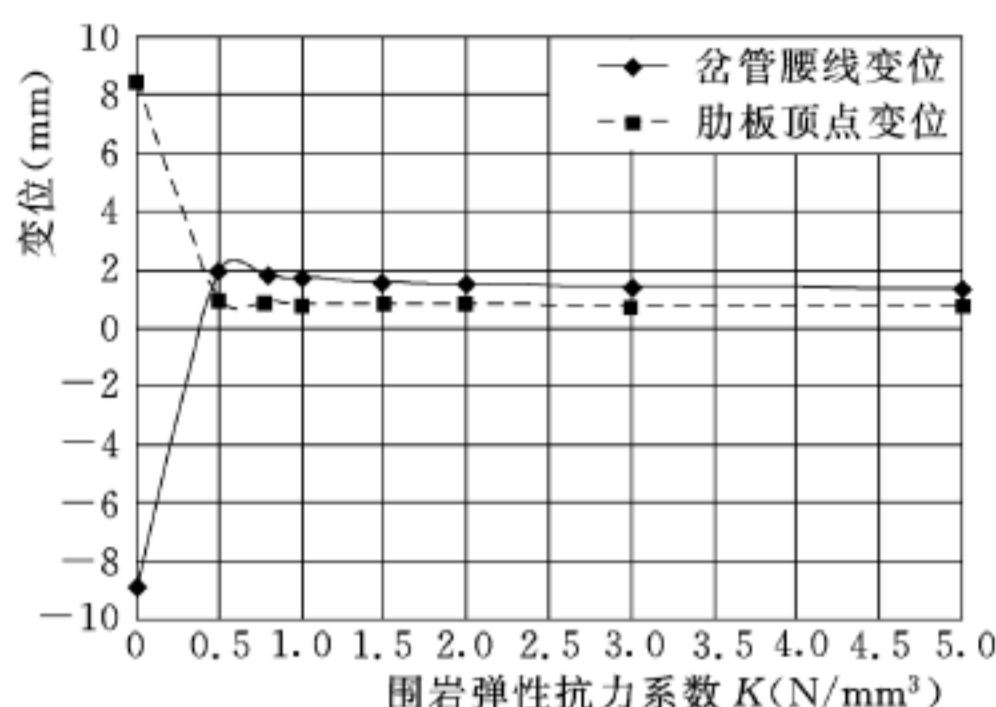
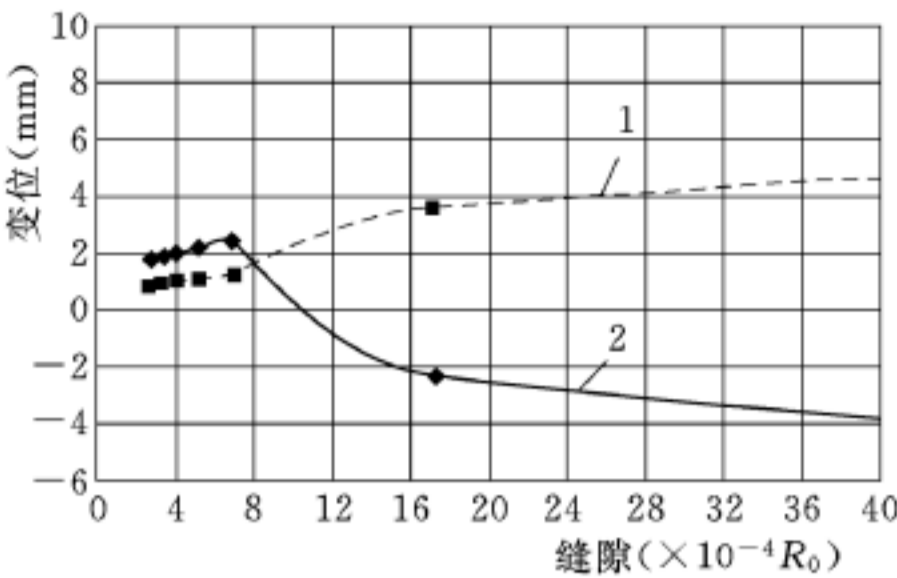


图 7-8 ZHW 抽水蓄能电站钢岔管变位  
与围岩弹性抗力系数关系

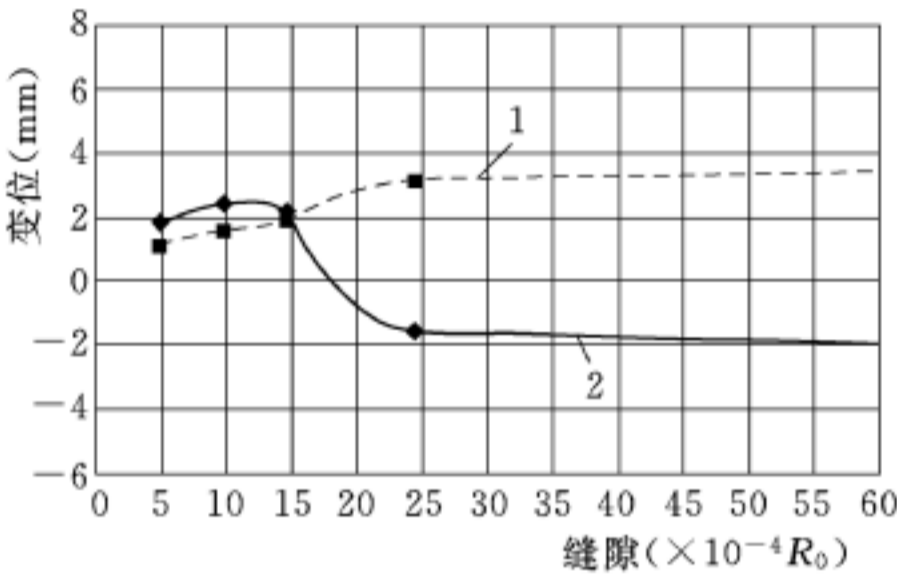
缝隙值大小对钢岔管变位的影响是很敏感的，随缝隙值的增大，钢岔管顶点变位与腰线变位不均匀程度加大，当缝隙值继续增大时，钢岔管变位将接近明管状态。以 XLC 抽水蓄能电站钢岔管为例，当缝隙值为  $24.4 \times 10^{-4} R_0$  即 5mm 时，钢岔管变位状态接近明管；ZHW 抽水蓄能电站钢岔管也具有同样的规律，见图 7-9。通过围岩弹性抗力系数和缝隙值对钢岔管变位的影响规律分析，地下埋藏式月牙肋钢岔管围岩的主要作用是对钢岔管变位进行约束，使其变位趋于均匀。

### (3) 围岩弹性抗力系数对钢岔管的应力状态的影响。

围岩弹性抗力系数对地下埋藏式月牙肋钢岔管的应力状态的影响同对变位影响规律基本相同，呈非线性关系。当围岩弹性抗力小于临界值时，围岩弹性抗力系数对钢岔管围岩分担内水压力作用的影响是很明显的，随着围岩抗力系数的增加，钢岔管折角点及肋板应力明显减少；而当围岩弹性抗力系数大于临界值时，围岩对钢岔管围岩分担作用的影响并不大，具体参见图 7-10，图中局部膜相对应力，为埋管状态下局部膜应力与明管状态下相应部位局部膜应力之比；钢岔管管壳控制点位置示意图见图 7-11。

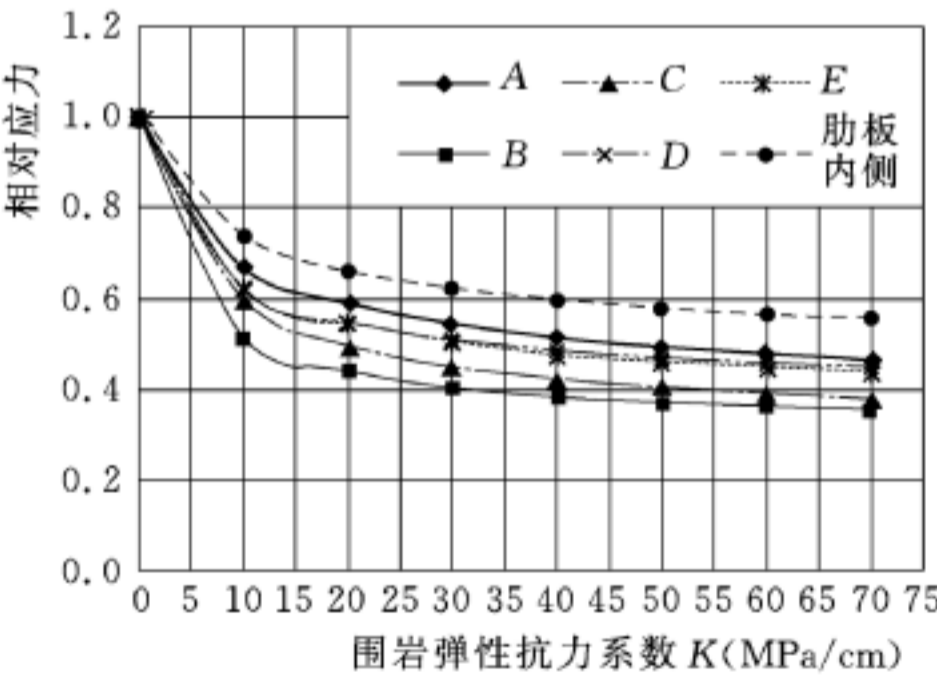


(a)XLC 抽水蓄能电站钢岔管( $K=10\text{MPa/cm}$ )



(b)ZHW 抽水蓄能电站钢岔管( $K=5\text{MPa/cm}$ )

图 7-9 埋藏式钢岔管变位与缝隙值关系  
1—顶点变位；2—腰部钝角区变位



(a) XLC 抽水蓄能电站钢岔管缝隙值 1mm

图 7-10 (一) 钢岔管控制点局部膜相对应力  
与围岩弹性抗力系数关系

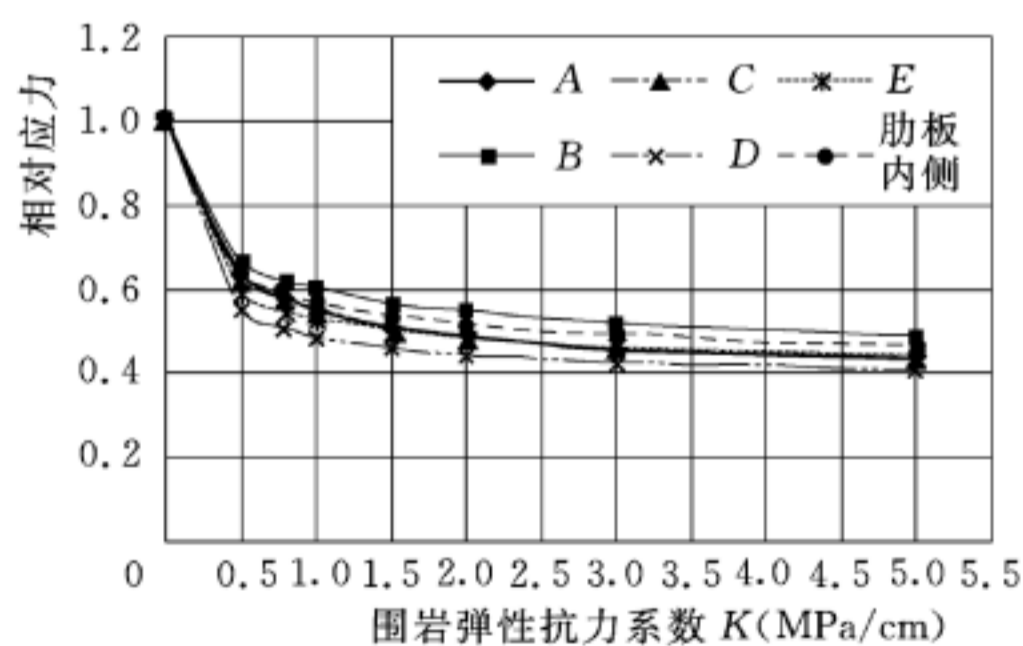
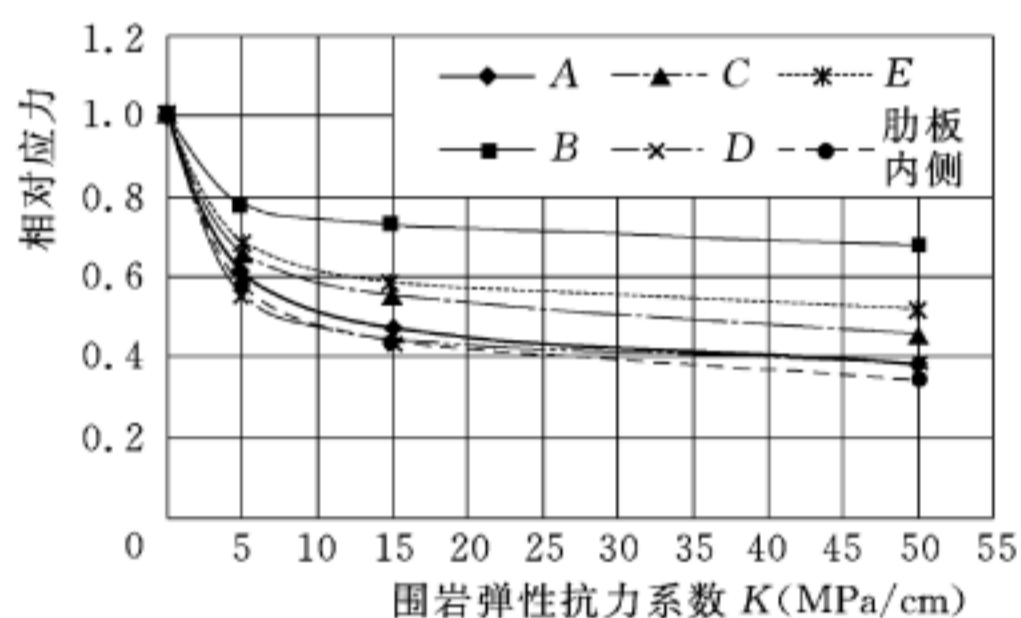
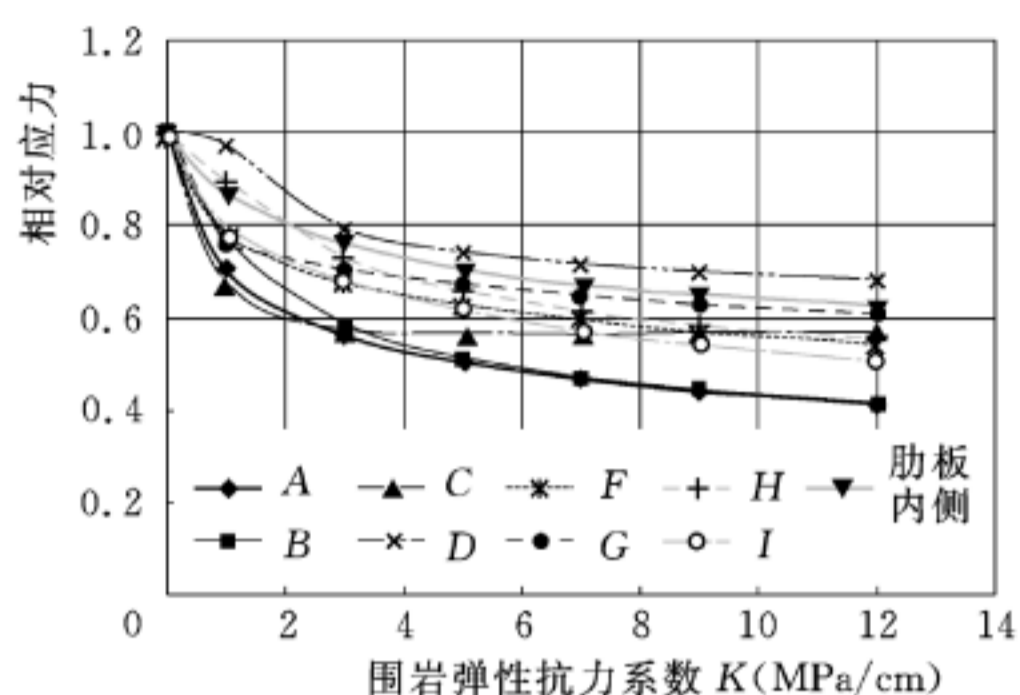


图 7-10 (二) 钢岔管控制点局部膜相对应力  
与围岩弹性抗力系数关系

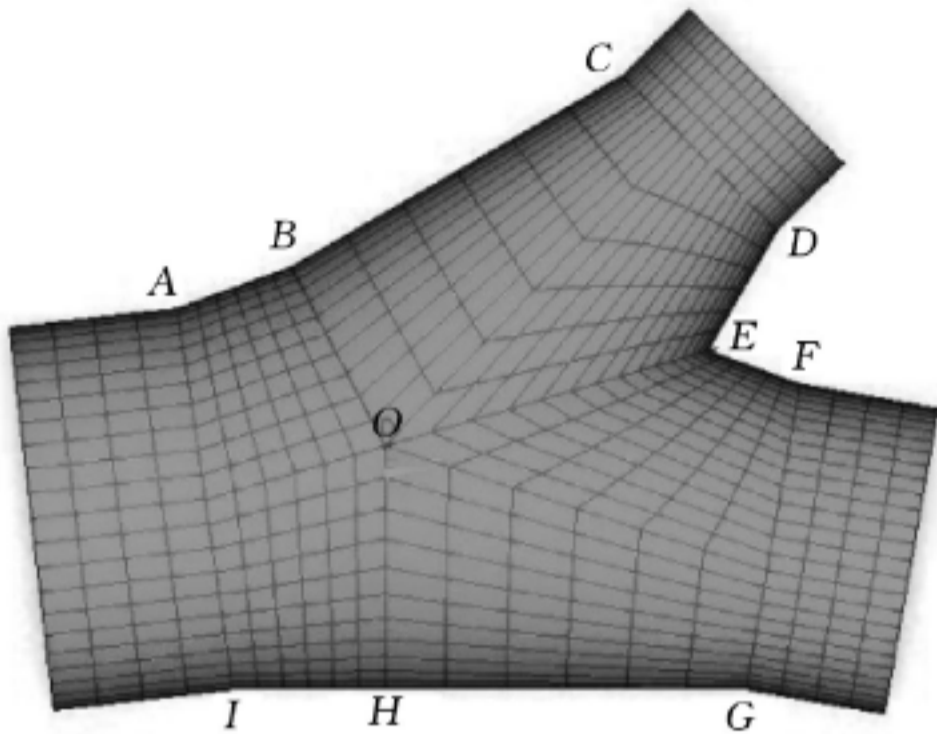
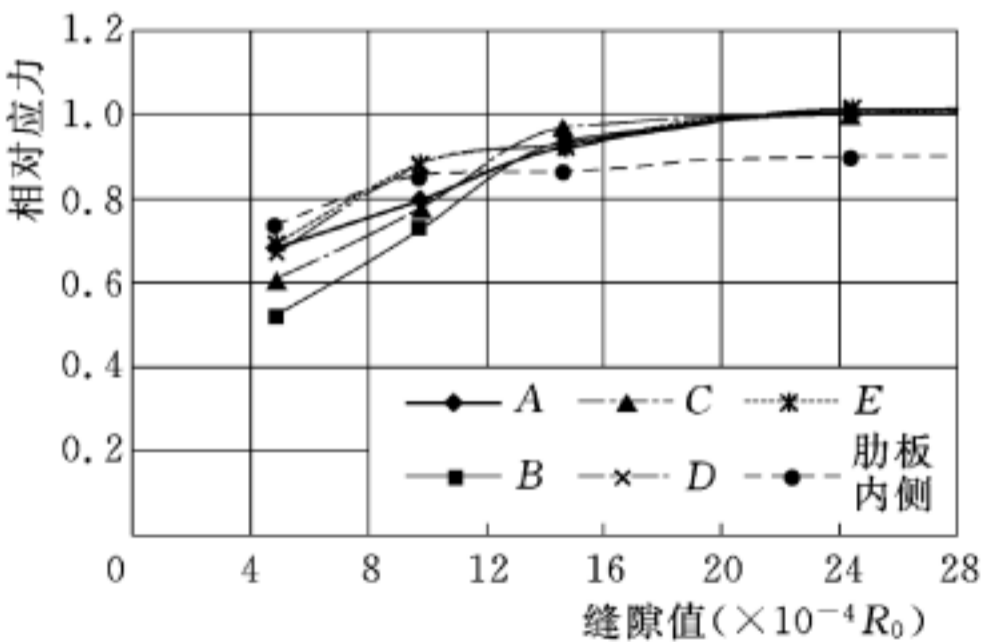


图 7-11 钢岔管管壳控制点位置示意图

(4) 缝隙对钢岔管的应力状态的影响。

缝隙大小对地下埋藏式月牙肋钢岔管的应力状态的影响也十分敏感，钢岔管应力随缝隙值的增大而增大，当缝隙值大于一定数值时，钢岔管受力状态接近明管状态，缝隙值的影响减少，缝隙值对钢岔管应力状态影响规律见图 7-12。



(a) XLC 抽水蓄能电站钢岔管( $K=10\text{MPa/cm}$ )

图 7-12 (一) 钢岔管折角点环向局部膜相对应应力与缝隙值关系

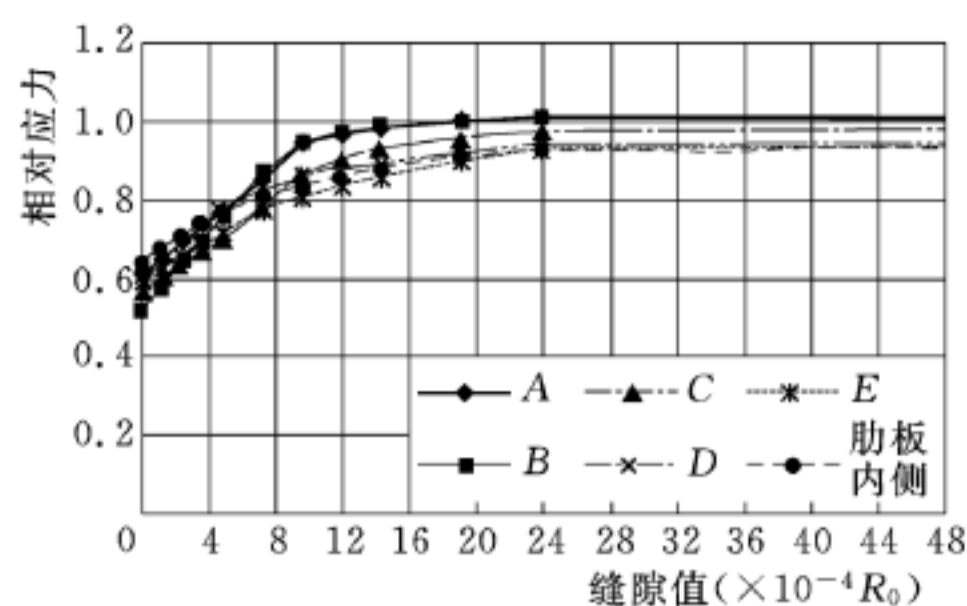
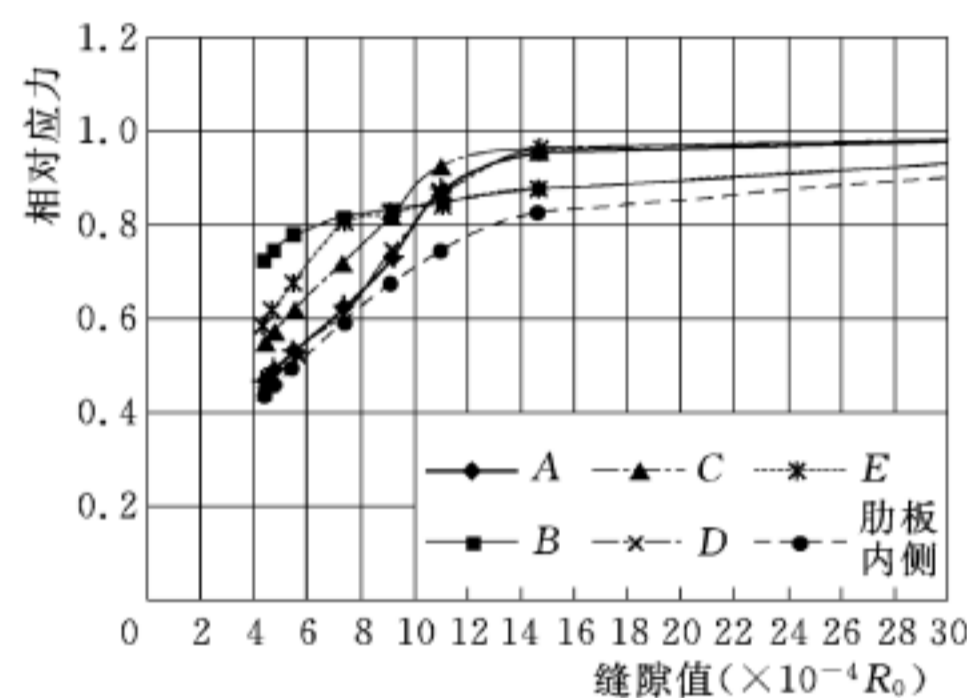
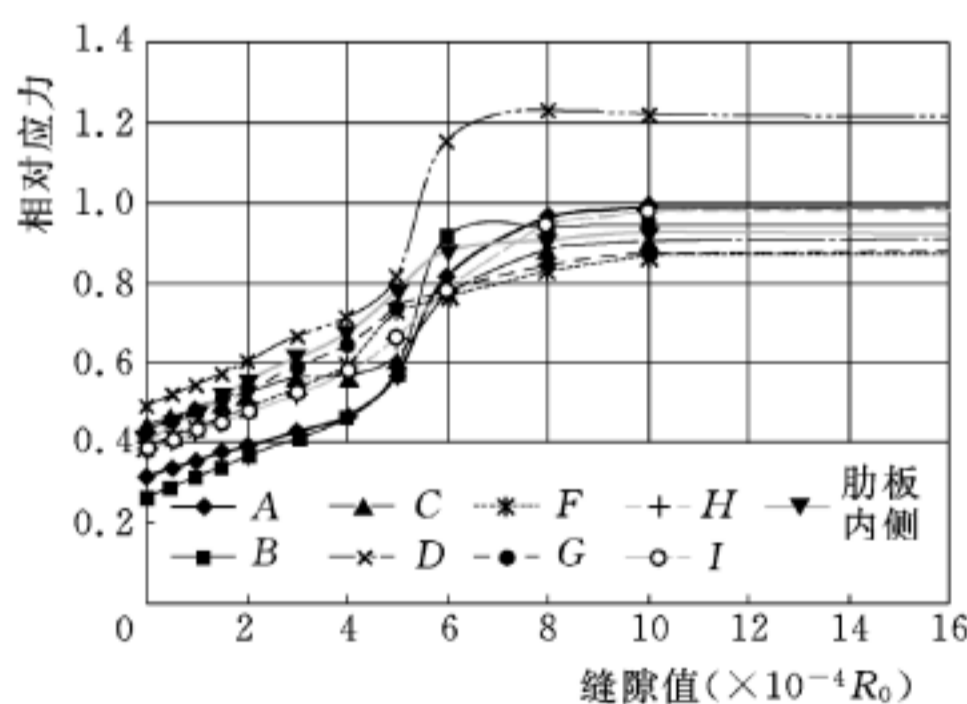
(b) SSL 抽水蓄能电站钢岔管( $K=10\text{MPa/cm}$ )(c) YZD 抽水蓄能电站钢岔管( $K=10\text{MPa/cm}$ )(d) YX 抽水蓄能电站钢岔管( $K=15\text{MPa/cm}$ )

图 7-12 (二) 钢岔管折角点环向局部膜相对应应力与缝隙值关系

## (5) 埋管与明管应力状态比较。

由于围岩对钢岔管的约束作用，在钢岔管应力减少的同时，管壳和肋板的侧向弯曲应力也明显减少，具体可参见图 7-13。图 7-13 为 XLC 抽水蓄能电站钢岔管明管状态和埋管状态运行工况特征线，即各主、支锥环向和轴向应力沿腰线分布，各特征线具体位置见图 7-11。从图 7-13 (a)、(c) 可见，明管状态

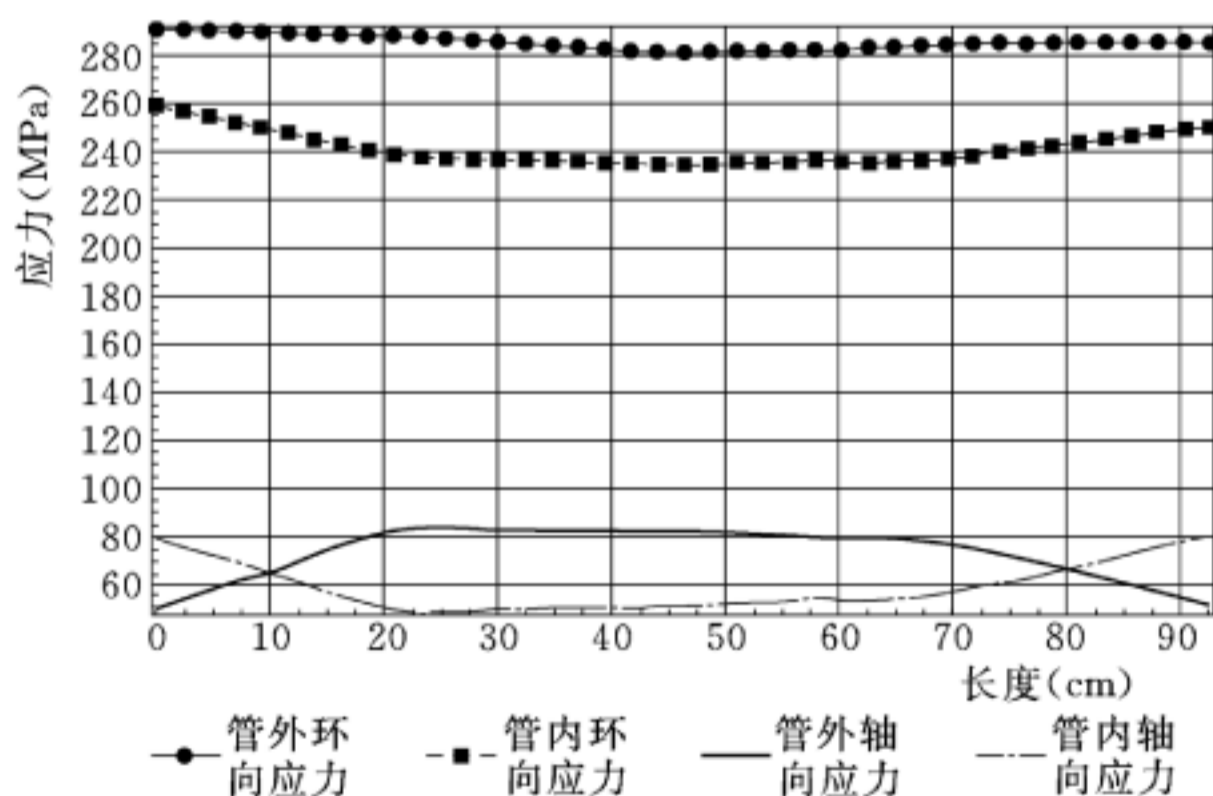
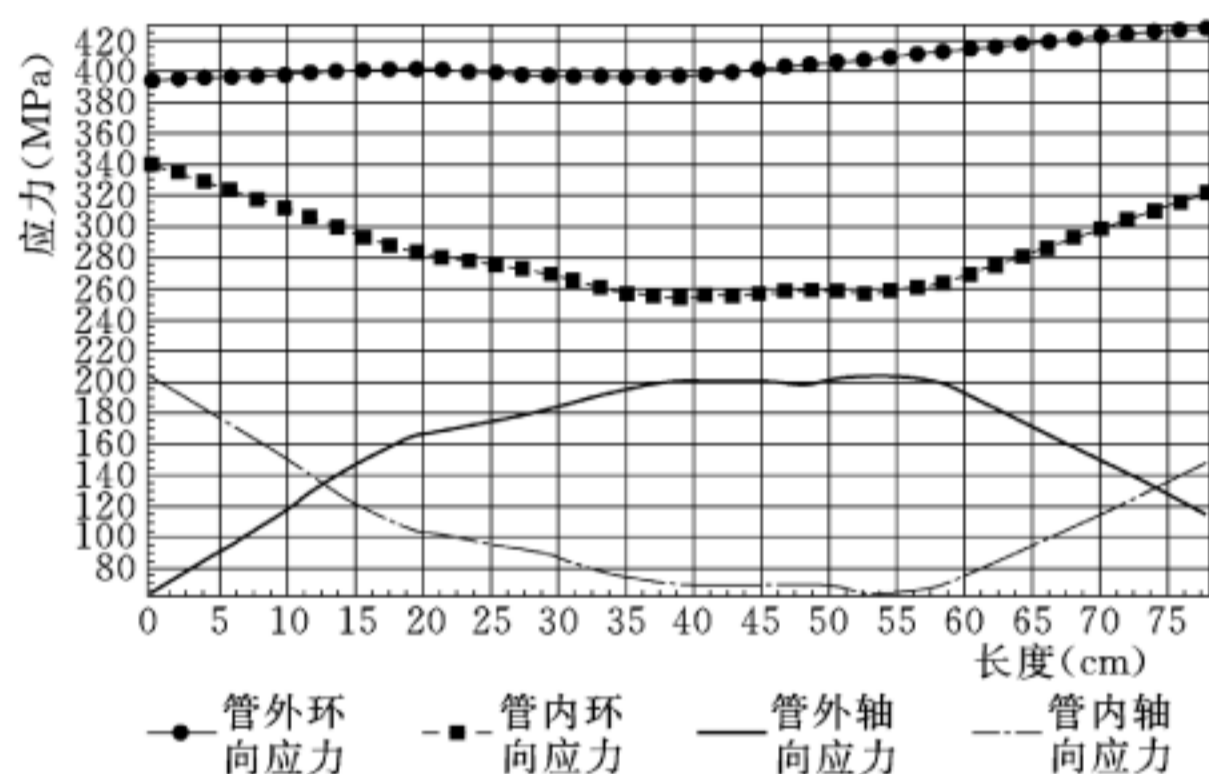


图 7-13 (一) XLC 抽水蓄能电站钢岔管明管  
与埋管状态下应力分布图

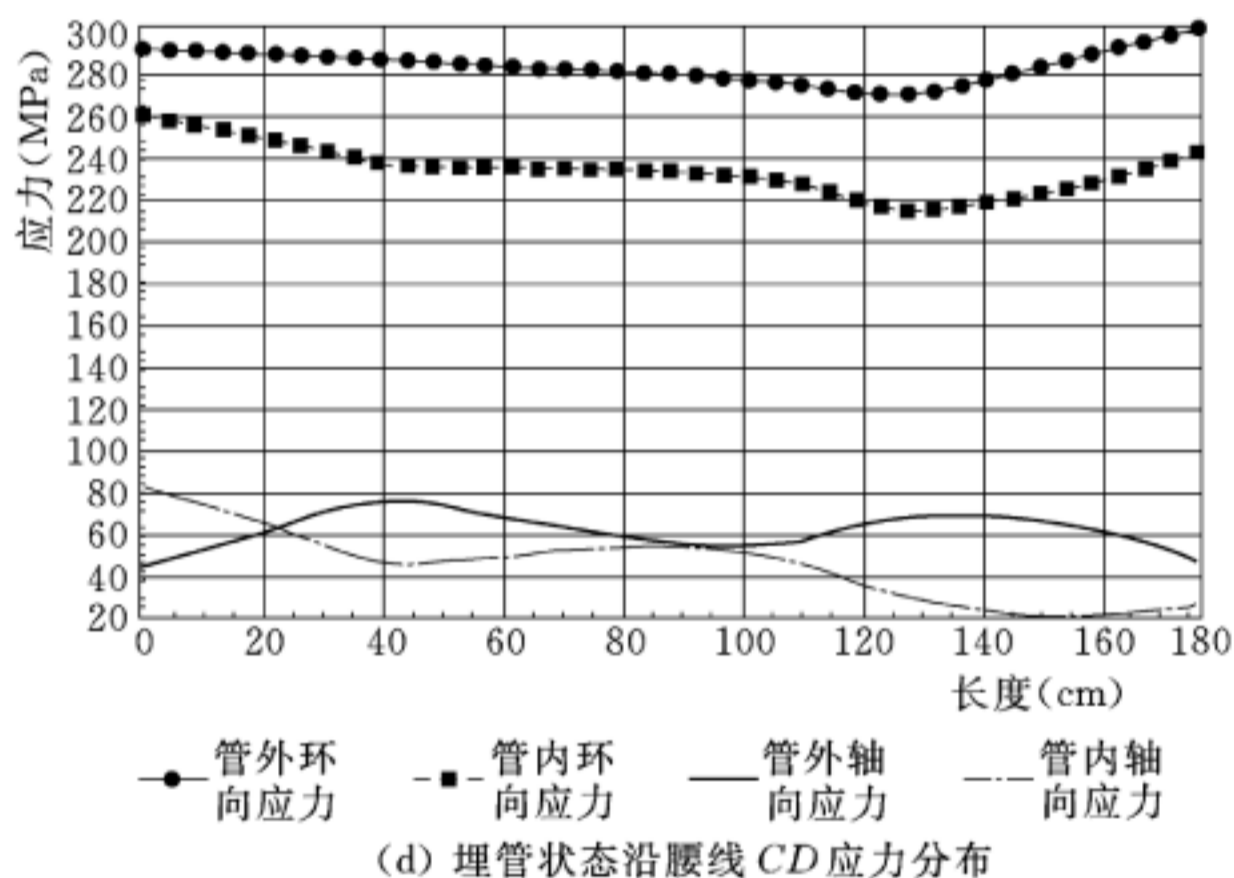
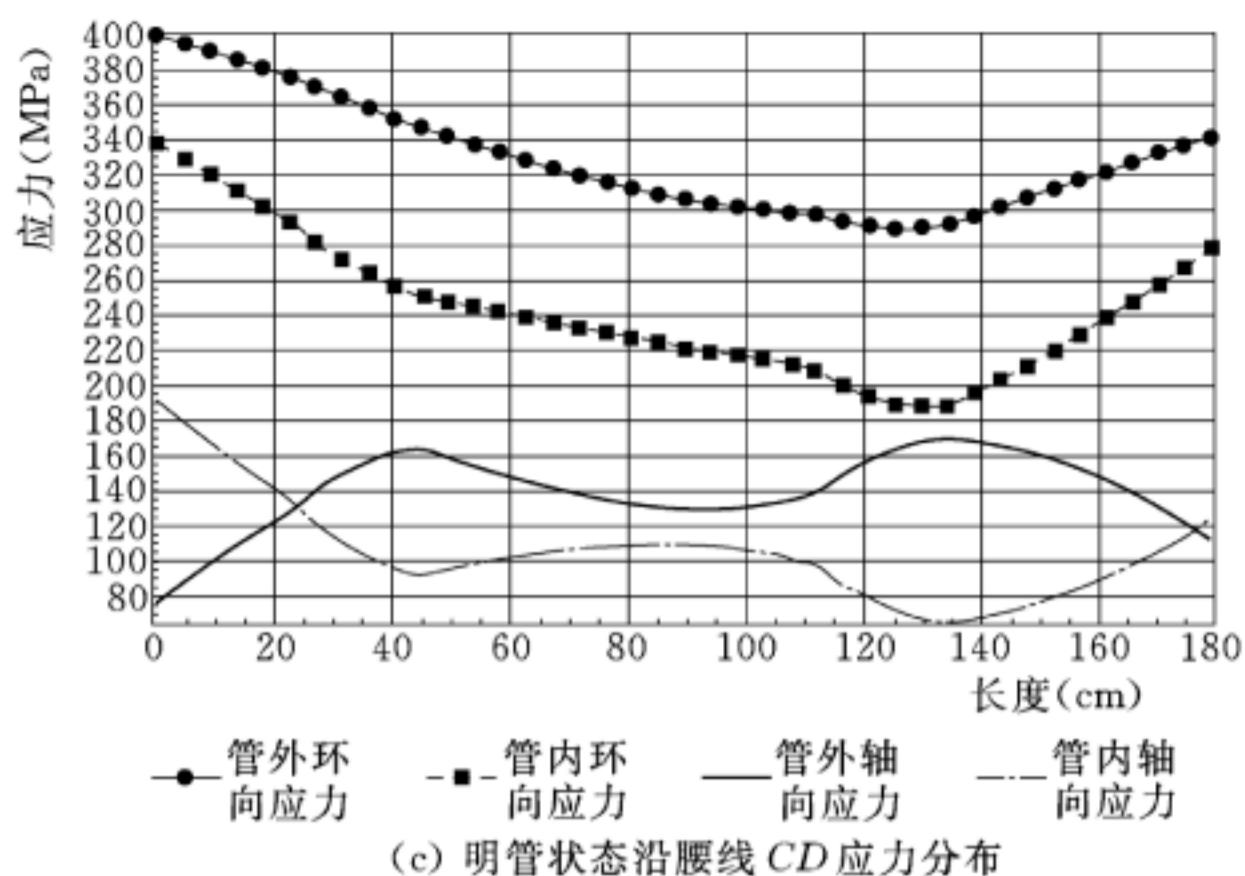


图 7-13 (二) XLC 抽水蓄能电站钢岔管明管  
与埋管状态下应力分布图

下管壳内外壁应力较大，且内、外壁特征线相距较远，即内外壁应力相差较大，侧向弯曲较大；从图 7-13 (b)、(d) 可见，埋管状态下，管壳内、外壁应力值有了大幅度的消减，且内、外壁特征线的距离比明管状态小得多，即侧向弯曲应力较小，使管壁更接近膜应力状态。

考虑围岩联合作用的受力机理，采用解析法难以实现，因此，首先将埋藏式钢岔管简化成与钢岔管公切球直径相等的埋藏式圆管，进行围岩分担率的初步估算，再根据钢岔管所分担的荷载，按明钢岔管拟定初步方案，再通过有限元计算验证、优化，进而确定最终的钢岔管体形。

**7.0.9** 钢岔管有限元在分析过程中，模型范围、边界约束条件、单元类型、网格密度、闷头及支撑的模拟方式等因素对计算结果都有一定的影响，为规范月牙肋钢岔管有限元结构分析，经分析和研究，提出了月牙肋钢岔管有限元结构计算的基本规定。

(1) 为研究管壳单元类型对计算结果的影响，以圆管段为例分别采用壳单元和实体单元模拟进行有限元结构计算，埋管状态采用点点接触模拟围岩的作用，将结果与解析解进行对比分析。分析表明：当采用 4 节点壳单元或 8 节点实体单元模拟管壳，采用点点接触单元模拟围岩的作用，单元网格尺寸与主管半径的比值为 0.1 时，两种类型的单元均能较好地反映钢管在明管状态和埋管状态下的应力状态，计算成果基本相同，且与理论计算结果也基本一致，管壳采用壳单元和实体单元的计算精度均能满足工程要求。

(2) 肋板是月牙肋钢岔管的加强构件，通常可采用壳单元或实体单元进行模拟。由于肋板厚度较厚，且沿厚度方向承受拉应力，故通常在进行有限元结构分析时采用精度较高的 8 节点实体单元来模拟肋板。为研究肋板单元类型对计算结果的影响，以 FN 抽水蓄能电站钢岔管为例，保持钢岔管体形及管壳有限元网格不变，肋板按实体单元和壳单元分别建立有限元模型并进行结构计算。分析表明：

肋板的单元类型对管壳和肋板的应力都有一定的影响。无论明管状态还是埋管状态，单元类型对靠近肋板的管壳影响较大，壳单元与实体单元相比，局部膜应力相对差别均在 8% 以内，而局部膜应力 + 弯曲应力则差别较大，差值一般在  $\pm (10\% \sim$

50%) 范围, 明管状态最大差别可达 79%, 埋管状态下最大差别也达 69%。对远离肋板的管壳和肋板本身的影响较小, 无论是局部膜应力还是弯曲应力, 壳单元与实体单元相比差别均较小, 相对差别一般不足 3%。造成以上结果的原因, 主要是两种单元在模拟肋板平面内的刚度时有较大差别。

肋板的单元类型对肋板的应力影响程度与管壳相比要大些。明管状态下在两种类型单元的计算结果最大差别为 5.4%, 出现部位为肋板腰部断面内侧; 埋管状态下, 两种类型单元的计算结果最大差别为 6.8%, 出现部位为肋板腰部断面外侧。

由于肋板沿板厚方向承受拉应力, 因此肋板 Z 向应力也是值得关注的。然而, 采用壳单元无法模拟肋板厚度方向受力特点, 难以较全面反映肋板的应力状态, 而实体单元能较好地模拟肋板的应力状态, 因此建议肋板采用实体单元模拟。

(3) 有限元分析结果的精度与离散模型的网格密度密切相关。模型网格过稀, 会对计算精度甚至计算结果产生不利影响; 模型网格过密, 又会导致有限元模型的规模过大, 影响有限元分析的效率。在保证计算精度的前提下, 如何合理划分有限元网格的密度提高计算效率, 是需要关注的问题。为说明不同网格密度对月牙肋钢岔管有限元结构计算精度的影响, 分别选择对称 Y 形钢岔管和非对称 Y 形钢岔管进行分析, 对称 Y 形钢岔管以 FN 抽水蓄能电站钢岔管为例, 非对称 Y 形钢岔管以 YZD 抽水蓄能电站 2 号钢岔管为例。

为研究网格密度对计算结果的影响, 对同样的钢岔管模型, 单元尺寸 ( $C$ ) 与公切球半径 ( $R$ ) 的比值分别取 0.26、0.2、0.13、0.1、0.07 进行计算分析, 关键点的位置示意图 7-14, 关键点 Mises 应力相对误差与网格密度的关系曲线见图 7-15~图 7-22。分析表明: 对于钢岔管有限元计算而言, 单元尺寸越小, 结果会越精确, 计算的相对误差越小。随着单元尺寸的缩小, 应力值的相对误差下降很快, 但当单元尺寸  $C/R$  小于 0.1

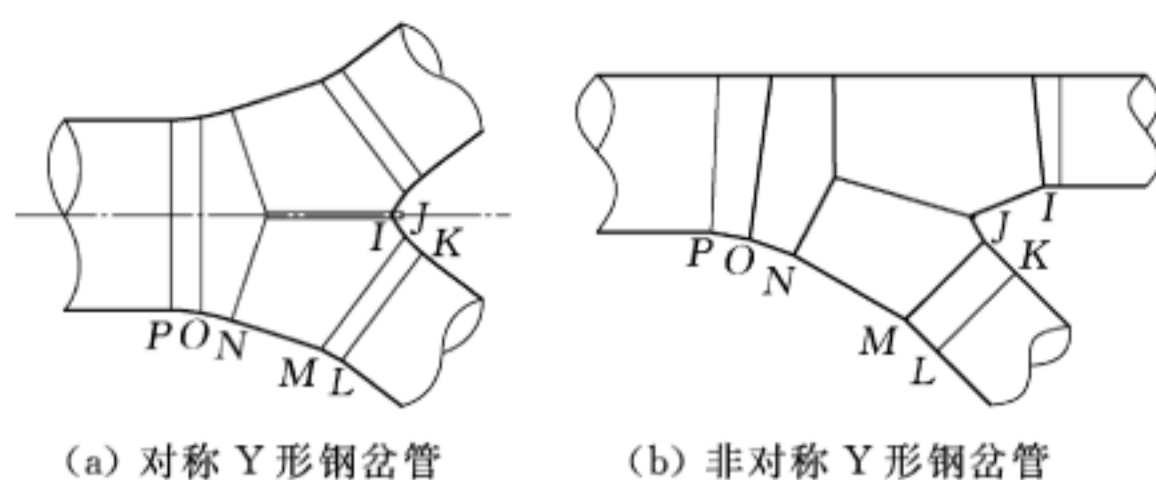


图 7-14 关键点位置示意图

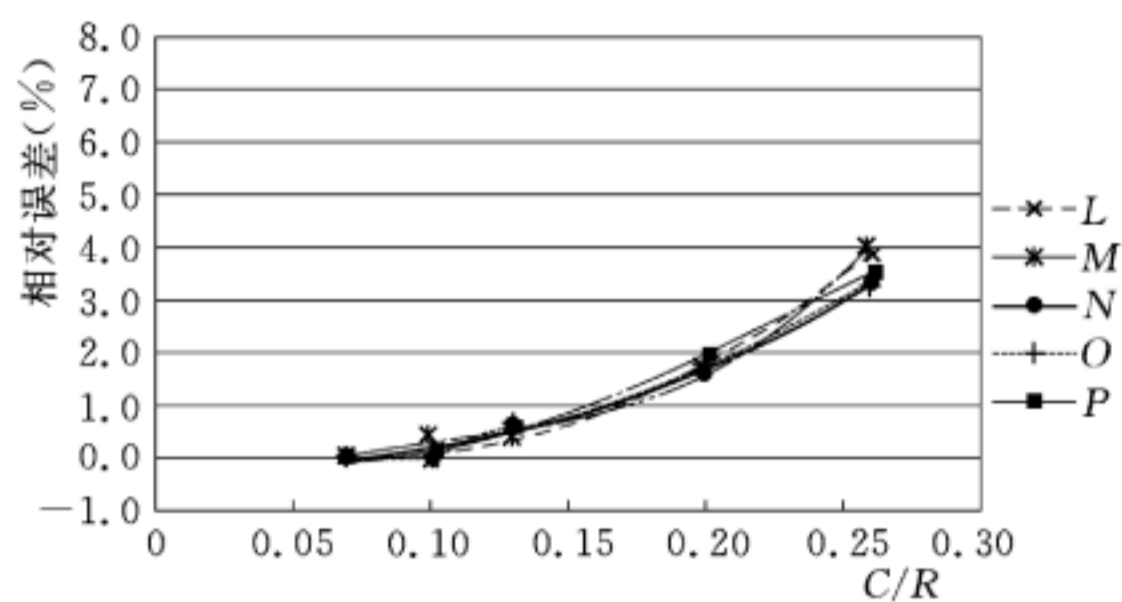


图 7-15 关键点中面 Mises 应力相对误差与网格密度的关系曲线（对称 Y 形钢岔管明管状态）

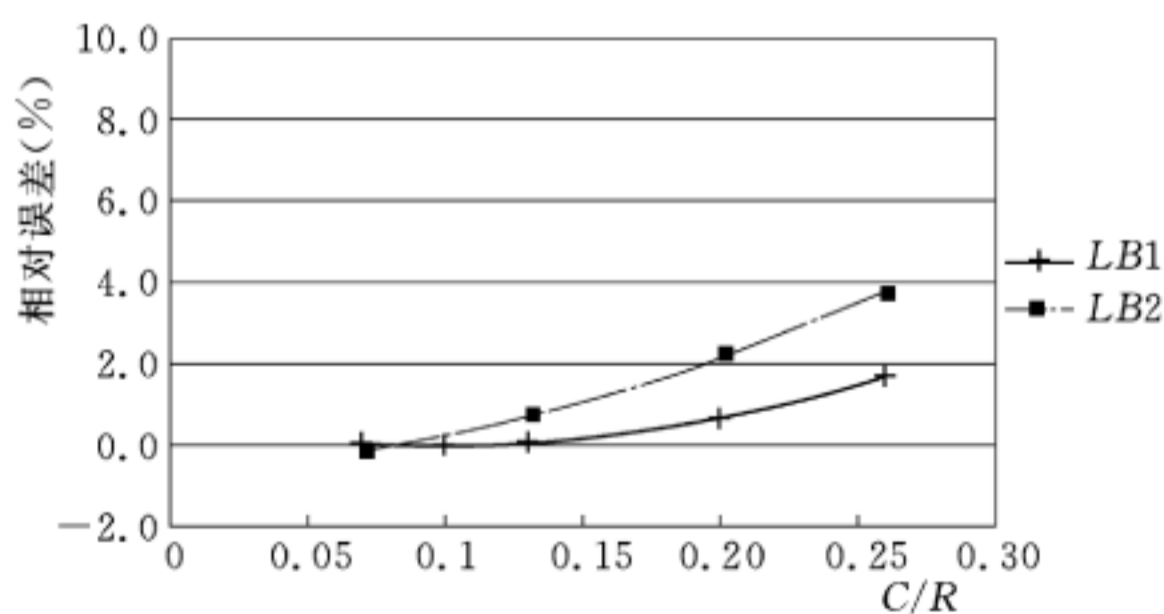


图 7-16 肋板关键点 Mises 应力相对误差与网格密度的关系曲线（对称 Y 形钢岔管明管状态）

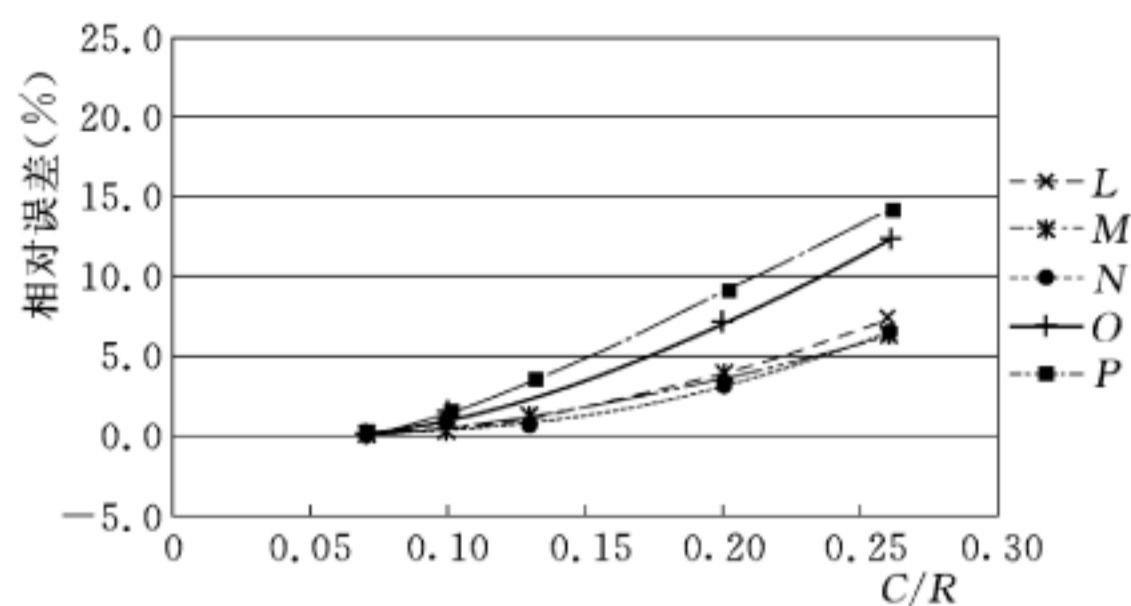


图 7-17 关键点中面 Mises 应力相对误差与网格密度的关系曲线（对称 Y 形钢岔管埋管状态）

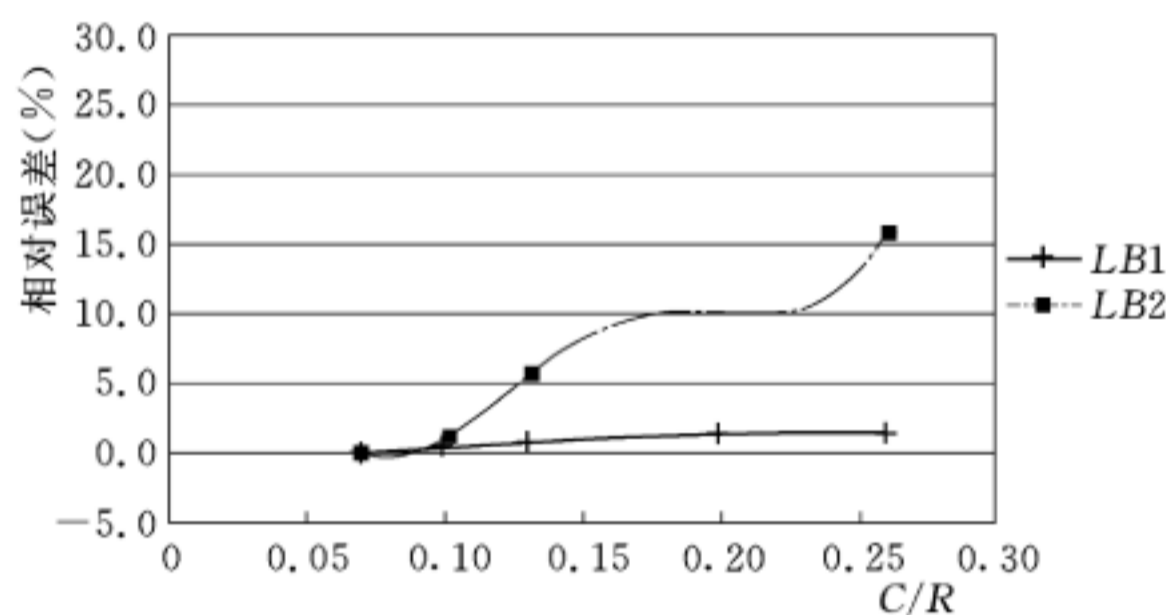


图 7-18 肋板关键点 Mises 应力相对误差与网格密度的关系曲线（对称 Y 形钢岔管埋管状态）

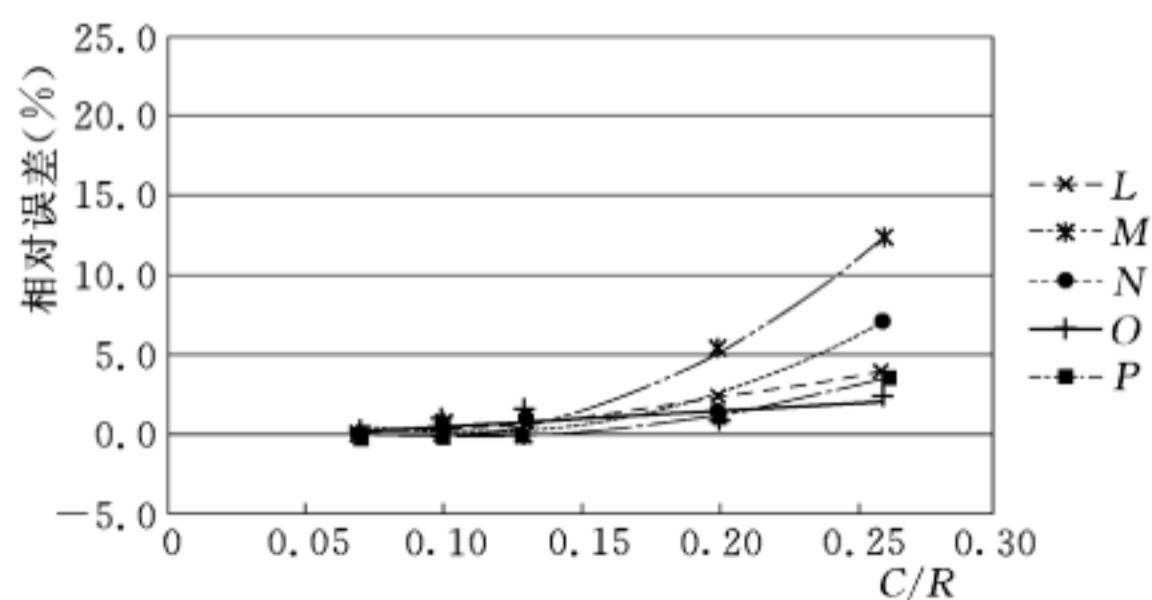


图 7-19 关键点中面 Mises 应力相对误差与网格密度的关系曲线（非对称 Y 形钢岔管明管状态）

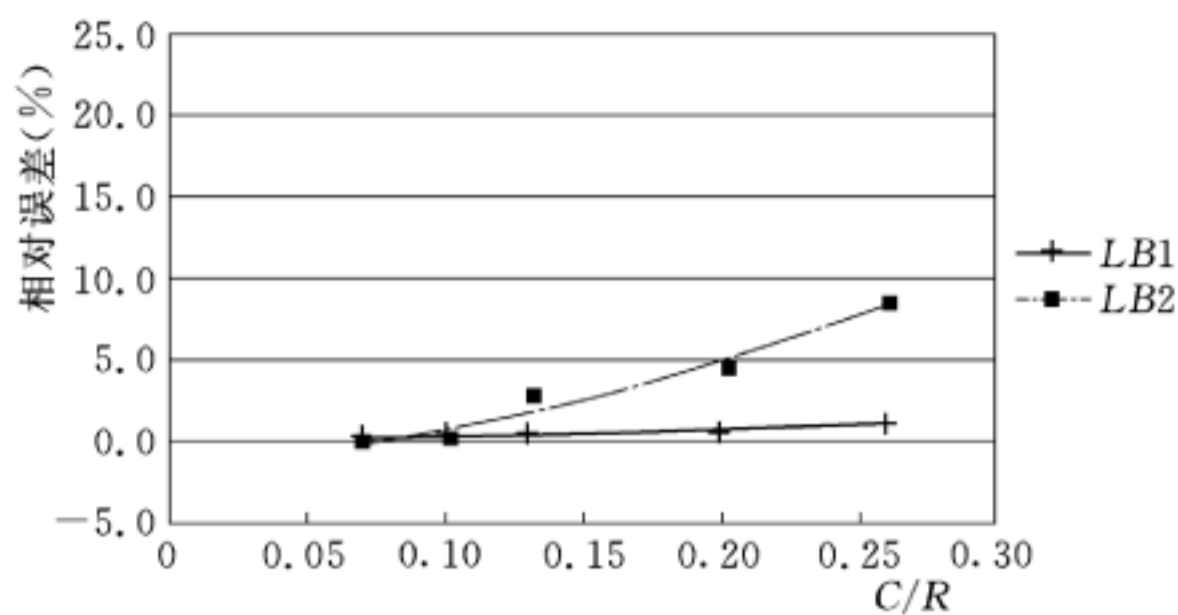


图 7-20 肋板关键点 Mises 应力相对误差与网格密度的关系曲线（非对称 Y 形钢岔管明管状态）

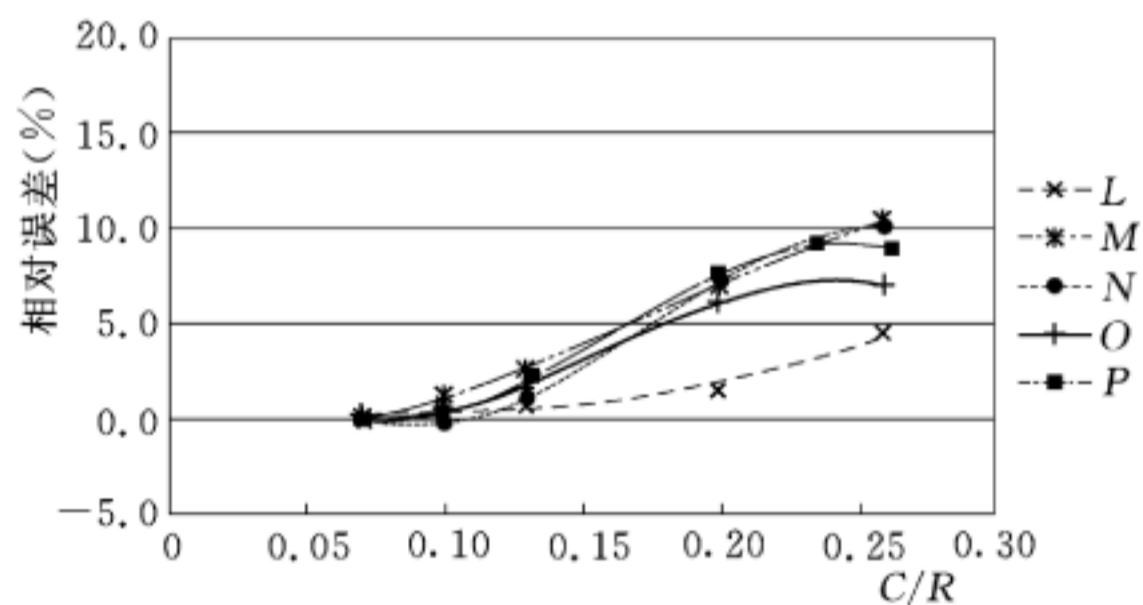


图 7-21 关键点中面 Mises 应力相对误差与网格密度的关系曲线（非对称 Y 形钢岔管埋管状态）

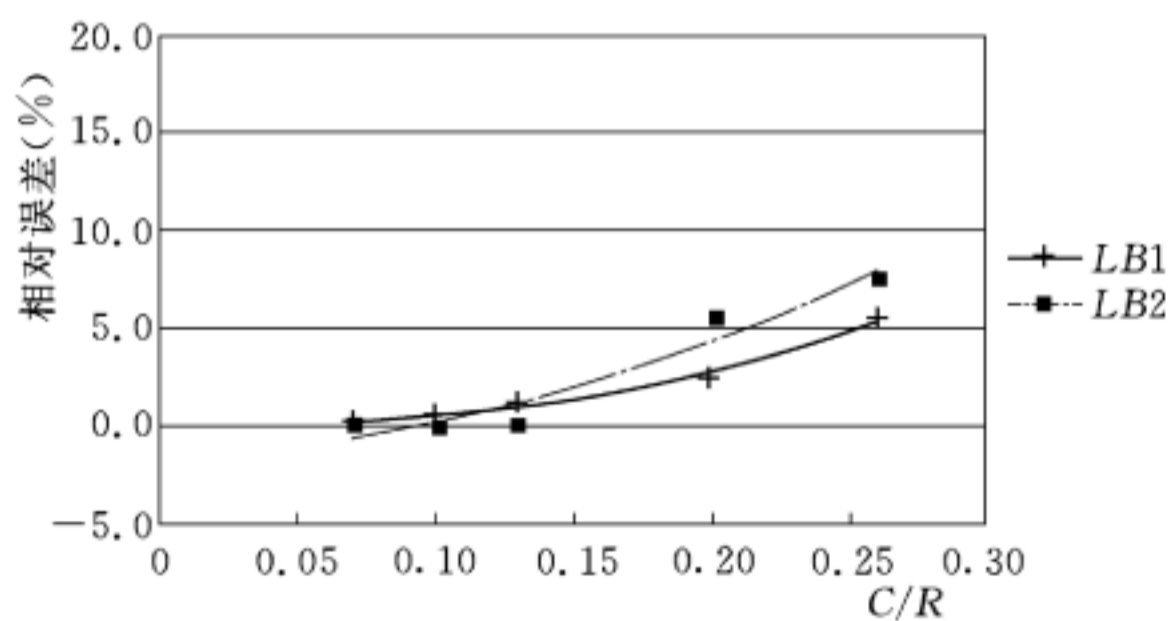


图 7-22 肋板关键点 Mises 应力相对误差与网格密度的关系曲线（非对称 Y 形钢岔管埋管状态）

后，随着单元尺寸缩小，应力值的误差降低变得缓慢。无论是明管状态还是埋管状态，当  $C/R < 0.1$  时，计算误差相对较小，一般不超过 2%，在有限元结构计算时，建议网格密度参数  $C/R$  的比值在 0.08~0.10 之间选取，既能保证计算精度，又不至于因模型的规模太大而影响计算分析效率。

(4) 为研究模型范围对计算结果的影响，分别以 FN 抽水蓄能电站对称 Y 形钢岔管和 YZD 抽水蓄能电站 2 号钢岔管非对称 Y 形钢岔管为例进行说明。对同样的钢岔管模型，支管的长度 ( $L$ ) 与主支、管半径 ( $R$ ) 的比值分别取 1.0、2.0、3.0、4.0、6.0 进行计算分析，关键点的位置示意图 7-14，关键点 Mises 应力与模型范围的关系曲线见图 7-23~图 7-30。分析表明：模型范围参数  $L/R$  从 1~6 之间变化时，明管状态下，对称钢岔管肋板及腰线折角  $M$ 、 $L$  点的应力对模型范围较为敏感；非对称 Y 形钢岔管支管转折点  $J$ 、 $M$ 、 $N$ 、 $O$  的应力对模型范围较为敏感。埋管状态下，受围岩的约束，关键点的 Mises 应力变化较小，表明埋管状态下的计算结果对模型范围不敏感。

计算范围对计算成果影响主要体现在两方面，一是计算边界约束对钢岔管主体的影响；二是由于钢岔管体形复杂，在内水压力作用下，沿钢岔管轴线会产生不平衡力，如果模型范围选取过

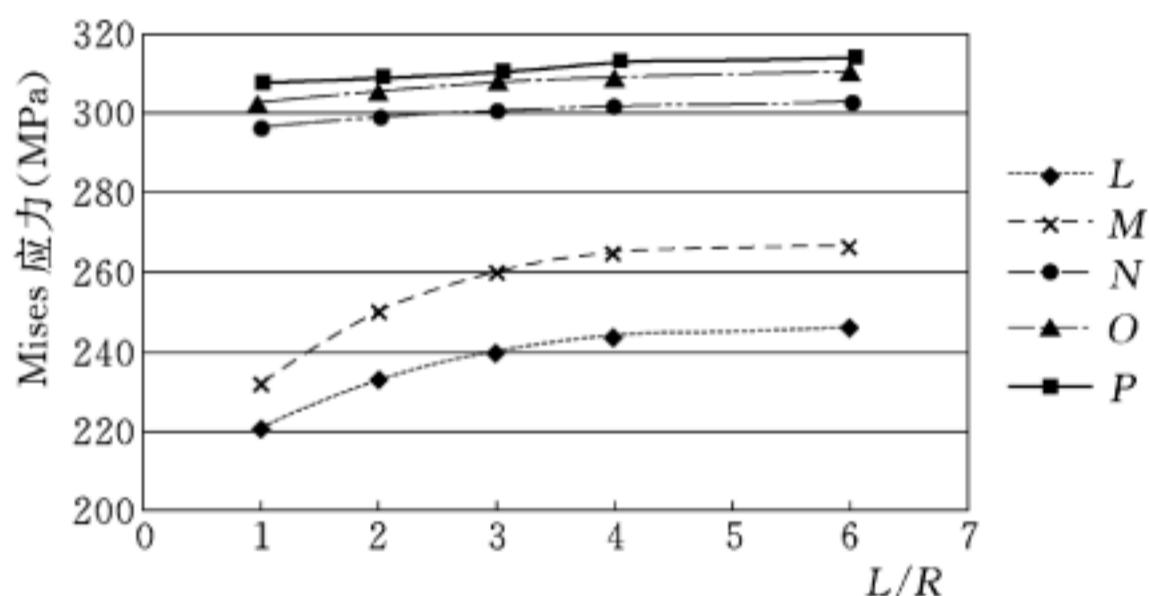


图 7-23 关键点中面 Mises 应力与模型范围的关系曲线 (FN 抽水蓄能电站钢岔管明管状态)

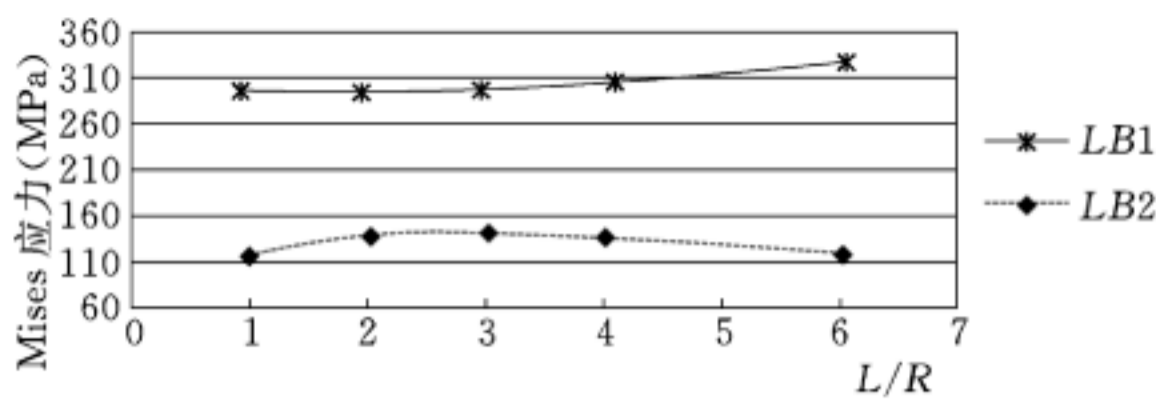


图 7-24 肋板关键点 Mises 应力与模型范围的关系曲线 (FN 抽水蓄能电站钢岔管明管状态)

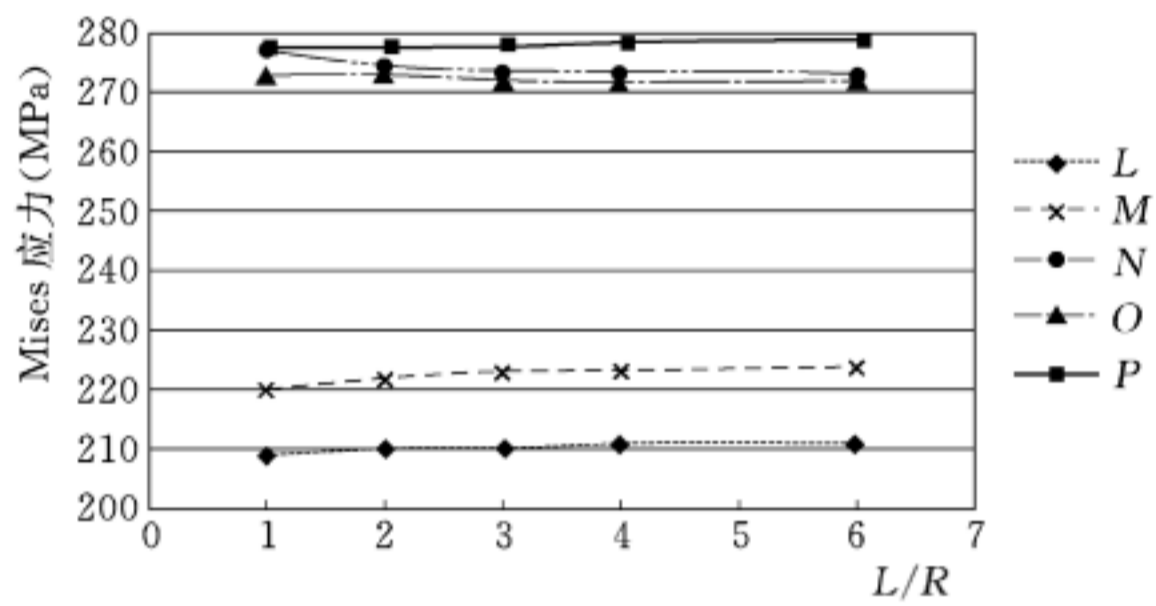


图 7-25 关键点中面 Mises 应力与模型范围的关系曲线 (FN 抽水蓄能电站钢岔管埋管状态)

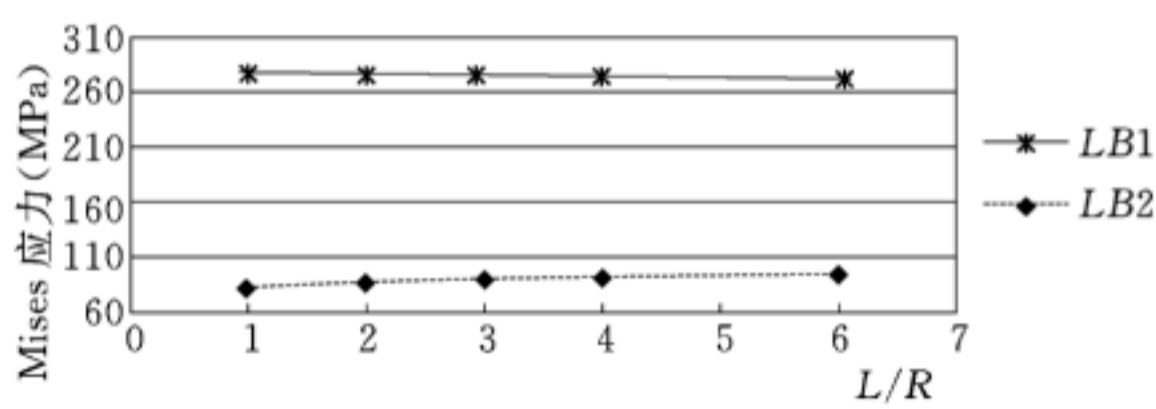


图 7-26 肋板关键点 Mises 应力与模型范围的关系曲线 (FN 抽水蓄能电站钢岔管埋管状态)

大，会导致计算结果误差增大。因此，在明管状态下，钢岔管计算范围受上述两个因素影响，不宜过大，通过计算分析， $L/R$  在 3~4 范围内选取比较合适。对埋管状态，由于受到围岩的约

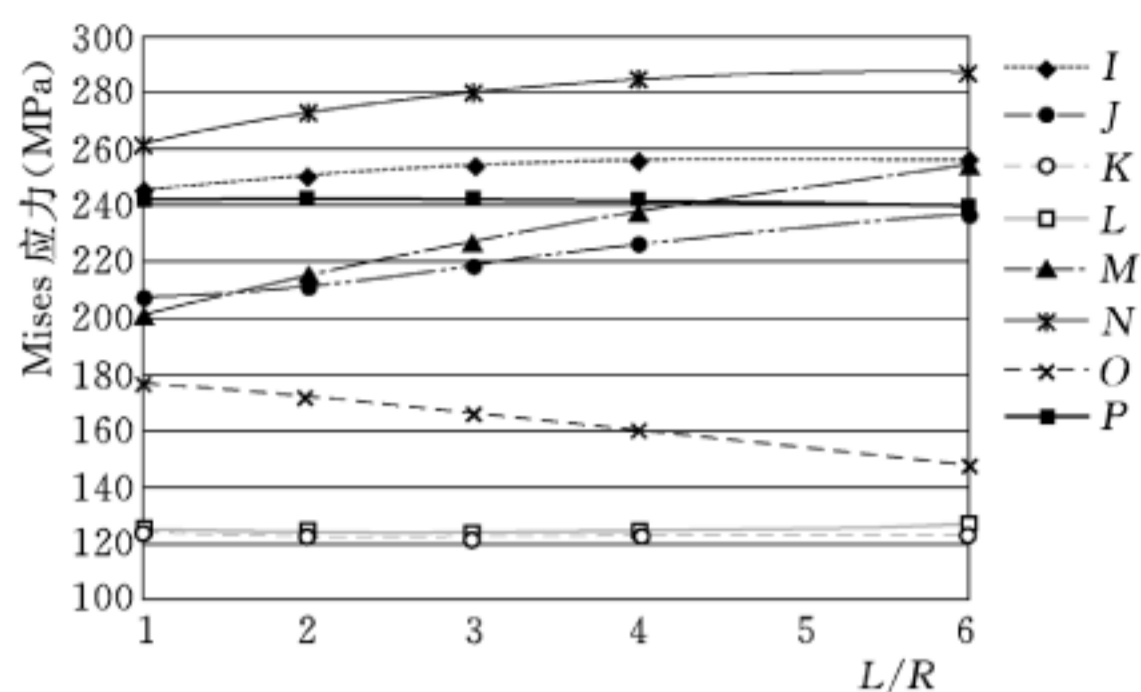


图 7-27 关键点中面 Mises 应力与模型范围的关系曲线 (YZD 抽水蓄能电站 2 号钢岔管明管状态)

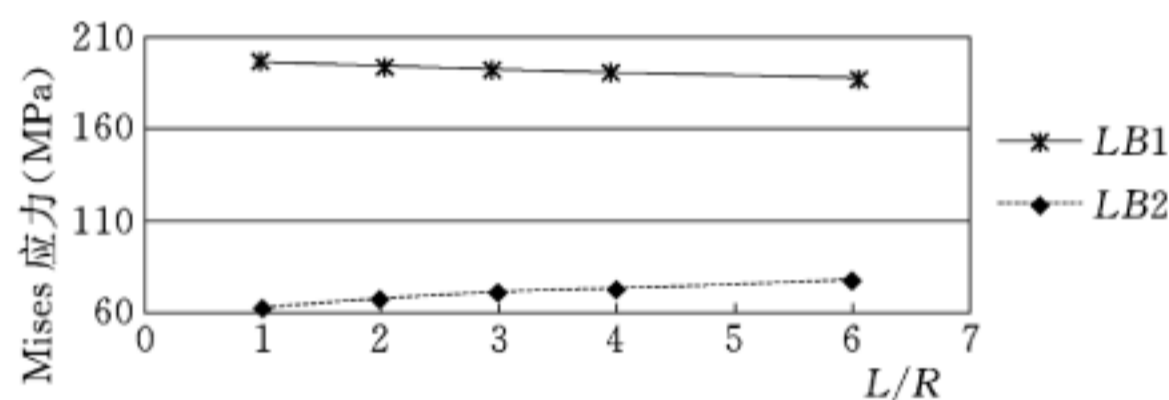


图 7-28 肋板关键点 Mises 应力与模型范围的关系曲线 (YZD 抽水蓄能电站 2 号钢岔管明管状态)

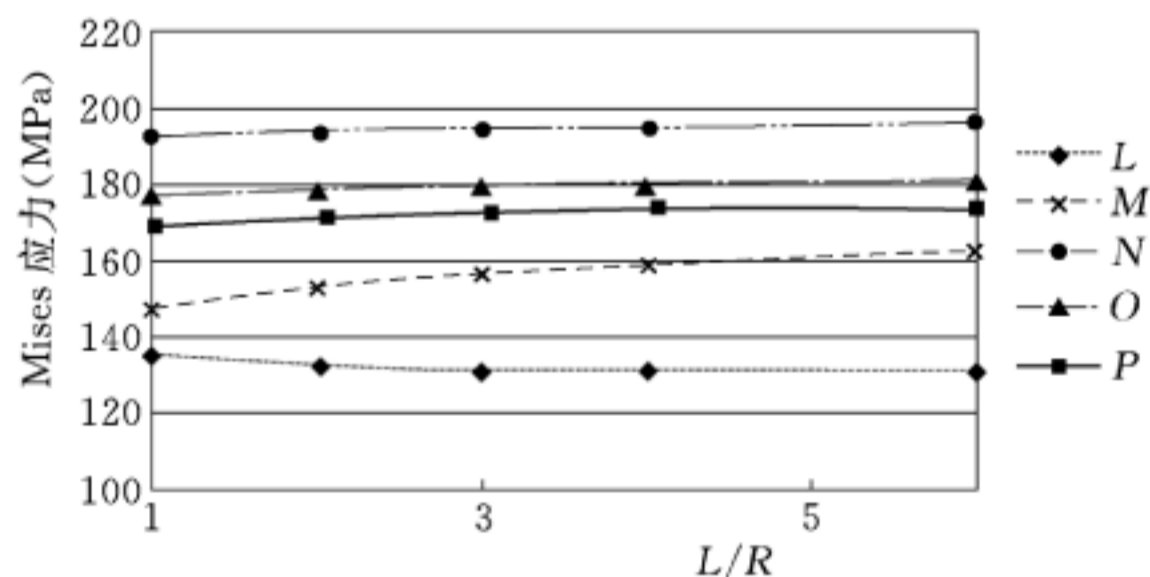


图 7-29 关键点中面 Mises 应力与模型范围的关系曲线 (YZD 抽水蓄能电站 2 号钢岔管埋管状态)

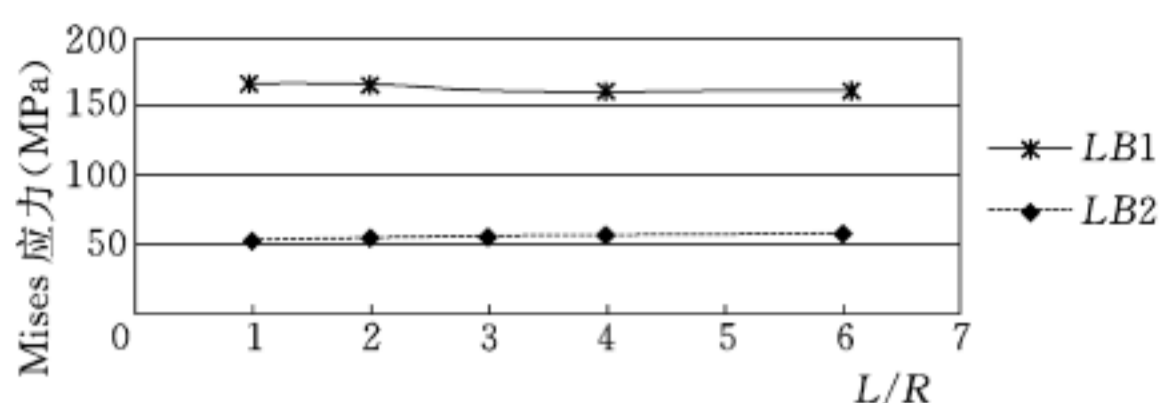


图 7-30 肋板关键点 Mises 应力与模型范围的关系  
曲线 (YZD 抽水蓄能电站 2 号钢岔管埋管状态)

束, 这种不平衡力对计算成果的影响较小, 以计算边界约束条件的  
的影响为主, 因此, 在选择有限元模型范围时, 建议主、支管的  
长度 ( $L$ ) 与主、支管半径 ( $R$ ) 的比值取 3~4 为宜。

(5) 为研究约束条件对计算结果的影响, 对同样的钢岔管模  
型, 分别在边界施加全约束、平动 3 自由度 (径向、环向、轴  
向) 约束以及法向 (垂直断面方向, 即管道轴线方向) 约束进行  
计算分析, 分析表明: 无论是在明管状态还是埋管状态, 全约束  
和平动 3 自由度约束的计算结果几乎一致, 可见是否约束钢岔管  
端部边界的旋转自由度对计算结果影响可忽略。明管状态下, 对  
比平动 3 自由度约束以及法向约束的计算结果可知, 如果只是约  
束法向的自由度而不约束平面内的自由度, 特征点的计算结果相  
差一般在 5% 以内, 也有个别特征点如肋板、肋旁管壁, 支管转  
折点等部位相差超过了 10%, 边界约束条件的影响不可忽略。  
而在埋管状态下, 由于围岩的约束作用, 钢岔管端部的约束条件  
对计算结果影响很小。考虑到明管状态的分析需要, 建议在进行  
钢岔管有限元结构计算时, 模型端部的约束条件选取全约束或平  
动 3 自由度约束。

(6) 在进行水压试验工况的结构计算时, 需要考虑闷头的作  
用, 通常有两种模拟方式: ①按水压试验的实际情况, 在有限元  
网格划分时考虑闷头; ②采用简化的边界条件进行模拟, 具体来  
说: 在主管管口施加轴向约束, 在两支管管口施加轴向节点拉

力，其节点力的合力与其闷头上所受压力相等。简化的模拟方式相对于模拟闷头的实际情况的相对误差一般不超过 5%，但在支管过渡锥的相对误差较大，M 点的相对误差甚至超过了 10%。建议在进行水压试验工况的结构计算时，按闷头的实际情况模拟闷头的作用。

(7) 经对比分析，是否考虑支撑对计算结果也有一定的影响。当已知支撑形式的情况下，宜按实际情况模拟支撑的作用。

(8) 通常钢岔管内的水重以及结构自重 in 荷载中所占的比例较小，是否考虑水重及结构自重对特征点应力的计算结果的影响很小；由于在有限元结构计算中，考虑水重和结构自重较易实现，建议在有限元计算中按实际情况考虑水重和结构自重。

8 构造要求

8.0.3 规定环向焊缝最小间距，是为避免焊缝残余应力与管壳因整体结构不连续而产生集中应力的叠加。10 倍板厚是根据焊接应力分布范围提出的；300mm 是施焊要求。岔管环向焊缝最小间距统计见表 8-1。

表 8-1 岔管环向焊缝最小间距统计

电站名称	HD 值 (m·m)	设计水头 (m)	主管 直径 (m)	支管 直径 (m)	分岔角 (°)	管壳最 大厚度 (mm)	构造要求间距 (mm)	实际环向焊 缝最小间距 (mm)
							10 倍板厚	
LBG	1978	430	4.6	3.2	75	42	420	522
SSL	2560	684	3.8	2.7	74	62	620	503
XLC	3553	1015	3.5	2.5	75	56	560	491
ZHW	2678	515	5.2	3.6	70	52	520	649
YX	3120	650	4.8	3.4	70	60	600	503
YZD 1 号	1395	160.3	8.7	4.9/ 7.0	55	38	380	843
HHHT	4160	905.8	4.6	3.2	70	70	700	719
XJ	3920	784	5.0	3.5	75	60	600	402

《日本闸门钢管技术标准》（2007 年修订版）规定压力钢管、焊接纵向接头间距应在钢板厚度的 5 倍以上，其他接头相距为 100mm 以上。

8.0.8 高强钢不宜做焊后热处理，岔管结构复杂，且尺寸较大，在热处理过程中温度难以控制，很容易超过调质回火温度和控轧终了温度，恶化金相组织，进而降低钢材性能。

焊后残余应力的峰值与材料的屈服应力成正比，而残余应力

的分布宽度与加热范围、输入线能的大小有关。低碳钢因相变膨胀发生于高温塑性状态时，因而相变膨胀对残余应力几乎没有影响。而高强钢的相变温度较低，残余应力受相变膨胀的影响较大，因而焊缝区残余应力应低于材料的屈服强度。高强钢可采取合理制定焊接工艺、严格控制焊接过程的措施，最大限度限制残余应力。

以往我国大规模岔管基本采用国外制作，如 SSL、XLC、ZHW、YX 抽水蓄能电站等，日本对大型岔管制作有较丰富的经验，在日本许多采用高强钢材水电站施工总结中，未见采用高中温回火消除残余应力的记录，对于高强钢制作的岔管一般不进行焊后热处理。近年来随着我国水电事业大发展，尤其是抽水蓄能电站，月牙肋钢岔管制作已积累较丰富的经验，大规模月牙肋钢岔管已开始在国内制作，如 HHHT 抽水蓄能电站钢岔管、XJ 抽水蓄能电站钢岔管等，并且也都没进行焊后热处理消除残余应力。

振动时效消除残余应力是基于谐波共振原理，采用合适的激振设备刚性固定在被振工件适当位置，通过激振和频率的调整，迫使工件在一定周期外力作用下与共振频率范围内产生振动，在工件的低频亚共振点，稳定的亚共振振动 15min~30min，使共振峰值出现变化，内部发生微观塑性变形，从而造成残余应力的歪曲，晶格被渐渐地恢复平衡状态，晶粒内部的位错逐渐滑移并重新缠绕钉扎，使残余应力得以被消除和均化。对于屈服强度与抗拉强度比值较大的钢种做振动时效消除残余应力处理时应慎重。

QPQH 抽水蓄能电站钢岔管  $HD$  值为  $1140\text{m} \cdot \text{m}$ ，采用日本的 JFE-HITEN690M 制造，采用了振动时效消除残余应力，消除残余应力平均达 30% 以上。SH 抽水蓄能电站钢岔管  $HD$  值为  $920\text{m} \cdot \text{m}$ ，采用 16MnR 制造，也采用了振动时效方法消除残余应力，消除残余应力平均达 50.3%。根据《振动时效工艺参

数选择及技术要求》JB/T 5926—1998 要求，用振前、振后的应力平均值来计算应力消除率，焊件应大于 30%。又如 SP 抽水蓄能电站材质为 610N/mm<sup>2</sup> 级高强度非对称 Y 形钢岔管（2 个），PQ 抽水蓄能电站的材质为 Q345R 非对称 Y 形钢岔管（2 个），MEG 抽水蓄能电站材质为 610N/mm<sup>2</sup> 级高强度非对称 Y 形钢岔管（2 个），TP 水库的材质为 Q235A 非对称 Y 形钢岔管，也都采用了振动时效消除残余应力。

但不论采用何种消除残余应力方法，为达到较好的消除残余应力效果，均应在实施前会同相关单位进行消除残余应力工艺评定，确定实施方案方可进行。

## 9 试 验

### 9.1 模 型 试 验

**9.1.6~9.1.7** 以往国内外未对模型流态与原型相似程度对钢岔管水头损失影响做出明确规定。《日本闸门钢管技术标准》要求在钢岔管模型试验中,用水体作为流体,一般选择雷诺数  $Re > 1 \times 10^4$  时做流速试验。

管道的水头损失与管道中水流流态有关。流态分为层流与紊流两种形态。层流中阻力系数与雷诺数  $Re$  有关,水头损失与流速  $n$  次方成比例, $n$  的数值在  $1 \sim 2$  之间。紊流时阻力系数与雷诺数  $Re$  无关,水头损失与流速平方成正比。而在实际工程中,雷诺数  $Re$  一般在  $1 \times 10^7$  量级,水流通常处于阻力平方区,即惯性力处于主导地位的状态,而模型的雷诺数  $Re$  远小于原型,因此在水力模型试验设计时,应尽可能减少缩尺对试验成果的影响。

通过 YX 抽水蓄能电站进行的雷诺数  $Re$  对钢岔管水头损失的影响分析可知,成果见图 9-1,钢岔管的水头损失及其变化率随主管雷诺数  $Re$  的增加而减小,当雷诺数  $Re$  达到某一临界值  $Re_k$  后,水头损失保持常数,钢岔管水流进入阻力平方区。 $Re_k$  与钢岔管分岔角的关系较小,和抽水蓄能电站运行工况的关系较大,其最大值为  $3.0 \times 10^5$ 。

为说明雷诺数  $Re$  对钢岔管水力特性的影响,XLC 抽水蓄能电站钢岔管在模型试验前,首先进行了不同雷诺数  $Re$  与钢岔管水头损失系数  $\xi$  的试验,试验结果见图 9-2。从图 9-2 可知,当  $Re > 3 \times 10^5$  时,钢岔管水头损失系数  $\xi$  基本不受雷诺数  $Re$  的影响。

XLC 抽水蓄能电站模型钢岔管雷诺数  $Re = (2.81 \sim 4.83) \times 10^5$ ,基本避免因缩尺造成黏滞力不相似的影响。

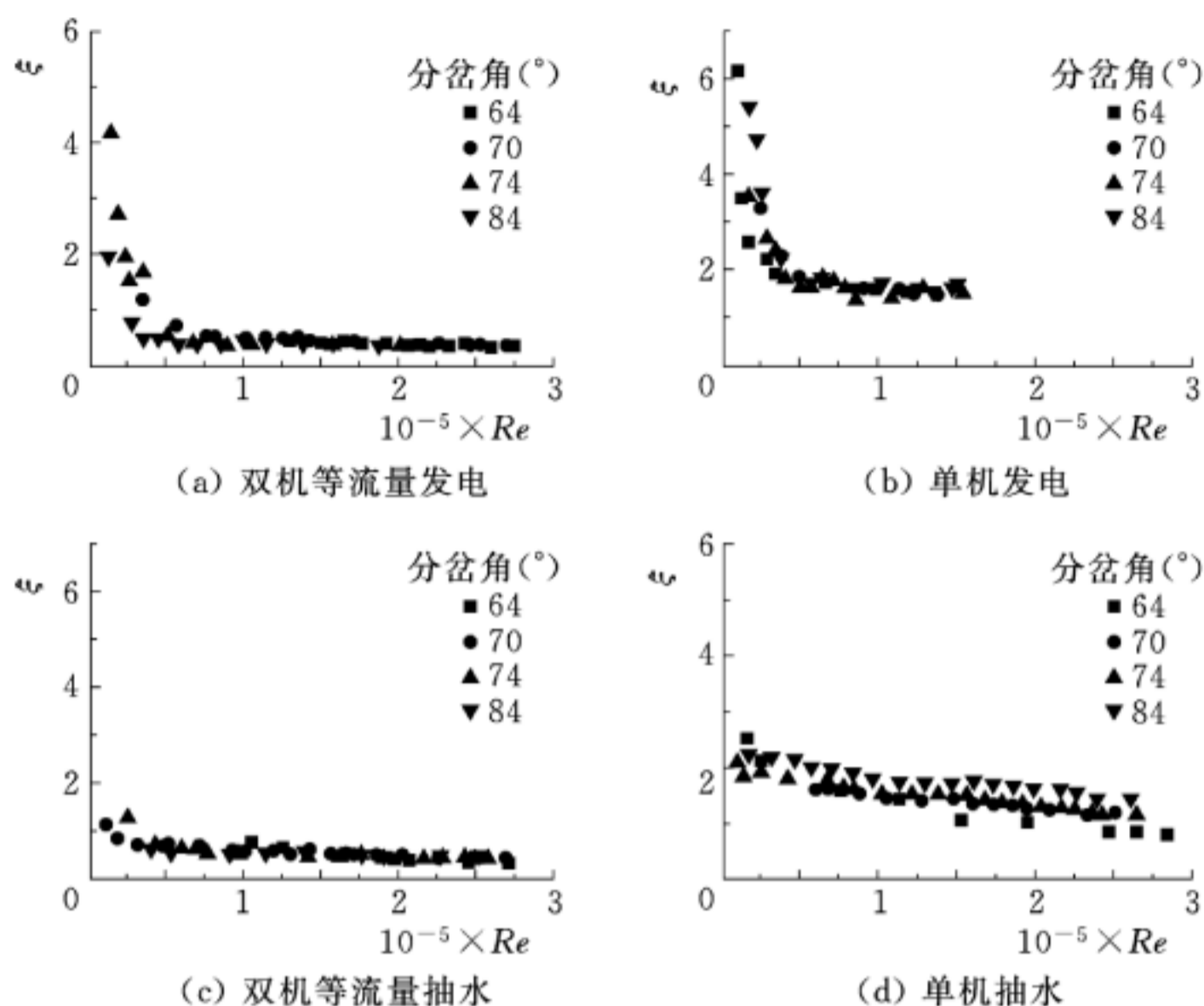


图 9-1 YX 抽水蓄能电站钢岔管水头损失系数  
 $\xi$  与雷诺数  $Re$  关系曲线

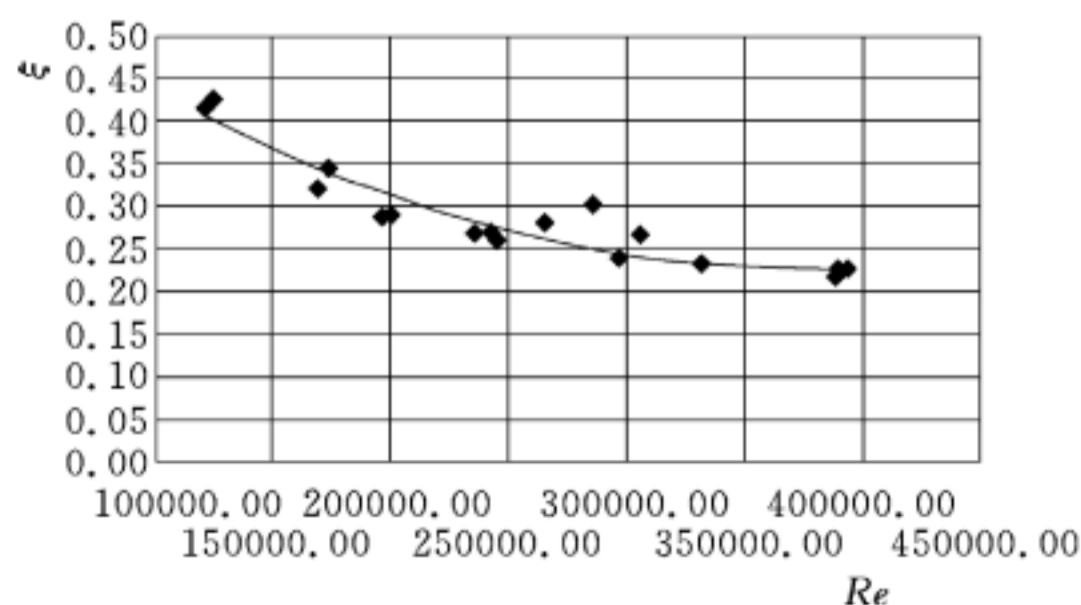


图 9-2 XLC 抽水蓄能电站钢岔管水头损失系数  
 $\xi$  与雷诺数  $Re$  关系曲线

## 9.2 水压试验

**9.2.1** 由于使用钢材品质的提高，焊接材料、工艺及无损探伤技术的进步，大大提高了制作质量的可靠性，往往通过超声波、TOFD、磁粉、射线等探伤即可进行质量检查，一般情况不会出现渗水情况，通过水压试验发现焊接缺陷的可能性几乎不存在。但通过水压试验，可使缺陷尖端钝化，消减焊后残余应力，增加结构安全度。对于设计内水压力高、尺寸较小的钢岔管，或大规模钢岔管，或采用新钢种钢岔管，建议进行水压试验。随着我国钢岔管设计、制作经验的不断积累，通过采取一系列措施后，最终取消了水压试验的工程也不少。通过分析及工程经验，取消钢岔管水压试验的工程，一般从以下几方面采取措施：

- (1) 钢岔管布置、体形设计合理，符合规范要求。
- (2) 材料质量得到有效控制。
- (3) 焊接参数合理，过程控制有效。

在制作前，应进行详细的施工组织设计，并进行专题评审；对焊接管理人员、监理、业主有关人员作专业培训；认真按照过程控制的各项要求施工，并做好现场实时记录；进行旁站监理，监理人员对钢岔管施工全过程进行监理并做好记录。

(4) 对焊缝进行 100% 无损检测 (UT)，一次合格率不低于 98%。对于不合格缺欠允许返修，但返修的缺欠不得有裂纹、连续未融合。

(5) 制作完成后，应进行第三方焊缝无损复查，合格率不低于 100%。

(6) 制作安装完成后，进行残余应力测试。

(7) 编制钢岔管取消水压试验专题研究报告，并组织专家进行评审。

**9.2.2** 钢岔管的体形、计算方法及制作均较复杂，在工厂或工地钢管加工场进行水压试验，环境条件、试验条件均较好，发现

质量缺陷便于处理，因此宜在工厂（场）进行试验。当钢岔管尺寸大、运输困难或增加较大的交通运输设施费用时，也可采用现场原位水压试验。

**9.2.3** 水压试验时测试项目和部位应包括：试验压力及水温测试；肋板顶点附近管壳及腰线钝角区部位变形；折角点管壳内、外壁，肋板最大断面处内、外侧应变、应力测试；不同压力下进水量测试等。对管壳和肋板的应力和应变的监测位置和数量，原则上宜与原型监测对应。

水压试验时，钢岔管除承受试验产生的应力外，还有制作过程中尺寸偏差产生的附加应力、焊后残余应力、闷头处轴向水压产生的附加应力、支架及支撑约束力等。试验过程中，应对变位和应变进行实时监控，并设定警戒线，当测试值超出警戒线时应停止试验，查明原因。试验时还应对进水量进行分析，进水量-压力曲线不应呈现屈服特征。

目前，声发射技术比较成熟，国外也有相关规范，对于大型钢岔管水压试验可做声发射监控，一旦发现缺陷扩张波信号，应立即停止试验，由声发射定位技术可大致确定缺陷部位，待无损探伤查验并进行缺陷处理后，方可重新进行试验。

**9.2.4~9.2.5** 考虑围岩分担内水压力时，钢岔管管壁及肋板的厚度比按明管设计要小，试验压力的确定不能按钢岔管设计压力的1.25倍考虑。为达到试验目的，试验压力应使钢岔管应力水平达到水压试验工况的抗力限值；对于考虑围岩分担内水压力的钢岔管的试验压力，应根据水压试验工况的抗力限值，通过三维有限元结构分析确定。

水压试验过程中缓慢加载有利于缺陷尖端塑性区的发展，由于钢岔管结构复杂，稳压时间宜适当延长。重复两次水压试验过程，可观察试验成果是否具有良好的重复性，同时利于消减焊后残余应力。

**9.2.6** 在钢岔管制作完成后水压试验前，均已进行了较全面的

无损探伤，可较好地防止过大的缺陷在水压试验过程中发生临界扩张造成事故。水压试验后，也宜再次进行较全面的检查，以便及时发现经过水压试验亚临界扩张的缺陷（小于临界尺寸，但大于探伤灵敏度范围），并进行处理。

**9.2.7** 钢材及焊接接头低温受力时具有脆性断裂的倾向，为避免出现脆性断裂，应使断裂参数 $\delta$ 小于断裂韧度 $\delta_c$ 。各种钢材在一定温度下的断裂韧度 $\delta_c$ 与温度有关，温度低则 $\delta_c$ 值小，温度高则 $\delta_c$ 值大。在材料种类、板厚已定时，焊接结构的断裂参数 $\delta$ 与内水压力有关，内水压力大则 $\delta$ 值大。水压试验时压力较高，会使 $\delta$ 值增大，为避免发生脆性断裂，试验时水温和环境温度应控制在规定的范围内。如必须在低温环境下进行水压试验，应采取必要的措施，根据国内外实践经验，环境温度过低时，温水加载是防止试验时发生脆性断裂破坏的有效措施之一。

**9.2.8** 为能更好地达到试验目的，施工单位往往需对试验进行必要的设计，尤其是支撑结构，应使其具有足够的强度、刚度及稳定性。如XLC抽水蓄能电站钢岔管水压试验支撑结构，见图9-3，分别在主锥和支锥部位设置了两榀支撑框架，并通过联系桁杆将其联成整体，确保结构的安全性。

由于水压试验与实际运行工况受力条件存在一定差别，但要力求趋近，需排除或减轻闷头、支撑对钢岔管受力状态的影响。对于试验成果的整理，应分析评价这些差别的影响程度。

**9.2.9** 试验时主、支锥用闷头封闭，试验后闷头应切除。在钢岔管制作时，主、支锥应预留一定长度，便于试验后切除闷头，余留的主、支锥长度能满足钢岔管体形的尺寸要求，同时避免焊接闷头时热影响区对主、支锥的影响。如SSL、ZHW、XLC抽水蓄能电站钢岔管主锥、支锥预留长度均分别为300mm、200mm。

**9.2.10** 钢岔管水压试验为排除钢岔管顶部空气需设排气管。根据水压试验的需要，在闷头上或试验用联接管段上设置进人孔、排气孔、进水孔、排水孔和测试仪器安装孔等。

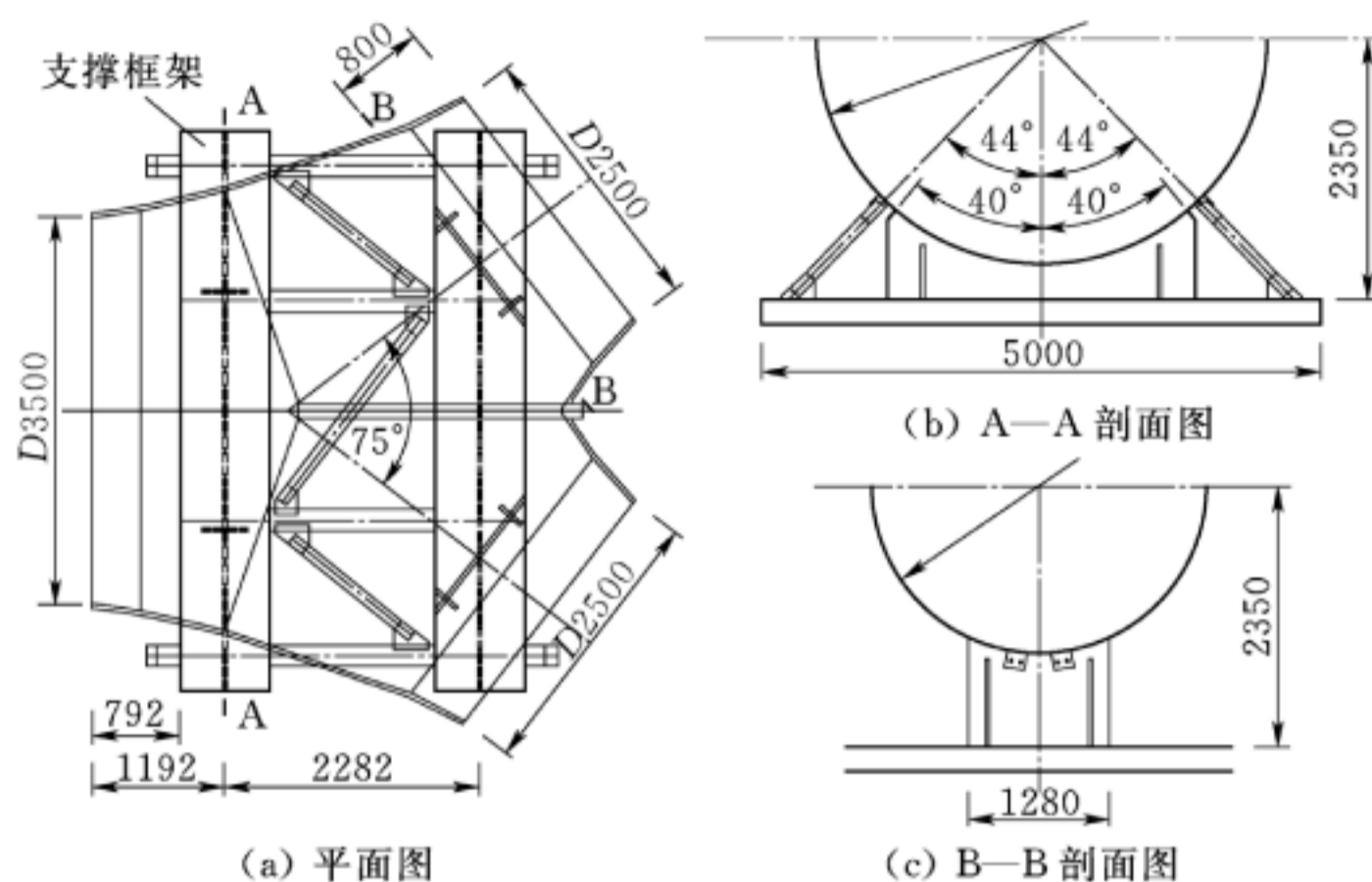


图 9-3 XLC 抽水蓄能电站钢岔管水压试验支撑  
结构示意图 (单位: mm)

**9.2.11** 水压试验时, 应通报现场人员并做好安全防范工作和应急预案, 一旦出现问题以便采取应急措施, 最大限度减少损失。

## 10 安全监测

**10.0.2** 对于考虑围岩分担内水压力的钢岔管，宜加强围岩变形及压应力、缝隙值、混凝土应变等与联合受力相关项目的监测。

**10.0.3** 钢岔管应力应变监测断面钢板计测点布置，宜选取断面的  $1/2$  或上部  $1/4$ 。对于主支锥相贯线监测断面，宜在靠近钢岔管腰线折角点、竖向中心线的上下端（肋板旁）、与竖向中心线上部夹角约  $30^\circ$  和  $60^\circ$  方向的钢板外表面设置测点；对于其他管壳监测断面，宜在靠近钢岔管腰线折角点、竖向中心线的上下端、或  $45^\circ$  方向的钢板外表面设置测点。对于肋板监测断面，宜在靠近钢岔管腰线仰角约  $30^\circ$ 、 $60^\circ$  方向的肋板外沿分别设置测点。另外尚需沿钢岔管腰线关键部位设置测点，必要时可在肋旁管壳设置测点。

钢岔管段围岩监测，具体根据地质条件，可进行支护锚杆应力监测，其布置宜与围岩变形监测一致。对于考虑围岩分担内水压力的钢岔管，理论上围岩压应力即为围岩所分担的内水压力；考虑回填混凝土与围岩间的缝隙及钢岔管段施工工序，围岩压应力的监测宜采用带回压管的板式介质压应力计，将压应力计回压管引出钢岔管段回填混凝土之外，待混凝土凝固后挤压外露回压管段，使压应力计承压板充填其混凝土与围岩间的缝隙。

对于考虑围岩分担内水压力的高水头电站，钢岔管段宜进行回填混凝土应变监测，其径向和环向应变对缝隙值及混凝土达到极限应变的开裂等具有辅助判断的作用。

## 附录 B 地下埋藏式月牙肋钢岔管结构分析方法

### B.1 钢岔管承受内压结构分析

**B.1.1** 施工缝隙  $\delta_b$  由混凝土和灌浆浆液收缩及施工不良造成，其数值大小主要取决于施工质量。钢岔管冷缩缝隙  $\delta_c$  是指钢岔管通水后，因水温较低，由钢管冷缩而形成的钢管与混凝土衬圈间的缝隙。

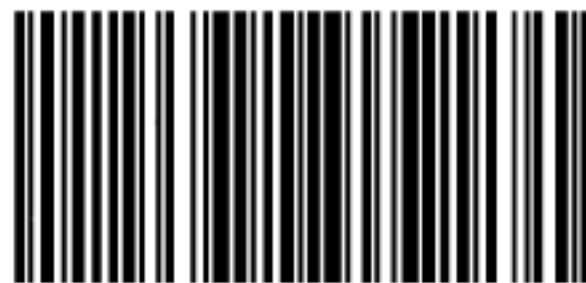
---

微信号: Waterpub-Pro



唯一官方微信服务平台

销售分类: 水电工程



155170.438

定价: 75.00 元