

ICS 27.140

P 59

NB

中华人民共和国能源行业标准

P

NB/T 10391 — 2020

代替 DL/T 5195 — 2004

水工隧洞设计规范

Code for Design of Hydraulic Tunnel

2020 - 10 - 23 发布

2021 - 02 - 01 实施

国家能源局 发布

中华人民共和国能源行业标准

水工隧洞设计规范

Code for Design of Hydraulic Tunnel

NB/T 10391 — 2020

代替 DL/T 5195 — 2004

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：2021 年 2 月 1 日

中国水利水电出版社

2021 北京

国家能源局

公告

2020 年 第 5 号

国家能源局批准《水电工程生态流量实时监测系统技术规范》等 502 项能源行业标准（附件 1）、《Series Parameters for Horizontal Hydraulic Hoist (Cylinder)》等 35 项能源行业标准英文版（附件 2），现予以发布。

附件：1.行业标准目录

2.行业标准英文版目录

国家能源局

2020 年 10 月 23 日

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
...						
7	NB/T 10391-2020	水工隧洞设计规范	DL/T 5195-2004		2020-10-23	2021-02-01
...						

前 言

根据《国家能源局关于下达2014年第二批能源领域行业标准制（修）订计划的通知》（国能科技〔2015〕12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，修订本规范。

本规范的主要技术内容是：隧洞布置、横断面形状及尺寸、水力设计、不衬砌与锚喷隧洞、结构设计基本原则、混凝土和钢筋混凝土衬砌、预应力混凝土衬砌、高压钢筋混凝土岔洞、掘进机隧洞设计、特殊岩体和不良地质洞段设计、封堵体设计、灌浆和防渗排水、安全监测、运行和维修。

本规范修订的主要技术内容是：

- 增加了高压钢筋混凝土衬砌隧洞设计、掘进机隧洞设计、特殊岩体和不良地质洞段设计内容。
- 增加了发电隧洞充放水有关技术要求。
- 增加了泄流能力、掺气水深、外水压力、承担均匀外水荷载的圆形隧洞衬砌应力计算内容。
- 增加了隧洞施工期、检修期和泄水洞运行期等设计状况，增加了回填灌浆压力作用及分项系数。
- 增加了封堵体设计的渗透稳定要求。
- 修订了高流速水工隧洞布置、水力设计等有关内容。
- 修订了围岩块体稳定计算表达式，将分项系数表达式调整为安全系数表达式。
- 删除了原规范中的附录A围岩工程地质分类、附录B材料、附录F锚喷支护类型及其参数、附录I圆形无压隧洞及非圆形隧洞衬砌计算；将原规范附录D、附录E中内容纳入正文。
- 将原附录J混凝土衬砌裂缝及其防止措施内容整合进相关条文。

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：中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司

本规范参编单位：中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司

中国电建集团西北勘测设计研究院有限公司

中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司

本规范主要起草人员：黄彦昆 杨怀德 郝元麟 刘 跃 游 湘
谢金元 刘 园 张 洋 刘昌桂 刘丽娟
杜震宇 陈祥荣 益 波 赵 路 黎 昀
陈绪高 鞠 琳

本规范主要审查人员：党林才 郝军刚 曾雄辉 刘善均 王建华
王康柱 田政海 宁华晚 李立年 陈丽芬
王 可 熊春耕 李 云 杨小龙 陈文华
杜小凯 郑林平 贺双喜

目 次

1	总则.....	1
2	术语.....	2
3	基本规定.....	4
4	隧洞布置.....	5
4.1	洞线选择.....	5
4.2	进出口布置.....	7
4.3	多用途隧洞.....	8
5	横断面形状及尺寸.....	10
5.1	一般规定.....	10
5.2	横断面形状.....	10
5.3	横断面尺寸.....	10
6	水力设计.....	12
6.1	水力计算原则.....	12
6.2	高流速过水边界的防空蚀设计.....	12
7	不衬砌与锚喷隧洞.....	15
7.1	一般规定.....	15
7.2	喷混凝土支护.....	16
7.3	锚杆支护.....	16
7.4	挂网锚喷支护.....	19
7.5	组合式支护.....	19
8	结构设计基本原则.....	20
9	混凝土和钢筋混凝土衬砌.....	21
9.1	一般规定.....	21
9.2	作用和作用效应组合.....	22
9.3	衬砌计算.....	24
9.4	衬砌分缝.....	24
10	预应力混凝土衬砌.....	26
10.1	一般规定.....	26
10.2	灌浆式预应力混凝土衬砌.....	26

10.3 环锚式预应力混凝土衬砌.....	27
11 高压钢筋混凝土岔洞.....	28
12 掘进机隧洞设计.....	29
13 特殊岩体和不良地质洞段设计.....	30
14 封堵体设计.....	33
14.1 一般规定.....	33
14.2 设计计算.....	33
14.3 构造要求.....	34
15 灌浆和防渗排水.....	36
15.1 灌浆.....	36
15.2 防渗和排水.....	36
16 安全监测.....	38
16.1 一般规定.....	38
16.2 监测项目和要求.....	38
17 运行和维修.....	40
附录 A 水头损失计算.....	41
附录 B 深式进口的水工隧洞泄流能力计算.....	48
附录 C 掺气水深计算.....	50
附录 D 圆形有压隧洞衬砌计算.....	52
附录 E 隧洞混凝土衬砌外水压力计算.....	60
附录 F 承担均匀外水荷载的圆形隧洞衬砌应力计算.....	61
本规范用词说明.....	62
引用标准名录.....	63
附：条文说明.....	64

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms	2
3	Basic Requirements	4
4	Tunnel Layout.....	5
4.1	Tunnel Line Selection.....	5
4.2	Tunnel Inlet and Outlet Layout	7
4.3	Multipurpose Tunnel	8
5	Shape and Size of Cross Section.....	10
5.1	General Requirements	10
5.2	Cross-Section Shape.....	10
5.3	Cross-Section Size.....	10
6	Hydraulic Design	12
6.1	Principles for Hydraulic Calculation	12
6.2	Design of Cavitation Erosion Control for Water Boundary with High Flow	12
7	Unlined Tunnel and Anchor-Shortcrete Tunnel	15
7.1	General Requirements	15
7.2	Shotcrete Support	16
7.3	Anchor Bolt Support.....	16
7.4	Anchor-Shortcrete Support with Mesh.....	19
7.5	Combined Support.....	19
8	Basic Principles for Structural Design.....	20
9	Concrete and Reinforced Concrete Lining	21
9.1	General Requirements	21
9.2	Action and Combination of Action Effects	22
9.3	Lining Calculation.....	24
9.4	Lining Joint.....	24
10	Prestressed Concrete Lining	26
10.1	General Requirements	26
10.2	Grouting-Type Prestressed Concrete Lining	26

10.3	Circular Anchored Prestressed Concrete Lining	27
11	High Pressure Bifurcation Tunnel with Reinforced Concrete Lining	28
12	Design for Machine Bored Tunnel	29
13	Design for Special Rock Mass and Bad Geological Tunnel.....	30
14	Plugging Body Design	33
14.1	General Requirements	33
14.2	Design and Calculation.....	33
14.3	Structural Requirements	34
15	Grouting and Seepage Control and Drainage	36
15.1	Grouting.....	36
15.2	Seepage Control and Drainage	36
16	Safety Monitoring	38
16.1	General Requirements	38
16.2	Monitoring Items and Requirements	38
17	Operation and Maintenance	40
Appendix A	Head Loss Calculation.....	41
Appendix B	Calculation of Discharge Capacity for Hydraulic Tunnel with Pressure Inlet	48
Appendix C	Aeration Water Depth Calculation	50
Appendix D	Calculation of Circular Pressure Tunnel Lining	52
Appendix E	Calculation of External Water Pressure of Tunnel Concrete Lining	60
Appendix F	Stress Calculation of Circular Tunnel Lining Under Uniform External Water Pressure	61
	Explanation of Wording in This Code	62
	List of Quoted Standards	63
	Addition: Explanation of Provisions.....	64

1 总则

- 1.0.1** 为规范水工隧洞设计,做到安全可靠、技术先进和经济合理,制定本规范。
- 1.0.2** 本规范适用于水电工程新建、改建、扩建的水工隧洞设计。
- 1.0.3** 水工隧洞的级别应按国家现行标准《防洪标准》GB 50201 和《水电枢纽工程等级划分及设计安全标准》DL 5180 的有关规定执行。
- 1.0.4** 水工隧洞设计应充分利用围岩的自稳能力、承载能力和抗渗能力。
- 1.0.5** 采用钢板衬砌的有压水工隧洞,其结构设计应按现行行业标准《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056 的有关规定执行。
- 1.0.6** 水工隧洞设计应满足工程总体规划和环境保护的要求。
- 1.0.7** 水工隧洞设计,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 水工隧洞 hydraulic tunnel

水电水利工程中在山体或地下开挖的,用于输水、发电、灌溉、泄洪、导流、放空、排沙等具有封闭断面的过水通道。

2.0.2 有压隧洞 pressure tunnel

洞内充满水流、洞壁周边承受水压力作用的水工隧洞。

2.0.3 无压隧洞 free-flow tunnel

洞内水流具有自由水面的水工隧洞。

2.0.4 高压隧洞 high pressure tunnel

洞内压力水头不小于 100 m 的隧洞。

2.0.5 高流速隧洞 high flow velocity tunnel

洞内流速大于 20 m/s 的隧洞。

2.0.6 隧洞支护 tunnel support

采用结构或构件及其他材料对隧洞围岩进行加固的工程措施。

2.0.7 锚喷支护 anchor-shotcrete support

采用锚杆、喷射混凝土加固岩体的工程措施。

2.0.8 初期支护 primary support

洞室开挖后立即实施的支护。

2.0.9 二次支护 secondary support

初期支护后根据监测结果或使用功能决定的再次支护。

2.0.10 随机锚杆 random anchor bolt

为防止岩体塌落或滑动,在局部围岩中布设的锚杆。

2.0.11 系统锚杆 systematic anchor bolt

根据围岩稳定要求,在整个开挖面上按一定的间排距,有规律布置的锚杆。

2.0.12 超前锚杆 preset anchor bolt

在开挖洞室的掌子面处,为下一掘进段的稳定在围岩中预先设置的锚杆。

2.0.13 衬砌 lining

在地下工程中,为了加固围岩或平整过流面,采用混凝土、钢筋混凝土等材料进行支护的工程措施。

2.0.14 回填灌浆 backfill grouting

用浆液填充混凝土衬砌与围岩间的空隙和孔洞，以增强围岩或结构的密实性的灌浆工程措施。

2.0.15 接缝灌浆 joint grouting

通过埋设管路或其他方式将浆液灌入混凝土之间的缝面，以增强结构的整体性、改善传力条件的灌浆工程措施。

2.0.16 接触灌浆 contact grouting

通过埋设管路或其他方式将浆液灌入混凝土与基岩之间的缝隙，以增强接触面结合能力的灌浆工程措施。

2.0.17 固结灌浆 consolidation grouting

用浆液加固有裂隙或破碎带等地质缺陷的围岩，以增强其整体性，提高承载能力及减少渗漏的工程措施。

2.0.18 水力劈裂 hydraulic fracturing

水工隧洞中的压力水将岩体内已有的裂隙、孔隙驱动扩张、扩展、相互贯通的物理现象的统称。

2.0.19 掘进机隧洞 machine bored tunnel

掘进机是利用回转刀具开挖，同时破碎洞内围岩或覆盖层并掘进，形成整个隧道断面的一种新型、先进的隧洞施工机械；利用掘进机来掘进的隧洞称为掘进机隧洞。

2.0.20 空化 cavitation

液体内部局部压强降低到液体的饱和蒸气压时，液体内部或液固交界面上出现的蒸气或气体空泡的形成、发展和溃灭的过程。

2.0.21 空蚀 cavitation erosion

由于空化所引起的固体边界的剥蚀破坏。

2.0.22 岩爆 rock burst

岩体中聚积的弹性变形势能在一定条件下的突然猛烈释放，导致岩石爆裂并弹射出来的现象。

3 基本规定

3.0.1 水工隧洞设计应根据枢纽布置、隧洞功能和不同设计阶段的要求,收集水文、泥沙、动能经济、地形、地质、地震、生态环境、水土保持、施工条件、金属结构、机电设备、建筑材料及运行方式等方面的资料。

3.0.2 隧洞进出口及沿线的地质勘察工作,应根据地形、地质条件的复杂程度、隧洞的级别和不同的设计阶段,按现行国家标准《水力发电工程地质勘察规范》GB 50287 的有关规定执行。1 级高压隧洞及高压混凝土岔洞应在现场选择代表性地段进行地应力测试、水力劈裂等试验。

3.0.3 水工隧洞在前期设计阶段应收集下列基本地质资料:

- 1 隧洞沿线的围岩特性、地质构造及地应力。
- 2 沿洞线的岩溶及水文地质。
- 3 隧洞进出口及相关边坡的稳定情况。
- 4 影响隧洞安全的溶洞、突涌水、岩爆、高地温、有害气体及放射性物质等地质现象。

3.0.4 水工隧洞开挖应根据实际情况,及时进行地质编录,收集和核对地质资料,并为施工进行地质预报。地质条件复杂的洞段,施工中宜采用导洞、超前钻孔、超前物探等方法探明地质条件。

3.0.5 水工隧洞的围岩分类应符合现行国家标准《水力发电工程地质勘察规范》GB 50287 的有关规定。

3.0.6 水工隧洞设计采用的喷射混凝土、锚杆、混凝土、钢筋等材料参数应符合国家现行标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086 和《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 的有关规定。

3.0.7 长输水发电隧洞宜设置集石坑。

4 隧洞布置

4.1 洞线选择

4.1.1 洞线应根据隧洞的用途及特点，综合考虑地形、地质、埋深、生态环境、水土保持、枢纽总布置、水力学、施工、运行、沿线建筑物等各种因素，通过技术经济比较选定。

4.1.2 在满足枢纽总布置要求的前提下，洞线宜选在地质构造简单、岩体完整稳定、水文地质条件有利及施工、交通方便的地区，并应满足下列规定：

1 洞线与岩层层面、主要构造断裂面及软弱带的走向宜有较大的夹角，其夹角不宜小于 30° ；对层间结合疏松的高倾角薄岩层，其夹角不宜小于 45° 。夹角小于规定值时应采取工程措施。

2 高地应力地区的隧洞应考虑地应力对围岩稳定的影响，洞线与最大水平地应力方向宜一致或呈小角度相交。

3 泄洪洞、放空洞、冲沙洞等泄水洞出口轴线与下游河道中泓线的夹角应根据泄水洞出口的地形地质条件和水力学条件等因素确定。

4.1.3 埋深不大或接近地表的隧洞可采用加大埋深、明渠或管道方案，方案宜通过技术经济比较选定。

4.1.4 隧洞的最小岩体覆盖厚度应根据地形条件、地质条件、岩体的抗抬能力、抗渗透特性、洞内水压力 and 支护型式等因素分析确定，并应符合下列规定：

1 有压隧洞岩体最小覆盖厚度（图 4.1.4），应按洞内静水压力小于洞顶以上岩体重力的要求确定，宜按下式计算：

$$C_{RM} = \frac{h_s \gamma_w F}{\gamma_R \cos \alpha} \quad (4.1.4)$$

式中： C_{RM} ——不包括全、强风化厚度的岩体最小覆盖厚度（m）；

h_s ——洞内静水压力水头（m）；

γ_w ——水的重度（ N/mm^3 ）；

γ_R ——岩体重度（ N/mm^3 ）；

F ——经验系数，宜取 1.30~1.50，地质条件较差时宜取高值。

α ——河谷岸边边坡倾角（ $^\circ$ ）， $\alpha > 60^\circ$ 时， α 取 60° ；

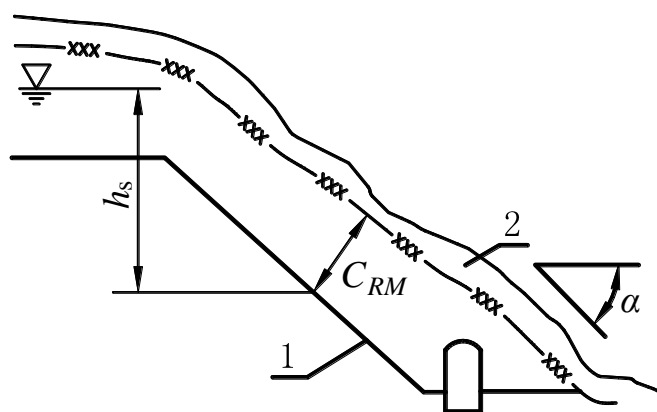


图 4.1.4 有压隧洞岩体最小覆盖厚度

1-有压隧洞；2-全强风化岩层

2 有压隧洞岩体最小覆盖厚度应保证围岩不产生渗透失稳，围岩渗透水力梯度应满足渗透稳定的要求。重要工程或水头特别高的隧洞宜结合高压渗透试验，对围岩在高水压作用下的渗透稳定性等进行专项研究。

3 高压隧洞及岔洞尚应满足洞内静水压力小于围岩最小地应力的要求。

4 不能满足本条第 1~3 款规定的有压隧洞，应采取合理的施工程序和工程措施，保证施工期及运行期安全。

5 在保证施工期及运行期安全的条件下，可不规定无压隧洞的最小覆盖厚度。

4.1.5 过流量较大且工程地质条件不利于开挖大断面的隧洞可采用两条或多条布置方案，并应符合下列要求：

1 布置方案应根据水力和岩体应力条件、首部和尾部建筑物布置、施工和运行条件、分期投入运行的可能性、工程造价和工期等因素综合分析确定。

2 多条泄洪洞平行布置方案应根据相邻隧洞进口水流条件及开挖协调、出口建筑物布置及下游河床的抗冲能力等因素综合分析确定，并与隧洞附属建筑物协调。

4.1.6 空间相邻或交叉的隧洞之间的岩体厚度应根据布置的需要、地形地质条件、围岩的应力和变形情况、岩体水力劈裂及渗透稳定、隧洞的断面形状和尺寸、施工方法、运行及检修条件等因素综合分析确定。岩体厚度不宜小于洞径较小者的 2 倍开挖洞径（洞宽），并应保证运行期不发生渗透失稳和水力劈裂。

4.1.7 洞线穿过坝基、坝肩或其他建筑物地基的隧洞应满足下列要求：

1 隧洞与上述建筑物之间的岩体厚度应满足结构和防渗的要求。

2 有压隧洞应分析与大坝帷幕、厂房帷幕的布置关系，并应根据围岩条件、相邻建筑物情况确定防渗和排水措施。

4.1.8 高压隧洞与地下厂房之间应设钢衬段，钢衬段长度不宜小于最大静水头的0.25倍。

4.1.9 隧洞过沟方案应根据地形、地质、水文、施工和抗震条件，通过绕沟和跨沟方案技术经济比较确定，跨沟方案应考虑沟谷中的洪水和泥石流的影响。

4.1.10 水工隧洞的平面转弯段应符合下列规定：

1 低流速无压隧洞转弯半径不宜小于5倍洞径(洞宽)，转角不宜大于 60° 。在弯道的首尾应设置直线段，长度不宜小于5倍的洞径(洞宽)。低流速有压隧洞可适当降低要求，但转弯半径不宜小于3倍洞径(洞宽)。

2 高流速无压隧洞洞线在平面上宜布置为直线。

3 高流速有压隧洞弯道参数宜通过水工模型试验确定。

4 采用掘进机及有轨运输出渣的隧洞，转弯半径和转角应满足掘进机和有轨运输的要求。

4.1.11 高流速隧洞竖曲线型式和半径宜通过水工模型试验确定。低流速无压隧洞竖曲线半径不宜小于5倍洞径(洞宽)；低流速有压隧洞竖曲线半径不宜小于3倍洞径(洞宽)。竖曲线之间的连接布置应结合水力学条件、施工方法等因素综合确定。

4.1.12 隧洞纵坡应根据运行要求、水力学条件、上下游的衔接、施工和检修条件等因素确定，不宜设置反坡。

4.1.13 钻爆法施工的长隧洞应设置施工支洞。支洞的数目及长度应根据沿线地形、地质条件、对外交通情况、施工条件、工程量及工期等要求，通过技术经济比较后确定。

4.2 进出口布置

4.2.1 隧洞进出口布置宜根据功能要求、枢纽总布置、地形地质条件、水力学条件、防淤、防冲和防污要求等因素确定。

4.2.2 洞口宜选在地质构造简单，覆盖层、岩石风化及卸荷较浅的岸坡，宜避开断层、崩塌、滑坡及泥石流等不良地质区域。

4.2.3 进出口边坡应根据边坡稳定分析结果采取加固、防水及排水措施，宜避免高边坡开挖。

4.2.4 发电引水隧洞的进口布置应符合现行行业标准《水电站进水口设计规范》DL/T 5398 的有关规定。其他水工隧洞进口布置可采用开敞式或深式，进口布置应符合下列规定：

1 开敞式进口过水边界应平顺圆滑。控制堰（闸）体型设计要求应符合现行行业标准《溢洪道设计规范》DL/T 5166 的有关规定。

2 深式短管进口宜包括进口喇叭段、门槽段和压坡段。工作闸门前压坡段应为收缩型，段内压力分布应沿程平顺递减，避免空化。

3 深式长管进口宜采用顶部和两侧三向收缩的椭圆曲线型式。

4 进流方式应避免在进口前产生不利漩涡和回流。地形或布置、体型较复杂的进口应通过水工模型试验验证。

4.2.5 抽水蓄能电站输水隧洞洞口布置应适应水流双向流动的要求，宜通过水工模型试验确定。

4.2.6 有压泄水洞出口应与下游良好衔接，出口洞段体型应符合下列规定：

1 出口洞段的体型宜根据水力学条件、工作闸门型式和布置、启门方式确定。

2 出口断面面积宜为洞身断面面积的 85%~90%。沿程体型变化多、洞内水流条件差时，收缩率宜采用 80%~85%。重要的水工隧洞应进行水工模型试验。

4.2.7 水工隧洞的补排气设施设计应符合下列规定：

1 有压隧洞应在进口或出口设置通气孔洞，通气孔洞面积可按现行行业标准《水电站进水口设计规范》DL/T 5398 有关公式计算。

2 设有掺气设施的高流速无压隧洞宜根据水流流速分段设置与外界大气相通的独立补气洞，补气洞的位置及数量宜通过水工模型试验确定。地下工作闸室宜设置独立的补气洞。补气平均风速宜小于 40 m/s，最大风速宜小于 60 m/s。

4.2.8 泄水洞出口布置应保证下泄水流不影响其他建筑物及设施的安全和正常运行。

4.3 多用途隧洞

4.3.1 隧洞布置方案应根据隧洞的用途、运行和施工条件，研究临时与永久相结合及一洞多用的可行性和经济性。

4.3.2 临时与永久相结合的隧洞设计应满足临时过水和永久运行要求。

4.3.3 导流隧洞设计宜研究将全部或部分洞段利用作为泄洪洞、放空洞、排沙洞和发电尾水洞等永久水工隧洞的可能性。

4.3.4 改建泄洪洞可采用旋流、洞塞、孔板等洞内消能形式，应结合泄量规模、水头及坝体两岸防渗布置，河床和两岸地形、地质条件，下游河道水深及水位变幅情况等因素综合研究确定，并应通过水工模型试验验证。

5 横断面形状及尺寸

5.1 一般规定

5.1.1 洞身的横断面形状和尺寸应根据隧洞的用途、水力条件、工程地质及水文地质、地应力情况、围岩加固方式、施工方法等因素，通过技术经济分析确定。

5.1.2 隧洞洞内流态应符合下列规定：

1 有压隧洞不应出现明满流交替的流态，在最不利运行条件下，全线洞顶处最小压力水头不应小于 2.0 m。

2 高流速的泄水洞不应出现明满流交替的流态。低流速的泄水洞可在校核洪水工况时出现明满流交替的流态。

3 尾水洞、导流隧洞经研究论证可允许出现明满流交替流态。

5.1.3 明满流交替过渡的隧洞应加强结构强度、刚度及整体性设计。

5.2 横断面形状

5.2.1 有压隧洞宜采用圆形断面，洞径和内外水压力较小时可采用便于施工的其他断面形式。无压隧洞宜采用圆拱直墙式断面，圆拱中心角宜为 $90^{\circ} \sim 180^{\circ}$ 。当地质条件差或洞轴线与岩层夹角小于本规范第 4.1.2 条的规定时，隧洞断面宜选用圆形或马蹄形断面。

5.2.2 断面的高宽比可根据地质、地应力及水力条件选用，宜取 1.0~1.5，并应符合下列要求：

1 当水平地应力大于垂直地应力时，高宽比宜取小值。

2 当垂直地应力大于水平地应力，或遇有层间结合疏松的缓倾角薄岩层时，高宽比宜取大值。

3 明流进出口且水位变化大的隧洞高宽比宜取大值。

5.2.3 较长隧洞可采用多种断面形状，但不宜频繁变化，不同断面的衔接应符合下列规定：

1 不同断面之间应设置渐变段，渐变段的边界应采用平缓曲线，并便于施工。

2 有压隧洞渐变段的扩散角或收缩角宜采用 $6^{\circ} \sim 10^{\circ}$ ，长度不宜小于 1.5 倍洞径（洞宽）。

3 高流速无压隧洞渐变段的体型应通过水工模型试验选定。

5.3 横断面尺寸

- 5.3.1** 水电站的输水隧洞的断面尺寸应通过动能经济比较确定。
- 5.3.2** 泄水洞的断面尺寸应满足隧洞在各种运行工况下的过流能力要求。
- 5.3.3** 导流隧洞的断面尺寸应根据导流流量、进出口高程、围堰高度、出口水流衔接等因素，通过技术经济比较确定。
- 5.3.4** 隧洞断面最小尺寸应考虑横断面形状和施工方法，圆形断面隧洞的直径不宜小于 2.0 m，非圆形断面隧洞的高度不宜小于 2.0 m，宽度不宜小于 1.8 m。
- 5.3.5** 通气条件良好的低流速无压隧洞，断面尺寸应符合下列规定：
- 1** 恒定流条件下，洞内水面线以上的面积不宜小于隧洞断面面积的 15%，洞内水面线以上的高度不应小于 0.4 m。
 - 2** 非恒定流条件下，水面线计算考虑涌波后，洞内水面线以上的面积和高度可适当减小。
 - 3** 不衬砌和锚喷隧洞、长度大于 1.0 km 的隧洞，洞内水面线以上的面积和高度可适当增加。
- 5.3.6** 高流速无压隧洞断面尺寸应考虑掺气的影响，掺气水面线以上的面积宜取为横断面面积的 15%~25%，可根据水流佛汝德数等因素分析取值，具体断面尺寸宜通过水工模型试验确定。对圆拱直墙型断面，当水流有冲击波时，应将波峰限制在直墙范围内。

6 水力设计

6.1 水力计算原则

6.1.1 水工隧洞水力计算内容应包括水头损失、水力过渡过程、过流能力、上下游水面衔接、压力线、水面线、掺气、充水和放空等，计算内容应根据隧洞用途和设计阶段选用。

6.1.2 水工隧洞水头损失计算应符合本规范附录 A 的有关规定，体型复杂的隧洞、抽水蓄能电站进出口、分层取水进水口水头损失宜根据水工模型试验确定。

6.1.3 开敞式进口的水工隧洞泄流能力应按现行行业标准《溢洪道设计规范》DL/T 5166 的有关规定计算，深式进口的水工隧洞泄流能力计算应符合本规范附录 B 的有关规定，不设进口控制堰闸的无压隧洞可按明渠流情况计算。

6.1.4 无压隧洞的水面线计算可按分段求和法或其他方法计算。高流速无压隧洞掺气水深可按本规范附录 C 的有关规定计算，并结合单宽流量、佛汝德数 (Fr)、底坡、补气条件、掺气条件及工程经验等因素综合分析确定。

6.1.5 高流速、大流量、水流条件复杂的水工隧洞水力设计应经水工模型试验研究论证，空化空蚀问题突出时宜通过减压模型试验研究。

6.2 高流速过水边界的防空蚀设计

6.2.1 水流空化数 σ 值可按下列公式计算：

$$\sigma = \frac{h_0 + h_a - h_v}{\frac{v_0^2}{2g}} \quad (6.2.1-1)$$

$$h_a = 10.33 - \frac{\nabla}{900} \quad (6.2.2-2)$$

式中： h_0 ——计算断面处的压力水柱 (m)；

h_a ——计算断面处的大气压压力水柱 (m)；

h_v ——相应水温下，水的气化压力水柱 (m)，可按表 6.2.1 采用；

$\frac{v_0^2}{2g}$ ——计算断面的平均流速水头 (m)；

∇ ——计算断面处的海拔高程。

表 6.2.1 水温与水的汽化压力水柱关系表

水温 (°C)	0	5	10	15	20	25	30	40
h_v (m)	0.06	0.09	0.13	0.17	0.24	0.32	0.43	0.75

6.2.2 高流速水工隧洞各部位体形的水流空化数 σ 宜大于该处的初生空化数 σ_i ，并应符合下列规定：

- 1 初生空化数 σ_i 可通过减压模型试验、工程经验确定。
- 2 水流空化数 σ 小于初生空化数 σ_i 的部位应重新优化体形或采取减蚀工程措施。

6.2.3 高流速隧洞的水力设计应关注下列易空蚀破坏的部位和区域：

- 1 有压隧洞的进口、闸门槽、过渡段、分岔段、弯曲段、水流边壁突变及出口突扩突跌部位。
- 2 无压隧洞的闸墩、门槽、陡坡竖曲线连接段、反弧段下游底板及侧墙、扩散或变坡段及其水流边壁突变、分缝部位。
- 3 水流空化数小于0.30或水流流速大于30 m/s的高流速隧洞段。
- 4 出口消能部位。

6.2.4 防空蚀设计应符合下列规定：

- 1 体型宜选用初生空化数 σ_i 较小者，并宜缩短高流速洞段的长度。
- 2 表面不平整度的控制标准应充分考虑体形、结构材料和可能连续工作历时等其他方面的条件。表面局部不平整度的控制可按表6.2.4的要求采用。

表 6.2.4 表面局部不平整度

水流空化数		$\sigma>0.60$	$0.6\geq\sigma\geq0.35$	$0.35>\sigma\geq0.30$	$0.30>\sigma\geq0.20$		$0.20>\sigma\geq0.15$		$0.15>\sigma\geq0.10$		$\sigma<0.10$
掺气设施		—	—	—	不设	设	不设	设	不设	设	修改设计或充分掺气
突体高度控制（mm）		≤25	≤12	≤8	<6	<15	<3	<10	修改设计	<6	
处理坡度	上游坡	—	1/10	1/30	1/40	1/8	1/50	1/10		1/10	
	下游坡	—	1/5	1/10	1/10	1/4	1/20	1/5		1/8	
	侧向坡	—	1/2	1/3	1/5	1/3	1/10	1/3	1/4		

注：突体高度控制宜采用 2 m 靠尺验收。

3 易空蚀破坏部位宜设置掺气设施，水流空化数小于 0.30 或水流流速大于 35 m/s 的高流速隧洞段应设置合理的掺气设施。掺气设施布置设计应满足下列规定：

1) 泄槽段较长的高流速隧洞可设置多道掺气设施。反弧段掺气设施的保护长度可为 70 m ~100 m，直线段掺气设施的保护长度可为 100 m ~200 m。

2) 掺气设施覆盖的保护面的掺气浓度不应低于 3%，要求特别高的部位不应低于 5%，掺气水流应有良好的气泡分布状态。流速大于 40 m/s 的洞段应关注侧墙的掺气浓度。

3) 掺气设施应避免产生不利的水流流态。

4) 掺气空腔应保持稳定，通气井（槽）和掺气坎（槽）应保证通气顺畅，不得堵塞。

5) 通气井（槽）设计宜简单安全，通气系统平均风速宜小于 40 m/s，最大风速宜小于 60 m/s。

6) 掺气设施的设置位置、型式和尺寸宜根据模型试验成果确定，且宜考虑模型缩尺效应的影响。

4 防空蚀宜采用高强度混凝土、纤维混凝土、环氧砂浆、钢板等材料，并应防止过流面产生裂缝。多泥沙河流高流速隧洞应根据挟沙水流磨损、推移质跳跃冲击与空蚀的联合作用，选择合理的抗冲磨防空蚀材料。

5 运行方式应避免不利工况。

6.2.5 高流速隧洞防空蚀设计，除应符合本规范第6.2.1条~第6.2.4条的规定外，还应符合现行行业标准《水工建筑物抗冲磨防空蚀混凝土技术规范》DL/T 5207的有关规定。

7 不衬砌与锚喷隧洞

7.1 一般规定

7.1.1 不衬砌与锚喷隧洞应满足围岩稳定和渗透稳定要求。隧洞内水外渗不应危及邻近边坡及建筑物或造成环境破坏。

7.1.2 当有下列情形之一时，隧洞不宜采用锚喷支护作为永久性支护：

- 1 长期大面积涌水洞段。
- 2 有腐蚀喷层及膨胀性地层的洞段。
- 3 重要或地质条件复杂的洞段。
- 4 高地应力洞段。
- 5 有特殊要求的洞段。

7.1.3 I类、II类围岩，开挖洞径（洞宽）小于5m的隧洞可不支护，5m~10m时宜采用喷混凝土支护，大于10m的隧洞宜采用锚喷支护。遇有局部不稳定块体时应采用随机锚杆或锚杆束加固。

7.1.4 III类围岩宜采用挂网锚喷支护；IV类围岩宜进行钢筋混凝土衬砌，根据隧洞规模和地质条件，经分析也可采用锚喷、挂网或钢支撑等联合支护；V类围岩应进行钢筋混凝土或其他永久衬砌。

7.1.5 不衬砌与锚喷隧洞断面尺寸宜按与混凝土衬砌过水断面水头损失相等的原则确定。

7.1.6 不支护与锚喷支护的设计宜按工程类比法确定，1级或洞径（洞宽）大于10m的隧洞宜进行理论计算、数值计算和监控量测。

7.1.7 围岩整体稳定性计算宜采用数值分析法，可能局部失稳的岩体稳定计算可采用块体极限平衡法。

7.1.8 前期设计阶段可根据工程地质条件、隧洞规模、洞室用途等因素按现行国家标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086的有关规定选择锚喷支护类型和参数。施工设计阶段应根据现场揭示的地质条件调整锚喷支护类型和参数。

7.1.9 不支护与锚喷支护隧洞的洞口段应采用钢筋混凝土衬砌等加固措施，加固段的长度宜大于洞口段卸荷带和强风化带深度，并宜大于隧洞洞径（洞宽）。

7.1.10 不衬砌与锚喷支护隧洞的底部宜浇筑不小于0.2m厚的混凝土底板。

7.1.11 不衬砌与锚喷引水发电隧洞的末端应设置集石坑，集石坑的容积可根据不衬砌洞段的长度、围岩情况、水力学条件、清渣频度及清渣是否方便等综合考虑确定。

7.1.12 集石坑的水力学设计宜满足下列要求：

- 1 隧洞横断面上的水流扰动小。
- 2 集石坑内的水流扰动小。
- 3 集石坑内宜设置折流板。
- 4 重要的工程宜对集石坑进行水工模型试验。

7.1.13 锚喷支护宜紧跟开挖面，并应进行安全监测。喷层表面起伏差宜控制在 0.15 m 以内。

7.2 喷混凝土支护

7.2.1 喷混凝土的设计强度等级不应低于 C20，用于大型洞室或特殊条件下的工程支护时，其设计强度等级不宜低于 C25。1d 龄期的抗压强度不应低于 8 N/mm^2 。喷混凝土与围岩的粘结强度，结构作用型不宜低于 0.8 N/mm^2 ，防护作用型不宜低于 0.2 N/mm^2 。

7.2.2 喷混凝土的厚度宜为 0.10 m~0.15 m。最小厚度不应小于 0.05 m，最大厚度不宜大于 0.20 m。

7.2.3 喷混凝土支护的永久隧洞的过水流速不宜大于 8 m/s。临时隧洞的过水流速不宜大于 12 m/s。

7.2.4 易发生塑性变形、高地应力区等其他特殊地质洞段围岩宜采用喷钢纤维、合成纤维混凝土或其它特种材料支护。特种材料的选用应符合现行国家标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086 的有关规定，相关材料的组成及配合比宜根据现场试验确定。

7.2.5 喷钢纤维混凝土表面宜喷一层素混凝土，其强度不得低于钢纤维混凝土的强度，厚度不宜小于 0.03 m。

7.3 锚杆支护

7.3.1 整体坚硬完整但有局部松动块的围岩宜采用锚杆加固；松动范围较大且较深的围岩可采用锚杆束或锚索加固；断层、节理密集带等局部软弱岩体可采用锚杆与锚杆束或锚索联合加固，并可布设钢筋网。

7.3.2 采用锚杆、锚杆束或锚索加固围岩块体时，围岩块体稳定安全系数不应小于表 7.3.2 的规定，稳定安全系数可按下列公式计算：

1 锚杆、锚杆束或锚索加固塌落型不稳定块体，稳定安全系数可按下列规定计算：

1) 水泥砂浆锚杆或锚杆束，块体稳定安全系数可按下列公式计算：

$$K = \frac{nA_x f_y \cos \alpha}{G} \quad (7.3.2-1)$$

式中：K——块体稳定安全系数；

G——不稳定块体自重 (N)；

n——锚杆或锚杆束根数；

A_x——单根水泥砂浆锚杆或单束锚杆束的截面积 (mm²)；

f_y——水泥砂浆锚杆的抗拉强度设计值 (MPa)；

α——锚杆或锚杆束与铅直向夹角。

2) 预应力锚杆或锚索，块体稳定安全系数可按下列公式计算：

$$K = \frac{nA_y \sigma_{con} \cos \alpha}{G} \quad (7.3.2-2)$$

式中：n——预应力锚杆或锚索根数；

A_y——单根预应力锚杆或单束预应力锚索的截面积 (mm²)；

σ_{con}——预应力锚杆或锚索的张拉控制应力值 (MPa)，按照现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 的规定采用。

α——预应力锚杆或锚索与铅直向夹角。

2 锚杆、锚杆束或锚索加固推移型不稳定块体，块体稳定安全系数可按下列公式计算：

1) 水泥砂浆锚杆或锚杆束，块体稳定安全系数可按下列公式计算：

$$K = \frac{fG_2 + nA_s f_{gv} + CA}{G_1} \quad (7.3.2-3)$$

式中：G₁——不稳定块体自重平行于滑动面的分力 (N)；

G₂——不稳定块体自重垂直于滑动面的分力 (N)；

A_s——单根锚杆或单束锚杆束的截面积 (mm²)；

A——岩块滑动面的面积 (mm²)；

f ——滑动面上的摩擦系数；

C ——岩块滑动面上的粘结强度（MPa）；

f_{gv} ——锚杆的设计抗剪强度（MPa），可取锚杆设计抗拉强度的 0.5 倍；

2) 预应力锚杆或锚索，块体稳定安全系数可按下式计算：

$$K = \frac{f(G_2 + P_n) + P_t + CA}{G_1} \quad (7.3.2-4)$$

式中： P_t ——预应力锚杆或锚索作用于不稳定块体上的总压力在抗滑动方向上的分力（N）；

P_n ——预应力锚杆或锚索作用于不稳定块体上的总压力在垂直于滑动方向上的分力（N）。

表 7.3.2 围岩块体稳定安全系数

结构安全级别	塌落型块体			滑移型块体		
	持久状况	短暂状况	偶然状况	持久状况	短暂状况	偶然状况
I	2.00	1.90	1.70	1.80	1.65	1.50
II	1.90	1.70	1.60	1.65	1.50	1.40
III	1.70	1.60	1.50	1.50	1.35	1.25

7.3.3 塌落型块体的加固锚杆、锚杆束或锚索宜布置为铅直向或近铅直向，计算支护力时应投影至铅直向。滑移型块体采用预应力锚杆或锚索加固时，锚杆或锚索方向宜根据块体的滑动方向和施工条件等因素确定。

7.3.4 锚杆、锚杆束和锚索应深入稳定的围岩内，锚固段长度应满足抗拔承载力要求。锚固段抗拔承载力计算应符合现行国家标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086 的有关规定。

7.3.5 裂隙较发育的围岩或洞轴线的布置不满足本规范第 4.1.2 条第 1 款规定的隧洞，宜采用系统锚杆或锚杆束，其布置宜符合下列规定：

1 锚杆或锚杆束宜垂直于主结构面布置，当主结构面不明显时，可与洞周边轮廓线垂直。

2 锚杆或锚杆束在围岩表面上宜布设成梅花形。

3 锚杆或锚杆束的间距不宜大于其长度的二分之一，对于不良围岩洞段不宜大于 1.0 m。

7.3.6 高地应力隧洞宜采用预应力锚杆或带垫板的砂浆锚杆加固，可能发生围岩失稳及需对围岩提供较大支护力的隧洞，宜采用预应力锚杆或锚索加固。

7.4 挂网锚喷支护

7.4.1 岩体破碎、裂隙发育的围岩宜采用挂网锚喷支护。

7.4.2 钢筋网的布置应符合下列规定：

- 1** 钢筋直径宜为 6 mm~12 mm，网格间距宜为 0.15 m~0.20 m。
- 2** 钢筋网与锚杆的连接宜采用焊接法，钢筋网的交叉点宜采用隔点焊接，隔点绑扎。

7.4.3 挂网喷混凝土的厚度不宜小于 0.10 m，钢筋保护层厚度不宜小于 0.05 m。

7.4.4 围岩极不稳定的不良地质洞段可采用挂网锚喷与钢支撑联合支护。

7.5 组合式支护

7.5.1 组合式支护应由初期支护和二次支护组成。初期支护可采用锚喷、挂网、钢支撑等单一或联合支护，二次支护可采用混凝土或钢筋混凝土衬砌支护。

7.5.2 初期支护布置、支护强度应与二次支护相结合。根据监控量测，当初期支护已能满足围岩稳定要求时，二次支护结构计算可不计或少计围岩压力。

8 结构设计基本原则

8.0.1 水工隧洞结构应采用概率极限状态设计原则，按分项系数设计表达式进行设计。

8.0.2 水工隧洞结构应按持久状况、短暂状况、偶然状况进行设计。

8.0.3 极限状态设计应符合下列要求：

- 1 各种设计状况均应进行承载能力极限状态设计。
- 2 持久设计状况应进行正常使用极限状态设计。
- 3 短暂设计状况可根据需要进行正常使用极限状态设计。
- 4 偶然设计状况可不进行正常使用极限状态设计。

8.0.4 进行承载能力极限状态设计时，作用效应组合应根据不同的设计状况按下列要求采用：

1 持久状况或短暂状况应采用基本组合，基本组合应由永久作用效应和可变作用效应组合而成。

2 偶然设计状况应采用偶然组合，偶然组合应由永久作用效应、可变作用效应及偶然作用效应组合而成。每一种偶然组合应只考虑一个偶然作用。

8.0.5 正常使用极限状态设计应采用标准组合或标准组合并考虑长期作用的影响。

8.0.6 水工隧洞结构安全级别及结构重要性系数应按表 8.0.6 确定。特别重要的水工隧洞，其结构安全级别应经专门论证确定。

表 8.0.6 水工隧洞结构安全级别及结构重要性系数

水工建筑物级别	水工隧洞结构安全级别	重要性系数 γ_0
1	I	1.1
2、3	II	1.0
4、5	III	0.9

9 混凝土和钢筋混凝土衬砌

9.1 一般规定

9.1.1 对于下列情况，水工隧洞宜采用混凝土或钢筋混凝土衬砌：

- 1 需平整围岩表面以减少水头损失。
- 2 需防止水流、大气、温度和湿度变化对围岩的冲刷、破坏。
- 3 需提高隧洞防渗能力。
- 4 初期支护不满足隧洞长期稳定要求。
- 5 深埋高地应力隧洞。

9.1.2 满足本规范第 9.1.1 条第 1、2 款要求的 I 类、II 类及部分 III 类围岩，宜采用不承载的混凝土衬砌，其迎水面宜按构造配筋。

9.1.3 围岩以 II、III 类为主，围岩条件满足本规范第 4.1.4 条 1、2、3 款要求的高压隧洞，经技术经济论证，可采用钢筋混凝土衬砌型式。

9.1.4 隧洞采用钢筋混凝土衬砌不能满足安全及使用要求时，宜采用下列措施：

- 1 围岩固结灌浆。
- 2 钢板混凝土衬砌。
- 3 预应力混凝土衬砌。

9.1.5 混凝土、钢筋混凝土衬砌厚度宜根据构造要求，并结合施工方法经计算分析确定，初选时可取内径的 $1/16 \sim 1/12$ 。单层钢筋混凝土衬砌厚度不宜小于 0.3 m，双层钢筋混凝土衬砌厚度不宜小于 0.4 m。

9.1.6 高流速隧洞过流面钢筋保护层厚不宜小于 0.10 m，表层钢筋宜平行于水流流向。其他部位钢筋的保护层厚度不宜小于 0.05 m。

9.1.7 水工隧洞应满足结构的耐久性要求，衬砌混凝土的最低强度等级、抗冻等级、抗渗等级等应根据隧洞所处的环境条件类别、设计使用年限、结构类型、气候条件、运用条件等因素按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 的有关规定采用。

9.1.8 隧洞衬砌按承载能力极限状态设计时可采用开裂设计；按正常使用极限状态设计时应采用标准组合并考虑长期作用的影响进行裂缝宽度验算，最大裂缝宽度允许值应符合现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 的有关规定。

9.1.9 无防渗要求的隧洞可不进行正常使用极限状态验算。

9.1.10 钢筋混凝土衬砌结构计算时，结构系数 γ_d 应按下列规定采用：

- 1 圆形有压隧洞衬砌按本规范附录 D 的方法计算时， γ_d 应采用 1.35。
- 2 圆形无压、圆拱直墙形、马蹄形及其他形式的隧洞，应按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 的有关规定选用。

9.2 作用和作用效应组合

9.2.1 作用及其分项系数应按表 9.2.1-1 的规定采用。承载能力极限状态作用效应组合应按表 9.2.1-2 的规定确定，正常使用极限状态作用效应组合应按表 9.2.1-3 的规定确定。

表 9.2.1-1 作用及其分项系数

作用分类	作用名称	作用分项系数
永久作用	围岩压力、地应力	1.0
	衬砌自重	1.1 (0.9)
可变作用	正常运行情况的静水压力	1.0
	水击压力、涌浪压力	1.1
	脉动压力	1.0
	地下水压力	1.0
	回填灌浆压力	1.3
偶然作用	校核洪水位时的静水压力	1.0
	地震作用力	1.0

注：当自重作用效应对结构受力有利时，作用分项系数取表中括号内的数字。

表 9.2.1-2 承载能力极限状态作用效应组合

设计状况	作用效应组合	主要考虑情况	作用类别							
			围岩压力、地应力	衬砌自重	静水压力	水击压力、涌浪压力	脉动压力	地下水压力	回填灌浆压力	地震作用力
持久状况	基本组合	常规水电站压力水道正常运行	√	√	√	√	√	√	—	—
		泄水洞正常运行	√	√	√	—	√	√	—	—
		抽水蓄能电站的压力水道正常运行	√	√	√	√	√	√	—	—
短暂状况	基本组合	隧洞施工期	√	√	—	—	—	√	√	—
		隧洞检修期	√	√	—	—	—	√	—	—
偶然状况	偶然组合	常规水电站压力水道校核洪水位运行	√	√	√	√	√	√	—	—
		泄水洞校核洪水位运行	√	√	√	—	√	√	—	—
		抽水蓄能电站压力水道校核洪水位运行	√	√	√	√	√	√	—	—
		地震	√	√	√	√	—	√	—	√

注：常规水电站压力水道运行时的脉动压力可根据工程具体运行情况确定。

表 9.2.1-3 正常使用极限状态作用效应组合

设计状况	作用效应组合	主要考虑情况	作用类别						
			围岩压力、地应力	衬砌自重	静水压力	水击压力、涌浪压力	脉动压力	地下水压力	回填灌浆压力
持久状况	标准组合	常规水电站压力水道正常运行	√	√	√	√	√	√	—
		泄水洞正常运行	√	√	√	—	√	√	—
		抽水蓄能电站压力水道正常运行	√	√	√	√	√	√	—
短暂状况	标准组合	隧洞施工期	√	√	—	—	—	√	√
		隧洞检修期	√	√	—	—	—	√	—

注：常规水电站压力水道运行时的脉动压力可根据工程具体运行情况确定。

9.2.2 围岩压力、地应力计算应按现行行业标准《水工建筑物荷载标准》GB/T 51394 的有关规定执行。地震作用力及隧洞结构抗震安全验算应按现行行业标准《水电工程水工建筑物抗震设计规范》NB 35047 的有关规定执行。

9.2.3 具有流变、膨胀、遇水软化等特殊性能的围岩作用应进行专门研究确定。

9.2.4 隧洞的内水压力宜根据进、出口的特征水位结合具体条件确定。

9.2.5 设有调压室的压力隧洞，计算部位的内水压力标准值宜按下列要求确定：

1 基本组合和标准组合并考虑长期作用时，设有常规调压室的隧洞，内水压力标准值宜按进口或出口处正常水位及其相应的调压室最高涌浪水位的连线，经插值计算确定；设有气垫式调压室的隧洞，内水压力标准值宜按进口处正常水位及其相应的调压室最高涌浪水位加气体压力水头的连线，经插值计算确定。

2 偶然组合时，设有常规调压室的隧洞，计算部位的内水压力标准值宜按进口或出口处最高水位及其相应的调压室最高涌浪水位的连线，经插值计算确定；设有气垫式调压室的隧洞，内水压力标准值宜按进口处最高水位及其相应的调压室最高涌浪水位加气体压力水头的连线，经插值计算确定。

9.2.6 隧洞混凝土衬砌外水压力可根据实测资料或按本规范附录 E 的规定确定。深埋隧洞和水文地质条件复杂的隧洞，外水压力的取值宜进行专门的渗流场分析。

9.2.7 温度变化、混凝土干缩和膨胀所产生的应力及围岩固结灌浆压力对衬砌的影响宜通过构造措施及施工措施解决。高地温地区产生的温度应力应进行专门研究。

9.2.8 施工荷载可根据施工或检修过程中的机械作用力确定。

9.2.9 竖井和斜井的衬砌自重、围岩压力、洞内满水水压力作用应考虑井轴线倾角的影响，可按垂直于井轴线的分力计算。

9.3 衬砌计算

9.3.1 承载衬砌的结构应根据隧洞功能、规模、衬砌型式、围岩情况和施工方法等因素，按下列要求计算：

1 高压隧洞或内径（净宽）不小于 10 m 的水工隧洞宜采用有限元法计算。

2 主要承担内水压力，围岩相对均质且覆盖厚度满足本规范第 4.1.4 条第 1、2 款规定的圆形有压隧洞，可按本规范附录 D 的公式计算。计算中应考虑围岩的弹性抗力，当隧洞周边围岩厚度小于三倍开挖直径时，其抗力值应经论证确定。

3 承担均匀外水荷载的圆形隧洞衬砌应力可按本规范附录 F 计算，切向应力值应小于混凝土允许应力设计值。

4 无压隧洞及非圆形有压隧洞宜按边值数值解法计算。

9.3.2 承受不对称荷载的衬砌可根据地形、地质条件进行专门的计算。

9.3.3 多条平行布置的隧洞，衬砌计算应考虑相邻隧洞开挖引起的岩体应力变化，宜采用有限元方法计算。

9.3.4 高压或重要工程的混凝土衬砌隧洞宜进行渗流和承载结构的有限元计算分析，衬砌厚度和配筋可结合计算结果、工程类比和构造要求综合确定。

9.3.5 衬砌结构抗震设计应按现行行业标准《水电工程水工建筑物抗震设计规范》NB 35047 的有关规定执行。

9.4 衬砌分缝

9.4.1 隧洞地质条件变化处、洞井与进出口建筑物连接处及可能产生较大相对变形处应设置变形缝。低流速隧洞通过活断层或基岩覆盖层界限处可设置波纹补偿器并采取相应的防渗措施。洞内温度变化小的变形缝可不设缝宽和填缝材料，宜在缝面涂刷乳化沥青。

9.4.2 围岩条件均一的洞段可仅设置施工缝。施工缝间距可根据施工方法、混凝土浇筑能力及气温变化等具体情况分析确定，宜采用 6 m~12 m 且底板（拱）、边墙及顶拱的环向缝不宜错开。

9.4.3 低流速且无防渗要求的变形缝及环向施工缝可不设置止水，纵向钢筋可不穿过施工缝缝面。高流速隧洞或有防渗要求的变形缝及环向施工缝应设置可靠止水，纵向钢筋宜穿过施工缝缝面，并应根据具体情况，采取防渗和接缝处理措施。

9.4.4 钢筋混凝土衬砌与钢板衬砌连接处不应分缝。钢板衬砌伸入钢筋混凝土段应有不少于 1.0 m 的搭接长度，连接处应设置阻水措施。

9.4.5 纵向施工缝应设置在衬砌结构拉应力较小的部位。先衬砌边顶拱时，设置的反缝应进行可靠处理。

10 预应力混凝土衬砌

10.1 一般规定

10.1.1 防渗要求较高或上覆岩体不满足抗水力劈裂要求的隧洞，经技术经济比较，可采用预应力混凝土衬砌。

10.1.2 衬砌中的预应力施加形式可分为灌浆式和环锚式。预应力混凝土衬砌型式宜根据地质条件、施工条件和运行要求选择。上覆岩体满足抗水力劈裂要求的隧洞可采用灌浆式预应力衬砌，不满足时宜采用环锚式预应力衬砌。

10.1.3 预应力衬砌应采用圆形断面。开挖宜采用光面爆破，开挖断面有较大超挖时宜先采用回填混凝土进行修复。

10.1.4 衬砌厚度应通过不同工况的荷载组合计算确定，宜采用隧洞直径的 $1/18 \sim 1/12$ 。环锚式衬砌厚度不宜小于 0.6 m ，灌浆式衬砌厚度不宜小于 0.3 m 。衬砌结构计算应符合下列要求：

1 在内水压力、预应力与其他荷载组合作用下，衬砌中的拉应力应小于混凝土的允许拉应力。

2 无内水压力作用时，在预应力与其他荷载组合作用下，衬砌中的压应力应小于混凝土的允许压应力。

10.1.5 混凝土及预应力钢筋的材料性能设计指标应按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 的有关规定采用。

10.1.6 施加预应力时，所需的混凝土立方体抗压强度应经计算确定，但不宜低于同条件养护的混凝土设计强度等级值的 75% 。

10.1.7 预应力混凝土衬砌应进行承载能力极限状态计算及正常使用极限状态的验算。

10.2 灌浆式预应力混凝土衬砌

10.2.1 灌浆压力应根据在最大内水压力下衬砌中不出现拉力的原则确定。灌浆压力值不宜小于最大内水压力的 2 倍，浆材宜采用膨胀性水泥。

10.2.2 灌浆孔应沿衬砌周边均匀布置，间排距宜采用 $2\text{ m} \sim 4\text{ m}$ ，直径 5 m 以下的隧洞每排宜设 8 孔 ~ 10 孔；直径 $5\text{ m} \sim 10\text{ m}$ 的隧洞每排可设 8 孔 ~ 12 孔。灌浆段的长度宜采用 2 倍 ~ 3 倍洞径。

10.2.3 施工工艺及灌浆参数应通过试验确定。灌浆程序宜按下列顺序要求进行：

- 1 围岩固结灌浆。
- 2 围岩与衬砌间灌注高压水，直至两者完全脱开。
- 3 围岩与衬砌间高压灌浆。

10.3 环锚式预应力混凝土衬砌

10.3.1 环锚式衬砌可分为粘结后张式预应力和无粘结后张式预应力，设计时宜优先选用无粘结后张式预应力衬砌。

10.3.2 预应力混凝土衬砌的设计参数应通过试验确定。预应力钢筋的张拉控制应力值 σ_{con} 应根据预应力钢筋种类、张拉方法，按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 的有关规定采用。

10.3.3 预应力钢筋应布置在衬砌外缘，间距应根据计算确定，但不宜大于 0.5 m。

10.3.4 锚具的设置位置宜错开布置。

10.3.5 环锚参数及施工工艺应通过试验确定。灌浆应符合下列要求：

- 1 衬砌与围岩间应进行全断面接触灌浆。
- 2 粘结后张式预应力衬砌，锚索张拉完毕应进行孔道灌浆和张拉槽回填。

11 高压钢筋混凝土岔洞

11.0.1 高压钢筋混凝土岔洞宜根据围岩地质条件、地应力、渗透性、水力稳定性、施工条件等因素，经技术经济论证选用。

11.0.2 高压钢筋混凝土岔洞结构安全级别应与主洞一致。

11.0.3 高压钢筋混凝土岔洞的位置及体型应根据枢纽布置、水力条件、围岩条件、结构受力条件等因素，经综合分析论证确定。

11.0.4 采用高压混凝土岔洞时，围岩应满足下列要求：

- 1 围岩宜以微透水的Ⅰ类、Ⅱ类为主。
- 2 围岩初始最小地应力应大于该处洞内设计静水压力，且在内水压力作用下围岩不应产生水力劈裂。
- 3 岔洞上部、侧部岩体覆盖厚度应满足本规范第 4.1.4 条的要求。
- 4 岔洞与相邻洞室的围岩距离应按渗透稳定的要求确定。

11.0.5 位于Ⅰ类、Ⅱ类微透水围岩中的高压混凝土岔洞设计可不考虑混凝土衬砌承担内水压力的作用，钢筋的配置宜按工程类比和构造要求确定。

11.0.6 条件复杂的高压混凝土岔洞或重要工程岔洞应按本规范第 9.3.4 条的规定进行结构设计。

11.0.7 岔洞施工应严格控制开挖及支护程序。

12 掘进机隧洞设计

12.0.1 长隧洞工程通过技术经济比较可采用掘进机施工。

12.0.2 掘进机隧洞布置应考虑以下地质因素：

- 1 隧洞沿线地形、地貌条件，进出口边坡的稳定条件。
- 2 隧洞沿线地层岩性分布、岩层性状，断层、破碎带和节理裂隙密集带的位置、规模和性状，沿线地应力场分布情况。
- 3 围岩分类及各类岩体的物理力学性质和参数。
- 4 地下水位、水温和水的化学成分，含水层、汇水构造、预测涌水量。
- 5 隧洞有害气体及放射性元素。

12.0.3 掘进机隧洞洞线宜布置为直线，转弯半径应满足掘进机最小转弯半径要求；洞线的布置宜避开制约掘进机施工的地质区域。

12.0.4 掘进机隧洞纵坡坡度应根据隧洞功能要求、施工排水、设备性能及施工运输方式确定。

12.0.5 掘进机隧洞断面应为圆形，断面尺寸应根据隧洞功能要求、支护及衬砌厚度、围岩变形量，并考虑掘进误差、刀头磨损等因素综合确定，且应满足掘进机设备开挖的最小尺寸要求。

12.0.6 掘进机的选型应根据隧洞地质条件、衬砌方式等确定。

12.0.7 掘进机隧洞支护设计应满足隧洞围岩稳定和掘进机设备施工能力要求。

12.0.8 开敞式掘进机隧洞衬砌结构及灌浆设计可按钻爆法施工隧洞设计要求。采用管片装配式混凝土衬砌的隧洞，相邻管片应确保连接紧密，管片同围岩之间应采用豆砾石回填并灌浆密实。管片设计参数宜采用有限元法计算确定。

12.0.9 掘进机隧洞施工应遵循“先探后掘”的原则，可采用多种手段相结合的方法进行超前地质预报。

12.0.10 掘进机施工至不良地质洞段应减缓掘进机掘进速度，提前采取预处理措施；特殊不良地质洞段宜停止掘进，可采用工程措施确保安全后继续掘进，或采用其他施工方式处理后，掘进机再行通过。

12.0.11 掘进机隧洞辅助洞室尺寸应满足施工期掘进机安装、拆卸、安全通过等要求，并采取工程措施满足隧洞运行要求。

13 特殊岩体和不良地质洞段设计

13.0.1 断层破碎带、软弱破碎围岩、富水地层、岩爆、有害气体地层、溶洞、膨胀岩层等特殊岩体和不良地质洞段,应根据具体情况进行特殊设计并采用相应工程措施。施工中应加强围岩和地下水位变化观察、支护和衬砌的监测,及时修正调整支护措施。

13.0.2 不良地质洞段的支护设计应符合下列要求:

- 1** 支护或开挖前的围岩加固设计应根据地质预测预报或超前勘探成果,通过工程类比和计算分析确定。
- 2** 支护方案应根据施工过程中揭露出的地质情况和现场监测、试验数据,及时确认、调整、修改支护参数,控制围岩失稳的发生或扩大。
- 3** 支护设计宜根据围岩稳定情况,及时分析一次支护的效果,研究加强支护或多次支护的必要性。
- 4** 针对不良地质洞段可能出现的意外情况,应进行应急方案设计。

13.0.3 不良地质洞段的衬砌设计应符合下列要求:

- 1** 衬砌设计宜根据地质条件、衬砌前所采取的各种处理措施的效果、围岩变形的稳定情况,通过工程类比和计算分析,确定衬砌结构承担的荷载。
- 2** 衬砌设计应通过物理力学指标测验和工程类比,确定设计所采用的围岩物理力学指标和承担内水压力的能力。
- 3** 衬砌设计应根据地质条件、施工条件,经技术经济比较选择有利于围岩稳定和结构受力的隧洞横断面形状和衬砌结构型式。
- 4** 不良地质洞段的衬砌结构计算,不考虑围岩承担内水压力时可采用结构力学法;考虑围岩承担内水压力时可采用有限元方法,并通过工程类比确定。

13.0.4 预测预报可能出现围岩坍塌失稳的不良地质洞段应严格按新奥法进行施工,并应符合下列要求:

- 1** 不良地质洞段宜进行专门的施工组织设计。
- 2** 不良地质洞段宜提出爆破参数、进尺、程序、变形监测、现场测验、支护工艺等施工技术要求。
- 3** 不良地质洞段宜进行地下水的引排设计。

4 不良地质洞段应根据施工期地质信息反馈及时判定围岩的稳定情况，确定后续施工措施。

13.0.5 富水地层不良地质洞段设计应研究防止涌水或引排的措施、支护措施，进行施工监测、衬砌结构设计和安全监测，并应符合下列要求：

- 1 有较大涌水的不良地质洞段应根据地质条件、涌水来源、涌水量等情况，采用截断水源、引排涌水，灌浆降低围岩透水性等措施。
- 2 高压涌水的不良地质洞段应根据涌水压力、涌水来源、涌水量等因素采取分流减压、分区处理等措施。
- 3 富水地层不良地质洞段应采取防止或控制涌水造成围岩失稳的工程措施。

13.0.6 高地应力区发生岩爆的不良地质洞段设计应符合下列要求：

- 1 高地应力区发生岩爆的不良地质洞段应根据地应力的方向、大小、围岩岩性、结构，岩爆发生的频度、强度和范围，研究洞段的走向、断面形状、开挖程序、支护方式、预释围岩应力等，防止岩爆进一步发展。
- 2 岩爆地段初期支护可采用喷射混凝土、系统锚杆和钢筋网组合支护，岩爆烈度级别较高时可采取超前应力释放、超前锚杆、钢支撑、分区支护等措施。
- 3 高地应力区发生岩爆的不良地质洞段应密切监测初期支护效果，在围岩变形基本稳定后进行衬砌施工。

13.0.7 有害气体赋存区的洞段应根据有害气体的来源、分布、连通情况，采用隔离、封闭、引排等措施控制有害气体的影响。洞体较长或浓度超标的隧洞应加强施工期和检修期通风。有害气体赋存区不宜采用锚喷支护作为永久衬砌结构。

13.0.8 穿过岩溶、洞穴的隧洞应根据空穴的位置、分布、大小、充填状况，围岩的稳定状况及地下水情况，按下列原则进行处理措施设计：

- 1 岩壁渗水滴水，溶洞中流水，充填物中的地下水宜根据水量大小、类型和来源，采用“排”、“截”、“堵”、“防”相结合的原则进行综合处理。
- 2 规模较小或未与隧洞连通的较小溶洞可采取回填混凝土、回填灌浆、固结灌浆等措施处理。
- 3 规模较大、充填物多、水量大的溶洞可根据溶洞的位置和分布，采取设置隔离体、支撑结构跨越、专门基础及局部改线等措施处理。

4 当空穴岩壁强度不够或不稳定，可能影响隧洞结构安全时，隧洞应采取支顶、锚固、注浆等措施处理。

13.0.9 穿过高膨胀岩层、流变岩层的洞段宜根据地质勘探和试验成果，研究膨胀岩体的膨胀率和膨胀压力，流变岩体的时效性和应力、应变关系，通过工程类比和计算分析，选择断面封闭方式和封闭时间，支护措施、衬砌结构型式及衬砌时间。

13.0.10 松散堆积层、含水砂层及软弱、遇水易泥化、崩解、膨胀、软化的不良地质洞段，或在渗流作用下易于蚀变、渗透变形失稳的较大断层、卸荷带、破碎带、节理裂隙密集带等不良地质洞段，结构安全级别可提高一级，但最高不应超过Ⅰ级。衬砌的防渗、止水设计应满足下列要求：

1 软弱和膨胀性围岩洞段，隧洞断面宜采用圆形或接近圆形。

2 松散堆积层或含水砂层洞段，施工前宜采取地表砂浆锚杆、从地表或沿隧洞周边向围岩注浆等预加固措施；施工中可采用超前锚杆、超前小导管注浆或管棚等超前支护措施。

3 影响隧洞结构安全的地表水和地下水应根据具体情况进行处理。

13.0.11 不良地质洞段应根据地质条件和衬砌型式做好回填灌浆、固结灌浆、防水排水、施工缝和变形缝止水等设计，以及与施工监测设计相结合的安全监测设计。

14 封堵体设计

14.1 一般规定

14.1.1 水工隧洞封堵体位置应根据围岩工程地质、水文地质条件，相邻建筑物布置、隧洞支护衬砌情况及运行要求分析确定，宜设置在工程地质条件相对较好的洞段。

14.1.2 直接与水库库水接触的水工隧洞封堵体，其建筑物级别应与挡水建筑物级别一致，稳定及防渗要求应与挡水建筑物相同。隧洞施工支洞的封堵体应与主洞建筑物级别一致。

14.1.3 封堵体的型式应根据水工隧洞的断面形状、施工条件、工程地质条件等因素选定。高压隧洞或大断面隧洞的封堵体纵断面的型式宜优先选用楔形。

14.1.4 隧洞的封堵体布置应满足下列要求：

1 洞轴线穿过挡水建筑物防渗帷幕线的封堵体应设置在防渗帷幕线上，并应与帷幕衔接。封堵时需扩挖的封堵体，扩挖后应对封堵体周边围岩进行补强帷幕灌浆。

2 利用导流洞改建成泄洪洞、放空洞等水工隧洞，封堵体宜与改建水工隧洞结合布置，并应满足结构受力和防渗要求。

14.2 设计计算

14.2.1 封堵体应采用混凝土结构，其迎水面强度等级不宜低于 C20，其他部位不宜低于 C15。

14.2.2 封堵体应按承载能力极限状态进行设计，作用及其分项系数、作用效应组合应按本规范第 9.2.1 条的规定采用。

14.2.3 封堵体结构系数 γ_d 应按现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057 的有关规定选用。

14.2.4 柱状封堵体抗滑稳定可按下列公式计算：

$$S(\bullet) = \sum P_R \quad (14.2.4-1)$$

$$R(\bullet) = f_R \sum W_R + C_R (A_{R1} + \lambda A_{R2}) \quad (14.2.4-2)$$

式中： $S(\bullet)$ ——作用效应函数；

$R(\bullet)$ ——抗力函数；

$\sum P_R$ ——封堵体沿滑动面上全部切向作用之和（kN）；

$\sum W_R$ ——封堵体滑动面上全部法向作用之和，向下为正（kN）；

f_R ——混凝土与围岩或混凝土与混凝土的摩擦系数；

C_R ——混凝土与围岩或混凝土与混凝土的凝聚力（kPa）；

A_{R1} ——封堵体底部与围岩接触面面积（m²）；

A_{R2} ——封堵体侧面与围岩接触面面积（m²）；

λ ——封堵体侧面与围岩有效接触面面积系数，根据工程具体情况采用0.3~0.8。

14.2.5 高压隧洞封堵体长度除应满足抗滑稳定要求外，尚应满足渗透稳定要求。满足渗透稳定的封堵体长度可按下试估算：

$$\frac{H}{L} \leq [k] \quad (14.2.5)$$

式中： H ——设计水头（m）；

L ——封堵体长度（m）；

$[k]$ ——封堵体围岩容许的绕渗水力梯度。

14.2.6 高内水压力的封堵体宜进行有限元计算分析。围岩条件复杂且直接与水库库水接触的封堵体宜采用有限元法进行渗流分析。

14.3 构造要求

14.3.1 封堵体的开挖体型宜随主洞开挖一次成型，不宜进行二次开挖。

14.3.2 封堵体与围岩之间宜设置锚筋，锚筋的间排距不宜大于2 m，锚筋入岩深度可取2 m~4 m，封堵体内的长度不宜小于0.5 m。

14.3.3 封堵体材料可采用微膨胀混凝土，膨胀剂及其掺量宜通过试验确定。封堵体顶部必须进行回填灌浆，周边接触灌浆宜根据封堵体位置、承受水头及重要性确定。封堵段围岩固结灌浆宜根据工程地质条件和防渗要求确定。固结灌浆的间排距宜为2 m~3 m，灌浆孔深入围岩不宜小于0.5倍洞径（洞宽）。封堵体内宜设置灌浆廊道。

14.3.4 导流隧洞封堵段的固结灌浆宜在截流前完成。接缝灌浆、接触灌浆、补强帷幕灌浆宜在灌浆廊道内进行，并应在下闸蓄水前完成。

14.3.5 施工支洞封堵体与主洞衬砌结构连接处应综合考虑结构受力和施工方法做好止水及接缝设计。

14.3.6 长度小于 20 m 的封堵体可不设横向施工缝。封堵体的浇筑分层应结合现场混凝土浇筑能力、施工方法、温控要求等因素确定。施工缝应凿毛并设置插筋。封堵体与先期浇筑的隧洞混凝土衬砌之间应进行接缝灌浆，接缝灌浆应在混凝土达到稳定温度后进行。

14.3.7 有压导流隧洞截流前宜对主洞封堵部位预留的三角槽进行临时回填处理。

15 灌浆和防渗排水

15.1 灌浆

15.1.1 隧洞混凝土、钢筋混凝土衬砌及封堵体顶部与围岩之间应进行回填灌浆。

15.1.2 回填灌浆的方式、范围，孔距、排距、灌浆压力及浆液浓度等参数，应根据隧洞衬砌或封堵体的结构型式、运行条件及施工方法等分析确定。回填灌浆范围宜在隧洞顶部或顶拱中心角 $90^{\circ} \sim 120^{\circ}$ 以内，其他部位视衬砌浇筑情况确定。回填灌浆孔距和排距宜为 2 m~4 m，灌浆压力宜为 0.2 MPa~0.3 MPa，灌浆孔孔径不宜小于 38 mm，钻入围岩深度不应小于 0.3 m。

15.1.3 回填灌浆形成的水泥结石应满足传递抗力的要求。

15.1.4 围岩固结灌浆应根据工程地质条件、水文地质条件及隧洞运用要求通过技术经济比较确定，灌浆参数应满足下列规定：

1 固结灌浆参数可按工程类比或现场试验确定。排距宜为 2 m~4 m，每排不宜少于 6 孔，相邻排之间应交错布置。入岩深度应根据围岩情况分析确定，不宜小于 0.5 倍洞径或洞宽。灌浆压力宜为 1 倍~2 倍的洞内静水压力。

2 高压钢筋混凝土衬砌隧洞和岔洞的高压固结灌浆参数可根据内水压力的变化分区确定，固结灌浆压力宜为 1.2 倍~1.5 倍洞内静水压力，并应小于围岩最小主应力。入岩深度宜为 0.5 倍~0.75 倍洞径或洞宽。灌浆参数宜进行固结灌浆试验、压水试验后合理确定。

3 高压钢筋混凝土岔洞灌浆后围岩的透水率不应大于 1 Lu。

4 有特殊要求的固结灌浆可通过工程类比和现场试验确定其各项参数。

15.1.5 灌浆材料应根据工程地质、水文地质和隧洞的运行条件选定。当地下水具有侵蚀性时应采用抗侵蚀材料，不得采用火山灰质硅酸盐水泥和矿渣硅酸盐水泥。

15.1.6 隧洞灌浆除应符合本规范第 15.1.2 条~15.1.5 条的规定外，尚应符合现行行业标准《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》DL/T 5148 的有关规定。

15.2 防渗和排水

15.2.1 防渗和排水设计应根据隧洞沿线围岩的工程地质和水文地质条件、设计要求，结合工程具体情况，综合分析选用堵、截、排等措施。

15.2.2 外水压力控制衬砌结构设计的深埋有压洞段宜设置排水孔,排水孔的间、排距及孔深应根据围岩特性和外水情况分析确定。无压洞段水面以上宜设置排水孔。

15.2.3 有压隧洞设置排水孔时应注意防止内水外渗。围岩裂隙发育并夹有充填物的隧洞应在排水孔中设置软式透水管或反滤土工布包裹的排水管。不良地质洞段不宜设置排水孔。

15.2.4 有压隧洞的出口段、浅埋洞段、不良地质构造洞段、近距离相邻隧洞洞段及与公路、铁路等交通隧洞交叉的洞段应采取必要的防渗措施。

16 安全监测

16.1 一般规定

16.1.1 水工隧洞安全监测应综合考虑隧洞用途、工作条件、地形地质条件、施工方法、支护及衬砌方式等因素设置必要的监测项目监视其运行状况。监测项目宜按照永久安全监测与临时监测相结合，仪器监测与巡视检查相结合的原则进行设计。

16.1.2 符合下列情况之一的水工隧洞应在有代表性的洞段设置安全监测：

- 1 1 级水工隧洞。
- 2 采用新技术的洞段。
- 3 深埋、高压、高流速隧洞。
- 4 直径或跨度大于 10 m 的隧洞。
- 5 不良工程地质和水文地质的洞段。
- 6 隧洞线路通过的区域有重要建筑物或构筑物及环境保护要求的洞段。
- 7 重要的隧洞封堵体。

16.1.3 监测仪器的布置宜结合设计意图、运行条件、工程地质及水文地质特征等进行，埋设的部位应便于检修和施工。监测仪器和电缆的埋设应采取必要的保护措施。

16.1.4 不良地质洞段应进行施工监测设计，并应及时收集和分析监测数据、成果。

16.2 监测项目和要求

16.2.1 隧洞安全监测项目应根据隧洞用途和围岩条件确定，安全监测宜包括下列内容：

1 洞内监测，包括隧洞围岩变形、内外水压力、支护结构的应力应变及洞内流态、流量、流速、空化噪声、掺气浓度、水面线等监测项目。对隧洞封堵体，包括堵头变位、堵头与围岩的接缝开合、堵头断面和沿程渗压、堵头温度及典型插筋的钢筋工作应力等监测项目。

2 洞外监测，主要监测隧洞沿线的工作状态，包括进出口建筑物、施工支洞堵头、地表沟谷及边坡的变形、位移、地下水位及渗漏情况等监测项目。

16.2.2 不支护与锚喷支护的隧洞施工中的监控量测应按现行国家标准《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086 的有关规定执行。

17 运行和维修

17.0.1 水工隧洞运行技术要求应根据隧洞功能，结合自然条件、建筑物设计条件及试验研究资料等因素制定，技术要求应包括运行水位、泄放流量、闸门控制设备的启闭方式、充满放空方式及速度等内容。

17.0.2 运行技术要求应明确隧洞初期充水、定期放空、检查及检修的规定。

17.0.3 发电隧洞充水流量应根据隧洞的布置、断面尺寸、地下渗水情况及充水水压变化率等因素确定。

17.0.4 发电隧洞应采用分级充水，分级水头高度应根据隧洞承压总水头、工程地质条件及结构型式等因素确定，宜为 50 m~100 m。

17.0.5 发电隧洞初次充水过程中应严格控制充水水压变化率，充水水压变化率宜为 5 m/h~10 m/h。对喷锚洞段或素混凝土结构的隧洞，充水水压变化率可适当降低；对钢板衬砌隧洞，充水水压变化率可适当提高。后期运行期间充水水压变化率宜根据监测成果及工程经验确定。

17.0.6 发电隧洞初次充水过程中及结束后应进行稳压观测。充水过程中分级稳压观测时间宜大于 24 h，充水结束稳压时间宜大于 48 h。高压隧洞稳压观测时间宜适当延长。

17.0.7 隧洞充水和稳压观测期间发现压力读数、边坡变形、渗流渗压等异常情况应立即停止充水、分析原因并研究处理措施。

17.0.8 发电隧洞宜定期进行放空检查。

17.0.9 发电隧洞放空过程中应严格控制水压变化率，放空水压变化率宜为 2 m/h~4 m/h，放空过程中还应控制最大外水压力与内水压力之差小于隧洞衬砌结构的设计外水压力。

17.0.10 水工隧洞设计应考虑工程管理和维修条件，设置检修通道、进入孔、爬梯、起重挂钩、洞内桩号标志及对应于洞内重要洞段的洞外标志等设施。

附录A 水头损失计算

A.0.1 沿程水头损失宜按下列公式计算：

$$h_f = \frac{Lv^2}{C^2 R} \quad (\text{A.0.1-1})$$

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \quad (\text{A.0.1-2})$$

式中： h_f ——沿程水头损失（m）；

L ——洞段长度（m）；

v ——实际过水断面流速（m/s）；

C ——谢才系数（m^{1/2}/s）；

R ——水力半径（m）；

n ——糙率系数，可按表 A.0.1 中规定采用。

表 A.0.1 糙率系数

序号	隧洞过流面情况	糙率系数 n		
		平均	最大	最小
1	岩面无衬砌			
	（1）采用光面爆破	0.030	0.033	0.025
	（2）普通钻爆法	0.038	0.045	0.030
	（3）采用掘进机开挖	0.017	—	—
2	钢模现浇混凝土衬砌			
	（1）技术一般	0.014	0.016	0.012
	（2）技术良好	0.013	0.014	0.012
3	岩面喷混凝土			
	（1）采用光面爆破	0.022	0.025	0.020
	（2）采用普通钻爆法	0.028	0.030	0.025
	（3）采用掘进机开挖	0.019	—	—
4	钢板衬砌	0.012	0.013	0.011

A.0.2 局部水头损失宜按下式计算：

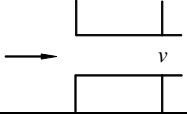
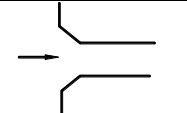
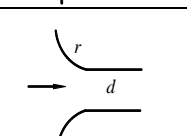
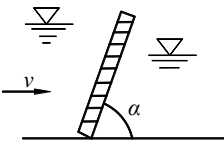
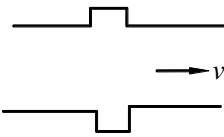
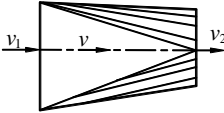
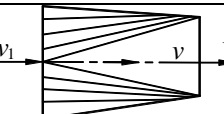
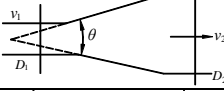
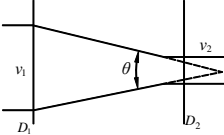
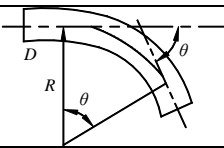
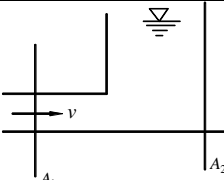
$$h_m = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (\text{A.0.2-1})$$


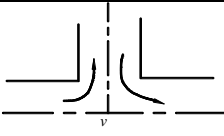
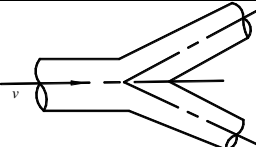
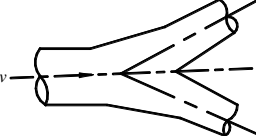
式中： h_m ——局部水头损失（m）；

ξ ——局部水头损失系数，可按表 A.0.2 的规定选取；

v ——产生局部水头损失处的实际过水断面平均流速（m/s）。

表 A.0.2 局部水头损失系数 ζ 值表

序号	部位	形 状	水头损失系数 ζ	备注
1	进水口		0.50	v 为管道均匀段流速 r 为进口圆弧半径 d 为管道直径
			0.25	
			$0.20(r/d < 0.15)$ $0.10(r/d \geq 0.15)$	
2	拦污栅		无独立支墩 $\beta \left(\frac{s}{b} \right)^{4/3} \sin \alpha$	β 为栅条形状系数 s 为栅条宽度 b 为栅条净间距 α 为栅面与水平面夹角 v 为栅前平均流速
3	门槽		0.05~0.20	宜用 0.10
4	矩形渐缩变圆形		0.05	v 取渐变段平均流速, 即 $\frac{v_1 + v_2}{2}$
5	圆形渐缩变矩形		0.10	v 取渐变段平均流速, 即 $\frac{v_1 + v_2}{2}$
6	圆断面渐扩大		ζ_i 查图 A.0.2-1	流速取 v_1
7	圆断面渐缩小		ζ_d 查图 A.0.2-2	流速取 v_1
8	圆弧弯道		$\left[0.131 + 0.1632 \times \left(\frac{D}{R} \right)^{7/2} \right] \times \left(\frac{\theta}{90^\circ} \right)^{1/2}$	D 为洞径 R 为弯道半径 θ 为弯道转角
9	出水口		$\left(1 - \frac{A_1}{A_2} \right)^2$ 下游渠道较深时取 1	A_1 、 A_2 为出口前后断面面积; v 取出口前流速

10	直角分岔		0.10	
			1.50	
11	对称 Y 形分岔		0.75	无圆锥管段
			0.50	有圆锥管段

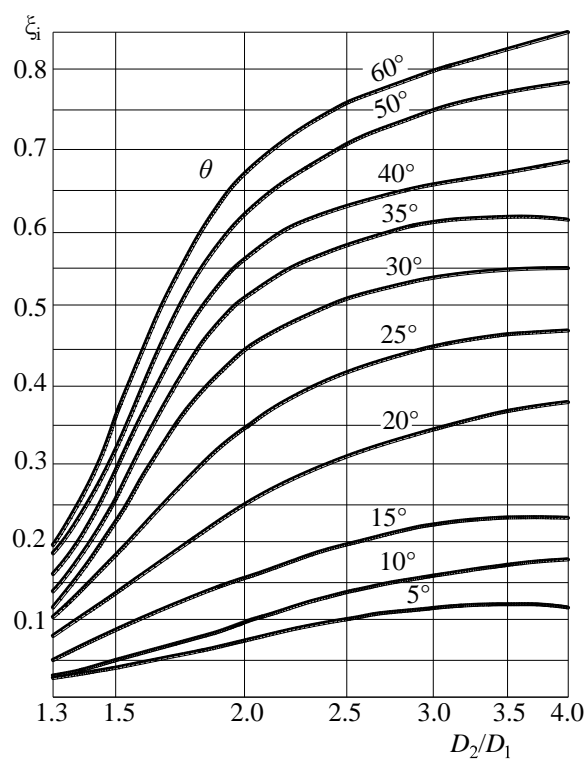


图 A.0.2-1 圆断面逐渐扩大的损失系数 ξ_i 值 ($\theta < 60^\circ$)

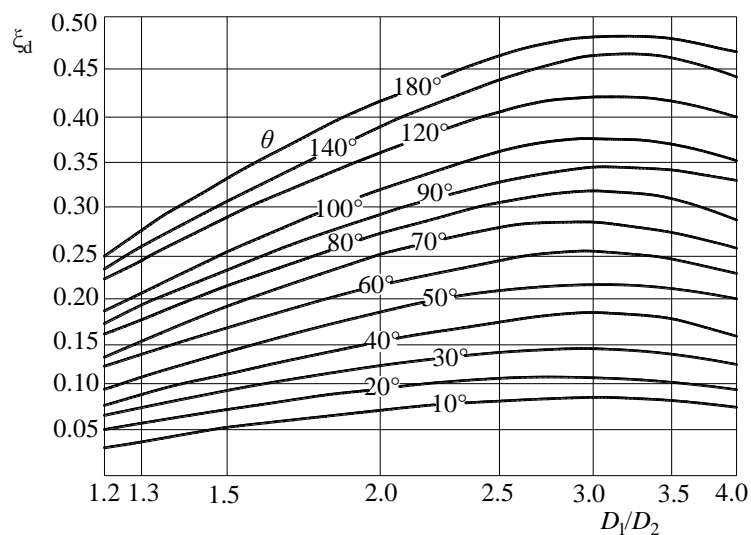









图 A.0.2-2 圆断面逐渐缩小的损失系数 ξ_d 值

A.0.3 拦污栅栅条形状系数 β 值应按表 A.0.3 的规定选用。

表 A.0.3 拦污栅栅条形状系数 β 值

栅条形状 系数							
β	2.42	1.83	1.67	1.035	0.92	0.76	1.79

A.0.4 蝶阀完全开启时（图 A.0.4），局部水头损失系数 ξ 值应根据蝶阀厚度 t 与管道直径 D 的比值，按表 A.0.4 的规定选用。



图 A.0.4 蝶阀完全开启时示意图

D —管道直径； t —蝶阀厚度

表 A.0.4 局部水头损失系数 ξ 值

t/D	0.10	0.15	0.20	0.25
ξ	0.05~0.10	0.10~0.16	0.17~0.24	0.25~0.35

注：在完全开启时，若缺乏有关资料，可近似取 $\xi=0.2$ 。

A.0.5 卜形岔管分流与合流局部水头损失计算宜符合下列规定：

1 分流局部水头损失（图 A.0.5-1）宜按下列公式计算：

$$H_{12} = H_2 - H_1 = \xi_2 \frac{v_1^2}{2g} \quad (\text{A.0.5-1})$$

$$H_{13} = H_3 - H_1 = \xi_3 \frac{v_1^2}{2g} \quad (\text{A.0.5-2})$$

$$H_{23} = H_3 - H_2 = \xi_{32} \frac{v_1^2}{2g} \quad (\text{A.0.5-3})$$

$$\begin{aligned} \xi_2 = & -0.95(1-q_2)^2 - q_2^2 \left(1.3 \cot \frac{\theta}{2} - 0.3 + \frac{0.4-0.1\psi}{\psi^2} \right) (1-0.9\sqrt{\frac{\rho}{\psi}}) \\ & - 0.4 \left(1 + \frac{1}{\psi} \right) \cot \frac{\theta}{2} (1-q_2) q_2 \end{aligned} \quad (\text{A.0.5-4})$$

$$\xi_3 = -0.58q_2^2 + 0.26q_2 - 0.03 \quad (\text{A.0.5-5})$$

$$\begin{aligned} \xi_{32} = & (1-q_2) \left\{ 0.92 + q_2 \left[0.4 \left(1 + \frac{1}{\psi} \right) \cot \frac{\theta}{2} - 0.72 \right] \right\} \\ & + q_2^2 \left[\left(1.3 \cot \frac{\theta}{2} \right) - 0.3 + \frac{0.4-0.1\psi}{\psi^2} \right] \\ & \times (1-0.9\sqrt{\frac{\rho}{\psi}}) - 0.35 \end{aligned} \quad (\text{A.0.5-6})$$

$$\rho = \frac{r}{D} \quad (\text{A.0.5-7})$$

式中： H_1 ——为断面 1-1 处的总水头（m）；

H_2 ——为断面 2-2 处的总水头（m）；

H_3 ——为断面 3-3 处的总水头（m）；

H_{12} ——为 1-1 断面至 2-2 断面局部水头损失（m）；

H_{13} ——为 1-1 断面至 3-3 断面局部水头损失（m）；

H_{23} ——为 2-2 断面至 3-3 断面局部水头损失（m）；

v_1 ——断面 1-1 的平均流速（m/s）；

θ ——主管与支管的交角（°）；

ψ ——支管与主管的断面面积比；

ρ —— D 为主管直径；

r ——为支管与主管连接处的修圆半径；

q_2 ——支管流量 Q_2 与主管流量 Q_1 的比值；

Q_1 ——分流前的主管流量 (m^3/s) ;

Q_2 ——支管流量 (m^3/s) ;

Q_3 ——分流后主管流量 (m^3/s) 。

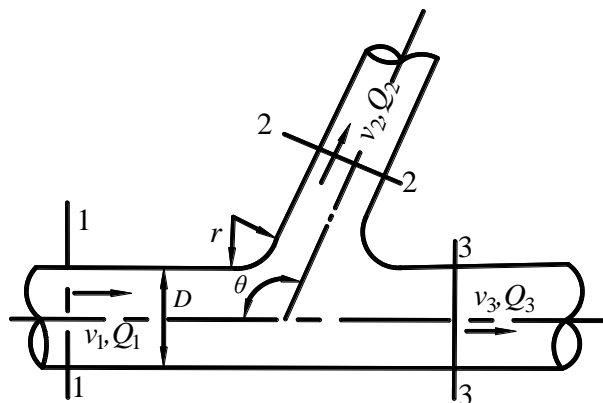


图 A.0.5-1 分流局部水头损失计算示意图

2 合流局部水头损失 (图 A.0.5-2) 宜按下列公式计算:

$$H_{12} = H_2 - H_1 = \xi'_2 \frac{v_3^2}{2g} \quad (\text{A.0.5-9})$$

$$H_{13} = H_3 - H_1 = \xi'_3 \frac{v_3^2}{2g} \quad (\text{A.0.5-10})$$

$$H_{23} = H_3 - H_2 = \xi'_{32} \frac{v_3^2}{2g} \quad (\text{A.0.5-11})$$

$$\xi'_2 = -0.95(1+q_2)^2 + q_2^2 \left[(1+0.42(\frac{\cos \theta}{\psi} - 1) - 0.8(1 - \frac{1}{\psi^2}) + (1-\psi)(\frac{\cos \theta}{\psi} - 0.38)) \right] \quad (\text{A.0.5-12})$$

$$\xi'_3 = q_2^2 \left[(2.59 + (1.62 - \sqrt{\rho})(\frac{\cos \theta}{\psi} - 1) - 0.62\psi) \right] + q_2(1.94 - \psi) - 0.03 \quad (\text{A.0.5-13})$$

$$\xi'_{32} = (1+q_2)[0.92 + q_2(2.92 - \psi)] + q_2^2 \left[(1.2 - \sqrt{\rho}) \times (\frac{\cos \theta}{\psi} - 1) + 0.8(1 - \frac{1}{\psi^2}) - (1-\psi)\frac{\cos \theta}{\psi} \right] \quad (\text{A.0.5-14})$$

式中: q_2 ——支管流量 Q_2 与合流后的流量 Q_3 之比。

Q_1 ——合流前的主管流量 (m^3/s) ;

Q_2 ——支管流量 (m^3/s) ;

Q_3 ——合流后的主管流量 (m^3/s)。

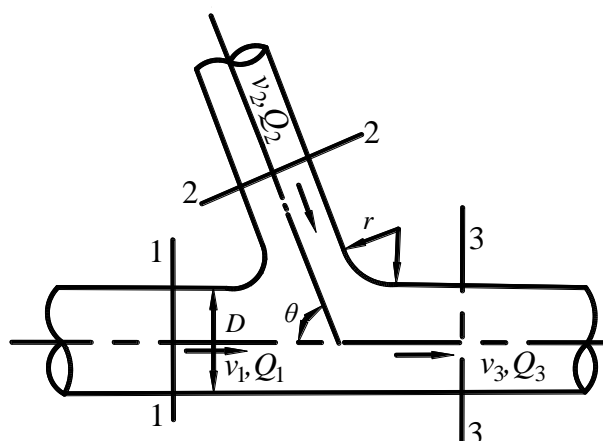


图 A.0.5-2 合流局部水头损失计算示意图

附录B 深式进口的水工隧洞泄流能力计算

B.0.1 深式进口的水工隧洞可分为深式短管进口和深式长管进口隧洞。深式短管进口隧洞流量系数 μ 可取 0.83~0.93；深式长管进口隧洞泄水孔闸门全开、自由出流时流量系数 μ 可按下列公式计算：

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (\sum \xi_l + \sum \xi_M) \left(\frac{A_k}{A_i}\right)^2}} \quad (\text{B.0.1-1})$$

$$A_k = Bh_2 \quad (\text{B.0.1-2})$$

式中： μ ——闸门全开时孔口或管道流量系数；

ξ_l ——局部水头损失系数，包括进水口水头损失系数，渐变段水头损失系数，闸门槽水头损失系数和弯道水头损失系数等；

ξ_M ——沿程水头损失系数；

A_k ——孔口面积（ m^2 ）；

B ——孔口宽度（ m ）；

h_2 ——孔口高度（ m ）；

A_i ——与 ξ_l 、 ξ_M 对应之断面面积（ m^2 ）。

B.0.2 深式进口隧洞泄水孔闸门全开、自由出流时泄流能力可按下式计算：

$$Q = \mu A_k \sqrt{2g(H_0 - h_2)} \quad (\text{B.0.2})$$

式中： Q ——泄流流量（ m^3/s ）；

g ——重力加速度（ m/s^2 ），取 9.81；

H_0 ——上游水位至孔口底板的总水头（ m ），含行近流速水头。

B.0.3 无侧收缩的深式进口泄水孔闸，平底坎平板闸门的垂直收缩系数 ε 可按表 B.0.3-1 取值；弧形闸门的垂直收缩系数 ε 可按表 B.0.3-2 取值。深式长管进口隧洞泄水孔闸门局部开启、自由出流时流量系数可按下列公式计算：

$$\mu_j = \frac{1}{\sqrt{1 + (\sum \xi_l + \sum \xi_M) \left(\frac{A_c}{A_i}\right)^2}} \quad (\text{B.0.3-1})$$

$$A_c = B \times \varepsilon e \quad (\text{B.0.3-2})$$

式中： μ_j ——闸门局部开启时孔口或管道流量系数；

A_c ——出口处的控制断面面积（ m^2 ）；

ε ——闸门的垂直收缩系数；

e ——闸门开度（ m ）。

表 B.0.3-1 平板闸门的垂直收缩系数 ε

e/h_2	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75
ε	0.615	0.618	0.62	0.622	0.625	0.628	0.63	0.638	0.645	0.65	0.66	0.675	0.690	0.705

表 B.0.3-2 弧形闸门的垂直收缩系数 ε

α	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
ε	0.789	0.766	0.742	0.720	0.698	0.678	0.662	0.646	0.635	0.627	0.622	0.620

B.0.4 深式进口隧洞泄水孔闸门局部开启、自由出流时泄流能力可按下式计算：

$$Q = \mu_j A_c \sqrt{2g(H_0 - \varepsilon e)} \quad (B.0.4)$$

B.0.5 深式长管进口隧洞泄水孔淹没出流时泄流能力可按下式计算：

$$Q = \mu_y A \sqrt{2g\Delta H} \quad (B.0.5)$$

式中： μ_y ——孔口或管道流量系数，按本规范公式（B.0.1-1）计算，将 A 代替

A_k ；

A ——孔口出流面积（ m ）；

ΔH ——上下游水头差（ m ）。

附录C 掺气水深计算

C.0.1 高速水流自掺气水深可根据各工程的具体情况按下列规定估算：

1 陡槽或流速大于 30 m/s 的泄洪洞段，掺气水深可按霍尔（L.S.Hall）公式估算：

$$h_a = (1 + K \frac{v^2}{gR})h \quad (\text{C.0.1-1})$$

式中： h_a ——掺气水深（m）；

h ——不掺气水深（m）；

K ——经验系数，取决于过流面材料的性质，普通混凝土壁面为

0.004~0.006，粗混凝土或光滑砌石为 0.008~0.012，粗砌石或浆砌块石为 0.015~0.020；

v ——未计入波动及掺气的计算断面平均流速（m/s）；

g ——重力加速度（m/s²），取 9.81；

R ——水力半径（m）。

2 泄槽坡度平缓、流速小于 30 m/s 且 v^2/gR 计算值在 9.4~283 之间的泄洪洞，掺气水深可按王俊勇公式估算：

$$h_a = \frac{h}{\beta} \quad (\text{C.0.1-2})$$

$$\beta = 0.937 \left(\frac{v^2}{gR} \cdot \frac{n\sqrt{g}}{R^{1/6}} \cdot \frac{B}{h} \right)^{-0.088} \quad (\text{C.0.1-3})$$

式中： β ——含水比；

n ——糙率系数；

B ——槽宽（m）。

3 水深较浅的、存在水流波动的泄洪洞，掺气水深可按下式估算：

$$h_a = (1 + \frac{\zeta v}{100})h \quad (\text{C.0.1-4})$$

式中： ζ ——修正系数，为 1.0 s/m~1.4 s/m，视流速和断面收缩情况而定，

当流速大于 20 m/s 时，宜采用较大值。

C.0.2 设有掺气设施的泄洪洞，掺气水深计算应计入强迫掺气影响增加的水深，前期设计中可取不掺气水深的 5%~10%。

附录D 圆形有压隧洞衬砌计算

D.1 受均匀内水压力作用的衬砌计算

D.1.1 单层钢筋混凝土衬砌可按下列方法计算：

1 均匀内水压力作用下，单层钢筋断面面积可按下列公式计算：

$$A_s = \frac{p_i r_i + 1000 K_0 m}{[\sigma_s]} - \frac{1000 K_0 r_i}{E_s} \quad (\text{D.1.1-1})$$

$$m = \frac{p_i r_i}{1000 E_C'} \ln \frac{r_o}{r_i} \quad (\text{D.1.1-2})$$

$$E_C' = 0.85 E_C \quad (\text{D.1.1-3})$$

$$[\sigma_s] = \frac{f_y}{\psi \gamma_0 \gamma_d} \quad (\text{D.1.1-4})$$

式中： A_s ——单位延米衬砌钢筋计算面积（ mm^2 ）；

p_i ——隧洞衬砌内缘顶部的内水压力值（ kN/m^2 ），在承载能力极限状态为设计值，在正常使用极限状态为标准值；

r_i ——衬砌内半径（ mm ）；

r_o ——衬砌外半径（ mm ）；

K_0 ——围岩单位弹性抗力系数（ N/cm^3 ）；

E_C ——混凝土弹性模量（ N/mm^2 ）；

E_s ——钢筋弹性模量（ N/mm^2 ）；

$[\sigma_s]$ ——钢筋的受拉应力限值（ N/mm^2 ）；

f_y ——钢筋抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）；

γ_0 ——结构重要性系数；

ψ ——设计状况系数。

2 单层钢筋应力校核可按下列公式计算：

$$\sigma_s = \frac{p_i r_i + 1000 K_0 m}{A_s + \frac{1000 K_0 r_i}{E_s}} \leq [\sigma_s] \quad (\text{D.1.1-5})$$

式中： σ_s ——衬砌采用单层钢筋时的钢筋应力（ N/mm^2 ）。

D.1.2 双层钢筋混凝土衬砌可按下列方法计算：

1 均匀内水压力作用下，双层钢筋的面积可按下列公式计算：

$$A_s = \frac{p_i r_i + 1000 K_0 \left(m - \frac{r_i}{E_s} [\sigma_s] \right)}{[\sigma_s] \left(1 + \frac{r_i}{r_o} \right) - E_s \frac{m}{r_o}} \quad (\text{D.1.2-1})$$

2 双层钢筋应力校核可按下列公式计算：

$$\sigma_{si} = \frac{p_i r_i + \left(E_s \frac{A_{so}}{r_o} + 1000 K_0 \right) m}{A_{si} + A_{so} \frac{r_i}{r_o} + \frac{1000 K_0 r_i}{E_s}} \leq [\sigma_s] \quad (\text{D.1.2-2})$$

$$\sigma_{so} = \frac{(p_i r_i^2 - E_s A_{si} m) \frac{1}{r_o}}{A_{si} + A_{so} \frac{r_i}{r_o} + \frac{1000 K_0 r_i}{E_s}} \leq [\sigma_s] \quad (\text{D.1.2-3})$$

式中： σ_{si} ——衬砌采用双层钢筋时的内圈钢筋应力（N/mm²）；

σ_{so} ——衬砌采用双层钢筋时的外圈钢筋应力（N/mm²）；

A_{si} ——单位延米衬砌衬砌内圈钢筋断面面积（mm²）；

A_{so} ——单位延米衬砌衬砌外圈钢筋断面面积（mm²）。

D.2 受围岩垂直压力、衬砌自重、洞内满水压力作用时的衬砌内力计算

D.2.1 内力计算可不计衬砌与围岩的摩擦力，洞周围岩的弹性抗力可按径向作用分布在洞底 270° 范围内（图 D.2.1），分布规律应符合下列规定：

1 当 $45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ 时，分布规律应符合下式规定：

$$K\delta = -K\delta_a \cos 2\phi \quad (\text{D.2.1-1})$$

式中： ϕ ——断面与垂直线所成的夹角（°）；

$K\delta_a$ ——抗力图上水平轴处的弹性抗力值（N/m）。

2 当 $90^\circ \leq \phi \leq 180^\circ$ 时，分布规律应符合下式规定：

$$K\delta = K\delta_a \sin^2 \phi + K\delta_b \cos^2 \phi \quad (\text{D.2.1-2})$$

式中： $K\delta_b$ ——抗力图上垂直轴处的弹性抗力值（N/m）。

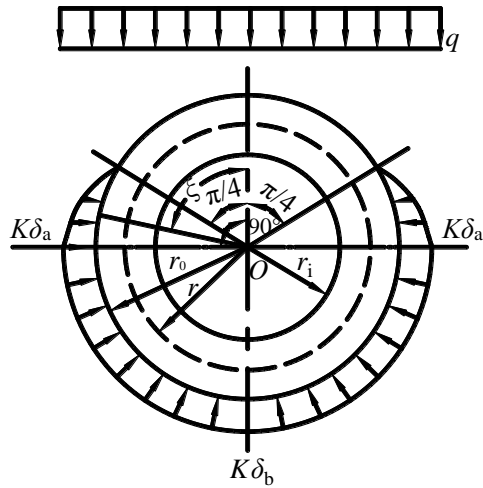


图 D.2.1 洞周弹性抗力分布图

D.2.2 作用效应可按下列方法计算：

1 围岩垂直压力下各断面上的弯矩和轴向力可按下列公式计算：

$$M = q_v r_o r [A\alpha + B + Cn(1 + \alpha)] \quad (\text{D.2.2-1})$$

$$N = q_v r_o [D\alpha + E + Fn(1 + \alpha)] \quad (\text{D.2.2-2})$$

$$\alpha = 2 - \frac{r_o}{r} \quad (\text{D.2.2-3})$$

$$n = \frac{1}{0.06416 + \frac{EJ}{r^3 \gamma_o Kb}} \quad (\text{D.2.2-4})$$

$$K = \frac{K_o}{1000 r_o} \quad (\text{D.2.2-5})$$

式中： r ——衬砌中心半径（mm）；

q_v ——围岩松动压力（N/mm²）；

M ——各断面上的弯矩（N·mm）；

N ——各断面上的轴向力（N）；

K ——围岩弹性抗力系数（N/mm³）；

J ——衬砌断面惯性矩（mm⁴）；

b ——计算采用的衬砌宽度（mm）。

A 、 B 、 C 、 D 、 E 、 F ——断面与垂直线间不同倾夹角 ϕ 的系数，按表 D.2.2-1 选取。

表 D.2.2-1 系数 A 、 B 、 C 、 D 、 E 、 F 取值

断 面	A	B	C	D	E	F
$\phi=0$	0.16280	0.08721	-0.00699	0.21220	-0.21222	0.02098
$\phi=\pi/4$	-0.02504	0.02505	-0.00084	0.15004	0.34994	0.01484
$\phi=\pi/2$	-0.12500	-0.12501	0.00824	0.00000	1.00000	0.00575
$\phi=3\pi/4$	0.02504	-0.02507	0.00021	-0.15005	0.90007	0.01378
$\phi=\pi$	0.08720	0.16277	-0.00837	-0.21220	0.71222	0.02237

2 衬砌自重作用下各断面上的弯矩和轴向力可按下列公式计算：

$$M = q_g r^2 (A_1 + B_1 n) \quad (\text{D.2.2-6})$$

$$N = q_g r (C_1 + D_1 n) \quad (\text{D.2.2-7})$$

式中： q_g ——衬砌断面每平方米的重力（N/mm²）；

A_1 、 B_1 、 C_1 、 D_1 ——断面与垂直线间不同倾角 ϕ 的系数，按表 D.2.2-2 选取。

表 D.2.2-2 系数 A_1 、 B_1 、 C_1 、 D_1 取值

断 面	A_1	B_1	C_1	D_1
$\phi=0$	0.34477	-0.02194	-0.16669	0.06590
$\phi=\pi/4$	0.03348	-0.00264	0.43749	0.04660
$\phi=\pi/2$	-0.39272	0.02589	1.57080	0.01807
$\phi=3\pi/4$	-0.03351	0.00067	1.91869	0.04329
$\phi=\pi$	0.44059	-0.02629	1.73749	0.07024

3 洞内满水而无水头时的水压力作用下，各断面的弯矩及轴向力可按下列公式计算：

$$M = \gamma_w r_i^2 r (A_2 + B_2 n) \quad (\text{D.2.2-8})$$

$$N = \gamma_w r_i^2 (C_2 + D_2 n) \quad (\text{D.2.2-9})$$

式中： γ_w ——水的重度（N/mm³）；

A_2 、 B_2 、 C_2 、 D_2 ——断面与垂直线间不同夹角 ϕ 的系数，按表 D.2.2-3 选取。

表 D.2.2-3 系数 A_2 、 B_2 、 C_2 、 D_2 取值

断 面	A_2	B_2	C_2	D_2
$\phi=0$	0.17239	-0.01097	-0.58335	0.03295
$\phi=\pi/4$	0.01675	-0.00132	-0.42771	0.02330
$\phi=\pi/2$	-0.19636	0.01295	-0.21460	0.00903
$\phi=3\pi/4$	-0.01677	0.00034	-0.39419	0.02164
$\phi=\pi$	0.22030	-0.01315	-0.63126	0.03513

D.3 受围岩压力、衬砌自重、洞内满水压力及外水压力作用时的衬砌计算

D.3.1 衬砌计算可不考虑围岩抗力，仅计入作用在衬砌半圆上且按余弦规律径向分布的地层反力和围岩的侧向松动力。

D.3.2 作用效应可按表 D.3.2-1 所列公式进行计算，并应符合下列规定：

表 D.3.2-1 各断面弯矩及轴力计算公式

作用		弯矩 M (N·mm)	轴力 N (N)
围岩垂直松动压力		$q_v r_o r (A_3 \alpha + B_3)$	$q_v r_o (C_3 \alpha + D_3)$
围岩侧向松动压力		$q_h r_o r \alpha A_4$	$q_h r_o C_4$
衬砌自重		$q_g r^2 A_5$	$q_g r C_5$
满水而无水头水压力		$\gamma_w r_i^2 r A_6$	$\gamma_w r_i^2 C_6$
外水压力	当 $\pi \gamma_w r_o^2 < 2(q_v r_o + \pi r q_g)$ 时	$-\gamma_w r_o^2 r A_6$	$-\gamma_w r_o^2 C_6 + \gamma_w h_w r_o$
	当 $\pi \gamma_w r_o^2 \geq 2(q_v r_o + \pi r q_g)$ 时	$\gamma_w r_o^2 r A_6 (1 - 2\varepsilon)$	$\gamma_w r_o^2 C_7 (1 - \varepsilon) - \gamma_w r_o^2 C_6 \varepsilon + \gamma_w h_w r_o$

注：1 q_h 为围岩侧向松动压力强度 (N/mm²)。

2 h_w 为均匀外水压力计算高度 (mm)。

1 当外水压力与围岩垂直松动压力及衬砌自重组合时，围岩侧向松动压力强度宜按下式计算：

$$\varepsilon = \frac{2(\pi r q_g + q_v r_o)}{\pi r_o^2 \gamma_w} \quad (\text{D.3.2-1})$$

2 当外水压力与衬砌自重组合时，围岩侧向松动压力强度宜按下式计算：

$$\varepsilon = \frac{2\pi r q_g}{\pi r_o^2 \gamma_w} \quad (\text{D.3.2-2})$$

3 表 D.3.2-1 中, 断面与垂直线构成不同倾角 ϕ 的系数 A_3 、 A_4 、 A_5 、 A_6 、 B_3 、 C_3 、 C_4 、 C_5 、 C_6 、 C_7 及 D_3 值应按表 D.3.2-2 采用。

表 D.3.2-2 系数 A_3 、 A_4 、 A_5 、 A_6 、 B_3 、 C_3 、 C_4 、 C_5 、 C_6 、 C_7 、 D_3 取值

系数	断面				
	$\phi=0$	$\phi=\pi/4$	$\phi=\pi/2$	$\phi=3\pi/4$	$\phi=\pi$
A_3	0.16280	-0.02504	-0.12500	0.02505	0.08720
B_3	0.06443	0.01781	-0.09472	-0.01097	0.10951
A_4	-0.2500	0.00000	0.25000	0.00000	-0.25000
A_5	0.27324	0.01079	-0.29755	0.01077	0.27324
A_6	0.13662	0.00539	-0.14878	0.00539	0.13662
C_3	0.21220	0.15005	0.00000	-0.15005	-0.21220
D_3	-0.15915	0.38747	1.00000	0.91625	0.79577
C_4	1.00000	0.50000	0.00000	0.50000	1.00000
C_5	0.00000	0.55535	1.57080	1.96957	2.00000
C_6	-0.50000	-0.36877	-0.21460	-0.36877	-0.50000
C_7	1.50000	1.63122	1.78540	1.63123	1.50000

D.4 同时受均匀内水压力和其他荷载作用时的衬砌计算

D.4.1 单层钢筋混凝土衬砌应按下列方法计算:

1 在其他荷载作用下, 衬砌附加钢筋断面面积可按下式计算:

$$A_s' = \frac{-\sum N h_0 + 2 \sum M}{2 h_0 [\sigma_s]} \quad (\text{D.4.1-1})$$

2 钢筋总断面面积可按下式计算:

$$\sum A_s = A_s + A_s' \quad (\text{D.4.1-2})$$

3 钢筋总断面面积取值不得小于衬砌的最小配筋率。钢筋总断面面积应按下列式进行钢筋应力校核:

$$\sigma_s = \frac{p_i r_i + 1000 K_0 m}{\sum A_s + \frac{1000 K_0 r_i}{E_s}} + \frac{-\sum N h_0 + 2 \sum M}{2 h_0 \sum A_s} \leq [\sigma_s] \quad (\text{D.4.1-3})$$

D.4.2 双层钢筋混凝土衬砌应按下列方法计算:

1 在其他荷载作用下, 衬砌附加钢筋断面面积可按下列公式计算:

$$A_{si}' = \frac{-\sum N (h_0 - a) + 2 \sum M}{2 (h_0 - a) [\sigma_s]} \quad (\text{D.4.2-1})$$

$$A_{so}' = \frac{-\sum N (h_0 - a) - 2 \sum M}{2 (h_0 - a) [\sigma_s]} \quad (\text{D.4.2-2})$$

2 钢筋总断面面积可按下列公式计算:

$$\sum A_{si} = A_{si} + A_{si}' \quad (D.4.2-3)$$

$$\sum A_{so} = A_{so} + A_{so}' \quad (D.4.2-4)$$

3 钢筋总断面面积取值不得小于衬砌的最小配筋率。钢筋总断面面积应按下列公式进行钢筋应力校核：

$$\sigma_{si} = \frac{p_i r_i + (E_s \frac{\sum A_{so}}{r_o} + 1000 K_0) m}{\sum A_{si} + \sum A_{so} \frac{r_i}{r_o} + \frac{1000 K_0 r_i}{E_s}} + \frac{-\sum N(h_0 - a) + 2 \sum M}{2(h_0 - a) \sum A_{si}} \leq [\sigma_s] \quad (D.4.2-5)$$

$$\sigma_{so} = \frac{(p_i r_i^2 - E_s \sum A_{si} m) \frac{1}{r_o}}{\sum A_{si} + \sum A_{so} \frac{r_i}{r_o} + \frac{1000 K_0 r_i}{E_s}} + \frac{-\sum N(h_0 - a) - 2 \sum M}{2(h_0 - a) \sum A_{so}} \leq [\sigma_s] \quad (D.4.2-6)$$

D.5 衬砌裂缝宽度验算

D.5.1 隧洞衬砌在轴心受拉、大偏心受拉及大偏心受压情况下，考虑裂缝宽度分布不均匀性及荷载长期作用影响后的最大裂缝宽度可按下列公式计算：

$$w_{\max} = 2 \left(\frac{\sigma_s}{E_s} \psi - 0.7 \times 10^{-4} \right) l_f \quad (D.5.1-1)$$

$$\psi = 1 - \alpha_2 \frac{f_{tk}}{\mu \sigma_s} \quad (D.5.1-2)$$

$$l_f = (60 + a_1 \frac{d}{\mu}) v \quad (D.5.1-3)$$

$$\mu = \frac{A_s}{1000 H} \quad (D.5.1-4)$$

式中： w_{\max} ——最大裂缝宽度（mm）；

σ_s ——衬砌结构正常使用情况受拉钢筋应力（N/mm²）；

l_f ——平均裂缝间距（mm）；

ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数，当 $\psi < 0.3$ 时，

ψ 取为 0.3；

α_1 、 α_2 ——计算系数，轴心受拉情况 α_1 取为 0.16， α_2 取为 0.60；大偏心受拉情况 α_1 取为 0.075， α_2 取为 0.32；大偏心受压情况 α_1 取为 0.055， α_2 取为 0.235；

d ——受拉钢筋直径 (mm)，对小偏心受拉情况， d 取钢筋应力较大一侧的钢筋直径；

μ ——受拉钢筋配筋率；

A_s ——受拉钢筋总面积 (mm²)；轴心受拉情况下取内外侧受力钢筋面积之和；大偏心受拉情况下取受拉侧受力钢筋面积；

H ——衬砌厚度 (mm)，大偏心受拉情况下采用衬砌有效厚度；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值 (N/mm²)；

ν ——与受拉钢筋表面形状有关的系数。螺纹钢筋， ν 取为 0.7；光面钢筋， ν 取为 1.0；冷拔低碳钢丝， ν 取为 1.25；

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距 (mm)。

D.5.2 偏心距 e_0 小于 $0.5H$ 的偏心受压情况可不进行裂缝宽度的验算，小偏心受拉情况可近似按轴心受拉情况进行裂缝宽度验算。

附录E 隧洞混凝土衬砌外水压力计算

E.0.1 作用在水工隧洞混凝土衬砌结构上的外水压力可按下式计算：

$$p_o = \beta_e \gamma_w h_e \quad (\text{E.0.1})$$

式中： p_o ——作用在衬砌结构外表面计算点上的外水压强（N/mm²）；

β_e ——外水压力折减系数；

γ_w ——水的重度（N/mm³）；

h_e ——地下水位线至隧洞衬砌计算点的作用水头（mm）。

E.0.2 外水压力折减系数 β_e 可根据围岩地下水活动状态及对围岩稳定的影响，结合隧洞防渗排水情况按表 E.0.2 的规定选取。

表 E.0.2 外水压力折减系数 β_e

级别	地下水活动状态	地下水对围岩稳定的影响	β_e 值
1	洞壁干燥或潮湿	无影响	0~0.20
2	沿结构面有渗水或滴水	风化结构面有充填物质，降低结构面的抗剪强度，软化软弱岩体	0.10~0.40
3	沿裂隙或软弱结构面有大量滴水、线状流水或喷水	泥化软弱结构面有充填物质，降低其抗剪强度，对中硬岩体发生软化作用	0.25~0.60
4	严重滴水，沿软弱结构面有少量涌水	地下水冲刷结构面中的充填物质，加速岩体风化，对断层等软弱带软化泥化，并使其膨胀崩解及产生机械管涌。有渗透压力，能鼓开较薄的软弱层	0.40~0.80
5	严重股状流水，断层等软弱带有大量涌水	地下水冲刷带出结构面中的充填物质，分离岩体，有渗透压力，能鼓开一定厚度的断层等软弱带，并导致围岩塌方	0.65~1.00

E.0.3 临近水库、河道、其他压力隧洞等水源，沿线设置有防渗帷幕或排水廊道等水文地质条件复杂的隧洞宜进行渗流分析确定地下水压力值。衬砌结构计算受地下水压力控制的隧洞宜采用防渗排水措施降低地下水压力。

附录F 承担均匀外水荷载的圆形隧洞衬砌应力计算

F.0.1 承担均匀外水压力下 的圆形隧洞，衬砌结构点切向应力可按下列公式计算：

$$\sigma_{cq} = -p_o \frac{t^2}{(t^2 - 1)} \left(1 + \frac{r_i^2}{r^2}\right) \quad (\text{F.0.1-1})$$

$$t = \frac{r_o}{r_i} \quad (\text{F.0.1-2})$$

式中： σ_{cq} ——衬砌结构计算点的切向应力（N/mm²）。

F.0.2 衬砌结构内缘切向应力可按下列公式计算：

$$\sigma_c = -p_o \frac{2t^2}{(t^2 - 1)} \leq [\sigma_c] \quad (\text{F.0.2-1})$$

$$[\sigma_c] = \frac{f_c}{\psi\gamma_0\gamma_d} \quad (\text{F.0.2-2})$$

式中： σ_c ——衬砌内边缘切向应力（N/mm²）；

f_c ——衬砌混凝土抗压强度设计值（N/mm²）。

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

《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086

《防洪标准》GB 50201

《水力发电工程地质勘察规范》GB 50287

《水工建筑物荷载标准》GB/T 51394

《水电工程水工建筑物抗震设计规范》NB 35047

《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056

《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057

《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》DL/T 5148

《溢洪道设计规范》DL/T 5166

《水电枢纽工程等级划分及设计安全标准》DL 5180

《水工建筑物抗冲磨防空蚀混凝土技术规范》DL/T 5207

《水电站进水口设计规范》DL/T 5398

中华人民共和国能源行业标准

水工隧洞设计规范

NB/T 10391-2020

代替 DL/T 5195-2004

条 文 说 明

修 订 说 明

《水工隧洞设计规范》NB/T 10391-2020，经国家能源局2020年10月23日以第5号公告批准发布。

本规范是在《水工隧洞设计规范》DL/T 5195-2004的基础上修订而成的，上一版的主编单位是电力工业部成都勘测设计研究院，参编单位是电力工业部北京勘测设计研究院、中国水利水电科学研究院、清华大学水利系及武汉大学土木建筑学院，主要起草人员是郝元麟、段乐斋、郝志先、朱尔容、谷兆祺、张有天、陈子海、李振中、杨强、陈平、姚福海、侯建国。

本规范修订过程中，编制组在广泛调查、深入研究的基础上，总结了国内外已建和在建水工隧洞的工程实践经验，吸收了水工隧洞研究方面的科研成果，并征求了有关设计和科研单位的意见。

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，《水工隧洞设计规范》修编组按章、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.....	68
3	基本规定.....	69
4	隧洞布置.....	70
4.1	洞线选择.....	70
4.2	进出口布置.....	83
4.3	多用途隧洞.....	87
5	横断面形状及尺寸.....	90
5.1	一般规定.....	90
5.2	横断面形状.....	90
5.3	横断面尺寸.....	91
6	水力设计.....	93
6.1	水力计算原则.....	93
6.2	高流速过水边界的防蚀设计.....	97
7	不衬砌与锚喷隧洞.....	102
7.1	一般规定.....	102
7.2	喷混凝土支护.....	104
7.3	锚杆支护.....	105
7.4	挂网锚喷支护.....	107
7.5	组合式支护.....	107
8	结构设计基本原则.....	108
9	混凝土和钢筋混凝土衬砌.....	109
9.1	一般规定.....	109
9.2	作用和作用效应组合.....	112
9.3	衬砌计算.....	114
9.4	衬砌分缝.....	116
10	预应力混凝土衬砌.....	118
10.1	一般规定.....	118
10.2	灌浆式预应力混凝土衬砌.....	119

10.3 环锚式预应力混凝土衬砌.....	120
11 高压钢筋混凝土岔洞.....	121
12 掘进机隧洞设计.....	124
13 特殊岩体和不良地质洞段设计.....	132
14 封堵体设计.....	137
14.1 一般规定.....	137
14.2 设计计算.....	137
14.3 构造要求.....	138
15 灌浆和防渗排水.....	140
15.1 灌浆.....	140
15.2 防渗和排水.....	141
16 安全监测.....	142
16.1 一般规定.....	142
16.2 监测项目和要求.....	142
17 运行和维修.....	143

1 总 则

1.0.1 原规范于 2004 年颁布实施。近年来，随着水电工程水工隧洞的发展，特别是大断面隧洞、高压隧洞、超长隧洞、掘进机开挖隧洞的成功建设，水工隧洞在设计、施工、安全监测与质量控制等方面积累了很多成功经验，为及时反映新的设计建设经验和成熟的技术研究成果，对原规范进行了修订。

1.0.5 采用钢板衬砌的有压水工隧洞，一般也称为埋藏式压力钢管，其衬砌结构设计部分按照《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056-2015 的有关规定执行，但其布置、水力、开挖支护等设计仍需满足本规范的有关规定。

1.0.6 水工隧洞设计不仅要符合工程总体规划的要求，还要考虑水工隧洞对环境的影响，满足环境保护的要求。如泄水洞泄水水流雾化或泄流振动对周围环境的影响，隧洞施工期作为山体的排水边界对天然地下水位的影响，隧洞内水外渗对山体渗透稳定及山坡稳定的影响，内水外渗抬高地下水位对该区域原有动植物生存环境的影响等。

3 基本规定

3.0.1 本条规定与原规范 5.0.1 条规定基本相同，增加了设计对金属结构、机电设备、运行方式等方面资料的要求。

3.0.2 本条规定与原规范 5.0.2 条规定基本相同。1 级高压水工隧洞和高压岔洞，工程规模大，投资多，在国民经济中的重要性也高，设计依据的地质资料应该切实可靠，故要求根据各设计阶段的不同要求，在现场开展地应力测试、水力劈裂试验等工作，以落实隧洞沿线围岩地应力和渗透性等资料，供设计使用，保证设计方案的安全可靠性。

3.0.3 地质资料的重要性及条文中提出的在开工前的前期设计阶段要掌握的地质情况，是从长期工程实践的经验教训中得来的，设计时要予以重视。对不同的设计阶段，可以根据其不同要求，由粗到细，逐步查清，达到条文中所规定的要求。隧洞沿线的水文地质情况，主要包括地下水位、水温 and 水的化学成分，特别是涌水量丰富的含水层、溶洞、透水带及与地表溪沟连通的断层、破碎带等。

3.0.4 本条规定与原规范第 5.0.4 条规定基本相同，在开挖施工中，尤其是在工程地质、水文地质情况较复杂的洞段，要加强观测，做好地质编录，收集地质资料。随着施工开挖的进展，摸清实际地质情况，及时修改设计，保证施工安全，加快施工进度，使设计更加符合实际情况。

3.0.5 《水工隧洞设计规范》DL/T 5195-2004 对水工隧洞的围岩分类，是从《水力发电工程地质勘察规范》GB 50287-1999 摘抄过来，因此本次修编删除了《水工隧洞设计规范》DL/T 5195-2004 的“附录 A，围岩工程地质分类”，改为直接引用现行国家标准《水力发电工程地质勘察规范》GB 50287。

3.0.6 隧洞支护设计中应用的混凝土、钢筋等材料技术指标，在现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057-2009 中已有详细的规定，因此本次修编删除了原规范的“附录 B 材料”。

4 隧洞布置

4.1 洞线选择

4.1.1 本条规定与原规范 6.1.1 条规定基本相同。水工隧洞洞线的选择，是隧洞设计中的重要环节之一，也是其后水力计算、结构设计的基础。选线失误，造成事故或遗留隐患不在少数，主要表现在：

（1）忽视地质条件，造成施工期重大工程事故，或给运行期留下重大隐患。

（2）选择洞线时强调洞线最短，而忽视其他方面的因素，酿成事故。我国已建隧洞工程，由于洞线布置上的不合理和施工方法上的欠妥，而发生的事故不少。分析其原因一是基本资料，特别是地质资料掌握不足，造成隧洞布置失误；二是忽视水力学因素，造成不良水力条件。实践证明，布置上的缺陷是不易弥补的，因此本条规定隧洞布置时，要经过可能方案的技术经济比较选定。

4.1.2 本条规定与原规范 6.2.1 条规定基本相同，增加了泄水洞出口轴线布置原则。

（1）在洞线选择中都非常重视遵循洞线垂直于地质构造线或与构造线保持有足够角度的原则。工程实践证明：隧洞轴线一般与构造线夹角大于 30° 时基本无塌方事故； $20^\circ \sim 30^\circ$ 时会出现塌方；小于 20° 时大多出现塌方事故。层状岩体是典型的各向异性介质。在层状岩体中布置隧洞，为保证围岩稳定和获得最大的承载能力，关键因素是洞轴线与岩层走向要有较大的夹角。理想的夹角是 90° ，但在具体工程中很难办到。以 BK 水电站为例，对这一问题进行过调查、分析研究。BK 水电站在陡倾角较疏松的薄层千枚岩中开挖了 4 条隧洞、3 条压力管道和其他各种洞室。洞室轴线与岩层的夹角变化幅度较大，具有一定的代表性。从这些洞室的开挖情况看，洞轴线与岩层的夹角 $0^\circ \sim 25^\circ$ 时，洞壁发生严重外鼓和倾倒；夹角 $25^\circ \sim 30^\circ$ 时，发生较轻微外鼓和倾倒；夹角大于 45° 时，围岩基本稳定。

（2）洞线布置还要考虑地应力方向，特别是在高地应力地区。隧洞轴线布置，从地质构造角度考虑，仅仅遵守洞线垂直地质构造线或与地质构造线保持一定角度的原则是不全面的，还要注意与地应力场中最大水平主应力方向的关系。洞线布置要适当兼顾岩层、地质构造及最大水平主应力的方向，以利于隧洞围岩稳定，减小岩爆发生机率。

(3) 对于狭窄的河道，在保证隧洞洞身和出口结构稳定的情况下，泄洪洞、放空洞、冲沙洞等泄水洞出口轴线与下游河道中泓线的夹角要尽量小，以保证下泄水流具有较好的归槽条件，减轻对河道岸坡的冲刷。

4.1.4 本条规定与原规范 6.2.3 条规定基本相同。隧洞在岩体中埋设的深度，即洞顶以上或山体岸边一侧岩体的覆盖厚度，一般统称为围岩的覆盖厚度。隧洞围岩的覆盖厚度涉及到围岩的稳定性、围岩的抗力及围岩的防渗能力等。因为岩体是一种特殊的各向异性材料，其物理力学参数不仅随不同方向而变化，而且往往在有限范围内发生突然的改变。故在设计中要结合具体情况综合分析确定。

(1) 对于有压隧洞，若要利用围岩的承载能力，则围岩覆盖厚度是设计中应该关注的重要问题之一。不衬砌有压隧洞围岩覆盖厚度国际通用准则有垂直向准则、雪山准则及挪威准则。

1) 垂直向准则围岩覆盖厚度（图 4-1）按下式进行计算：

$$C_{RV}\gamma_R \geq Fh_s\gamma_W \quad (4-1)$$

式中： C_{RV} ——围岩覆盖厚度（m）；

γ_R ——岩体重度（ N/mm^3 ）；

h_s ——洞内静水压力水头（m）；

γ_W ——水的重度（ N/mm^3 ）；

F ——经验系数。

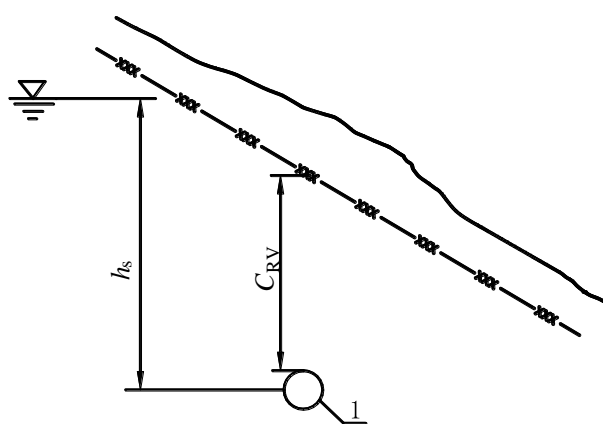


图 4-1 垂直向准则围岩覆盖厚度

1-不衬砌有压隧洞

2) 雪山准则围岩覆盖厚度（图 4-2）按下式进行计算：

对于比较陡峭的地形，隧洞侧向覆盖常起着控制作用。据此产生了澳大利亚的雪山准则[Dannetal, 1964]。

$$C_{RH} = 2C_{RV} \quad (4-2)$$

$$C_{RV} = \frac{h_s \gamma_w}{\gamma_R} \quad (4-3)$$

式中： C_{RH} ——水平覆盖厚度（m）；

C_{RV} ——垂直覆盖厚度（m）；

h_s ——洞内静水压力水头（m）；

γ_w ——水的重度（N/mm³）；

γ_R ——岩体重度（N/mm³）。

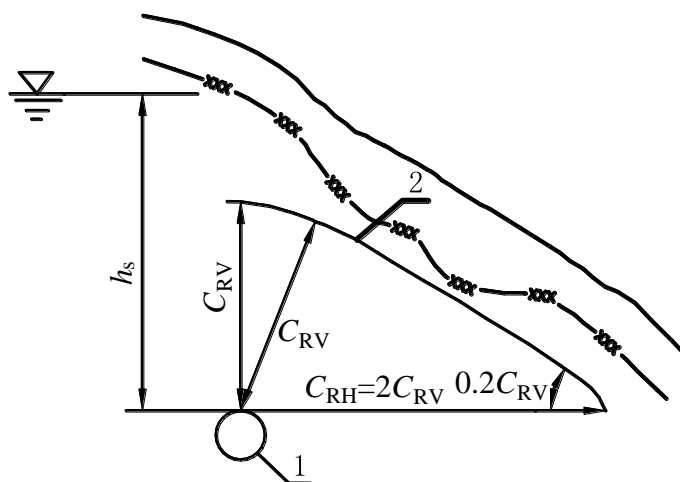


图 4-2 雪山准则围岩覆盖厚度

1-不衬砌有压隧洞；2-最小岩石覆盖层剖面线

3) 挪威准则围岩覆盖厚度（图 4-3）按下式进行计算：

早年，在挪威当压力隧洞地表岩体坡度变陡时，设计者只是简单地把所需的围岩覆盖厚度从静水头的 0.6 倍增加到 1.0 倍，结果导致一些工程的失败。根据工程的失败情况进一步研究，从而产生了挪威准则[1971]。

$$C_{RM} = \frac{h_s \gamma_w F}{\gamma_R \cos \alpha} \quad (4-4)$$

式中： C_{RM} ——岩体最小覆盖厚度（不包括全、强风化岩体厚度）（m）；

h_s ——洞内静水压力水头（m）；

γ_w ——水的重度（N/mm³）；

γ_R ——岩体重度（N/mm³）。

α ——地表岩体坡角 ($^{\circ}$)， α 大于 60° 时， α 取为 60° ；

F ——经验系数，一般取 $1.30\sim 1.50$ 。根据围岩情况确定，地质条件较差时取高值。

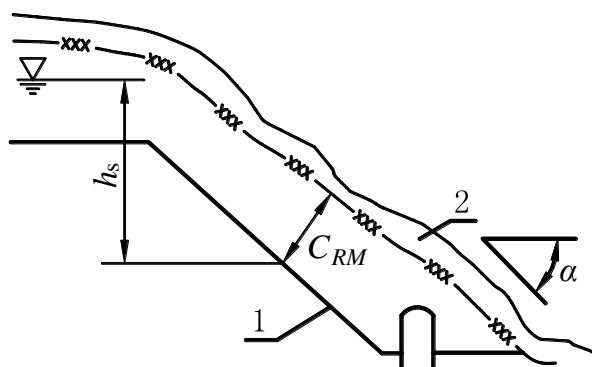


图 4-3 挪威准则围岩覆盖厚度

1-不衬砌有压隧洞；2-全强风化岩层

根据地表岩体坡角从 $0^{\circ} \sim 70^{\circ}$ 的不同情况，使用垂直向准则、雪山准则和挪威准则进行计算比较，雪山准则和挪威准则相当吻合，即随着坡角的增加相应的覆盖厚度亦增加，垂直向准则覆盖厚度则随着岩体坡角的增大而减少。显然挪威和雪山准则更合理。根据国内工程的经验，本规范推荐采用挪威准则。

挪威准则针对的是不衬砌隧洞而提出，比较适用挪威水电工程的岩石条件。而我国地质条件复杂多变，对于围岩较差或不良地质洞段，大多需要对开挖后的隧洞进行初期支护和二次钢筋混凝土衬砌。对于这类有压隧洞，国内出现过因为隧洞渗漏较大而发生山坡垮塌的工程实例。出于安全考虑，我们认为只要是未严格进行防渗衬砌的隧洞，如未进行钢板衬砌或预应力钢筋混凝土衬砌的隧洞，都需要满足挪威准则。隧洞岩石覆盖厚度跟作用在围岩上的水压力直接相关，钢筋混凝土衬砌隧洞，虽然无法避免开裂，但大量的计算分析和监测成果表明，作用于洞内衬砌上的内水压力和直接作用于围岩上的内水压力是有差异的，后者往往小于前者。因此严格按照限裂设计的有压隧洞，采用挪威准则时，可以将洞内静水压力水头调整为作用于隧洞围岩上的静水压力水头，更符合实际情况。完全按照透水衬砌理念设计的隧洞，其衬砌内外水压力基本平衡，可以直接应用挪威准则确定隧洞围岩覆盖厚度。

(2) 不发生水力劈裂和渗透失稳是有压水工隧洞的设计原则之一，在水工隧洞布置阶段可以用挪威准则确定最小覆盖厚度，但该最小覆盖厚度仍不能保证不发生水力劈裂和渗透失稳。如某水电站运行过程中，发现引水系统渗漏量较大，

并有逐渐增大的趋势，为保证工程安全，对引水洞上斜井进行了内套钢衬处理。因此，有压隧洞在确定覆盖厚度时，还要保证围岩不产生水力劈裂和渗透失稳。

(3) 足够的覆盖厚度指的是岩体有承受有压隧洞内部压力的能力。高压隧洞和岔洞虽满足了覆盖厚度的要求，但有时在完好的岩体中仍会发生水力劈裂，所以本条也提出对地应力和渗流稳定的要求。高压隧洞和岔洞承受较高的内水压力，当内水压力达到一定数值后，隧洞的钢筋混凝土衬砌将产生贯穿性开裂而成为透水衬砌。内水压力直接以体力的方式传递到围岩上，使围岩成为内水压力的承载主体，衬砌的主要作用则是保护围岩表面、避免水流长期冲刷使围岩表层应力状态发生恶化掉块，减少过流面糙率、降低水头损失，并为隧洞高压固结灌浆提供表面封闭层的作用。随着 THP 工程(最大静水头达 680 m, 动水头约 880 m) 和 GX 一、二期工程(最大静水头约 542 m, 动水头约 770 m)、JK 工程(最大静水头约 465 m, 动水头约 565 m) 等一批高内水压力、混凝土衬砌隧洞工程的建成投产，使这一设计理论有了成功实践。

有压隧洞需要具有足够的抗渗性能和抗高压水侵蚀的能力，使隧洞围岩有承受隧洞内水压力的能力。根据以挪威为代表的国外不衬砌压力隧洞设计经验，归纳总结有最小覆盖厚度准则(挪威准则、雪山准则)、最小地应力准则、围岩渗透准则等三个常用的不衬砌或混凝土透水衬砌隧洞围岩承载设计准则。

最小地应力准则是围岩承载的核心准则。对于有压隧洞而言，隧洞沿线初始最小地应力的大小决定了围岩是否有足够的预压应力来承担内水压力、防止围岩发生水力劈裂，确保隧洞的安全稳定运行。因此，围岩承载准则中最小地应力准则是最关键的判断准则，是对围岩承载能力的定量判断。水压力特别高的重要工程应该进行工程区山体地应力测试，获得一定数量的地应力测量值，并配合地应力场有限元反演回归分析，确保压力隧洞沿线的围岩最小地应力大于最大静水压力。围岩最小地应力准则相对于内水压力还要有一定的安全余地，安全系数一般在 1.2~1.3 以上。

最小覆盖厚度准则(挪威准则、雪山准则)是对最小地应力准则的经验性判断。除地质构造作用特别强烈的地区以外，山体围岩地应力量值一般由岩层覆盖厚度对应的自重决定，只要确保足够的岩层覆盖厚度，一般就能有足够的最小地应力值，因此，在工程前期阶段或工程等级较低而没有进行地应力测试的情况下，可以采用挪威准则和雪山准则这两个与岩层覆盖厚度相关的经验性准则对隧洞

沿线最小地应力做基本判断,大多数工程经验表明这一原则确定的衬砌型式是安全经济的,但是考虑到围岩最小地应力受岩体地质结构面上的最小法向应力所控制,而地质结构面上的法向应力在受隧洞走向、地质结构面的产状、地表地形、地质构造作用等因素的影响下,并不绝对与自重应力对应相关,有些工程即使满足了最小覆盖厚度准则所确定的岩层覆盖厚度,仍由于某些地质结构面上的最小地应力不足而出现了渗透破坏现象,比如哥伦比亚的 Chivor 引水隧洞、美国的 Rondout 供水隧洞、挪威的 Bjerka 电站等工程。因此,对于等级较高的水工隧洞,仅用最小覆盖厚度准则进行判断是不够的,还要按最小地应力准则进行复核判断,对隧洞沿线关键地质结构面,如走向与河流方向平行、倾向河谷的软弱构造或陡、缓倾角切割的棱体以及渗透性大的易透水带等都要引起高度重视,认真分析论证,必要时还要专门进行高压渗透试验验证。

围岩渗透准则是对最小地应力准则的补充完善。无论最小地应力准则还是最小覆盖厚度准则都没有考虑围岩的抗渗性。不同岩性的岩体抗渗性不同,即使是同一种岩性的围岩,因节理、裂隙的发育程度不同,抗渗性也不同。围岩渗透准则的原理是要求检验岩体及裂隙的渗透性能,是否满足渗透稳定要求,即内水外渗量不随时间持续增加或突然增加。渗透准则判别标准一般包括两个方面内容:一是根据相关规范和工程经验,在设计内水压力作用下隧洞沿线围岩的平均透水率 $q \leq 2 \text{ Lu}$, 经灌浆后的围岩透水率 $q \leq 1 \text{ Lu}$; 二是根据以往工程经验, I~II 类硬质围岩长期稳定渗透水力梯度一般控制不大于 10~15。

国内外部分水电站高压钢筋混凝土衬砌隧洞围岩承载准则的应用情况见表 4-1。

表 4-1 国内外部分已建水电站高压钢筋混凝土衬砌隧洞围岩承载准则的应用情况

编号	电站名称	地质条件	最大静水头 H (MPa)	最小地应力准则		围岩渗透准则		挪威准则		
				围岩实际最小地应力 (MPa)	安全系数 F	围岩实际平均透水性 (Lu)	渗透稳定标准 (Lu)	实际最小埋深 L (m)	山脚平均坡度 (°)	安全系数 F
1	THP	凝灰岩	6.67	8.2	1.23	<1	2	330	40	0.985
2	TA	混合花岗岩	3.1	5.02	1.67	0.45	2	260	12	2.2
3	TB	花岗岩	3.38	5.9	1.75	0.6	2	305	40	1.74
4	BQ	花岗片麻岩	6.4	8.2	1.28	1.65	2	580	24	2.2
5	XSJ	花岗岩	2.75	3.5	1.27	<1	2	250	22.5	2.1
6	XY	花岗斑岩	5.4	7~8	1.29~1.48	0.4	2	410	44	1.45
7	GX 一期	花岗岩	6.1	7.5	1.23	<1	2	400	23	1.6
8	GX 二期	花岗岩	6.1	7.3	1.2	<1	2	370	23	1.48
9	美国 Rocky mountain	灰岩	2.38	-	-	-	-	105	27	1.06
10	ZYL	花岗岩	3.38	4.89	1.45	-	3	350	38	2.12
11	XTD	花岗岩	4.03	7.88	1.96	-	3	435	47.5	1.90
12	JK	花岗闪长岩	4.65	7.0	1.51	-	3	600	40	2.57

(4) 上述第 1~3 款规定不能满足时, 隧洞运行时在较大的内水压力作用下很可能造成混凝土衬砌开裂, 引起围岩抬动或水力劈裂而形成渗漏通道, 危及隧洞沿线边坡稳定, 造成大的事故。因此, 在布置上要尽量避免这种情况, 若布置确实困难或受其他因素的限制无法避免, 需要采取有效的工程措施。比如加大衬砌厚度, 提高混凝土强度等级、高压固结灌浆处理等, 必要时可以采用预应力混凝土衬砌或钢板衬砌, 以保证隧洞运行安全。

(5) 对于无压隧洞, 通过采取合理的施工措施, 可以改善成洞条件, 保证施工期安全。

4.1.5 当泄流量较大, 采用多条泄洪洞平行布置时, 相邻泄洪洞的间距需要考虑进口水流条件及开挖协调、出口消能建筑物布置及下游河床的抗冲能力等, 并协调工作闸室、补气洞、交通洞等建筑物进行合理布置。如 XLD 水电站两岸各布置两条有压接无压泄洪洞, 岩性为玄武岩, 围岩类别为 II~III 类, 开挖洞径 16 m~17 m, 左岸两条泄洪洞中心线间距为 49.69 m~52.27 m, 右岸两条泄洪洞中心线间距为 51.14 m~54.30 m。

4.1.6 水工隧洞常出现多条平行布置或空间交叉的隧洞, 为保证施工安全或避免施工相互影响, 并保证各条隧洞运行期的安全, 隧洞之间岩体需要有足够的厚度。根据地形地质条件、围岩的应力和变形情况、隧洞的断面形状和尺寸、施工方法、运行及检修条件等因素综合分析, 参考工程经验, 一般不小于洞径较小者的 2 倍开挖洞径(洞宽)。若布置困难等特殊情况, 经论证岩体厚度可以适当减少, 但一般不小于洞径较小者的 1 倍开挖洞径(洞宽), 以保证施工安全和运行期不发生渗透失稳和水力劈裂。

4.1.7 在选择水工隧洞的线路时, 要尽量减小隧洞与其附近建筑物的相互影响。如隧洞线路穿过坝基或坝肩时, 要分析隧洞对坝的基础应力、浮托力等产生的影响; 尤其有压洞紧靠拱坝坝肩布置时, 要尽量避免穿过拱坝坝肩抗力体; 位于防渗帷幕后的有压洞要做好防渗设计, 避免有压洞内水外渗危及相邻建筑物安全。在水工隧洞与公路、铁路等交通隧洞交叉时, 要分析交通隧洞对水工隧洞的围岩稳定的影响, 避免造成交通隧洞内发生渗漏水等现象; 又如施工期导流隧洞的布置, 要避免在导流时冲刷围堰。另外隧洞的开挖爆破, 不允许影响或削弱附近建筑物的地基, 要求隧洞与建筑物间留有足够的厚度。具体厚度建议用有限元计算

分析确定。当隧洞与建筑间厚度不能满足要求时，要设法避开或加大厚度，否则需要采取工程措施。

4.1.8 高压隧洞同地下厂房排水廊道等地下洞室之间要保持足够的岩体厚度，满足渗透稳定要求，防止水力劈裂的发生。根据工程经验，I~II类硬质围岩内洞室间长期稳定渗透水力梯度一般不大于10~15。III类围岩洞室间长期稳定渗透水力梯度一般不大于5~10。地下厂房上游的钢衬段长度要根据厂房洞室三维渗流分析确定，分析时要考虑裂隙岩体的渗透性。表4-2为国内部分水电站地下厂房前钢衬段的有关资料，可供设计者参考。

表 4-2 国内部分水电站地下厂房前钢衬段的有关资料

工程	最大静水头 H (m)	管径 D (m)	长度 L (m)	水力梯度 H/L
GX	704.5	3.5	150	4.7
THP	680	2.7	220	3.1
TA	309	4.8	73.6~85	3.6~4.2
TB	345	5.5	107	3.2
BQ	639.6	3.5	97~109.6	5.8~6.6
XY	540	3.8	110	4.9

4.1.9 当洞线采用跨沟方案穿过河谷时，要合理选择跨沟的位置和跨沟的方式。跨沟方式通常有上跨和下跨，上跨常用的跨沟方式为管桥，即将压力钢管设置于横跨沟谷的桥梁上面，需要对跨沟建筑物与隧洞的连接部位及其沟谷岸边山坡的稳定情况进行分析，必要时要加强工程措施，并注意沟谷中的洪水和泥石流对跨沟建筑物的影响，保证跨沟建筑物的安全。下跨方式一般采用倒虹吸，需要注意施工期排水措施及检修期的排水和检修通道设计。

4.1.10 水工隧洞的线路一般布置为直线，若采用曲线布置时，弯道的缓急会影响隧洞水流的流态、压力分布和水头损失，影响的程度取决于流速的大小。反映弯道几何特征的主要参数是洞线转角和曲率半径。工程资料表明，有压隧洞在低流速情况下，曲率半径大于或等于5倍洞径时，其水头损失系数较小。对于洞线转角，则转角越小，其水头损失系数越小。另据工程调查，转角不大于60°，曲率半径不小于5倍洞径，低流速无压隧洞运行中未发现异常现象。故低流速无压隧洞转弯仍然采用这一数据。低流速的有压隧洞可以适当降低要求。

高流速无压隧洞极少设置平面弯道，原因是弯道内流态很差。例如我国陕西省 STH 水库左岸明流泄洪洞，属导流洞改建，在设计泄量下断面余幅较大。为节约出口开挖量，适应布置要求，洞内利用了原导流洞的弯道。弯道转角 41° ，半径 150 m 和 300 m，洞宽 7.2 m。从水工模型试验观测到，当流速为 27 m/s 时，断面左右最大水面差达 5 m~6 m；弯道末端直段 40 m（大于 $5D$ ），这时挑坎水流仍受弯道影响而不均匀。故对于高流速的无压隧洞，要力求避免在平面上设置曲线段。

弯道对高流速有压隧洞也有影响，据 BK 水电站左岸泄洪隧洞水工模型试验资料，转角 $56^\circ 05'$ ，曲率半径 80 m，大于 5 倍洞径，在流速 21 m/s 的情况下，弯道压力分布不均，两侧压差达 4 m，至弯道后直段上 5 倍洞径处，两侧压差尚有 1.5 m，10 倍洞径处还有 0.5 m，至孔口水流仍不对称，流速分布亦不均匀。故对高流速有压隧洞也要注意弯道问题，但要求可以比无压洞适当降低，其弯道参数需根据水工模型试验确定，主要关注通过弯道后，其水力要素包括压力、流速等是否调整充分，左右侧基本对称。

国内部分有压接无压泄洪（放空）洞特征参数见表 4-3。

表 4-3 国内部分有压接无压泄洪（放空）洞特征参数

工程名称	设计阶段	坝型	工作门水头 (m)	最大流量 (m ³ /s)	检修闸门尺寸 (m) (宽×高)	有压段洞径 (m)	有压段流速 (m/s)	转弯段角度及半径 (m)	有压段长度 (m)	转弯段后直线长度 (m)	工作闸门尺寸 (m) (宽×高)	无压段断面尺寸 (m) (宽×高)	无压段长度 (m)	无压段最大流速 (m/s)	消能形式
白龙江 BK 水电站左岸泄洪洞	1976	壤土心墙土石坝	69.24	1800	9×11	10.50	20.79	$\theta=56.08^\circ$	759.00	98.80	9×8	10×12	161.94	30.10	挑流
								R=80							
DJ 水电站一级放空洞	1988	混凝土双曲拱坝	71.40	2000	/	10.00	25.46	$\theta=59^\circ$	210.00	74.50	12×10	8.5×12	320.00	33.70	挑流
								R=55							
DJ 水电站二级放空洞	1988	混凝土双曲拱坝	123.40	1625	7.5×9	8.90	26.12	$\theta=38.5^\circ$	334.00	115.00	6.4×7.5	7.2×12	341.00	38.60	挑流
								R=98							
TSQ 一级水电站右岸放空洞	1998	混凝土面板堆石坝	110.00	1766	6.8×9.0	9.6	24.39	$\theta=35^\circ$	557.67	318.5	6.4×7.5	8×11	489.50	32.1	挑流
								R=100							
黄河 GBX 水电站深孔泄洪洞	2004	混凝土面板堆石坝	73.00	1183	7.0×9.0	8.50	20.85	$\theta=85.93^\circ$	607.00	254.89	7.5×6.0	7.5	333.98	31.40	挑流
								R=150				等宽泄槽			
乌江 HJD 水电站左岸泄洪	2004	混凝土面板堆石坝	90.20	1643	6.8×9.0	9.80	21.78	无转弯	401.88	无转弯	6.2×8.0	7×12.6	401.42	38.10	挑流

洞																
YL 水电站放空洞	2005	沥青混凝土心墙堆石坝	109.39	265.00	4.0×3.0	4.00	23.24	θ=43°	500.00	35	4.0×3.0	4.5×5.5	497.00	29.10	底流	
								R=100								
QQ 水电站放空洞	2007	砾石土心墙堆石坝	96.00	118.50	2.0×2.8	3.00	16.76	θ=50°	170.70	44.44	2.0×2.6	5×5、5×7.5	308.47	24.48	底流	
								R=30								
								R=100								
湖北清江 SBY 水利枢纽放空洞	2009	混凝土面板堆石坝	110.00	1605	5.0×11.0	9.00	25.23	θ=60.73°	375.18	<80	6.0×7.0	7×12	546.18	34.30	挑流	
								R=200								
PBG 水电站放空洞	2010	砾石土心墙堆石坝	122.50	1397.52	7.0×9.0	9.00	21.97	θ=41.05° θ=58.41°	417.59	45	6.3×8.0	7×13	636.61	34.00	挑流	
								R=50								
XW 水电站左岸泄洪洞	2010	混凝土双曲拱坝	48.30	3799	15×16.5	16.50	17.77	θ=60°	438.00	170.66	13×13.5	14×16 14×14.5	1062.65	50	挑流	
								R=85								
JPYJ 水电站泄洪洞	技施	混凝土双曲拱坝	57.60	3320	12×15	14.50	20.11	θ=62.5°	560.19	100	13×10.5	13×17	829.37	50	挑流	
								R=150								
XLD 水电站3号泄洪洞	技施	混凝土双曲拱坝	68.90	4162	12×15	15.00	23.36	θ=61.98°	624.42	64.79	14×12	14×19	965.25	50	挑流	
								R=200								
HZY 水电站左岸深孔泄洪洞	技施	混凝土面板堆石坝	67.41	2987	12×13	13.00	22.50	θ=53.34°	309.99	85	12×9	12×16	270.22	41.98	挑流	
								R=80								
HZP 水电站泄洪洞	技施	沥青混凝土心墙堆石坝	66.90	2980	12×13.5	13.50	20.82	θ=57.21°	370.38	82	11.4×10	13×16	288.05	30.5	底流	
								R=100								

4.1.11 高流速隧洞采用“龙抬头”、“龙落尾”式连接的无压段（图 4-4），一般由竖曲线段、斜线段和反弧段组成。

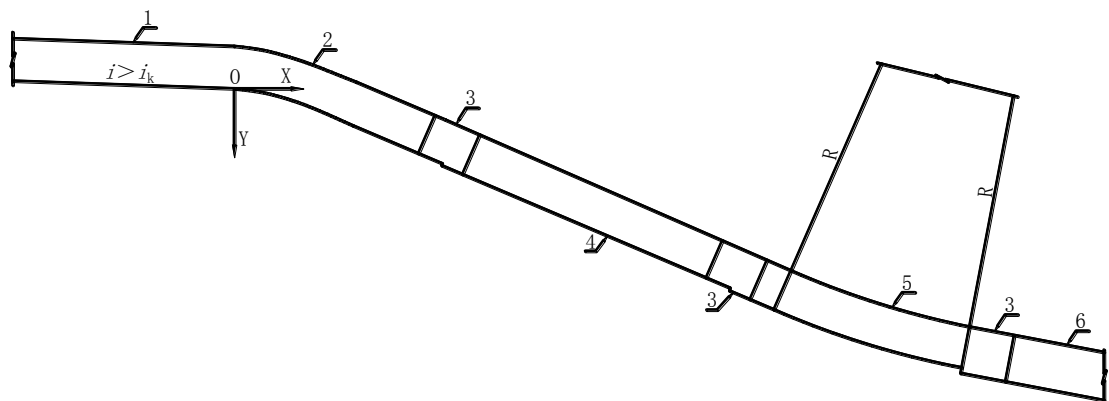


图 4-4 “龙抬头”、“龙落尾”式连接的无压段

1-上平段（前接工作闸室）；2-竖曲线段；3-掺气设施；4-斜线段；
5-反弧段；6 下平段（后接挑坎）

(1) 竖曲线段

竖曲线段常设计为抛物线(渥奇曲线)。抛物线方程可以按下式进行设计:

$$y = \frac{g}{2(kv)^2 \cos^2 \theta} x^2 + (tg\theta) \cdot x \quad (4-5)$$

$$\text{或 } y = \frac{1}{K \cdot 4\varphi^2 H_0 \cos^2 \theta} x^2 + (tg\theta) \cdot x \quad (4-6)$$

当 $\theta=0$ 时,

$$y = \frac{g}{2(kv)^2} x^2 \quad (4-7)$$

$$\text{或 } y = \frac{1}{K \cdot 4\varphi^2 H_0} x^2 \quad (4-8)$$

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g} \quad (4-9)$$

式中: θ ——抛物线起点(坐标 x 、 y 的原点)处切线与水平方向的夹角($^\circ$);

v ——起点断面平均流速(m/s);

H_0 ——计及行近流速 v_0 影响的总水头(m);

φ ——流速系数(m/s);

g ——重力加速度(m/s^2);

K 、 k ——为防止负压发生而采用的安全系数($K = k^2$), 其值视各工程

具体条件不同,变化范围较大,多在 1.20~1.60 范围内选用(见表 4-4); 美国陆军工程兵团建议采用 $k=1.25$, $K=1.56$ 。对于完全新建的泄洪洞(不利用导流洞),为了获得好的水力学条件,在地形地质条件有利、工程投资增加不多的情况下,可以尽量选择比较“胖”的竖曲线。

表 4-4 国内外工程的渥奇曲线对比

型式	工程名称	设计水头 (m)	渥奇起始有效 水头 (m)	渥奇曲线方程	K	反弧半 径 (m)	反弧末端流速/ (m/s)
“龙抬 头”式	HW 泄洪洞	20.4	18.4	$z = \frac{x^2}{76}$	1.03	88.45	48.8

	MJ 泄洪洞	61.0	54.9	$z = \frac{x^2}{244}$	1.11	73.2	53.3
	BK 右岸泄洪洞	61.8	55.6	$z = \frac{x^2}{350}$	1.57	70.0	32.6
	LJX 右岸泄洪洞	60.0	54.0	$z = \frac{x^2}{300}$	1.39	99.65	45.0
	WJD 左岸泄洪洞	40.0	36.0	$z = \frac{x^2}{157}$	1.09	70.0	43.1
	ET 泄洪洞	37.0	33.48	$z = \frac{x^2}{150}$	1.12	100.0	45.0
“龙落尾”式	XLD 泄洪洞	65.55	43.0	$z = \frac{x^2}{400} + 0.023x$	3.45	300.0	46.25
	JPYJ 泄洞	60.06	40.0	$z = \frac{x^2}{400} + 0.023x$	3.13	300.0	51.55
	BHT1 号泄洪洞	74.62	52.00	$z = \frac{x^2}{320} + 0.0220x$	2.50	320.0	47.2

(2) 反弧段

1) 一般多采用单圆弧式，其反弧半径 R 可以参照下列准则选定：

取 $R = 0.8h_v$ ，这里， h_v 为反弧段流速水头；在地形条件、施工方法许可的情况下，反弧半径 R 一般在计算值的基础上再取大值，如 XLD、JPYJ 泄洪洞；原因是反弧半径小，离心力越大，水流空化数也会相对较大，但反弧的离心力越大，水流中气泡的溢出速度会更快，对反弧后平段的掺气保护不利。

2) 单圆弧反弧段上的压强计算，可以参考溢流坝反弧段压强的计算方法。

3) 有的工程采用抛物线反弧段，其压力变化比较平稳。

4) 采用单圆弧曲线反弧段的泄洪洞, 在反弧末端与下平段连接处附近, 水流压强会迅速减小, 很容易发生空化和空蚀, 因此, 常在反弧末端采用跌坎形式或隧洞突扩形式布置掺气设施。

5) 反弧段后极易发生严重空蚀破坏, 对重要工程需进行减压箱水工模型试验研究。

(3) 斜线段

斜线段是竖曲线段与反弧段间的切线连接部分, 水头越高, 单宽流量越大, 则通常取较小的切线斜率, 斜率越小相应位置的水流空化数增大, 越不容易发生空化空蚀。对于完全新建的泄洪洞, 可以尽量选择斜率较缓的斜线段, 即比较“胖”的体型, 可减小水流压强变化梯度, 从而减小空蚀的发生。

4.1.12 在选择水工隧洞线路的纵坡时, 纵坡要满足水力条件、运行和维修的要求, 并考虑施工的方便性。在水力条件方面, 无压隧洞坡度主要涉及到无压流的计算, 它影响隧洞泄流能力、压力分布、过水断面、工程量、空蚀特性和工程安全。压力分布在陡坡段反映较为敏感, 是高流速无压隧洞纵坡设计主要考虑的因素之一。在有压隧洞中若有平坡或反坡, 在平、反坡末端将有可能出现压力余幅不足。此外反坡还会造成施工排水不便, 运行期洞内淤沙积水, 给维修增加困难。故本条规定在洞身段内一般不设置平坡, 避免设置反坡。出口段如设置反坡时, 要注意做好检修期的排水措施。

4.1.13 为了便于施工, 加快施工进度和均衡各段施工工程量, 在长隧洞中有必要设一些施工支洞。根据我国隧洞施工情况调查, 每个掌子面距支洞口的最大距离, 大约控制在 2000 m 左右。施工支洞的合理布置与主洞线路布置关系密切并影响方案的经济性, 故本条强调应进行技术经济比较确定。

4.2 进出口布置

4.2.1~4.2.3 进出口布置为隧洞工程的一个重要组成部分, 在布置中要重视以下几个方面:

(1) 满足洞口的主要功能, 包括以下几点:

- 1) 在电站各种功能、各种运行水位下均能满足过水流量的要求。
- 2) 当输水系统、发电厂房发生事故或检修时, 能及时下闸截断水流。
- 3) 具有拦截泥沙和污物的功能。

(2) 需要考虑的地形条件为:

1) 洞口地段地形要陡，地面坡度最好要大些。

2) 凸地形较凹地形好，山体雄厚较山体单薄好，山沟里较沟口好，但一般不在冲沟处布设洞口，因为该处除常有地面径流汇集外，也常为构造破碎的软弱地带。

3) 洞口段要尽量垂直地形等高线，交角一般不小于 30° 。

4) 若洞口选在悬崖陡壁下，要特别注意风化、卸荷作用所造成岩体的崩塌，以及坡面的危石处理。

5) 当地形陡、边坡高的地区布置洞口时，一般尽量不削坡或少削坡，必要时可以在天然边坡上直接进洞，以保证边坡的稳定。根据当前先进的支护水平，在IV、V类围岩中，可以超前对岩体加固后进洞，贯彻“早进晚出”的原则，避免开挖高边坡，破坏原生山坡和地表植被。

(3) 一般考虑的地质条件为：

1) 洞口要布置在岩体新鲜、完整、出露完好，且有足够厚度的陡坡地段。

2) 岩体产状对洞口边坡稳定影响较大，反倾向的岩体对洞口稳定有利，可以不考虑倾角大小。顺倾向岩体的洞口，若倾角在 $20^\circ \sim 75^\circ$ 之间时，易产生沿软弱结构面滑动。

3) 岩脉、断层破碎带、岩体风化破碎地段，一般不布置洞口。

4) 洞口要避免不良物理地质现象的地段，如滑坡、崩塌、危石、乱石堆、泥石流及岩溶等。

4.2.4 水工隧洞的进口种类较多，按其用途可以分为发电、灌溉、供水、泄洪、排沙、放空及施工导流等；按其工作性质，可以归纳为引水及泄水两类；按其水流形态，又可以分为开敞式和深式两种。鉴于已建进水口在水力学上出现的问题较多，故本条采用按水流形态进行分类。

(1) 开敞式进口

多用于拦河闸（坝）拦截引用河道径流的隧洞工程和洞式溢洪道进口。进口后直接连接明流隧洞，或后接一段明渠再与隧洞衔接。

开敞式进口的布置，除保证各种情况下的必要引用流量或泄流量，以及拦污等一般要求外，还要设置有效的防沙、排沙措施。除在布置上选取有利的地形条件，如将引水进水口布置在河弯的凹侧，或利用横向环流原理设置一些导流设施

外，通常在引水进口段内外都设置有冲沙闸、导沙坎、拦沙坎、沉沙池、冲沙道等水工建筑物。

为了减少进口水头损失或保证进口段水流流态平稳，避免在进口前产生漩涡和回流，开敞式进口布置要尽量做到平顺圆滑。

（2）深式短管进口

该类进口后接明流隧洞，这时水头损失主要考虑压力洞段的形状阻力，其沿程损失可忽略不计。工作闸门前的压力段是由入口段、事故检修门槽和压坡段三部分组成。在设计短管进口时，需要满足防空蚀和出流流态好等要求。由于进口压力洞段较短，检修门槽较宽，故孔口流态对进口地形和孔口体形反应十分敏感，若进口来流不平顺、不对称，或体型曲线稍不合理，就会使孔口水流紊乱，以致造成出口水流飞溅，检修门槽中水流剧烈跳动，以及在进口顶板末端形成负压区等不利的水力现象。故这类进水口对地形条件和孔口体形轮廓要求十分严格，如进口地形较复杂，需要通过水工模型试验验证。目前国内多运用哈焕文提出的深式短管进口体型，也可以采用丁灼仪提出的体型。

（3）深式长管进口

这种型式的进水口多用于受限于地形、地质、枢纽布置和施工条件而不能呈直线型布置的岸边泄洪隧洞。有些布置是从进口到出口皆为有压流的单一形式，有些在平面弯道以前为有压流，其后为明流的混合形式，两者的进口布置要求基本相同。基本上都是三面收缩的进水口，上唇和侧墙大多采用椭圆曲线，少数为圆曲线。进口顶板要在水库最低运行水位以下，并有一定的淹没水深。合理的淹没深度应该在最低水位运行时进口不产生漏斗状漩涡，以免吸入空气、引起振动、减少流量等。

矩形孔口体形常用的椭圆曲线方程通常按下列条件选用：

- 1) 矩形喇叭口四面收缩或三面收缩（底板不收缩）时，采用下式：

$$\frac{X^2}{D^2} + \frac{Y^2}{(D/3)^2} = 1 \quad (4-10)$$

- 2) 矩形喇叭口仅顶板收缩，底边和两侧边墙均不收缩时，采用下式：

$$\frac{X^2}{(1.5D)^2} + \frac{Y^2}{(0.5D)^2} = 1 \quad (4-11)$$

式中：X——椭圆曲线沿长轴方向的坐标；

Y ——椭圆曲线沿短轴方向的坐标；

D ——矩形孔口的高度（垂直收缩时）或宽度（水平收缩时）（m）。

4.2.5 根据抽水蓄能电站输水隧洞洞口的进流与出流方式，其型式一般分为侧式（卧式）与井式（立式）两种。

侧式洞口为目前国内采用的主要型式，由于多布置在岸边，故所需隧洞相对较短。其水流沿水平方向或与水平方向有一定的夹角流动。进流一般比较平顺，出流则易发生流速分布不均甚至出现顶部负流速。侧式洞口有地面式、地下式，也有半地面半地下式的。从水力学方面要求，其体型设计进水时要逐渐收缩，出流时逐渐扩散，全断面上流速均匀，不发生回流、脱离。

为了改善弯道带来的流速分布不均现象，隧洞中的弯道与洞口之间要有足够长的直线距离（整流距离），同时要尽量减小转折角、加大转弯半径，或将弯道做成渐缩型。存在平面转弯时，整流距离以不小于隧洞直径为宜；立面弯段对出流在平面上的对称性影响较小，整流距离可以相对较短。

井式洞口可以分为盖板式、开敞式。目前多采用盖板式。盖板式的组成为：①扩散段，该段由盖板、径向分流墩、底板及喇叭口组成，根据流量的大小，用径向分流墩在圆周方向分成数个孔口，该段是井式洞口设计的关键之一；②竖井段，它是扩散段与弯段间的连接段，一般要有适当的高度；③弯段，这也是井式洞口设计的关键之一，进流时它将水流输入水道内，出流时将水流输入竖井段，经扩散段流入上库；④盖板式洞口的其他组成部分主要为隧洞段、闸门段、渐变段、闸门启闭机排架及启闭机房，这些建筑物与侧式洞口完全相同。开敞式除无扩散段的盖板外，其余与盖板式相同。

4.2.7 水工隧洞的通气问题主要包括以下两方面内容：

（1）有压隧洞放空排水时需补气，充水时需排气。如果通气设施设置不当，充水时洞内空气不能及时排出会形成压缩气团。当洞内气压积聚达一定程度时，可能出现爆炸性的喷发，影响进出口结构、设备和人员安全。而在放空排水时，通气不畅不仅影响正常排水，而且会在相关通道内抽气，影响闸门、启闭机室或其他交通廊道等的正常运行，同时会增加作用在结构上的额外荷载，对结构安全造成不利影响。

（2）无压隧洞中，通气设施是为适应高速水流的自然掺气和水面以上的空气随水流被带至洞外的需要而设置。为保证高速水流无压隧洞水流稳定和掺气效

果,较长的无压泄洪洞内需分段设置补气洞,可以增加洞顶余幅的总补气量,提高泄洪洞余幅内的气流压力,改善余幅气流速度分布,对水流的稳定有利;同时,由于余幅气压增大对水流掺气效果也有一定程度的改善,有利于泄洪洞的安全运行。如 JPYJ 泄洪洞 1:30 单体常压水力水工模型试验表明:当在“龙落尾”段增设 3#补气洞以后,1#和 2#补气洞的风速和补气量相应减小,但泄洪洞总补气量明显增大,增大幅度达 50%左右,4 道掺气设施通气井内的风速和通气量有不同程度的增加。原观成果表明 JPYJ 泄洪洞按流速分段设置 3 条补气洞后其补气掺气效果良好,实测补气量达 3000 m³。

为减少通气时的阻力及高强度噪声对环境的影响,布置通气管路时要尽量减少突变、弯头等。通气孔洞自成系统,与人孔、物孔、交通洞、井、闸门启闭机室等隔开,以保证值班工作人员的正常操作活动和安全。在通气孔洞附近,应该设网罩和栅栏等防护设施,以保护周围行人免受强气流吸力的伤害。

4.2.8 泄水洞出口布置时,需要考虑与枢纽建筑物协调,特别是与发电尾水出口保持适当空间距离,避免在宣泄洪水时,下泄水流影响尾水建筑物的安全和正常运行,尽量减小对下游河道的冲刷及边坡稳定的影响。

4.3 多用途隧洞

4.3.1 为了使枢纽布置紧凑,减少枢纽的单项工程,降低造价,加快施工进度,特提出本条规定。

不同用途的隧洞,其特点及要求各不相同,合而为一必然会产生冲突,故一洞多用隧洞的布置,要根据工程地质条件、施工方法等通过试验研究并进行技术经济比较确定。

4.3.2~4.3.3 不同用途的隧洞,其特点和要求各不相同,如利用导流隧洞改建为泄洪隧洞时,要注意研究高流速、防蚀抗磨和防渗问题,故在这两条中明确提出应根据工程的具体条件及其可能性研究永久与临时相结合设计应该解决的问题。

4.3.4 由于地形地质条件的限制,近年来我国有较多利用导流洞改建为泄洪洞的工程实例。在泄洪洞消能方式上采用了多种形式,其中采用洞内消能的形式较为普遍,国内外相关内消能泄洪洞特征参数表见 4-5~4-8。其消能方式各具有特点,故采用本条规定时要求结合其特点进行水工模型试验验证。

当下游出口为明流衔接时,一般采用消能率高、结构布置灵活、抗空化能力强的竖井旋流消能泄洪洞或水平旋流消能泄洪洞;下游出口为有压流衔接时,一

般采用孔板消能或洞塞消能泄洪洞，其水流流态相对稳定。孔板泄洪洞也可称作洞塞泄洪洞的一种特殊型式，孔板泄洪洞的孔板厚度通常小于孔口直径的 1/2。旋流泄洪洞往往可以消刹 80%~90%的泄洪能量。孔板和洞塞泄洪洞的水流消能率与孔板和洞塞的级数有关，设计时可以根据工程的泄洪和消能要求选择孔板或洞塞的级数和相关参数。

表 4-5 国内竖井旋流泄洪洞特征参数表

序号	工程名称	坝型	最高水头 H (m)	最大流量 Q (m³/s)	进口型式	涡室直径 (m)	竖井直径 (m)	消力井深度 (m)	消能型式	通气型式	最大消能率	建成年份
1	SP	拱坝	91.30	242.0	短有压	10	6.0	5	扩散	—	73%	2003
2	YL	混凝土心墙堆石坝	89.1	213.52	短有压	9.5	5.3	6.2	底流	掺气竖井	86%	2005
3	RZH	土工膜堆石坝	56.88	145.7	开敞式	7.5	4.8	7	扩散	—	80%	2009
4	DN	混凝土面板坝	112.6	209	开敞式	10	5.5	8	挑流	无掺气	86%	2013
5	KJW	混凝土面板坝	155	388	开敞式	10.5	7.5	10	扩散	竖井环形掺气	80%	2015
6	SZP	土心墙堆石坝	129	262	开敞式	10	6.5	8	底流	—	90%	2011
7	LHK	土心墙堆石坝	233	1200	短有压	18	12	15.5	挑流	竖井补气	80%	在建
8	SJK	土心墙堆石坝	240	1196	短有压	18	12	15	挑流	竖井补气	80%	在建

表 4-6 国内外水平旋流泄洪洞特征参数表

序号	工程名称	坝型	最高水头 H (m)	最大流量 Q (m³/s)	进口型式	起旋室直径	旋流洞直径 (m)	竖井尺寸 (m)	退水洞尺寸 (m)	消能型式	通气型式	最大消能率	建成年份
1	GBX	面板堆石坝	110	1100	开敞式	10.5	10.5	D=9.0	11×14	挑流	竖井掺气坎掺气	86.7%	2006
2	印度特里	斜心墙土石坝	220	1950	开敞式	12	12	D=12	D=11	底流	沿退水洞设排气井	—	2006
3	前苏联罗贡	斜心墙土石坝	130	1980	开敞式	13	13~9	D=13	11×12	挑流	—	60%	在建
4	特尔麻姆		132	1980	有压	10	10	9×9.5	10×16.5	底流	—	—	—

GBX 水电站通过对竖井旋流消能和水平旋流消能方案进行对比试验，水平旋流消能方式可以适应竖井上部不良的工程地质条件，减小竖井的施工和运行风险以及结构振动。

表 4-7 孔板泄洪洞特征参数

工程名称	坝型	最高水头 H (m)	最大流量 (m ³ /s)	闸门尺寸 (m) (宽×高)	导流洞断面尺寸 (m)	孔板级数	孔板直径 (m)	孔板间距	最大消能率	建成年份
XLD1 号泄洪洞	壤土斜心墙土石坝	150	1500	4.8×5.4 4.8×4.8	D=14.5	三级孔板	D1=10 D2=10.5 D3=10.5	3D	65%	2001

表 4-8 国内外洞塞泄洪洞特征参数

序号	工程名称	坝型	最高水头 H (m)	最大流量 (m ³ /s)	闸门尺寸 (m) (宽×高)	洞塞类型	洞塞特性	洞塞间距 (m)	洞塞长度 (m)	最大消能率	建成年份
1	加拿大麦加	斜心墙土石坝	180	850	2.3×3.5	两级水平洞塞	3 根钢管，按"品"字排列	104	—	50%	1976
2	美国格伦峡坝	重力拱坝	179	3900	—	水平洞塞	4 根通过坝体的钢管组成，直径为 2.44 m	—	—	—	1966
3	LD	心墙土石坝	78	1698	11×12	两级水平洞塞	D=14~10.5	45	10	69%	2011
4	HZY	面板堆石坝	128	1600	9×11	垂直洞塞、压坡及三级水平洞塞	D1=12~9 D2=12~9.2 D3=12~9.8	40	10	87%	2019

5 横断面形状及尺寸

5.1 一般规定

5.1.2~5.1.3 有压隧洞洞顶留有不小于 2 m 的压力余幅是几十年来我国设计一直沿用的标准,也是保证隧洞功能的重要措施。高流速泄水洞的水力学条件比较复杂,若在运行过程中出现明满流交替状态,不但会影响泄流能力,而且会在洞内出现大量不稳定的气囊,产生气爆,出现空蚀、造成磨损和产生较大的动水压力,这对洞壁的受力状况、隧洞及其周围建筑物将产生不利影响。因此,在出现明满流交替的水位区间,要避免运行或调整闸门开度,保证隧洞处于完全的满流或明流状态下运行。低流速泄洪隧洞允许在校核洪水位时出现明满流交替的流态,主要是因为出现的几率小,运行时间短且属于非常运行。尾水洞、导流隧洞设计,受出口高程、导流条件和来流量限制,一般会经历明满流交替过渡。从国内外已建隧洞工程的运行情况看,由于发生明满流交替造成的危害实例不少,如,印度巴克拉坝右岸导流隧洞在施工期发生了明满流交替,水流冲毁了闸门控制室及底部隔墙等处,造成厂房被冲,10 人死亡,损失 37.5 万英镑。在国内,如 YGX 导流底孔,在水头 31.08 m 时,发生明满流转换,将 3 m 厚的混凝土墩洞穿,对工程造成严重影响。但国内也有如 WJD、STH、XLD、JPYJ 等工程的导流隧洞,也未导致破坏。因此针对这种工况采取必要的工程措施,不会对建筑物结构造成危害。

5.2 横断面形状

5.2.1 圆形断面水力学条件好,衬砌受力均匀,不易产生应力集中,且计算简单。但圆形断面衬砌施工较为不便。一般高内水和高外水压力的隧洞都优先选用圆形断面。若内外水压力不大,拐角处产生的应力集中也不大时,为便于运出渣,亦可以采用圆拱直墙式断面。在外水压力较大,地质条件较差的洞段,如 IV、V 类围岩洞段,为了避免局部应力集中,采用圆形或马蹄形断面较好。无压隧洞一般都采用圆拱直墙式断面,以便于施工。在隧洞的轴线选择中,如果由于某种原因洞轴线不能与最大主应力方向平行或接近平行时,也可改变隧洞的断面几何形状或者控制其开挖顺序,以达到围岩自身的稳定。

5.2.2 隧洞围岩的稳定,是围岩应力重分布与围岩强度之间相对关系的反映。当围岩应力大于围岩的屈服强度时,围岩就要发生塑性变形,当围岩应力大于围岩的极限强度时,围岩就要发生破坏。为了保持围岩的稳定性,就需要调整和控制

围岩应力重分布与围岩强度之间的关系。但围岩的强度性能是客观的，难以对它进行调整，只能调整围岩应力。而围岩应力主要取决于岩体地应力状态和隧洞的断面形状和尺寸，这两者中地应力又是客观存在的。因此，唯一可以调整的就是隧洞的断面形状和几何尺寸。故在特定的地应力场中，选择一个合理的断面形状和几何尺寸，对于降低围岩应力集中，改善围岩受力条件，保持围岩稳定，具有重要的意义。这就是说可以通过调整隧洞横断面的高宽比，来改善围岩的受力。

5.2.3 在长隧洞中，若采用了多种断面或衬砌型式，每种断面或衬砌型式的洞段要有一定的长度，不同断面或衬砌型式间的渐变段不能过多，否则会加大隧洞的局部水头损失。

水工隧洞中，为平顺水流，减小水头损失，在不同断面之间需设置渐变段。渐变段一般分扩散段与收缩段两种型式。当扩散段前后两端断面的面积比一定时，扩散长度增加，就能减少其扩散角，因此就减少了水流与洞壁分离的程度，由于水流与洞壁分离造成水流紊乱而引起的局部水头损失就可以大大降低，故扩散段的扩散角越小越好。相反，在收缩段，水流始终充满整个洞段，水流不会与洞壁分离，在断面比不变情况下，增加收缩段长度对局部水头损失的影响较小，尤其在收缩角较小的情况下，其影响更小。

高流速无压洞段流道边墙保持顺直，避免非掺气段突变，尽量减少流道边墙体变化。若无压洞需平面扩散时，扩散段通常布置在水流比较平稳的洞段，扩散角的大小与流速、水深有关。前期设计时可以用佛汝德数衡量，即 $\tan \alpha = 1/3Fr$ ，其中 α 为扩散角， Fr 为佛汝德数，边墙扩散处一般采用圆弧连接。

5.3 横断面尺寸

5.3.1 水电站的输水隧洞的直径选择，是由动能经济比较决定的。在同样地质条件和过水流量一定的情况下，洞径小流速大，则水头损失就大，电站出力减小；反之洞径大流速小，则水头损失小，电站出力相应增大，故选择合适洞径要经过动能经济比较确定。工程经验表明，有压引水发电衬砌隧洞经济流速一般为 2.5 m/s~4.5 m/s，不衬砌引水发电隧洞经济流速一般小于 2.5 m/s。

5.3.5~5.3.6 隧洞按无压明流工作状态设计时，为了防止发生满流工作状态，水面以上需留有足够的空间余幅，其值可以根据掺气水深标准确定，也可以根据清水水深标准确定，分述如下：

(1) 据资料了解，目前最大允许清水水深，有三种规定：

- 1) 洞高的 85%。
 - 2) 洞高的 7/8。
 - 3) 过水断面占隧洞断面的 85%。
- (2) 掺气后水面线以上的余幅一般为：
- 1) 洞高的 15%~25%。
 - 2) 隧洞断面面积的 15%~25%。

国外的工程，美国一般采用 0.15 倍洞高，法国一般采用 0.2 倍洞高，日本一般采用 $A_w/A_0=3/4\sim 7/8$ (A_w 为设计洪水流量的过水断面面积， A_0 为隧洞断面面积)。

根据上列资料，并据工程实例调查情况，考虑到工程的经济合理性，本次规范编修仍然采用了原规范的规定。

一般情况下，考虑掺气后的水面线以上的洞顶余幅面积可以根据水流佛汝德数按表 5-1 选用。表中， v 为平均流速， H 为断面平均水深， g 为重力加速度。对于佛汝德数远大于表中数值的无压洞或顶拱无混凝土衬砌的无压洞可以根据条件加大洞顶余幅并通过水工模型试验验证。

表 5-1 洞顶余幅面积

$(Fr)^2 = \frac{v^2}{gH}$	<10	10~20	>20
$\frac{\text{净空面积}A_f}{\text{隧洞断面面积}A_t}$	0.15	0.2	0.25

6 水力设计

6.1 水力计算原则

6.1.1 本条规定了水力计算的内容，与原规范规定基本相同，由于本规范增加了引水发电隧洞充放水的内容，故在本条中增加了隧洞充水放空水力计算内容。

连接隧洞沿程测压管水头，即得有压隧洞的压力线。设计时要根据隧洞可能的运行条件绘制最高和最低压力线。前者供确定隧洞各段的最大设计内水压力，后者用以检验洞内是否会出现负压力。绘制压力线的步骤如下：

- (1) 根据水流连续方程计算隧洞沿程各不同断面的流速；
- (2) 逐段计算沿程水头损失和各项局部水头损失；
- (3) 以隧洞出口断面底板高程为基准，从隧洞进口计算的总水头中，自上而下沿程逐段逐项累减各项水头损失，得各转换断面上的总水头；
- (4) 从各转换断面的总水头中减去相应的流速水头，得各转换断面上的测压管水头；
- (5) 连接各测压管水头，即得隧洞沿程压力线。

以隧洞进口上游最低运行水位为准算出的压力线，若出现低于隧洞洞顶高程者，说明该段洞身将发生负压，这是有压隧洞运行不允许的。可以通过降低隧洞高程、加大隧洞洞径、收缩隧洞出口断面尺寸以及改善出口体型等措施，提高洞身压力，达到消除负压之目的。

6.1.2 在水工隧洞水力学计算中，水头损失计算是一个重要问题，尤其在多种衬砌型式的长隧洞中更为突出。水头损失包括两部分，即沿程损失和局部损失，其关键问题是如何确定不同衬砌型式的糙率系数及各种类型的局部损失系数，可以按附录 A 采用。

对于开挖后永久支护采用喷锚支护隧洞，其糙率系数可以按下式计算：

$$n_1 = \frac{R_w^{1/6}}{17.72 \lg \frac{14.8 R_w}{\Delta}} \quad (6-1)$$

式中： n_1 ——喷射混凝土支护的糙率系数；

R_w ——水力半径（m）；

Δ ——隧洞洞壁平均起伏差（cm）。

在不衬砌或喷混凝土支护的隧洞中，常常遇到局部衬砌，尤其在底板采用混凝土衬砌就更为普遍。这种情况下糙率系数为综合糙率系数，综合糙率系数 n_0 值可以按下式计算。

$$n_0 = n_1 \left[\frac{S_1 + S_2 \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^{3/2}}{S_1 + S_2} \right]^{2/3} \quad (6-2)$$

式中： n_0 ——综合糙率系数；

n_1 ——不衬砌糙率系数；

n_2 ——混凝土衬砌糙率系数；

S_1 ——不衬砌周边长（m）；

S_2 ——混凝土衬砌周边长（m）。

6.1.4 水面线的计算方法很多，经调查分析，分段求和法较为简单，实际工作中采用者也较多，故本条推荐采用该方法，但也不排斥应用其他方法。

明流隧洞的过水断面多为矩形，计算水面线较为简便的方法是直接分段求和法。对两相邻过水断面建立能量方程式可得：

$$\Delta x = \frac{\Delta E}{i_b - i_f} \quad (6-3)$$

$$E = y + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (6-4)$$

式中： Δx ——隧洞沿程分段长度（m）；

ΔE ——两相邻断面之比能差（m）；

i_b ——洞底坡度；

i_f ——能线坡度；

E ——比能（m）；

y ——断面水深（m）。

一般情况下，隧洞宽度、坡度和过流量均为已知，通过水面线类型分析，先确定起始断面水深，然后按公式（6-3）和（6-4），列表计算隧洞沿程各断面水深。

高速水流的掺气现象是一种较复杂的水流变化过程。对目前已有的掺气水深计算公式进行了总结分析，附录 C 中列出了三个有代表性的计算公式。霍尔公式是国外总结的原型陡槽掺气资料的经验公式。王俊勇公式是由国内外 14 项原型观测资料分析总结得到，其中含三门峡工程 1 号隧洞和冯家山水库溢洪洞的原型观测资料。溢洪道公式源自《溢洪道设计规范》DL/T 5166-2002 附录 A，适用于既有波动又有掺气的泄槽水流，根据碧口溢洪道设计的水力参数，其原观值与按溢洪道规范公式计算值最为接近。

此外还有以下计算方法：

(1) 王世夏公式

王世夏分析了美国 Rapid 木陡槽和 Hat Creek、South Canal、Kittitas 混凝土陡槽的原型观测资料，三门峡 1#明流隧洞和刘家峡溢洪道的原型观测资料、L G Straub 在钢板人工加糙陡槽上的室内试验资料，N S Lakshmana Rao 在光滑铝板陡槽上的室内试验资料，筛选测自渠槽均匀等宽直段的原观资料 90 组和室内试验数据 50 组，通过量纲分析，得到掺气水深的计算公式为：

$$h_a = \frac{h}{1-\bar{C}} = \frac{h}{\bar{\beta}} \quad (6-5)$$

$$\bar{C} = 0.538 \left(\frac{n\bar{u}_x}{R^{2/3}} - 0.02 \right) \quad (6-6)$$

式中： h_a —— 掺气水深（m）；

h —— 不掺气水深（m）；

\bar{C} —— 断面平均掺气浓度；

$\bar{\beta}$ —— 为断面平均含水比。

R —— 不掺气水流的水力半径（m）；

\bar{u}_x —— 不掺气水流的断面平均流速（m/s）；

n —— 糙率值。

(2) 吴持恭公式

吴持恭认为紊流边界层发展到水面是水流掺气的必要条件，其充分条件为水流紊动要达到足够强度，能使水面附近的涡体跃出水面，并以涡体模式进行理论分析，推导出明槽自掺气水流的水深、掺气条件的理论公式：

$$h_a = h + \frac{1}{2\cos\theta} \left[BRJ - A \left(\frac{J}{R} \right)^{\frac{1}{4}} \right] \quad (6-7)$$

$$J = \left(\frac{nV}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$J = i = \sin\theta$$

式中： h_a ——掺气水深（m）；

h ——不掺气水深（m）；

θ ——流道底板的坡度；

R ——不掺气水流的水力半径（m）；

J ——不掺气水流的水力坡度。均匀流时，非均匀流时， n 为糙率值， i 为底坡， v 为断面平均流速。

A 、 B ——待定系数，与水力坡度 J 有关。根据 Straub 和 Anderson 的试验资料，拟合的系数 A 、 B 与 J 的关系式如下：

$$A = (3.1 + 4.26J - 4.78J^2) \times 10^{-3}$$

$$B = -17.942J^2 + 21.369J - 2.269 (J > 0.5)$$

$$B = 7.23 \times 10^{-0.52J} (J < 0.5)。$$

（3）ET 泄洪洞水工模型试验研究表明：自然掺气浓度为 14.5% 左右，包括自然掺气、强迫掺气总掺气浓度为 18.6%，考虑掺气时水深和不计掺气影响水深的洞顶余幅面积分别为 25% 和 37%，故通常认为掺气水深按 1.2 倍清水水深计。

为使各家公式在同一基础上进行比较，下面选择了 JP 一级泄洪洞在不同水深、不同流速、不同坡度的工况进行了计算比较并进行了原型观测，结果见表 6-1。根据溢洪道规范公式计算的掺气水深最大，霍尔公式、王俊勇公式次之。原型观测成果远小于溢洪道规范公式，但与霍尔公式、王俊勇公式较为接近。

综合以上各经验公式的总结及原观成果分析，对于坡度平缓、流速小于 30 m/s 的泄洪洞可以采用王俊勇公式估算，需要说明的是该公式仅适用于

$$\frac{v^2}{gR} = 9.4 \sim 283, \text{ 且 } tg\theta = 0 \sim 0.927, \text{ 其中 } R \text{ 为水力半径, } \theta \text{ 为槽底与水平面的夹角;}$$

对于陡槽或流速大于 30 m/s 的泄洪洞段可以采用霍尔公式；对于水深较浅的、存在水流波动的泄洪洞可以采用溢洪道规范公式。

表 6-1 JP 一级泄洪洞掺气水深计算公式计算结果、原观值比较

计算工况				霍尔公式	王世夏公式	吴持恭公式	王俊勇公式	二滩模型经验	溢洪道规范公式	水工模型试验结果	原型观测结果
计算清水水深 (m)	计算流速 (m)	水力半径 (m)	坡度 i	计算掺气水深 ha (m)	计算掺气水深 ha (m)	计算掺气水深 ha (m)	计算掺气水深 ha (m)	计算掺气水深 ha (m)	计算掺气水深 ha (m)	掺气水深 ha (m)	(m)
10.5	24.32	4.02	0.023	11.29	11.15	10.80	10.78	12.60	13.82	—	<11.0
7.882	32.40	3.56	0.469	9.07	8.62	8.44	8.84	9.458	11.20	8.75	<9.0
5.351	47.73	2.94	0.469	7.47	6.23	6.49	6.78	6.421	8.67	6.15	—
4.954	51.55	2.81	0.080	7.34	5.87	6.11	6.44	5.945	8.27	6.75	<7.5

6.2 高流速过水边界的防蚀设计

6.2.1~6.2.2 空化是高流速隧洞设计中的一个经常遇到的问题。从已建高流速泄洪隧洞发生事故的实例中分析，由于空化破坏的占大多数，因此，在高流速隧洞中如何防止或减轻空化引起的破坏，具有重要意义，要按本条规定进行判别计算。

本条中提出的空蚀现象，其概念为：空化是液体特有的一种现象，当由于各种原因使水流流体中某一点的压力降低到水的蒸汽压力时，水流内部便出现蒸汽空泡，这样形成的空泡称为“空穴”。含有空穴的水流称为“空穴流”。空泡随水流移动至下游压力较高的地区，由于周围水体的压缩，空泡溃灭，空泡的发生和溃灭过程称“空化现象”。如空化现象发生在水流的边壁附近，由于空泡溃灭时释放巨大能量并直接轰击边壁表面，在长时间的强烈高频冲击下，最终会使边壁遭受破坏，这就是“空蚀”。所以空化是产生空蚀的前提，而空化的产生又与水流内绝对压力降低至与水的蒸汽压力接近的程度有关。一般引用一个无因次参数——空化数 σ 作为衡量水流发生空化可能性大小的指标。

6.2.4 在易于发生空蚀的部位或区域，建议采用下列防蚀、减蚀措施：

(1) 体形是指水流边壁轮廓的造型,设计合理的体形需满足阻力小、磨损少、免空蚀以及不出现有害的水流形态等条件。为了防蚀所设计的体形,应努力提高水流空化数 σ ,降低初生空化数 σ_i ,其初生空化数 σ_i 越小越好,应该小于在实际工程运用中可能出现的最小水流空化数 σ 。

(2) 空蚀现象与隧洞表面不平整度有关,施工时如果不注意使水流边壁的表面光滑平整,在高速水流作用下,将可能产生局部空蚀,甚至可能进一步发展扩大。过去有不少由于空蚀破坏的泄水建筑物,多是由局部表面不平整引起的。从一些调查资料中看出,当水流边壁表面有显著急剧的凹凸不平,流速大于(15~20) m/s 时,就有可能发生空蚀。

(3) 目前常用的底板掺气设施(图 6-1)有掺气槽式、跌坎式、挑坎式、挑跌坎组合式、差动式、变坡式掺气坎等形式。这些布置型式,都在设施后的水层底部形成一定长度的空腔,利用空腔中的低压,通过连接的通气孔,将外界空气自动吸入,并与水流掺混后随之下移。

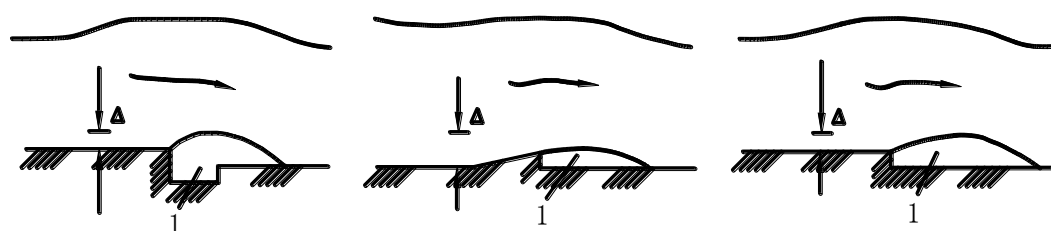


图 6-1 底板掺气设施

1-空腔

常规底板掺气设施后的两侧边墙存在一定的清水带,针对边墙空化数较低的情况,可以设置折流收缩式侧壁水流掺气设施(图 6-2),来提高边墙近壁水流掺气效果,实现对过流表面的全方位保护。侧面水流掺气设施体型的选择按以下原则:1)侧收缩坎后水流流态稳定,并能够形成形态稳定的掺气空腔;2)侧空腔长度小于底空腔长度;3)侧空腔下部长度不小于上部长度;4)有足够的通气空间保证水流供气需要,可以设侧通气槽加大侧面水流通气畅通;5)不影响底部水流掺气效果。

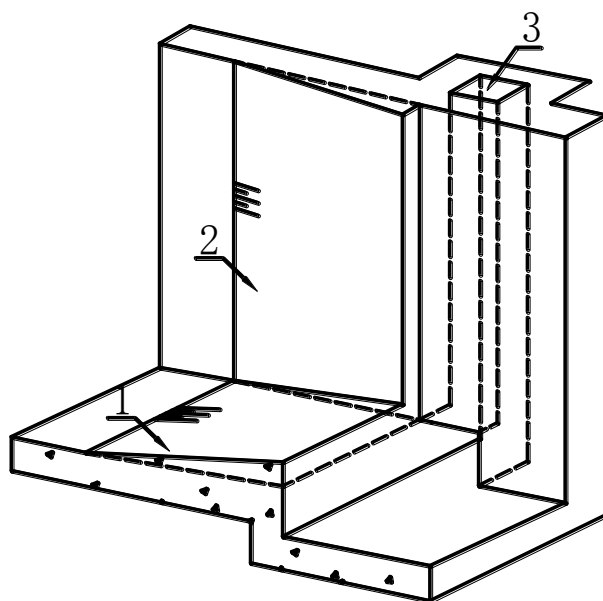


图 6-2 折流收缩式侧壁水流掺气设施

1-底板掺气坎；2-边墙折流掺气；3-通气井

国内外部分已建工程开展了通气量的原型观测，相关成果见表 6-2。

表 6-2 不同工程掺气设施通气量原型值/模型值表

工程名称及泄水建筑物	模型比尺	原型值/模型值
FM 溢流坝	1:10	1.0
	1:20	2.0~2.4
	1:30	2.4~2.6
BS 溢流坝	1:20	2.1
	1:40	3.8
	1:70	14.7
WJD2 号溢流孔	1:30	1.8~2.0
WJD 左岸滑雪道	1:30	1.5
WJD 右岸滑雪道	1:30	1.5~1.7
FJS 溢洪洞	1:40	3.3~5.0
契休斯考溢流坝	1:13	1.0
圣洛克溢洪道	1:25	1.1~1.5
麦克非溢流坝	1:36	2.0
福兹杜阿里亚溢洪道	1:50	3.0~4.0
JPYJ 泄洪洞	1:30	2.0~3.0

(4) 材料是防空蚀设计的一个重要方面，一般在高速水流作用下的泄水建筑物，其过水边壁要选用防蚀能力较强的材料；多泥沙河流需考虑采用抗磨损的材料，有些还需考虑采用抗冲击的材料。

抗空蚀和耐磨损对材料的共同要求是：材料具有应变能力高、表面光滑、吸能性好、抗冲击能力大、抗拉强度高、抗疲劳耐久性长、抗裂性强等特点。国内工程中已采用过的主要抗蚀耐磨材料有高强度混凝土、钢纤维混凝土、环氧砂浆、钢板等。

1) 高强度混凝土

在一般情况下，混凝土的抗蚀能力随其强度等级的提高而增加。但大于 C30 时，其抗蚀能力的提高已趋于平缓。因此，在水流流速小于 20 m/s 的水工隧洞，以采用 C25~C30 的混凝土为宜。当有专门防蚀耐磨要求时，应该考虑选用高强度等级混凝土。试验表明，采用高强度等级水泥，提高混凝土中水泥结石的强度和采用高强优质砂和粗骨料，能改善混凝土的抗蚀耐磨性能。但随着水泥强度等级的提高，温度对混凝土的影响愈加明显，可以掺加一定比例的粉煤灰，降低早期强度，否则衬砌易产生裂缝。粗骨料采用碎石较卵石好，粒径一般不大于 30 mm~40 mm，水灰比一般不大于 0.4，混凝土的坍落度一般不超过 7。亦可在高强度等级混凝土内掺加一定数量的抗磨材料，如硅粉、HF 外加剂、铁钢砂等以增强其抗蚀耐磨性能。

2) 钢纤维混凝土

钢纤维混凝土是在普通混凝土拌和时加入一定数量的短钢丝而成。工艺程序与普通混凝土相同。由于掺入了钢丝纤维，大大改善并提高了混凝土的韧性和抗冲击性能。其耐磨能力，可超过同强度普通混凝土的一倍以上。

3) 环氧砂浆

环氧砂浆是由环氧树脂与砂按一定要求拌和而成。它具有较高的强度指标，均质性好，表面粗糙度小等特点，韧性和抗冲击性能亦高。这种材料与上述材料相比，环氧砂浆的抗蚀耐磨性能最好。主要缺点是造价高、有毒性、而且与混凝土面的连接工艺比较复杂。这种材料目前多用于缺陷处理或修复工程。

4) 钢板

钢板具有成型容易、修补方便的优点，其抗蚀能力较普通混凝土高。但钢板的耐磨性能较差，因此，在体形变化复杂，估计容易引起空蚀的地方，均可以采用钢板镶护。必要时可以使用不锈钢，因它具有更高的抗蚀能力。

典型的钢板破坏形态一般有两种：一种是磨损穿孔；另一种是开裂撕卷，二者又互为联系。因此，钢板应该妥善施工并可靠锚固，钢板护面与混凝土的结合

面需进行接触灌浆，使钢板护面与混凝土的结合紧密无隙，粘结牢固，以免被整块撕卷，致混凝土失去保护。

7 不衬砌与锚喷隧洞

7.1 一般规定

7.1.1 水工隧洞若不衬砌或采用锚喷支护主要是利用围岩的自稳能力、承载能力和抗渗能力。因此，水工隧洞若不衬砌或采用锚喷支护，最基本的条件为围岩能够保持稳定。另外，还应该保证围岩基本不透水，不发生内水外渗。即使发生少量渗水也不会影响隧洞运行要求和使用功能，危及岩体和山坡稳定，也不会危及临近建筑物或造成环境破坏。

7.1.2 若洞内长期大面积淋水，不利于喷层与围岩紧密粘结，难以充分发挥喷混凝土的作用，甚至给喷混凝土带来不利影响。洞内地下水具有侵蚀性的洞段，易造成衬砌腐蚀，由于喷层厚度较薄，受腐蚀的危害甚于浇筑混凝土衬砌。粘土质胶结的砂岩、粉砂岩、泥质板岩、泥质及砂质泥岩等岩性较软的岩层，开挖后极易风化潮解，亲水性很强，遇水易泥化、软化、膨胀，围岩压力大，严重者会发生淤泥状流淌，稳定性极差，喷混凝土支护难以阻止其迅速的变形；高地应力洞段，围岩易产生时效变形，喷锚支护难以长期抵抗这种变形，可能导致围岩破坏；喷混凝土支护抗冰胀性能较差，严寒和寒冷地区，冻冰地段，一般不采用喷混凝土支护；至于其他特殊要求的隧洞是否采用喷混凝土支护，可以根据具体情况确定。

7.1.3~7.1.4 在水工隧洞的设计和施工中，为充分利用围岩的自稳能力、承载能力和抗渗能力，减少投资，目前国内外的成功经验是采用不衬砌及锚喷隧洞。如我国广西 TH 水电站引水隧洞的最大内水压力 6.17 MPa，采用了不衬砌隧洞，运行良好；国外有 10 MPa 左右的有压隧洞采用了不衬砌。锚喷支护在处理不良围岩中发挥着巨大的作用。在 I、II、III 类围岩中，已有许多工程利用锚喷作为永久支护，这些工程运行均较好。不衬砌和锚喷隧洞在现代隧洞工程建设中已被广泛应用，故根据实践经验提出本条规定。

7.1.6~7.1.7 目前锚喷支护设计，主要有工程类比法、理论计算法和监控量测法三种，其中工程类比法是根据国内外大量的工程实践总结出来的，具有广泛的实用性，所以应用最普遍，在锚喷支护设计中占主导地位。由于岩体变化复杂，地质和岩体力学参数难以准确地确定，而且在计算模式方面还存在一些问题，因而计算通常只是工程设计的一种辅助手段。但对于重要工程或大直径(跨度)洞室，为确保施工和运行安全，还要通过理论分析对围岩的稳定性进行验算。

有限元法引入岩石力学后，在地下工程中得到广泛应用。它可以把隧洞加固措施与围岩作为一个整体进行分析。这种方法能够分析复杂的地质问题，其数学模型可以反映岩体的连续性、各向异性、非均质性和非线性等特征。根据几何外形和力的作用方式等条件，把岩体分成一些有限多、有限大的单元体，经过一定处理程序，以线性代数方程组的形式，表达应力——应变——破坏——时间的内在联系，定量地评价隧洞周边应力集中和破坏现象的规律。根据所计算岩体各点的应力状态与该点力学强度对比，即可确定岩体破坏与否，确定需要加固的部位和加固参数，计算结果近似可靠。因此，推荐采用有限元法进行分析计算。但限于当前岩石力学测试手段，岩体结构面参数的测定尚难完全反映真实情况，有限元法的应用也还存在一定的局限性，故本规范强调采用多种手段综合分析。

近几年来，设计者利用极限平衡法，抓住结构面的组合方式进行围岩稳定分析，也取得了一定的效果，故本规范建议对于局部易于失稳的围岩采用极限平衡法对围岩进行分析，找出不稳定块体，并据此拟定加固参数。

监控量测法是近几年发展起来的一种较为科学的设计方法。这种方法的核心是以综合反映各种地质因素和工程因素的围岩位移和位移速率作为围岩是否稳定的判据。该方法简单易行。对恶劣地质条件的工程更是不可缺少的设计方法。故在本条中一并列出，以引起设计者注意。

7.1.8 根据前期设计阶段的设计深度要求，可以按《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB50086-2015 表 7.3.1-1 选用支护类型和支护参数。对于地质条件较差的断层带、断层影响带、节理裂隙密集带、强卸荷带、只能按Ⅴ类围岩选定支护参数。在Ⅳ类围岩开挖直径（跨度）大于 15 m 或Ⅴ类围岩开挖直径（跨度）大于 10 m 时，锚喷支护只能作为初期（施工安全）支护。对于采用锚喷作初期支护时，表中给定支护参数可以适当减弱，监测结果需要加强支护时，再适当增大。

由于地质环境复杂多变，人们对地质条件的认识需要逐步深化。大跨度，长洞线的地下工程，在前期设计阶段很难查清所有的地质问题，在技施阶段可能会遇到更多的地质问题，所以要根据《水力发电工程地质勘察规范》GB50287-2016 对地质工作进行专门研究，根据出现的新问题修正围岩分类、调整支护参数。

7.1.9 隧洞的进、出口部位靠近地表，一般都有风化、卸荷作用，间或有地表水、地下水的作用，该部位围岩完整性差，防渗性能较低，需要对进、出口洞段采用加固措施。

7.1.10 根据工程实践经验，不衬砌及锚喷隧洞浇筑混凝土底板，可以减少糙率，并利于检修。在浇筑底板混凝土前需清除隧洞底部弃渣、污物，并用水冲洗干净。

7.1.11 在长期的运行中，不衬砌隧洞局部掉块难以避免，喷混凝土局部掉块也是有可能的，为了使其不致进入水轮机，保证电站正常运行，需要在隧洞末端或喷锚支护段末端设置集石坑拦截石碴。根据工程经验，集石坑的容积一般按不衬砌洞段表面积百分之一估算，即每 100 m^2 设约 1 m^3 集石坑。

7.1.12 本条是根据工程实践经验而规定的。

7.2 喷混凝土支护

7.2.1 喷混凝土的设计强度是决定力学性质和耐久性的重要指标。目前随着喷混凝土工艺水平的提高，新材料、高效减水剂、增粘剂、早强剂的引用，对喷混凝土的力学性质有很大的改善。根据 GB50086-2015 中规定，本次修订对喷混凝土与围岩的粘结强度，根据其作用类型进行了修改。

7.2.2 工程实践证明，当喷层厚度在 0.05 m 以下时易收缩、开裂，从而降低喷层的整体性。因此本规范规定喷层的最小厚度不应低于 0.05 m 。同时为了适应围岩变形的需要，要求喷层要具有一定的柔性，喷层过厚增加其刚度，适应变形能力变小，而且一次喷层过厚，回弹量大，易于发生喷层脱落，经济损失大，据此本规范规定喷层最大厚度不大于 0.20 m 。

7.2.3 关于锚喷衬砌的允许流速问题，我国已建锚喷衬砌发电隧洞中的流速一般小于 2.5 m/s 。美国陆军工程兵团《岩石中的隧洞与竖井》认为，在无衬砌隧洞中，低于约 3 m/s 的流速是安全的；国内外工程在喷锚支护的泄洪洞和导流洞中采用了较高的流速，如 XXS 水库泄洪洞，洞内最大流速为 7 m/s ，FM 水电站 2 号泄水洞，洞径为 10.2 m ，洞内流速为 13.5 m/s ，墨西哥奇森水电站两条导流洞采用喷混凝土衬砌，洞内流速约为 12 m/s ，运行情况均较正常。泄水隧洞锚喷衬砌的允许流速，目前国内资料较少，本规范仍规定喷混凝土永久隧洞允许流速不大于 8 m/s ，临时隧洞允许流速不大于 12 m/s ，不作调整。

7.2.4 对于流变性较大的岩体或高地应力岩体，为适应较大变形的需要，在喷混凝土中掺入 $3\%\sim 6\%$ 的钢纤维是有效的措施。实验研究与工程实践表明，采用

直径为 0.4 mm~0.8 mm，长度为 25 mm~35 mm、抗拉强度不低于 1000 N/mm² 的钢纤维配制而成的喷射钢纤维混凝土具有不易结团，掺量少，技术性能高等优点，明显优于由抗拉强度为 380 N/mm² 的钢纤维配制的喷射钢纤维混凝土。

7.2.5 由于钢纤维的加入，在喷层中往往有部分垂直层面的钢纤维露出层面，平行于层面的钢纤维也有部分附着于喷层表面，易于锈蚀，因此需要在喷层表面再喷 0.03 m~0.05 m 素混凝土加以保护。

7.3 锚杆支护

7.3.1 大量工程实例表明，局部松动岩块，或局部的软弱岩体，往往是围岩的薄弱环节，对围岩稳定性影响很大，围岩失稳多由这些部位发生破坏引起。因此，本条规定根据围岩局部稳定的具体条件，提出适应其特点的加固措施。

7.3.2 洞室围岩中易于发生失稳的部位，可以归纳如下：

（1）当结构面和洞壁切线方向平行或小角度相交时，沿这一结构面容易发生剪切破坏；对于水平层面的岩体，顶拱容易失稳，而边墙比较稳定；倾斜的岩层，层面与洞壁相贯的部位容易失稳；当层面与洞壁夹角接近正交时，一般比较稳定。

（2）洞室边墙与倾斜的结构面相交，若倾角大于结构面的摩擦角，结构面倾向洞室一侧的洞壁是很难自稳的，应该予以加固；另一侧洞壁，虽然也可能产生剪切破坏，但坍塌的危险要小些。对于拱座部位，结构面与拱座的斜切面平行时，剪切破坏范围很大，工程中遇有这样情况，围岩几乎都要失稳；结构面与拱座斜切面基本正交的一侧，剪切破坏区很小，只要下部边墙没有滑移破坏，则这一部位的顶拱一般较易稳定。

（3）对于节理裂隙呈倾斜产状的围岩，浅埋洞室比中等埋深洞室的破坏范围要大。

（4）当结构面有多组组合且都是倾斜产状时，顶拱及边墙均容易失稳破坏，顶拱易于塌落，两边墙易于滑移破坏。当两侧边墙滑移后，将使顶拱塌落破坏范围加大。

分析上述情况，对易于破坏的不同位置，其锚杆对不稳定岩体的抗力亦不相同，可以分为加固塌落型和滑移型岩体锚杆分别进行计算。计算方法原规范采用分项系数的承载能力极限状态设计，考虑到锚杆支护设计属于岩土工程，采用安全系数法更简单明了，同时参考边坡规范和地下厂房设计规范，本次修订调整为安全系数表达式，与上两规范设计方法一致。

洞室顶部不稳定块体的侧向约束较弱，多以塌落型为主，按锚杆承担全部不稳定岩体重量考虑，采用锚杆悬吊加固方式。由于洞室顶部不稳定块体危害程度更大，其稳定安全系数取值大一些是合理的。

边墙部位的不稳定块体，一般受底滑面和侧滑面约束，需考虑滑动面上的粘聚力和摩擦力作用，该类型称为滑移型块体。加固该类型块体的非预应力锚杆不能提供主动抗滑力，主要靠锚杆本身抗剪提供阻滑力，本次修订明确了锚杆设计抗剪强度 f_{gv} 取值，参照《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145-2013， f_{gv} 取锚杆设计抗拉强度的 0.5 倍是安全可靠的。

对于水工隧洞结构安全级别为 I 级、II 级、III 级的结构构件，结构重要性系数分别取值为 1.1、1.0 和 0.9；据此对不同结构安全级别的块体稳定安全系数比值取为 1.0：0.9：0.8。三种设计状况持久状况、短暂状况和偶然状况下的块体稳定安全系数比值取为 1.0：0.95：0.85。

7.3.3 预应力锚固是一种主动加固方法。锚杆安装的方位角对加固力的大小有较大的影响，加固设计时要根据块体的滑动方向和施工条件等因素综合确定，以获得支护力对块体的良好加固效果。加固滑移型的非预应力锚杆属于被动支护，不能在滑动面上产生压应力，仅考虑其抗拉、抗剪作用。

7.3.4 锚杆或锚杆束是防止岩块塌落、滑动等不稳定岩体的加固措施。在设计时根据结构面的位置、产状及其组合情况，确定塌落体范围和滑动力大小，计算锚杆的数量和长度。锚杆长度不一定等长，但都应该伸入到稳定的岩层中，锚杆在稳定岩层中的长度，需根据提供的阻滑力大小计算确定。计算时要充分考虑结构面的产状、结构面的力学性质、锚杆的受力特点，并充分考虑结构面的组合关系和阻滑作用，锚固段注浆体与锚杆杆体、岩石间的粘结能力等，经济合理地确定其长度。锚杆的间距根据滑动范围和需要提供的总锚固力大小确定。

7.3.5 系统锚杆是根据岩体稳定要求，在整个开挖面上按一定间距和规律均匀布置的锚杆，是解决围岩整体稳定的加固措施。锚杆长度要穿过围岩的松弛区，并在稳定的围岩中有 1.0 m 以上的锚固长度。采用等距离的梅花型、矩形或菱形布置，其目的是使锚杆提供均匀的支护抗力，使一定深度范围的围岩形成拱形承载体。III 类以上围岩节理裂隙不太发育，规定锚杆间距不大于锚杆长度的 1/2，可以保证一根锚杆穿过若干条节理裂隙，锚杆可以使各个结构面连成整体，保证整体的加固效果。IV、V 类围岩节理裂隙比较发育，围岩结构块体较小，锚杆间距

太大就不能完全保证将围岩中的各个结构面通过锚杆咬合连接,因此本规范规定在不良围岩中,无论采用多长的锚杆,其间距一般不大于 1.0 m。

7.3.6 高地应力地区,隧洞容易产生掉块、片帮现象,一般砂浆锚杆支护效果较差,JPYJ、JPEJ、HZY 水电站等均为高地应力地区,采用预应力锚杆和带垫板的砂浆锚杆支护后取得了良好的效果。对于需要提供较大支护力时,采用预应力锚杆支护安全可靠,经济合理。

7.4 挂网锚喷支护

7.4.1~7.4.3 在喷混凝土层中布设钢筋网,可以提高喷混凝土的抗剪切能力、支护抗力及增强支护的整体性。钢筋网与锚杆连接后还可以扩大支护范围,使锚杆、钢筋网、喷混凝土及一定深度的围岩形成范围较大的承载圈。若钢筋网布置不当也会影响喷混凝土质量,如钢筋网的直径过大,间距过小将影响喷混凝土与围岩的结合,甚至发生喷混凝土被钢筋网挡住、使喷层与岩面脱离的现象。钢筋网与锚杆需连接牢固,才能保证钢筋网整体承载。

为了保证钢筋网不锈蚀,钢筋网需有一定的保护层厚度,本规范参照混凝土构件钢筋保护层的要求,规定不小于 0.05 m。

7.5 组合式支护

7.5.1 我国传统的施工方法认为,第一次支护为施工安全支护,第二次支护为永久性支护,二者分工明确,互不干扰。但根据新奥法的观点,为了节约投资,加快施工进度,可以考虑一、二次支护相结合,即施工安全支护与永久支护联合作用。

7.5.2 通常情况下,施工安全支护与永久性支护可以统一安排,考虑其共同承担荷载。如果根据监控量测资料分析,初期支护已使围岩基本稳定或已稳定的情况下,二次支护结构计算时,可以不计或少计围岩压力,以减小配筋量,节省工程投资。

8 结构设计基本原则

8.0.1~8.0.3 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 50199-2013的规定，确定水工隧洞衬砌结构采用概率极限状态设计原则，按分项系数设计表达式进行设计。根据一般水工建筑物或结构构件承载能力极限状态大体分为三种不同性质的状态，设计时需采用不同的设计表达方式以及与之相应的分项系数。

8.0.5 原规范规定结构或结构构件的正常使用极限状态设计分别按作用效应的短期组合和长期组合的设计表达式计算，且在作用效应的长期组合中的可变作用标准值乘以小于1.0的长期组合系数 ρ 。本次修订时按现行国家标准《水利水电工程结构可靠性设计统一标准》GB 50199-2013规定，改为“按作用的标准组合或标准组合并考虑长期作用的影响”，不再区分作用效应的短期组合和长期组合。

8.0.6 原规范中附录E对水工隧洞的结构安全级别进行了规定，与《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057-2009的有关规定是一致的。本次修订将原规范中的附录E移至该条，同时增加结构重要性系数，更便于设计者使用。

9 混凝土和钢筋混凝土衬砌

9.1 一般规定

9.1.1~9.1.2 混凝土和钢筋混凝土衬砌的作用，有不承载和承载两种，不承载主要是为了保护围岩表面、减少水头损失或提高隧洞防渗能力，承载是为了加固围岩，单独或与围岩及初期支护共同承担荷载。

9.1.3 近年来随着水电站建设规模的快速增加，高压隧洞工程也逐渐增多，尤其是抽水蓄能电站向着高水头、大容量的方向发展，要求隧洞的直径大，承受水头高。决定采用何种衬砌型式，主要根据隧洞所承受的内、外水压力，隧洞所在的工程地质条件、埋置深度、地应力、施工条件而定。一般来讲，岩石条件好、埋深大的隧洞可以采用混凝土衬砌或者不衬砌，而岩石条件较差，埋深较浅的地方采用钢板衬砌。以往钢板衬砌方案存在着运输和洞内安装不便、工程投资较大的不利方面，高压钢筋混凝土衬砌隧洞型式成为较为经济的方案选择，表 9-1 列出了国内部分水电站已建和在建高压隧洞应用情况。

表 9-1 国内部分水电站高压隧洞衬砌应用情况

电站名称	衬砌型式	建设情况	电站名称	衬砌型式	建设情况
THP 抽蓄	混凝土	已建	YJ 抽蓄	混凝土	在建
GX 一期抽蓄	混凝土	已建	SZ 抽蓄	混凝土	在建
GX 二期抽蓄	混凝土	已建	MZ 抽蓄	混凝土	在建
TA 抽蓄	混凝土	已建	QY 抽蓄	混凝土	在建
TB 抽蓄	混凝土	已建	XJ 抽蓄	钢衬	在建
BQ 抽蓄	混凝土	已建	JZ 抽蓄	钢衬	在建
XSJ 抽蓄	混凝土	已建	JX 抽蓄	钢衬	在建
XY 抽蓄	混凝土	已建	HP 抽蓄	钢衬	在建
HZ 抽蓄	混凝土	已建	YT 抽蓄	钢衬	在建
HHHT 抽蓄	钢衬	已建	CLS 抽蓄	钢衬	在建
XLC 抽蓄	钢衬	已建	YM 抽蓄	钢衬	在建
ZHW 抽蓄	钢衬	已建	TC 抽蓄	钢衬	在建
LY 抽蓄	钢衬	已建	HG 抽蓄	钢衬	已建
ZYL	混凝土	已建	RZH	钢衬	已建
XTD	混凝土	已建	JW	钢衬	已建
JK	混凝土	已建	DF	钢衬	已建

9.1.5 本次规范修编调研了国内主要引水发电隧洞衬砌厚度，衬砌厚度与隧洞洞径比值大多在 0.06~0.09（1/16~1/11）之间。为保证隧洞衬砌刚度，防止在外压作用下衬砌破坏，本次修编提出了初选时衬砌厚度与洞径的比值范围供设计者参考。国内主要引水发电隧洞衬砌参数详见表 9-2。单筋混凝土衬砌厚度不宜小于 0.3 m，双筋混凝土衬砌厚度不少于 0.4 m 的规定，主要是从施工要求出发，为了使混凝土浇筑质量得以保证，同时使混凝土衬砌具有一定的刚度。

表 9-2 国内引水发电隧洞衬砌参数统计表

序号	工程名称	引用流量	最大水头	断面型式	断面尺寸	流速	衬砌厚度	衬厚洞径比值
		(m³/s)	(m)		(m)	(m/s)	(m)	
1	RZH	50.4	104	马蹄形/圆形	4.9	2.03/2.50	0.50	0.10
2	JW	54	75	马蹄形	5.1	1.77/2.16	0.50	0.09
3	DF	58	85	马蹄形	5.1	2.19/2.68	0.50	0.09
4	SZP	57	156	马蹄形/圆形	5.5	2.1/2.6	0.4/0.6	0.09
5	HYEJ	73.29		马蹄形/圆形	6.3	1.76/3.38	0.50	0.08
6	XC	113.19	97.6	马蹄形/圆形	7.4	2.08/2.63	0.5	0.07
7	GC	160	90	马蹄形/圆形	8.8	2.19/2.63	0.5	0.06
8	SP	158.4	48	圆形	7.5/7.2	3.59/3.84	0.3~0.6	0.04~0.08
9	SW	124	138	圆形	7.2	3.05	0.3~0.8	0.04~0.11
10	GZ	184	63	圆形	8.0	3.66	0.4~0.6	0.05~0.075
11	KJW	208	140	圆形	D 8.2	3.94	0.3~0.8	0.036~0.098
12	QQ	56.2	170	马蹄形/圆形	4.6×4.6/4.5	2.053/3.534	0.30~0.60	0.066~0.133
13	FT	251	120	马蹄形/圆形	8.0×10.4/9.0	2.76/3.95	0.30~0.80	0.033~0.089
14	JSB	216	58.3	圆形	7.7/8.5	4.638/3.806	0.30~0.50	0.035~0.059
15	MEG	217	168	圆形	8.6	3.74	0.40~0.80	0.046~0.093
16	LP	240	61.6	圆形	9	3.77	0.40~	0.044~0.089

							0.80	
17	SEG	213	56	圆形	9	3.35	0.40~ 0.80	0.044~0.089
18	DN	37.7	104.3	城门洞	4.6×5.2/3.6×4.2	1.742/2.747	0.30~ 0.60	0.083~0.166
19	QL	132.6	73	马蹄形 /圆形	6.5×8.5/8.5	2.182/2.338	0.50~70	0.083~0.166
20	YL	52.66	84.7	城门洞	4.6×4.6	2.79	0.50	0.108
21	ZYL	32.44	393	城门洞 形/圆 形	4.2×4.6/4.6	1.86~1.95	0.4~0.6	0.08
22	MZ	43.02	372	城门洞 形/圆 形	5.1×5.1\5.1	1.94~2.11	0.4~0.6	0.08
23	YP	55	317	城门洞 形/圆 形	5.7×5.75\5.4	1.95~2.11	0.4~0.6	0.07
24	JK	37.4	565	城门洞 形	4.4×4.0	3.35	0.4~0.6	0.1~0.15
25	XTD	77.7	453	城门洞 形/圆 形	6.5×6.2\5.4	2.17~3.37	0.5~0.55	0.09
26	ZXK	96.9	33	圆形	5.5	4.08	0.5~0.85	0.091~0.155
27	TSQEJ	285	89	圆形	9.8	3.78	0.5~1.0	0.051~0.102
28	PD	197.4		圆形	8	3.93		
29	TL 扩 机	382	94	圆形	10.5	4.41	0.6~1.2	0.057~0.114
30	YZD	443.4	77	圆形	10.5	5.12	0.8~1.0	0.0276~0.0952
31	HJD	165.5	50	圆形	7.8	3.46	0.6~1.0	0.077~0.128
32	SFY	331.5	86	圆形	9.9	4.31	0.8	0.081
33	DHS	164.88	75	圆形	7.3	3.93	0.5~1.0	0.068~0.137
34	GZ	433	88	圆形	11	4.44	0.6	0.0545
35	SL	468	88	圆形	12.6	3.75	0.6~1.0	0.048~0.079
36	DQ	233.6	47	圆形	9	3.67	0.7~1.0	0.078~0.111
37	GLQ	202.60	124	圆形	9.6	2.80	0.6~1.0	0.06~0.1
38	SP	120.6	50	圆形	6.85	3.27	0.5~1.0	0.073~0.146
39	BS1 号 引水洞	305	132	圆形	8.6	5.25	0.6	0.07
40	FM 三 期	596.2	68	圆形	9.2	8.97	0.6	0.07
41	YF	270	113	圆形	8.6	4.65	0.7/1.4/1.7	0.08/0.16/0.2

42	SF	226.4	101	圆拱直墙	10.2*10.2	2.44	0	
43	JBH	153.6	66	圆形	6.8	4.23	0.5	0.07
44	LH1 号引水洞	662	61	圆形	13.7	4.49	0.6	0.04
45	XS	209	104	圆形	8	4.16	0.3/0.5	0.04/0.06
46	SS	58.82	51	圆拱直墙	5.7*4.9	2.7	0.4	0.07
47	BS	46.8	58	圆形	4.2	3.38	0.5	0.12
48	XG	31.6	177	圆拱直墙	4.2*4.3	1.98	0.5	0.12
49	ML	40.92	79	圆形	4.6	2.46	0.4	0.09
50	JK	104.6	126	圆形	5	5.33	0.5	0.1
51	JBZ	82.92	120	圆形	5.7	3.25	0.45/0.3	0.08/0.05
52	TZG	51.6	199	圆形	4.3	3.55	0.6	0.14
53	NLK	73.8	50	圆形	5.4	3.22	0.3	0.06
54	JS	523.88	33	圆形	12	4.63	0.6	0.05
55	PSH	222	396	圆形	8.1	4.31	0.5/0.6	0.06/0.07

9.1.7 原规范规定,当隧洞采用不承载素混凝土或采用配有 I 级钢筋的钢筋混凝土衬砌时,混凝土强度等级不低于 C15;采用配有 II、III 级钢筋的钢筋混凝土衬砌时,混凝土强度等级不低于 C20。本次修订中,根据现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057-2009 规定,隧洞混凝土强度等级需要根据不同的设计使用年限、环境类别、是否配筋及所配钢筋种类等因素确定。

9.1.8 原规范规定按正常使用极限状态设计时,应分别考虑长期组合和短期组合;本次修订中,根据现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057-2009 的规定,调整为按标准组合并考虑长期作用的影响设计。

9.1.10 原规范中根据隧洞衬砌计算方法分别规定了结构系数:对于圆形有压隧洞当采用厚壁圆筒法计算时,取 1.35;对于圆形无压隧洞及其它断面隧洞,采用边值法计算时则按《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057-2009 选取。本次修编仍维持不变。

9.2 作用和作用效应组合

9.2.1 原规范中也对厚壁圆筒法和边值法计算时的水荷载分项系数进行了区别性规定。总体而言,原规范规定下的两种方法的综合安全可靠度相当,但在使用中较为不便,且无法覆盖近年实践中采用的有限元方法、厚壁圆筒公式和边值法

综合等算法。本次修编根据行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057-2009的要求,将荷载分项系数进行了统一,表 9.2.1-1 注释对原规范进行了适当调整;当围岩压力、地应力、衬砌自重、地下水压力效应值较明确时,经论证可以适当考虑上述效应对衬砌结构受力的有利作用。

对于脉动压力,一般认为在泄水洞和抽水蓄能压力水道正常运行时应该计入,在常规水电站压力水道运行时一般不计,原因是常规水电站压力水道正常运行时流速较小,流速变化也很小,所产生的脉动压力有限。负荷变化时会产生较大的脉动压力,但此时产生的水击压力更大,脉动压力不成为控制荷载。对于体型特别复杂的压力水道,也有可能产生较大的脉动压力,因此表 9.2.1-2 和表 9.2.1-3 注释,水电站压力水道正常运行时的脉动压力需根据工程具体运行情况确定。

本次修编在表 9.2.1-2 和表 9.2.1-3 中增加了隧洞施工期和检修期作为短暂状况,同时补充了泄水洞的各种运行情况。

9.2.2 围岩岩体的结构特征是影响围岩作用的主要因素,因此,水工隧洞支护结构设计时,要根据围岩岩体的结构类型分别确定其围岩作用。其中对于整体块状结构的围岩,如 I、II 类及部分 III 类围岩,可以不考虑其作用;当有不利裂隙切割时,需要考虑局部不稳定块的塌落和滑移作用。当地应力较高时,需要考虑地应力作用。

9.2.3 流变、膨胀性及遇水软化围岩,开挖后变形量大,且延续时间较长,常出现较大侧压力和底压力,有时侧压力还大于垂直压力,从而导致边墙变形大和底鼓现象,不要一次完成永久支护,一般采用复合式支护,断面设计采用圆形断面或马蹄形断面。及时进行初期支护可以提供一定的支护抗力,使围岩不致发生松散,同时又允许围岩的塑性变形有一定发展,以充分发挥围岩的自承作用;二次衬砌作为永久结构,可以保证隧洞长期稳定,但要注意采取必要的防水措施。

总之,这类围岩的地质条件比较复杂,遇有该类围岩时要加强观测,结合具体情况采取具体的措施,故本条强调需要进行专门研究确定。

9.2.4~9.2.5 隧洞不同部位内水压力标准值的取值,按该部位可能出现的最大内水压力确定。最大内水压力为各种运行工况下可能出现的内水压力的最大值,包括最大静水压力、调压室最高涌浪、水击压力及脉动压力等。最大内水压力与水工隧洞的布置、所计算断面的位置、运行工况等有关,需详细分析并可以通过插值的方法计算确定。

9.2.6 地下水压力可以采用地下水位线以下的水柱高乘以折减系数来估算,折减系数可以根据围岩地下水活动及对围岩稳定的影响,综合隧洞防渗排水条件,根据工程经验确定。

当为抵御高地下水压力而需要增加衬砌厚度时,工程经验是在满足本规范第4.1.4条第2款的条件下,采用排水措施来降低外水压力,但对于不良地质洞段要慎重。

9.2.7 温度变化、混凝土收缩、膨胀和围岩固结灌浆压力等对隧洞衬砌的影响,我国传统的办法是采用构造措施和施工措施来解决。

9.2.9 本条为新增条文。竖井和斜井的衬砌自重主要通过衬砌与围岩间的轴向摩擦力平衡,其围岩压力也相对平洞更均匀,衬砌自重和围岩压力产生的内力与平洞有明显不同。因此,本次修订增加了竖井和斜井自重、围岩压力、满水重的荷载取值说明。

9.3 衬砌计算

9.3.1 隧洞衬砌的应力计算,是确定衬砌断面尺寸的重要依据之一,由于隧洞衬砌是埋在岩体中的结构物,它在受力变形过程中与围岩相互约束,这种共同作用,使衬砌结构计算复杂化,虽进行大量的计算,也不一定能够得出完全切合实际的结果。

我国传统采用的计算原理是将衬砌与围岩相互分开,以研究衬砌本身为主,围岩被作为荷载考虑。此原理作为一种简化计算还是可行的,从力学分析观点上来看,力系比较明确且容易理解,在多年应用过程中形成了一套比较完整的体系,可以参照使用。

近年来,随着数值计算技术的高速发展,有限元法的应用不断推广,该方法将衬砌与围岩当作一个整体来研究,可以充分考虑衬砌和围岩的联合承载,还可模拟钢筋和混凝土的组合作用。对于规模较大的隧洞或高压隧洞,推荐优先考虑有限元法计算。高压隧洞采用常规的线弹性有限元法计算时,也会存在衬砌刚度考虑偏大、围岩分担荷载偏小、衬砌配筋偏大的问题;采用考虑衬砌开裂的非线性有限元法,虽计算工作量更大,但其应力和配筋计算时衬砌本构关系一致性较好,更切合实际。

考虑弹抗作用的有压圆形隧洞，我国传统的计算是采用厚壁圆筒原理推导的公式，力学观点明确，计算方法简单，成果切合实际，在工程设计中得到广泛的应用，本次规范修订仍保留了该方法，列入附录。

对其他断面形状的有压、无压隧洞衬砌静力计算，几十年来采用边值数值解法，得到广大设计人员的信任，对于一般隧洞，仍可使用。对于主要承受外水压力的圆形隧洞，也可以按以弹性厚壁圆筒原理拟定的公式，对衬砌应力进行复核计算。

9.3.2 据工程实践，洞口段偏压一般属地形影响产生的，有些也属地质构造产生的。两种情况形成的偏压，难以归纳成一定的规律性，情况变化复杂，故本条规定根据实际情况进行专门研究。

9.3.3 在多条隧洞平行布置时，施工开挖将引起岩体、衬砌受力状态及衬砌强度的变化，各条隧洞互相之间会有影响，故需要予以考虑。

9.3.4 对于高水头的混凝土衬砌隧洞或重要工程，如高水头的抽水蓄能水电站、位于库区的大型输水隧洞或放空隧洞等，由于隧洞衬砌不但与地应力场密切相关，还与该地域的复杂渗流场相关，因此进行该类型隧洞的有限元计算分析时，通常同时考虑渗流场和地应力场的影响。衬砌设置厚度、最终配筋参数可以结合计算结果、与其他工程类比情况和隧洞的构造要求，经综合分析确定。

高压隧洞采用混凝土衬砌时，内水压力主要由围岩承担，混凝土衬砌主要起减糙和为灌浆提供盖重的作用。根据 THP 和 GX 一、二期工程水工压力隧洞的实测资料显示，当隧洞内水压力大于 120~150 m 时，隧洞混凝土衬砌将完全开裂成为透水衬砌，衬砌内外的水压差很小，基本趋于平衡，衬砌内的钢筋应力也很小，混凝土衬砌只能起到传递径向应力的作用。

根据我国有压隧洞多年实际运行的情况与经验，认为高压隧洞混凝土衬砌配置钢筋或构造配筋还是需要的，可以防止隧洞衬砌产生裂缝后发生掉块剥落，此外，在弯管、岔管等空间结构与受力复杂的隧洞段，也常采用钢筋混凝土衬砌来保证隧洞衬砌的整体性。国内部分水电站高压钢筋混凝土衬砌隧洞参数详见表 9-3。

表 9-3 国内部分水电站高压钢筋混凝土衬砌隧洞衬砌参数表

工程名称	部位	洞径 (m)	衬砌厚度 (m)	最大静水压力 (m)	主筋/分布筋
THP	斜井	7.0	0.5	665.95	Φ25@20/Φ22@25 Φ28@20/Φ22@25
	下平段	7.0	0.5	677.7	Φ28@20/Φ22@25
TB	斜井	9.0	0.5	330.5	Φ25@15/Φ16@20
	下平段	9.0	0.5	341.26	Φ25@15/Φ16@20
TA	竖井	8.0	0.6	277.7	Φ25@20/Φ22@20 Φ25@15/Φ22@20
	下平段	8.0	0.6	307.7	Φ25@15/Φ22@20
BQ	中平段	6.5	0.5	383.8	Φ25@20/Φ22@20
	下斜井	6.5	0.5	637.5	Φ25@20/Φ22@20 Φ25@15/Φ22@20
	下平段	7.0	0.5	637.5	Φ25@15/Φ22@20
ZYL	隧洞末端	4.6	0.4	338	含筋率 262 kg/m ³
XTD	隧洞末端	5.4	0.55	403	Φ32@12.5/Φ22@20 Φ32@12.5/Φ22@20
JK	隧洞末端	4.4	0.35	465	Φ32@12.5/Φ22@20 (单层)

9.4 衬砌分缝

9.4.1 水工隧洞结构的收缩缝、膨胀缝、沉降缝等，统称为变形缝。隧洞穿过大断层、软弱破碎带等洞段和其连接的洞段，其围岩变形的影响是不同的；隧洞衬砌与进出口建筑物，由于结构差异大，承受作用的不同，其变形对衬砌结构的影响也是有区别的。故要求在这些部位设置变形缝，这是我国传统采用的有效措施。根据近年的工程实践，在引水发电隧洞穿越活断层或基岩与覆盖界限处也可以采用波纹补偿器，以适应其变形。

水工隧洞内部地温一般来说比较稳定，随季节变化幅度较小。因此大多数洞内变形缝，特别是高流速隧洞的变形缝，一般不设缝宽和填缝材料，仅在缝面涂刷一至两道乳化沥青即可，施工简便，同时可以减轻水流对变形缝的淘刷。

9.4.2 据国内外工程调查，围岩条件均一的洞段，浇筑段的长度有的采用 6 m～10 m，有的采用 20 m～30 m，亦有采用 50 m 以上的情况。采用钢模台车浇筑时，一般为 9 m～12 m，采用拉模浇筑时一般分段长度都较长。隧洞衬砌与围岩间一般是紧密接触的，围岩对衬砌有较强的约束作用，浇筑段过长往往会导致温度裂缝的产生。高流速隧洞对过流面平整度要求较高，分缝处易产生空化，因此尽量少设变形缝。因此，围岩条件比较均一的洞段，可以只设置施工缝。衬砌浇筑分段长度结合隧洞规模、围岩条件、施工方法和施工能力等因素综合分析确定，一般多采用 6 m～12 m。

9.4.4 钢筋混凝土衬砌与钢板衬砌连接处是结构的一个薄弱部位，其混凝土要连续浇筑，不设置任何施工缝，目的是为了保持结构的完整性，防止内水外渗。在钢衬的首端往往还要设置止水环，以防止内水从此处渗漏到钢衬背后，增大钢衬的外水压力。

9.4.5 衬砌浇筑通常先浇筑底板，后浇筑边墙、顶拱，但受施工通道限制也有工程采用先边顶拱，后底拱（板）的浇筑程序。当采用这样的程序施工时，为防止连接处混凝土浇筑不密实，通常需对反缝进行专门处理，加强缝面结合。工程实践证明，反缝面都是衬砌结构中的薄弱面，除凿毛、设置止水等常规措施外，还可以采用预埋管进行回填灌浆。

10 预应力混凝土衬砌

10.1 一般规定

10.1.1 有压引水隧洞衬砌的主要作用是承受内水压力和防止内水外渗，对于防渗要求较高或上覆岩体不满足抗水力劈裂要求的隧洞，钢筋混凝土衬砌难以满足防渗要求或虽能满足防渗要求但不经济，为充分利用围岩的承载能力和混凝土的抗压能力，提出本条规定。

自 20 世纪 40 年代以来，在德国、前南斯拉夫、法国、意大利、奥地利和瑞士等国，相继在许多工程中采用了预应力混凝土技术，形成了一套较成熟的设计技术和施工工艺。在国外实践经验基础上，我国也进行了一系列的研究和应用。其中 BS 工程采用了灌浆式混凝土衬砌，XLD 工程采用了后张法无粘结预应力混凝土衬砌，清江 GHY 和 TSQ 采用了后张法有粘结预应力衬砌。

10.1.2 预应力混凝土衬砌的种类很多，按照产生预应力的方法不同，可以分为两大类：一类是依靠围岩约束，用灌浆方法来产生预应力的混凝土衬砌，如我国白山水电站工程采用的就是这一类；另一类是配置加载装置，用机械方法产生预应力，如我国小浪底工程和隔河岩工程采用的是这一类。究竟采用哪种预应力衬砌，需要根据地质条件、施工条件和运行要求等因素综合分析确定。

10.1.3 目前无论环锚式还是灌浆式预应力衬砌结构都是圆形断面，其他型式的断面还不具备工程应用条件。衬砌的预应力效果，如有效预压应力大小、预压应力分布的均匀程度、预应力的施加条件等与衬砌圆环的断面是否规则、施加预应力时能否使衬砌圆环与围岩脱开等直接相关。若衬砌圆环厚度不均匀，其预应力分布亦不均匀；施加预应力时若衬砌圆环与围岩未能脱开，环锚式预应力衬砌为克服径向应力会降低预应力效果，并且将使外侧环向拉应力增加，对结构不利；对灌浆式预应力结构则施加不了预压应力。采用光面爆破可以使隧洞开挖断面更规则，起伏较小，当开挖断面有较大超挖时，采用回填混凝土对断面进行修圆，目的也是使预应力衬砌尽量形成规则的圆环。

10.1.4 混凝土衬砌厚度一般采用隧洞直径的 $1/18 \sim 1/12$ ，该数据是根据国内外一些资料统计分析得到的。国内外部分压浆式预应力混凝土衬砌厚度见表 10-1。

表 10-1 预应力混凝土衬砌厚度

工程名称	内 径 (m)	衬 厚 (m)	内径/衬厚
前苏联英古里	9.5	0.5	19
前南斯拉夫拉马	5.0	0.3~0.4	16.7~12.5
澳大利亚戈尔登	8.2	0.6	13.7
德国瓦因别尔格	3.5	0.4	8.75
德国雷扎赫	4.9	0.4	12.25
英国费斯捷尼奥格	3.25	0.6	5.4
中国 BS 原型试验	8.6	0.6	14.3
中国 BS1 号引水隧洞	8.6	0.6	14.3

预应力衬砌结构的厚度需要通过结构强度计算后确定,按运行工况的荷载组合计算混凝土的抗拉强度;按施工、检修工况的荷载组合计算混凝土的抗压强度。本条明确了预应力混凝土衬砌的抗拉控制条件和抗压控制条件。

10.1.5~10.1.7 本条内容是根据现行行业标准《水工混凝土结构设计规范》DL/T 5057-2009 的有关规定,经整理纳入本规范。

10.2 灌浆式预应力混凝土衬砌

10.2.1 为了保证衬砌的抗裂功能,在确定预应力的数值时需有一定的安全裕度,以使衬砌在承受运行期作用的情况下不致产生拉应力。考虑到预加压力值会因混凝土和岩层徐变而降低,其数值应该大于衬砌中由于内水压力而产生的拉应力。参照 BS 工程经验,初估时灌浆压力一般不小于最大内水压力的 1.5~3 倍,标准中归纳为 2 倍。确定这一数据时要通过计算和实验确定。

10.2.2 灌浆孔布置主要依据围岩的结构特征、应力状态和可灌性,以及隧洞直径的大小。本条是根据 BS 工程试验和工程实践经验拟订的。

10.2.3 采用灌浆式预应力衬砌结构的隧洞,其预应力的形成和保持与围岩条件、灌浆工艺有密切关系,本条文给出预应力灌浆的三个程序是国内外灌浆式预应力衬砌隧洞的基本做法。

(1) 围岩都存在节理裂隙,在开挖过程中爆破和围岩应力调整使围岩存在松动区。通过固结灌浆,提高围岩的物理力学指标,改善围岩的完整性,提高围岩承担内水压力的能力,才能使预压应力的形成和保持达到设计要求。

(2) 围岩与衬砌间灌注高压水使两者完全脱开简称开环。开环是预应力灌浆的重要环节,开环后形成的环缝才能施加灌浆预压的作用。通常的做法是在较

低压力下（0.5 MPa）冲洗灌浆孔，吸水量达到稳定时再逐渐提高压力使之达到开环。

（3）开环后回水变清即可以进行水泥灌浆，灌浆浆液充满开环形成的环缝并在稳定压力下形成水泥结石，达到施加预压应力的效果。灌浆时压力适当加大，从而获得较高预压应力。

10.3 环锚式预应力混凝土衬砌

10.3.1 后张预应力混凝土衬砌分为有粘结预应力混凝土衬砌和无粘结预应力混凝土衬砌两类。有粘结预应力混凝土衬砌设计中，需要考虑由于摩擦引起的应力降低。早期的设计，国内外大都采用了有粘结预应力混凝土衬砌，并相继投入运行。

根据我国工程实践经验，采用有粘结后张预应力技术，预埋波纹管堵塞现象严重，张拉时断丝和滑丝时有发生，施工程序复杂，结构应力不均匀，易引起混凝土裂缝。小浪底工程采用无粘结预应力技术，钢绞线分别放入充满油脂的 PE 套管内，并逐根均匀分布在隧洞衬砌内。与有粘结预应力技术相比，不仅减少了张拉前穿绞线的工序，而且可以在混凝土衬砌内形成更加均匀的环向压应力场。由于摩擦系数的减小，大大提高了预应力的效率，且有效地减少了锚具槽附近小圆弧处的应力集中并减少了工程量。就 XLD 工程实践而言，采用无粘结预应力系统较原有粘结预应力设计可节省约 50% 的锚具和相应的工程量。在 4320 束锚束张拉中仅有 3 股钢丝由于液压千斤顶中的工具锚夹片受力不均而断裂，断丝率仅 0.0012%。总之，无粘结预应力混凝土衬砌具有可靠性高、经济合理，施工简便等特点，故本条提出采用预应力混凝土衬砌时，优先选用无粘结后张预应力混凝土衬砌。

10.3.2~10.3.4 这几条的内容是根据 DL/T 5057-2009 有关规定及我国工程实践经验而归纳列出。

10.3.5 GHY 水电站引水隧洞采用有粘结后张法预应力衬砌结构，XLD 工程采用无粘结后张法预应力新技术，两项工程都成功运行，为机械式后张法预应力衬砌积累了经验。对有粘结后张式预应力衬砌中的张拉槽与预埋钢质波纹管布设，要求孔道线型准确、绑扎牢固、接头密封、布线平顺，待混凝土强度超过 70% 设计强度后进行锚索张拉，张拉完毕及时做好孔道灌浆和张拉槽回填，严防漏浆。

11 高压钢筋混凝土岔洞

11.0.1 目前高压钢筋混凝土衬砌岔洞在我国已达到实用阶段, 根据国内外多个高压钢筋混凝土衬砌岔洞的实践经验, 见表 11-1, 最高静压力水头为 690 m, 主洞最大尺寸为 11 m, 支洞最大尺寸 7.4 m。因此本条规定经技术经济论证, 可以采用钢筋混凝土衬砌岔洞。

表 11-1 国内部分已建水电站高压混凝土衬砌岔洞工程特性表

序号	电站名称	国家	装机容量 (MW)	岔管 静水 头 (m)	岔管 设计 水头 (m)	分岔方 式	主/支洞 内径 (m)	衬砌厚 度 (m)	围岩特征			
									岩石	最小埋 深 (m)	变形 模量 (GPa)	最小主 应力 (MPa)
1	Dinorwic	英国	6×300	542		1→6	9.5/3.8	1.0	板岩	400	50	9.0
2	Montezic	法国	4×20. 5	423		2×1→ 2	5.3/3.8	0.4/0.75	花岗岩	400	30	14~20
3	Helms	美国	3×350	531		1→3	8.2/3.5	0.69	花岗岩	350	42	5.5
4	Bath County	美国	6×350	390		3×1→ 2	8.6/5.5	0.6	砂页岩	315	27.6	3.4
5	Rocky Mt	美国	3×280	213		1→3	10.7/5.8		灰岩			
6	RaccoonMt	美国	4×350	310		1→2→ 4	11/7.4		砂岩	270		
7	Northfield Mt	美国	4×250	248		1→4	9.45		片麻岩	200		
8	GX	中国	8×300	542	770	2×1→ 4	8.0/3.5	0.6	花岗岩	410~440	25~40	6.8~7.5
9	HZ	中国	8×300	624	740	2×1→ 4	8.5/3.5	0.6	花岗岩	390~410	20	
10	THP	中国	6×300	680	800	2×1→ 3	7.0/3.2	0.6	凝灰岩	500	59	9.5~11.1
11	TA	中国	4×250	309	370	2×1→ 2	8.0/4.8	0.8	花岗岩	260	15	4.87~5
12	TB	中国	4×300	344	395	2×1→ 2	9.0/5.5	0.7	花岗岩	380	20.5	5.9

13	BQ	中国	4×300	640	800	2×1→ 2	6.5/3.5	0.7	花岗片 麻岩	580	27	6.8
14	XY	中国	4×300	541.4	644	2×1→ 2	6.5/3.8	0.7	凝灰熔 岩	410	13.5	7.2~7.8

11.0.3 分岔段的布置、型式和尺寸，在现行行业标准《水电站压力钢管设计规范》NB/T 35056-2015 中已有详细规定，故在本规范中不再重复，按照 NB/T 35056-2015 有关规定执行。

11.0.4 与高压钢筋混凝土衬砌隧洞一样，高压混凝土衬砌岔洞布置也要同时满足最小覆盖厚度准则、最小地应力准则、围岩渗透准则。根据国内外利用围岩承载相关工程的设计经验，要使围岩能够作为承担内水压力的主体，岔洞区域围岩需满足以下基本条件：

(1) 岩质坚硬的新鲜岩石，其变形模量不小于衬砌混凝土的弹性模量，在高内水压力作用下，围岩径向变位较小；

(2) 围岩的透水性微弱，钻孔压水试验的渗透率通常小于 1Lu，或者通过灌浆处理后能达到小于 1Lu 的要求；

(3) 岔洞区域无成规模的断层或大裂隙穿过，岔洞段范围内无节理密集带，裂隙不发育。

(4) 具有足够的岩石覆盖厚度，围岩需具有一定的初始地应力场，以抵抗水力劈裂。

(5) 围岩裂隙、节理或岩脉中的充填物质能够保证渗透稳定性，水力梯度小于允许值，在渗流水的作用下不产生溶出性侵蚀。

勘测设计过程中，有必要对输水线路地形地质条件、引水岔洞区域围岩的地应力、抗渗性能进行测试和试验。

GX 二期工程上游水道在首次充水时钢筋混凝土岔洞部位发生水力劈裂，岩体节理面被高压水挤开，岔洞上部排水廊道底板出现多个高压渗水点，到充水完成后的第 6 天，探洞渗水量才趋于稳定，实测总渗水量为 32L/s，渗压计实测水头达 765 m，离上库水位只差 35 m。输水道放空后检查发现，高压岔洞的主管段和各条支管混凝土衬砌均有不同程度的裂缝，大部分为充水后出现，呈不规则分布，小部分在充水前已出现，充水后这些裂缝的长度和宽度都有所发展。岔洞上部排水洞至高压岔管之间的岩体水力梯度为 19，是厂房至岔洞之间岩体水力梯

度的 4.5 倍，显然这一水力梯度过大，导致 NW 向构造成为通畅的排泄通道，进而造成该构造带在地质探洞出露处大量漏水。处理措施采用在高压岔洞内进行化学灌浆，从源头封堵衬砌裂缝和围岩松弛圈裂隙。经处理后，探洞漏水量由 32L/s 减小至 5L/s，减幅达 84.4%，处理效果显著。

11.0.5 岔洞的钢筋混凝土衬砌结构在高内水压力作用下，衬砌混凝土将开裂，内水压力沿衬砌裂缝外渗，围岩成为承担内水压力的主体。混凝土衬砌除起到保护围岩表面、减糙和提供灌浆盖重的作用外，主要起传递荷载的作用。

岔洞放空时，衬砌结构独立承担外水压力，因此岔洞结构设计的主要任务是保证岔洞洞室开挖施工期的安全和永久运行时衬砌与围岩紧密结合，防止内、外水压作用下衬砌掉块危及机组运行安全，因此配置适量的钢筋是必要的。

11.0.6 条件复杂的高压混凝土岔洞，如岔洞周边存在断层破碎带、岩溶等不利地质情况，需要分析岔洞周边岩体渗流场情况，是否存在渗透稳定问题，岔洞渗水对山坡或附近建筑物的危害等等。通常要进行渗流计算和承载结构的有限元计算分析，根据计算分析成果，综合确定衬砌厚度和配筋。

11.0.7 为了保证岔洞的岩体稳定，充分利用围岩的自稳和承载能力，而对岔洞施工提出了该条规定。

12 掘进机隧洞设计

12.0.1 全断面岩石掘进机(Full Face Rock Tunnel Boring Machine)简称掘进机，是一种靠旋转推进刀盘，通过盘形滚刀破碎岩石而使隧洞全断面一次成形的机器，可以集开挖、出渣和衬砌于一体。同钻爆法开挖隧洞相比，掘进机法施工过程是连续的，具有隧道施工“工厂化”的特点，而且具有机械化程度高、快速、安全、环保、劳动强度低，对地层扰动小、通风条件好、衬砌支护质量好及减少隧道开挖辅助工程等优点。但是，掘进机也有对地质条件的依赖性大，设备型号一经确定后开挖断面尺寸较难更改及一次性投资较大等劣势。单位成本随掘进长度的增加而降低，地质资料直接影响到掘进机的选型和施工造价，需特别关注。长隧洞工程通常需要对施工方法（掘进机法或钻爆法）进行分析论证，在工期、质量、技术风险、投资等方面进行综合比选。一般来讲，特长隧洞无法布置施工支洞，或布置支洞成本较高时，通常考虑采用掘进机施工。

我国在 20 世纪 80 年代后期，随着改革开放进程的加快，水利水电工程建设开始引进国外先进的掘进机施工技术。广西 TSQ 水电站引水隧洞采用直径 10.8 m 的开敞式进口掘进机开挖了部分洞段，引滦入唐工程使用直径 5.8 m 的国产掘进机开挖了约 2.7 km。进入 20 世纪 90 年代以后，水利水电工程使用掘进机开挖长隧洞得到较为普遍应用，如甘肃引大入秦工程、山西 WJZ 引黄工程、辽宁 DHF 输水隧洞、四川 JPEJ 水电站引水隧洞以及新疆 DB 隧洞等均使用了掘进机施工。其中，山西引黄入晋南干线创造了国内掘进机施工最高月进尺 1821.49 m 的记录，JPEJ 水电站引水隧洞两台直径 12.4 m 的掘进机为国内最大直径的掘进机。目前，正在施工的吉林中部城市供水工程、辽西北供水工程、引洮供水工程、西藏 PD 灌溉输水洞工程均采用掘进机施工。

表 12-1 国内部分水工隧洞掘进机施工工程表

工程名称	洞径 (m)	完成洞长 (km)	地质条件	备注
广西 TSQ 水电站	10.8	7.5	灰岩、砂岩，30~50 MPa	已建
引大入秦 30A 号、38 号	5.33	17.0	砂砾岩、泥岩、砂岩，2.8~133 MPa	已建
引黄入晋主干 8 号	6.13	12.0	石灰岩为主，60~100 MPa	已建

工程名称	洞径 (m)	完成洞长 (km)	地质条件	备注
引黄入晋南干线	4.82~4.94	6.2~20.7	长石石英砂岩、泥灰岩、砂砾岩、煤层， 50~100 MPa	已建
引黄入晋 5 标段	4.82	13.0	石灰岩，60~100 MPa；泥灰岩 10~20 MPa	已建
昆明 ZJH 供水工程	3.66	21.53	砂质片岩、石英岩、石灰质砂岩，15~110 MPa	已建
辽宁 DHF 引水工程 TBM1 段	8.03	19.81	正常斑岩、混合花岗岩、凝灰岩 25~109 MPa	已建
辽宁 DHF 引水工程 TBM2 段	8.03	19.22	凝灰质砂岩、安山岩、凝灰岩 25~109 MPa	已建
辽宁 DHF 引水工程 TBM3 段	8.03	18.49	凝灰岩、砂岩夹砾岩、安山岩、凝灰质泥岩 25~109 MPa	已建
新疆 DB 引水工程	6.76	19.71	砂岩、炭质岩 20~90 MPa；安山岩、流纹岩 110~140 MPa	已建
青海引大济湟引水工程	5.93	19.97	泥质粉砂岩、泥质夹砂岩、花岗闪长岩、石英岩 20~160 MPa	已建
JPEJ 水电站 1 号引水隧洞（1 号 TBM）	12.4	5.859	大理岩，40~90 MPa	已建
JPEJ 水电站 3 号引水隧洞（2 号 TBM）	12.4	6.017	大理岩，40~90 MPa	已建
JPEJ 排水洞工程	7.2	5.769	大理岩，40~90 MPa	已建

12.0.2 隧洞沿线地质构造、水文地质环境、地层岩性、岩石条件、沿线地应力情况等是决定掘进机施工适用性的主要因素，也是掘进机选型和控制施工速度的主要依据。长隧洞工程由于受前期勘察工作精度和深度的限制，开挖揭示地质条件可能同实际有较大的出入，若遇到大的断层、岩溶、岩爆及地下涌水甚至暗河等不良地质地段时，对掘进机的施工影响较大，如果没有提前做好预案，将可能

导致掘进机卡死刀盘或卡机、设备损坏甚至报废，造成巨大的经济损失并严重影响工期。与常规钻爆施工相比，采用掘进机施工的隧洞开挖受不良地质问题的影响要大得多，所以在施工前事先掌握现场地质条件对掘进机隧洞的施工是极为重要的。

12.0.3 受掘进机施工设备灵活性的限制，掘进机隧洞洞线布置一般为直线，尽量避免隧洞转弯，多标段或多台掘进机施工的隧洞可以根据分标和分段施工情况布置成多段直线。不同型式和尺寸的掘进机有不同的转弯半径要求，因此，隧洞的转弯半径需大于选定机型所要求的最小转弯半径，目前国内外掘进机最小的转弯半径为 200 m ~300 m。

为避免危险事故发生且最大限度地发挥掘进机施工的优越性能，掘进机隧洞洞线选择时，一般尽可能避开制约掘进机施工的地质区域。无法避免时，需根据该区域不良地质的分布情况确定施工方案，不良地质洞段较长时可以选择不同类型的掘进机，不良地质洞段较短时一般可以采用钻爆法开挖支护后，掘进机步进通过。

12.0.4 掘进机可以开挖较大坡度变化范围的隧道，以满足工程设计需要。掘进机隧洞纵坡与常规水工隧洞一样，需考虑隧洞功能、施工通风、排水要求。为避免较大涌水淹没掘进机，危及施工人员安全，掘进机一般选择顺坡向掘进施工，便于自流排水。受运输方式的限制，近年来国外广泛使用的连续皮带输送机可以完成较大坡度条件下的渣料运输。

12.0.5 掘进机隧洞适用洞径为 3 m ~12 m，以 5 m ~10 m 为佳。大于 10 m 直径的掘进机，在国内外隧洞开挖工程也有所应用，例如加拿大 Sir Adam Beek 引水隧洞直径为 13.9 m，荷兰 Croene Hart 隧洞直径为 14.87 m，雅砻江 JPEJ 水电站引水隧洞开挖直径 12.4 m。

掘进机隧洞一般为圆形断面，其断面面积能得到充分利用。圆形断面非常适合输水隧洞，尤其是掘进机开挖成型的光滑岩面，不但有利于施工期隧道的通风，也使得运行期减少了水头损失。也有掘进机隧洞采用非圆形断面的，需要采用与之相对应的掘进机开挖设备施工。

采用掘进机施工隧洞的开挖尺寸要根据设计横断面尺寸、支护衬砌型式和厚度、衬砌施工方式，并考虑掘进误差、围岩收敛变形和刀头磨损等因素综合确定，

且要满足掘进机设备开挖的最小尺寸要求。掘进机施工隧洞断面尺寸还要考虑对不良地质洞段处理的灵活性，断面越小，处理的施工空间越有限。

12.0.6 掘进机一般分为开敞式和护盾式，护盾式又可以细分为单护盾、双护盾、三护盾。不同的型式分别具有最适应的地质条件，地质条件简单、围岩完整性好的隧洞一般采用开敞式掘进机，围岩整体性较差或混合地层一般采用护盾式掘进机，采用预制混凝土管片衬砌的一般采用双护盾式。

开敞式掘进机对于岩爆、高压水及十分破碎的岩体如断层、破碎带、局部软岩、溶洞等可能难以应对。随着掘进机辅助功能不断完善，如拱架安装机、锚杆安装设备、挂网机构、高效的喷混凝土系统等快速初期支护能力，超前预报及超前注浆功能等系统的采用，开敞式掘进机具有了十分完善的功能和先进的技术性能，一定意义上发展成为复合式掘进机，对围岩的适应性进一步加强。开敞式、双护盾及三护盾掘进机各项性能指标对比见表 12-2。

表 12-2 开敞式、双护盾及三护盾掘进机对比表

TBM 类型	掘进性能	支护速度	掘进速度	衬砌方式	管片预制	设备费用	工程成本
开敞式	可以根据不同地质，采用不同的掘进参数，随时调整	地质条件好时只需进行锚网喷，支护工作量小，速度快；地质条件差时需要超前加固，支护工作量大，速度慢	根据地质情况调整掘进速度，受地质和设备性能影响	根据情况，可以进行二次混凝土衬砌	无	低	低
双护盾	刀盘结构同开敞式 TBM，可以根据不同地质，采用不同的掘进参数，随时调整	采用管片支护，支护速度快	同开敞式，根据地质情况调整掘进速度，受地质和设备性能影响	采用管片支护，可以不进行二次衬砌	需要	高	高
三护盾	刀盘结构同开敞式 TBM，可以根据不同地质，采用不同的掘进参数，随时调整	采用管片支护，支护速度快	采用3个护盾、2套撑靴系统、2套液压推进油缸，3套稳定撑靴，2套支撑推进系统交替使用，没有换步，可以连续掘进，掘进速度快	采用管片支护，可以不进行二次衬砌	需要	高	高

掘进机性能的发挥在很大程度上依赖于工程地质和水文地质条件,如岩体的裂隙等级、岩石的单轴抗压强度和韧性将决定掘进机掘进速率和工程成本;隧洞埋深、围岩的等级、涌水大小等决定掘进后的支护方法、形式及种类。

掘进机设备选择与围岩单轴饱和抗压强度关系较为密切,一般的掘进机适用于单轴饱和抗压强度在 200 MPa 以下的围岩开挖,以 50 MPa~150 MPa 为佳。

12.0.7 掘进机隧洞的支护设计需首先满足隧洞围岩稳定的要求,同时设计支护参数要适应掘进机施工设备能力的要求。若掘进机设备施工能力不足以一次实施设计支护措施,可以采取先满足洞室施工临时安全要求,再通过其余方式补充进行隧洞支护。

四川雅砻江 JPEJ 水电站引水隧洞工程采用两台 12.4 m 开敞式掘进机开挖,隧洞沿线均处于深埋高地应力环境,设计支护系统锚杆长度为 6~9 m,掘进机自带锚杆钻机只能施工最长 3.8~4.5 m 锚杆。因此,在掘进机开挖掘进并施工临时支护锚杆通过后,紧跟锚杆台车施工剩余系统支护锚杆,满足洞室永久稳定要求。

12.0.8 掘进机隧洞衬砌结构形式可以根据掘进机选型、隧洞结构要求以及施工条件等选择模筑混凝土衬砌或管片装配式混凝土衬砌。开敞式掘进机一般采用模筑混凝土衬砌,而采用管片装配式混凝土衬砌的隧洞一般选用双护盾掘进机,隧洞掘进的同时在护盾尾部利用管片器进行预制混凝土管片安装,管片间要确保连接紧密,随后再对管片与围岩之间的间隙回填豆砾石并灌浆,可以实现掘进与衬砌同步作业,一次完成。

采用预制管片的装配式结构,管片之间的连接对隧洞整体稳定性和承载能力起着非常重要的作用。因此,设计时要对管片拼装缝的型式和连接方式进行分析研究,既要便于施工,又要安全可靠。

管片间无螺栓连接的装配式结构,实际上整体是多绞拱结构,在软弱、稳定性差的围岩中较难保证运行安全。因此,一般情况下管片采用重型装配式预制混凝土块,纵缝采用外侧限位或螺栓连接,环缝连接采用连接销的型式。

12.0.9 长隧洞工程前期地勘工作受精度和深度的影响,不可能做到全面具体,为了保证隧洞施工的安全,减少突发事件的发生,有必要在隧洞施工的过程中,对隧洞开挖前方的地质条件进行经常性的探测,做到“先探后掘”。

掘进机施工过程中进行的地质预报是对现有地质资料的补充,特别是对前方可能出现的不良地质、围岩的自稳能力、掘进机设备的适应性等方面有一个较为准确的评估。掌握前方地质情况,及时调整掘进参数和采取有效的支护手段,确保快速掘进、安全掘进。

目前,国内外在隧洞建设中使用较广泛的地质超前预报技术主要有三大类:工程地质分析预报法、钻孔探测法(直接法)和地球物理超前勘探预报法(间接法)。直接法采用平行导坑、超前钻探等手段,间接法采用 TSP 超前预报系统、负视速度法、高频地震反射法、水平面声波剖面法、地质雷达等物探方法。可以采用多种地质预报手段相结合的方法,提高信息解译精度。

JPEJ 水电站引水隧洞施工面临的一个主要的地质风险就是高压大流量突涌水,两台掘进机超前地质预报主要采用 BEAM 系统(Bore-Tunneling Electrical Ahead Monitoring),BEAM 系统是当前国际上唯一的一种电法超前预报方法,是一种聚焦电流频率域的激发极化方法,其最大特点是通过外围的环状电极发射一个屏障电流和在内部发射一个测量电流,以便电流聚焦进入要探测的岩体中,通过得到与岩体中孔隙有关的电能储存能力的参数的变化,预报前方岩体的完整性和含水性,实际施工中取得了良好的效果。

12.0.10 掘进机的优点显而易见,缺点也同样很明显,尤其是对复杂地质条件适应性差,在没有预警的情况下遭遇岩爆、地下突涌水、涌泥、岩溶等不良地质条件时所受的影响远大于传统的钻爆法。此情况下,其快速掘进的优势大大抵消,国内外的经验教训表明掘进机事故对工期的延误可达数月甚至数年。由于地质条件的关系,在工程建设过程中掘进机卡机、死机后将开挖方法变更为传统钻爆法的案例屡见不鲜。

对国内外截至到 2005 年年初的 98 例掘进机施工工程实例整理后发现:在掘进机施工中,围岩大变形、突涌水、岩爆以及有害气体突出是导致重大工程事故的主要工程地质问题,尤以软岩大变形和突涌水为甚。在已发生的掘进机重大工程事故中,约有 72%系这二者所引起,其所占比例分别为 37%和 35%。岩爆问题不突出的主要原因是深埋隧洞的建设过程中,采用掘进机施工的并不多见,换言之,规划阶段就会针对掘进机在高地应力下的适用性展开深入的调查论证工作。

对于不良地质洞段，首先要做好地质预判，识别地质风险，进而制定有针对性的预防和处理预案，并在掘进机选型阶段对设备参数及附加设备提出具体要求，比如安装超前注浆设备、锚杆钻机、钢筋网片安装器、拱架安装器等。施工过程中需重视超前地质预报的重要性，通过地质预报和机械设备的施工反馈信息进一步查明不良地质洞段的具体情况，制定具体处理措施。

处理措施的拟定需兼顾施工安全和施工效率。针对危害程度不大的不良地质洞段可以采用减缓掘进机掘进速度，加强支护或采取超前预处理，如围岩破碎带、断层破碎带、小型岩溶、轻微岩爆洞段等；针对危害程度大的不良地质洞段，可以停止掘进，进行超前预加固处理并确保安全的情况下再继续掘进，如涌水、涌泥、岩溶洞段等；针对可造成掘进机毁灭性伤害或脱困困难的不良地质洞段，如强烈岩爆、大型溶洞、软岩大变形等，可以采取其它施工方式代替掘进机施工，掘进机再行步进通过。

12.0.11 掘进机一般由主机和后配套系统两大部分组成。掘进机设备结构复杂，零部件达数万件，重量达数千吨，整机长度一般百余米，其安装、检修及拆卸均需要足够大的场地。按照组装场地空间布置，掘进机可以分为洞内组装和洞外组装两种方式。

当隧洞进出口场地开阔、经过简单改造具备形成较大组装场地的工程，一般选择洞外组装，如兰渝铁路西秦岭隧洞和陕西秦岭隧道采用洞外露天组装；而当隧洞进口处于峡谷或陡峭地形的情况下，或者经改造可以形成组装场，但工程成本相对较大时，一般选择洞内组装，如 JPEJ1 号、3 号引水隧洞工程、排水洞工程以及辽宁 DHF 输水工程均采用洞内组装。

掘进机在洞内组装要比在洞外组装难度大，洞内组装时，掘进机辅助洞室包括组装洞室、检修洞室和拆卸洞室等。掘进机开挖隧洞设计时，为确保掘进机安装、检修及拆卸的顺利进行，需考虑组装洞室、检修洞室和拆卸洞室等辅助洞室的布置，不同辅助洞室断面需根据掘进机的具体参数和工程实际需要进行设计。辅助洞室一般布置在主洞轴线上，其断面往往大于主洞，为满足主洞运行要求，需要采取工程措施进行处理。

JPEJ 水电站 2 台 12.4 m 直径的掘进机均采用洞内组装的方式，每台掘进机各布置有一个组装洞室和一个拆卸洞室，洞室断面为城门洞型，断面尺寸约为

17.6 m×27 m，四个大断面洞室总长约为 271 m，洞内设有支撑吊车梁等配套结构。为满足不利工况下隧洞洞顶最小负压控制的要求、改善流态和控制水头损失，满足大型洞室永久围岩稳定、结构安全需要及控制渗透稳定等方面的要求，对四个组装洞、拆卸洞进行改建，在保证过流断面面积以及上下游斜接顺畅的前提下，采取全回填混凝土方案。此外，利用组装洞、拆卸洞部位流速相对较低的特点，将底板改建为集渣坑，用于泥沙沉积。

13 特殊岩体和不良地质洞段设计

13.0.1 特殊岩体和不良地质洞段是指包括断层破碎带、软弱破碎围岩、富水地层、岩爆、有害气体地层、溶洞、膨胀岩层等。由于这些岩层地质成因复杂，具有突发性，对隧洞施工、运行危害极大，仅靠常规方法难以解决，在这些围岩中修建隧洞，要采取特殊的设计和施工方法。

特殊地质地段的变异条件是非常复杂的。施工前设计文件提供的地质资料和施工调查制定的措施和对策，不可能始终符合实际情况。对特殊和不良地质洞段，有些在前期设计阶段可以查明，有一定的预测预报时可以研究适宜的工程措施。大多数情况下是在施工中逐渐揭露出来的，水工隧洞设计和施工中很难避免。因此，在施工过程中要经常观察地层的变化，检查支护、衬砌的受力状态，及时排除，防止突然事故的发生。

现场围岩及结构监控量测反馈，对于隧洞结构来说效果是显著的。特殊地质地段，围岩变形大，速度快，事故具有突发性，因此，积极采取现场围岩变形量测，及时了解变形量、变形时间及空间变化规律是非常有益的。

13.0.2 不良地质洞段支护设计的原则是基于新奥法施工原理。实践证明，认真执行新奥法施工的各项原则，大多数情况都可以处理由地质构造引起的坍塌问题。支护型式和支护时间的选择对处理不良地质洞段非常重要。采用新奥法施工时对软岩、松散岩、破碎带、膨胀岩、易泥化岩等，要求开挖后即时紧跟掌子面进行喷射混凝土一期支护，随后根据变形（位移）速率进行二期支护。一、二期支护都参与围岩的应力调整，既能降低围岩的变形速率，又使围岩逐渐形成承载拱，充分发挥围岩的自承能力。

选择二期支护的刚度和时间，应该根据围岩的岩性和观测数据确定。刚度过大过多地限制了围岩变形，不利于围岩发挥自承能力，刚度过小则控制不住围岩的变形速率，易导致围岩失稳。同样，二期支护过早将承受较大的围岩变形压力，甚至使二期支护本身遭到破坏；而二期支护过晚，即在围岩变形曲线的反弯点以后支护，则围岩已经出现松散破坏，二期支护失去了意义。总之，支护型式和支护时间的选择需根据不良地质洞段的类型、地质预测预报、施工监测成果、前一期支护的效果随时进行分析、调整，才能防止围岩失稳的发生和扩大。

地质预测预报是处理不良地质洞段必要的手段，也是选择施工方法、处理措施的前提，根据预测预报作好预备方案设计，并考虑意外情况的发生，有备无患。需要支护处理的不良地质洞段，需通过工程类比和必要的计算分析选择可行的支护方案，计算分析中要留有安全裕度。

尽早发现不良地质情况是不良地质洞段设计、施工的重要一环，超前勘探是行之有效的手段。超前勘探一般有两种做法：其一，根据可研设计阶段的地勘成果，有针对性地进行施工前的补充勘探；其二，根据施工中临近洞段围岩出现的地质现象，利用导洞、专门探洞（井）、水平钻探、分段分步开挖等手段，在全断面开挖前进行勘探。

支护后的围岩变形（位移）监测是检查一期支护效果，选择衬砌型式和衬砌时间或其他工程措施所必须的内容。适时衬砌是指在变形（位移）速率趋于平缓时进行衬砌，此时围岩具备了一定自承能力，衬砌结构承受较低的变形压力，是最合适的衬砌时机。如果各期支护仍不能控制变形（位移）速率，此时围岩还不具备自承能力，需要立即由衬砌结构承受围岩的主动压力，以保证围岩稳定。

13.0.3 不良地质洞段的衬砌设计的主要问题是围岩经支护处理后承担内水压力的能力。经过支护后围岩稳定或基本稳定时，围岩的变形压力可以不计或少计；而当衬砌结构参与围岩变形应力调整时，衬砌结构就承受较大的变形压力；若围岩始终形成不了承载拱，则衬砌结构将承受全部塌落体重力。故衬砌结构设计时的荷载取值除内水压力外，还需根据变形（位移）监测成果，通过必要的计算分析和工程类比确定外压荷载，防止出现荷载取值小，给工程安全造成隐患，或者荷载取值过大，造成投资浪费。

不良地质洞段经过支护以后即使达到稳定，也不意味围岩一定具有承担内水压力能力。但通过超前固结灌浆、超前锚杆、地面注浆、地面砂浆锚杆、化学灌浆等开挖前的加固处理，或者衬砌后进行固结灌浆处理后，提高了围岩的完整性，使围岩的变形模量有了较大提高，可以考虑围岩有一定的承担内水压力能力，但到底具有多大能力，需结合具体工程分析研究确定。需要指出的是，不能过高估计不良地质洞段围岩承担内水压力的能力，以免为工程运行留下安全隐患。

13.0.4 对预测预报可能出现坍塌失稳的不良洞段，采用围岩加固措施也是工程中防止坍塌，特别是较大规模坍塌的成功经验。开挖前的围岩加固措施，如超前

固结灌浆、超前锚杆、超前导管、长管棚、地面砂浆锚杆、地面注浆等，对不同
类型的失稳都有较好的作用。

13.0.5 伴有地下水活动的不良地质洞段，工程处理上难度更大。对地下水特别是
高压水应该以引排为主，对水源明确、水量不大的涌水，采取截断水源的方法
也是有效措施。在围岩有一定厚度时，通过灌浆来封闭涌水通道，提高围岩的抗
渗性也是工程中采用的有效方法。总之，先治水是处理不良地质洞段可能出现坍
塌的第一环节，为后序措施的实施创造条件。

13.0.6 根据国内外岩爆防治的经验，岩爆地段采用钻爆法施工时，要短进尺掘
进，减小药量和减少爆破频率，控制光爆效果，以减少围岩表层应力集中现象。
轻微岩爆（Ⅰ级）、中等岩爆（Ⅱ级）区：一般进尺控制在2 m~2.5 m，尽可能
全断面开挖，一次成形，以减少围岩应力平衡状态的破坏；经常在掌子面和洞壁
喷撒水，必要时采用超前钻孔解除应力，形成局部应力释放区，从而减少（弱）
岩爆。强烈岩爆（Ⅲ级）、剧烈岩爆（Ⅳ级）区：一般进尺控制在2 m以内，必
要时分两步开挖，下部可以预留1/3，以降低岩爆破坏程度；可以采取超前钻孔
解除应力、松动爆破或震动爆破等方法，降低岩体应力，使能量在开挖前提前释
放，必要时可以均匀、反复地向掌子面内岩体高压注水，以降低岩体的强度。

岩爆地段开挖后，要及时进行挂网喷锚支护。初期支护可以采用喷射混凝土、
系统锚杆和钢筋网，形成喷、锚、网一体的组合支护；当岩爆烈度级别较高时，
可以辅以超前锚杆、增设仰拱或格栅钢架支撑。

13.0.7 通过有害气体赋存区的洞段，首先要通过必要的勘察手段查明气体来源，
与水工隧洞的连通情况，有害气体的类型、渗漏（涌出）浓度、赋存区的分布，
预测对施工、运行、管理人员的危害，视实际情况采取隔离、封闭、引排等措施，
保证施工人员的安全。对于有超标浓度、含量洞段或经工程处理后仍可能影响运
行安全的部位，在设计中一般需考虑永久运行问题，特别是检修期的安全，必要
时进行专门设计。考虑到锚喷结构很难起到封闭或隔离有害气体的作用，故条文
规定有害气体赋存区不用锚喷结构做永久衬砌。

13.0.8 岩溶对隧洞工程的影响主要表现在空穴、地下水、洞穴充填物及坍塌、
洞顶地表塌陷四个方面。当隧洞穿越岩溶地段时，设计处理比较复杂。较大溶洞
可能在前期设计阶段通过地勘有所掌握，但中小型溶洞大多是施工中不断揭露出

来的，国内处理方法上也多种多样。根据已有工程较成功的处理经验，列出处理原则如下，供设计人员参考。

(1) 对溶洞中的地下水，包括充填物中的地下水，一般采取以排为主，截、堵、防结合的综合处理措施。许多工程实践说明，喀斯特地区的地下水往往连通很广，很难查清，即使暂时截堵效果明显，也往往出现新的出水点，易给工程留有隐患。故要视具体情况以排为主，综合处理。

(2) 从提高围岩整体性考虑，凡可以用回填方法处理的溶洞，均可以采用回填混凝土、回填灌浆、固结灌浆或其他回填方式进行处理。这样既可提高围岩的稳定性，又可避免内水外渗或外水内渗造成新的透水通道，避免溶洞的扩大和失稳。

(3) 大型溶洞既有溶洞本身的稳定问题，也有对水工隧洞的影响问题，既涉及施工期安全，也涉及运行期的安全。较大溶洞工程处理比较困难，地下水、溶洞本身、运行要求、施工方法等方面需要全面考虑，是个综合处理问题，需通过技术经济比较确定。

13.0.9 具有流变性的围岩本身是较软岩和软岩，其主要特点是变形时间长、变形速率大，往往运行期仍有变形发生，一旦控制不好，围岩就会失稳。处理流变性围岩关键是搞清此类围岩的时效性和变形过程中的应力应变关系，这样才能在衬砌结构设计时选择合适的衬砌结构和选择适宜的衬砌时间，不给运行留下隐患。膨胀岩大体可分为两类，一是遇水膨胀，二是在临空面上风化性膨胀。不论哪种，都要通过必要的物理力学试验，查清岩体的矿物成份、膨胀原因、膨胀率、膨胀压力，为预留膨胀量和选择衬砌型式提供依据。

上述流变性围岩和膨胀性围岩的共同问题，是根据具体工程特点选择合适的支护方式，确定是否需要封闭断面，包括掌子面，封闭的时间和方式，确定与之适应的衬砌型式、膨胀岩的预留变形量及衬砌的施工时间。我国对这两种围岩的设计经验还积累不多，设计、施工、运行人员要不断总结，为今后积累资料。

13.0.10 对一些在内水外渗时易产生较大变形和渗透失稳的较特殊地质洞段，考虑到地质参数不易准确确定，一旦出现事故可能造成难以处理的后果，从安全角度考虑，结构安全级别可以提高一级。

13.0.11 条文中特别强调不良地质洞段的回填灌浆、固结灌浆、防水排水、止水设计以及施工监测和安全监测，需引起设计、施工、运行人员的重视。实践经验表明不良地质洞段处理得好，水工隧洞就基本成功一半，正常洞段设计、施工是精益求精的问题，而不良地质洞段是关系到水工隧洞实施能否成功的关键问题。

14 封堵体设计

14.1 一般规定

14.1.1~14.1.2 根据我国几十年来的水电建设经验,大部分隧洞主洞封堵体是水利结构的组成部分,均设在地质条件较好的洞段,其级别按永久建筑物设计。施工支洞的封堵体按其功能,主要由运行情况决定。引水发电洞和泄洪洞等永久建筑物的施工支洞封堵体主要充当围岩作用,需要按永久建筑物设计。导流隧洞的施工支洞封堵体主要起临时挡水作用,一般按临时建筑物设计。

14.1.3 封堵体作为水利建筑物的组成部分,对其进行合理选型是各个设计阶段的任务之一。封堵体的型式以圆柱形、楔形居多,但也有个别工程选用了工程量相对较小的板壳形封堵体。一般来讲,对于设计水头较高或断面较大的工程,由于承受水推力较大,可以选用受力条件较好的楔式封堵体,其超载能力很强。

LYX 和 ET 工程导流洞封堵体的地质力学模型试验表明,当水压达到 6 到 7 倍设计水头时,封堵体周边才出现塑性破坏。

14.1.4 当洞轴线穿过坝体防渗帷幕线时,其封堵体要设置在防渗帷幕线上,与帷幕共同成为防渗整体。考虑到封堵体断面扩挖时,隧洞开挖施工对洞周围岩和已完成的帷幕灌浆会造成一定的损伤,所以要进行补强帷幕灌浆。当利用导流洞改建成泄洪洞、放空洞等水利隧洞时,其封堵体一般与水利隧洞相结合布置,可以节省工程量并缩短工期。

14.2 设计计算

14.2.2 封堵体一般都为混凝土实体结构,按承载能力极限状态进行设计。

14.2.4 目前柱状封堵体抗滑稳定计算主要有两种较简单的计算方法,一种是对封堵体基础面进行剪摩稳定计算,计算时计入基础面的摩擦力和除顶部以外的混凝土与围岩间的粘聚力。侧面有效接触面面积根据接触面条件、有无接触灌浆及施工质量等具体情况确定。不同工程的封堵体抗滑稳定计算时,侧面接触面有效面积系数取值也不尽相同,如 GHY 水电站工程导流洞临时封堵体侧向接触面有效面积系数取 0.3, SBY 水电站工程导流洞封堵体侧向接触面有效面积系数取 0.8, QS 水电站工程导流洞封堵体侧向接触面有效面积系数取 0.8; 另一种是对封堵体底部及两侧进行抗冲切计算。第一种计算方法概念清晰,受力明确,公式涵盖了荷载、断面形状尺寸、封堵体与围岩间的凝聚力、摩擦系数等诸多因素,在实际工作中多采用该方法,故本规范推荐该方法。

14.2.5 本条为新增加条文。越来越多的工程经验表明，封堵体设计时如果只考虑抗滑稳定，往往导致封堵体长度过短。国内一些工程，水工隧洞封堵体末端处多发生渗漏，长期发展影响工程安全。故封堵体长度要考虑是否满足渗透稳定要求。根据工程经验，封堵体围岩容许的绕渗水力梯度，I~II类硬质围岩一般不大于10~15，III类围岩一般不大于5~10。对于IV、V类围岩，封堵体类布置时要尽量避开。

14.2.6 对于高压隧洞的封堵体结构，一般还采用有限元法进行计算，通过计算掌握封堵体及围岩的应力变化规律。直接与水库库水接触的封堵体，属于挡水建筑物的一部分，对其周边的渗流情况也要进行有限元计算，分析封堵体及周边围岩渗漏情况。

14.3 构造要求

14.3.1 主要目的是尽量不破坏岩体、简化施工、加快进度。

14.3.2 封堵体抗滑稳定计算时，一般都不考虑锚筋的作用。设置锚筋的主要目的是为了使封堵体与围岩接触紧密，增加封堵体的安全储备。

14.3.3 对封堵体周边进行回填灌浆、固结灌浆、接缝及接触灌浆是确保封堵体安全运行的重要手段。一般来讲，封堵体顶部必须进行回填灌浆，以保证顶部不留空腔。固结灌浆主要针对III类围岩以下或防渗要求高的洞段。封堵体首部的高压深孔固结灌浆主要适宜于水头较高且裂隙发育的洞段。导流洞堵头、直接承受库水压力的交通洞堵头等需要在封堵体两侧进行接缝和接触灌浆，低水头的施工支洞堵头可以不进行接触灌浆，但在计算封堵体长度时要对两侧接触面面积进行折减。接缝和接触灌浆要求在混凝土达到稳定温度后进行。

封堵体内设置灌浆廊道，可以方便灌浆施工，对保证封堵体周边灌浆施工质量有利。

14.3.5 针对封堵体与主洞衬砌结构的连接处理，一般要求先进行主洞混凝土衬砌，衬砌时沿支洞方向设置不小于2m的延伸长度，再进行封堵体的施工，这样封堵体前的衬砌结构就形成一种防渗面板，对控制渗流有帮助。有些工程由于施工原因，需要在主洞衬砌上预留施工通道，即先进行封堵体施工，再浇筑混凝土衬砌上的通道缺口，这就要求在缺口处设置可靠止水，并使新老混凝土浇筑密实，防止渗漏。

14.3.7 主要目的是改善水流条件,减小局部水头损失,提高导流洞的过流能力。
后期封堵时,根据运行情况对回填混凝土进行处理,然后浇筑封堵混凝土。

15 灌浆和防渗排水

15.1 灌浆

15.1.1 一般而言，混凝土衬砌顶部由于重力作用，最容易出现缝隙甚至空腔。对于承受内水压力的隧洞衬砌与围岩之间的缝隙和空腔，要求进行回填灌浆，才能将作用于衬砌上的内水压力传递到围岩上，发挥围岩的承载作用，改善衬砌的受力条件。否则将恶化衬砌结构的设计条件，对衬砌结构是危险的。

15.1.2 根据工程实践经验，回填灌浆范围一般在顶拱 $90^{\circ} \sim 120^{\circ}$ 之间，孔距和排距一般为 $2\text{ m} \sim 4\text{ m}$ 。灌浆孔深入围岩深度，原规范规定为 0.1 m ，查阅美国陆军工程兵团的标准为 0.6 m ，要求比国内规定的高。考虑一般隧洞的允许超挖值为 15 cm 左右，为了充分钻透衬砌，保证回填灌浆效果，回填灌浆入岩深度本次修订适当加深至 0.3 m 。

据近期一些工程事故资料，发现在边底拱处也有空腔现象，因此，其它部位是否要进行回填灌浆，要视衬砌混凝土浇筑质量确定。

15.1.3 隧洞衬砌设计中，围岩提供的抗力是由灌浆后形成的水泥结石来传递的，如果水泥结石松软，就不能传递抗力，势必产生较大的变形，使衬砌破坏。一般要求水泥结石的弹性模量大于围岩的变形模量，才能保证水泥结石能够起到传递抗力的作用。

15.1.4 要使围岩成为承载和防渗主体，对隧洞特别是有压隧洞围岩采用系统固结灌浆是一项重要措施，对围岩稳定、防渗，保证隧洞安全运行、延长隧洞使用年限起着显著作用。隧洞爆破开挖产生的一定范围的松动圈、岩体内部裂隙和孔隙，以及局部的不良地质构造等均对高压隧洞的围岩承载不利。为了加固围岩、封闭隧洞周边岩体裂隙，提高隧洞围岩的整体性和抗变形能力，增强围岩抗渗能力和长期稳定渗透比降，就需要对高压隧洞围岩进行高压固结灌浆，从而减少内水外渗，防止隧洞及相邻水工建筑物发生水力渗透破坏。

原规范中建议高压岔洞处固结灌浆的压力可以取岔洞处静水头的 1.2 倍，在实际工程中，可以根据具体情况调整。如岔洞部位地应力较高，但节理裂隙较发育，建议采用较高的灌浆压力，但最大不超过静水头的 1.5 倍；如岔洞部位承担的内水压力较高，围岩完整但最小地应力富裕不大，接近最小地应力的灌浆压力易发生岩体劈裂，灌浆压力要慎重选择。因此建议灌浆压力采用岔洞部位最大动水压力，但以小于围岩初始应力场的最小主应力为宜。

15.1.5 目前广泛应用于灌浆工程的材料是普通硅酸盐水泥，但使用火山灰质硅酸盐水泥和矿渣硅酸盐水泥也还不少。工程实践证明，后两种水泥的后加填料易分离，结石不具备强度，浓度稀于 1:1 的浆液尤其如此。因此，建议当地下水具有侵蚀性时，可以针对水的侵蚀性质，选用抗酸水泥等特种水泥，不得采用火山灰质硅酸盐水泥和矿渣硅酸盐水泥。

15.2 防渗和排水

15.2.1 渗透水流具有破坏作用，设计需要对隧洞全线的工程地质条件、水文地质条件进行全面分析，以确定防渗和排水的合理措施。常用的措施包括堵截水，即采用回填、灌浆等措施封堵渗水通道，截断集中渗水点等；或在不影响工程安全的前提下进行排水，通过排水孔、排水盲沟（管）及排水洞等措施，将有害渗水集中排出，减轻渗水对建筑物的危害。一般工程多采用堵排相结合的工程措施。

15.2.2 有压隧洞多采用圆形断面，具有较高的抗外压稳定的能力，因此在低压隧洞中，很少设置排水措施来减小外水压力。但当外水压力是控制性作用时，同时隧洞埋深满足本规范第 4.1.4 条规定时，可以在防渗圈以外设置排水廊道，或在隧洞衬砌中打排水孔以减少外水压力，效果较好并节省投资。排水孔不能太深，以免形成渗漏通道。高外水压力洞段采用深固结浅排水是比较通行的做法。

15.2.3 有压隧洞设置排水孔时，为了阻止围岩中岩屑随水带出，恶化围岩，可以在排水孔中设置软式透水管或包裹反滤土工布的排水管。不良地质洞段围岩中软弱面充填物有被水溶解和带走的可能，为保持围岩稳定，则不允许设置排水措施。

16 安全监测

16.1 一般规定

16.1.2~16.1.4 几十年来我国建成了大量水工隧洞，在各方面都得到了许多宝贵经验。但在修订本规范进行调查过程中，感到可供应用的原型观测成果仍然较少，其原因是多方面的。有的隧洞工程虽布置有观测设备，但对埋设的仪器和线路保护不当，致使工程完工后，因线路故障或设备损失而无法进行观测；有的没有组织好观测工作；有的积累了大量原始观测纪录，但没有进行整理分析，归纳总结。

原型观测资料反映了运行期的实际工作状态，对运行管理、预报事故、及时检修、充分发挥工程效益、检验设计成果、总结经验、不断提高设计水平，都有着十分重要的意义。因此，需结合工程特点和功能要求，精心拟定观测项目和布置埋设仪器设备。各有关部门都要重视观测设备的埋设，并把观测作为隧洞工程的设计、施工和运行管理的重要任务之一来完成。

16.2 监测项目和要求

16.2.2 在支护设计中，应用监控量测的数据进行支护设计，是锚喷支护设计的重要方法之一。监测资料可以反映各种自然因素和人为因素对隧洞工程的影响。通过对监测资料的分析，可以评价围岩稳定状态，了解工程地质、水文地质变化趋势，检验支护参数是否合理，也是进一步优化设计和保证施工安全的重要依据。近年来我国工程施工监控量测受到普遍重视，近期建设的大中型水利水电工程几乎都开展了监控量测设计工作。

由于V类围岩地质条件复杂，围岩稳定程度差，支护对围岩有害变形制约作用明显，采用监控设计法进行设计支护效果更为突出，所以在不良围岩，大洞室的地下工程中，采用监控量测更为重要。

《岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范》GB 50086-2015对监控量测法设计及施工进行了详细规定。其中表7.3.10给出了隧洞、洞室周边允许相对收敛值，是在收集了国内实测资料基础上，由煤炭、冶金、铁道、水电、国防等部门通过统计分析提出的。通过工程实践，证明实用性较强。

17 运行和维修

17.0.1~17.0.2 为保证隧洞工程安全运行，发挥工程效益，需要结合观测所得资料 and 运行中工程损伤情况，及时对工程进行维修。设计要考虑工程投入运行后的维修工作，为工程运行管理和维修工作创造条件。设计要会同运行管理部门结合自然条件、隧洞设计条件及试验研究资料等，制定隧洞运行方案，如确定运行水位、泄放流量和闸阀控制设备的启闭方式等。拟定为了隧洞初期充水运行安全和全面维修而定期放空全面检查的方案。

17.0.3 发电隧洞内的地下渗水量大小与充水方案的设计直接相关。充水流量要考虑隧洞内渗水量，不足部分可以通过进口闸（阀）门控制补充。根据隧洞长度、断面尺寸、渗水量等，计算进口闸（阀）门控制的充水流量。

17.0.4~17.0.6 发电隧洞初次充水是对设计状况的初次检验，隧洞衬砌结构及围岩受力需要一段时间的调整，围岩渗流场的变化也需要给现场观测留够时间。工程实践证明若充水历时控制不当，稳定时间不够，可能造成衬砌结构和围岩的较大渗漏或破坏，以致出现安全险情。

压力隧洞充水一般采用分级加压进行，分级数一般根据隧洞承受内水压力总水头、围岩条件、隧洞断面及衬砌型式等因素确定。高水头、大直径压力隧洞的充水需要进行专门设计。对于高水头隧洞，要严格控制充水水压变化速率，分水头段逐级进行充水，待稳压并经实时监测确认后，方可继续进行充水。国内已建高水头电站，THP 抽水蓄能电站上游引水系统最大静水头约 600 m，充水分 7 级进行，第 1~5 级充水水压变化速率为 10 m/h，第 6、7 级充水水压变化速率降为 5 m/h，充水稳压时间为第 1~3 级 48 h，第 4~7 级 72 h。XLD 水电站引水系统最大静水头约 240 m，充水分 6 级进行，各级充水水压变化速率均为 10 m/h，充水稳定时间为第 1~5 级 24 h，第 6 级稳定 48 h。表 17-1 列出了国内外较高水头电站充水水压变化率、分级稳压时间等参数。

表 17-1 已建水电站发电隧洞充水水压变化率

水电站名称	电站静水头 (m)	分级水头高度 (m) / 级数	稳压时间 (h)	水压变化率	备注
THP	600	50~100/7	48~72	5~10 m/h	抽水蓄能电站
PSH	400	100/4	48~72	5~10 m/h	抽水蓄能电站
JW	619	15~80/11	24~48	3.5 m/h	引水式电站，设置上游调压室

PBG	189	15~50/6	48~72	5~10 m/h	集中式开发电站,首部 式厂房。
GD	135	15~50/4	12~48	10 m/h	同上
XLD	241	35~50/6	24~48	10 m/h	同上
JPYJ	250	40/6	24~48	10 m/h	同上
厄瓜多尔 CCS	618	50~100/9	24~48	5~10 m/h	引水式电站,上游设置 调节水库

根据以上工程实例,本次修编提出了充水分级水头高度、充水水压变化率、稳压时间等供设计者参考。需要指出的是,各工程地质条件、布置条件及使用条件差异较大,充水参数需要结合具体工程条件进行分析后确定。

17.0.7 充水、稳压过程中出现的异常情况包括:输水隧洞、调压室、压力管道等建筑物沿线边坡渗漏、变形、失稳;探洞、施工支洞堵头或洞室围岩渗漏量大;地下厂房排水廊道或上下游墙渗漏量大,压力钢管、尾水管变形、渗漏等。

17.0.8 水电站运行过程中,定期对发电隧洞进行放空检查、维修,是为了满足水电站正常安全运行的需要,更好地发挥工程的效益。

17.0.9 控制合理的隧洞放空水压变化率,可以避免因放水过快在洞周形成超过设计外水压力的外水压力,从而造成发电隧洞衬砌结构的破坏,或造成压力管道钢衬段的抗外压失稳。控制高压隧洞的内外水压差,以确保隧洞安全。根据国内外经验,钢筋混凝土隧洞放空水压变化速率一般控制在 2 m/h~4 m/h。如 THP 抽水蓄能电站,上游引水道第三阶段采用每 50 m 一级进行放空,水位下降速率 2 m/h,每一级放空完成后稳压 24 小时。PSH 抽水蓄能电站,上游引水道放空水位下降速率 3 m/h,同时要求隧洞内外水头差不大于 100 m 水头。

17.0.10 为了方便隧洞投入运行后的日常工程管理和放空检修,设计应该根据维修、管理的工作需要,结合工程布置条件,设置交通洞、进人孔,预埋钢筋爬梯、检修起重挂钩等。在设计这些维修工程结构和设备时,要重视维修人员和维修所需物资运输的安全因素,结合工程长期运行因素,考虑较大的设计安全余幅,以保证工程和维修工作的安全。