

ICS 27.140

P 59

备案号: J360—2004

DL

中华人民共和国电力行业标准

P

DL/T 5195 — 2004

代替 SD 134 — 1984

水工隧洞设计规范

Specification for design of hydraulic tunnel

2004-03-09 发布

2004-06-01 实施

中华人民共和国国家发展和改革委员会 发布

目 次

前言	III
1 范围	1
2 规范性引用文件	2
3 总则	3
4 主要术语	4
5 基本资料	6
6 隧洞布置	8
7 断面形状及尺寸	13
8 水力设计	16
9 结构设计基本原则	18
10 不衬砌与锚喷隧洞	21
11 混凝土和钢筋混凝土衬砌	27
12 预应力混凝土衬砌	31
13 高压钢筋混凝土衬砌岔洞	33
14 封堵体设计	34
15 灌浆、防渗和排水	36
16 观测、运行和维修	38
附录 A (规范性附录) 围岩工程地质分类	40
附录 B (规范性附录) 材料	44
附录 C (资料性附录) 水工隧洞水头损失计算	50
附录 D (规范性附录) 高流速防蚀设计问题	59
附录 E (规范性附录) 水工隧洞结构安全级别	65
附录 F (资料性附录) 锚喷支护类型及其参数	66
附录 G (规范性附录) 圆形有压隧洞衬砌计算	68
附录 H (资料性附录) 外水压力折减系数	80

DL / T 5195 — 2004

附录 I (规范性附录)	圆形无压隧洞及非圆形隧洞 衬砌计算	81
附录 J (资料性附录)	混凝土衬砌裂缝及其防止措施	89
条文说明		91

前 言

根据原电力工业部《关于下达 1996 年制定、修订电力行业标准计划项目（第一批）的通知》（技综 [1996] 40 号文）的指示精神，在原规范（SD134—1984）的基础上，结合我国新建水工隧洞的实践经验，并吸收了当前国外的先进技术而修订为本标准。

本次修订中修改和增加的主要内容有：

- （1）遵照 GB 50199 规定的原则和方法增加了相应的条款。
- （2）规范采用开裂设计和限裂设计两种设计方法，取消了对不允许出现裂缝的计算方法；限裂验算采用我国经验计算方法。
- （3）除圆形有压隧洞外，其他断面取消了原规范中的计算公式，采用以边值数值解法及有限元法进行计算。
- （4）扩大了标准的适用范围，增加了抽水蓄能电站隧洞、预应力混凝土衬砌、高压混凝土衬砌岔洞及封堵体设计的有关规定，并补充了锚喷、喷钢纤维混凝土的内容。
- （5）引用了 GB 50287 的围岩分类。

本标准的修订工作，是在水电水利规划设计总院领导下，由成都勘测设计研究院主编，北京勘测设计研究院、中国水利水电科学研究院及清华大学水利系、武汉大学土木建筑学院承担了部分专题科研工作。

本标准实施后代替 SD134—1984。

本标准的附录 A、附录 B、附录 D、附录 E、附录 G、附录 I 为规范性附录。

本标准的附录 C、附录 F、附录 H、附录 J 为资料性附录。

本标准由中国电力企业联合会提出。

本标准由水电规划设计标准化技术委员会归口，并负责

DL / T 5195 — 2004

解释。

本标准起草单位：成都勘测设计研究院。

本标准主要起草人：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。

1 范 围

本标准规定了新建和改建的水电水利工程的水工隧洞设计。

本标准适用于大、中型工程开挖于岩体中的 1、2、3 级水工隧洞的各设计阶段。

2 规范性引用文件

下列文件中的条款，通过本标准的引用而成为本标准的条款。凡是注日期的引用文件，其随后所有的修改单（不包括勘误的内容）或修订版均不适用于本标准，然而鼓励根据本标准达成协议的各方研究是否可使用这些文件的最新版本。凡是不注日期的引用文件，其最新版本适用于本标准。

- GB 5223 预应力混凝土用钢丝
- GB 50086 锚杆喷射混凝土支护技术规范
- GB 50199 水利水电工程结构可靠度设计统一标准
- GB 50287 水利水电工程地质勘察规范
- DL/T 5013 水利水电工程钢闸门设计规范
- DL/T 5057 水工混凝土结构设计规范
- DL/T 5058 水电站调压室设计规范
- DL 5073 水工建筑物抗震设计规范
- DL 5077 水工建筑物荷载设计规范
- DL/T 5099 水工建筑物地下开挖工程施工技术规范
- DL 5108 混凝土重力坝设计规范
- DL/T 5141 水电站压力钢管设计规范
- DL/T 5148 水工建筑物水泥灌浆施工技术规范
- DL/T 5166 溢洪道设计规范
- DL5180 水电枢纽工程等级划分及设计安全标准
- SD 303 水电站进水口设计规范
- SL 212 水工预应力锚固设计规范

3 总 则

3.0.1 为规范水工隧洞设计，贯彻国家的有关政策，按照 GB 50199 的规定，使水工隧洞设计符合安全适用、技术先进和经济合理，特制定本标准。

3.0.2 水工隧洞设计中应充分利用围岩的自稳能力、承载能力和抗渗能力。

3.0.3 根据水工隧洞的运用要求、围岩的工程地质、水文地质、开挖方法和围岩的稳定条件等，合理选用加固措施。特殊不利地形、地质条件洞段、新型结构，应通过验算、现场试验确定技术方案。

3.0.4 对围岩应进行稳定分析，一般工程可根据地质条件采用经验类比法和块体平衡法，重要工程宜采用有限元法。

3.0.5 本标准遵照 GB 50199 的设计原则，以分项系数极限状态设计表达式，进行隧洞支护计算。

水工隧洞支护的极限状态可分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类，设计时应根据其要求，分别进行计算和验算。

3.0.6 水工隧洞的抗震设计应符合 DL5073 的要求。

3.0.7 隧洞施工方案应根据隧洞沿线工程地质和水文地质条件、隧洞的长度、断面形状和尺寸，通过技术经济比较确定。

采用掘进机时，隧洞的洞线布置、断面形状、纵坡和转弯半径等应与掘进机性能相适应。

采用钻爆法时，应采用光面爆破。对光面爆破的质量要求，应符合 DL/T 5099 的有关规定。

4 主要术语

下列术语和定义适用于本标准。

4.0.1

水工隧洞 hydraulic tunnel

水利水电工程中设置于岩（土）体中的，用于输水、发电、灌溉、泄洪、导流、放空、排沙等且具有封闭断面的通道。

4.0.2

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。

4.0.3

无压隧洞 free-flow tunnel

洞内水流具有自由水面的水工隧洞。

4.0.4

支护 support

采用结构或构件及其材料对围岩进行加固的工程措施。

4.0.5

锚喷支护 bolt-shotcrete support

采用锚杆、喷射混凝土加固岩体的工程措施。

4.0.6

临时支护 temporary support

为保证施工安全临时设置的支护。

4.0.7

永久支护 permanent support

用于永久性作用的支护。

4.0.8

初期支护 initial support

洞室开挖后立即施作的支护。

4.0.9

二次支护 secondary support

根据围岩稳定情况，或初期支护后由监测结果决定的再次支护。

4.0.10

随机锚杆 random bolt

为防止岩体塌落或滑动，在局部围岩中布设的锚杆。

4.0.11

系统锚杆 system bolt

根据岩体稳定要求，在整个开挖面上按一定的间排距，有规律布置的锚杆。

4.0.12

超前锚杆 pre-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。

4.0.13

衬砌 lining

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

4.0.14

收敛变形 convergent deformation

地下洞室周边两测点间实测位移值与两测点间的距离之比。

4.0.15

高压隧洞 high pressure tunnel

洞内压力水头不小于 100m 的隧洞。

4.0.16

高流速隧洞 high water velocity tunnel

洞内流速大于 20m/s 的隧洞。

5 基本资料

5.0.1 水工隧洞设计需根据枢纽布置、水工隧洞的用途，收集动能经济指标、水文、气象、地形、工程地质、水文地质、地震烈度、生态环境、施工条件和建筑材料等方面的资料。

基本资料由有关专业根据各个设计阶段的要求，按有关标准提供。设计人员应进行综合分析，合理选用。

5.0.2 隧洞沿线的地质勘察工作，根据地质条件的复杂程度、隧洞的级别和不同的设计阶段，按有关标准执行。

对于 1 级的高压隧洞及高压混凝土岔洞，应在现场选有代表性的地段，进行有关的试验工作。

5.0.3 地质资料是水工隧洞设计的重要依据之一，也是施工、运行的重要资料，在开挖前的几个设计阶段，要逐步地详细掌握隧洞地区的基本地质情况：

- 1 隧洞沿线的围岩特性和地质构造。
- 2 沿洞线的水文地质情况。
- 3 洞口洞脸边坡的稳定情况。
- 4 影响施工安全的地质现象（如岩溶、有害气体及放射性等）。
- 5 影响生态环境的地质情况（如坟墓、垃圾堆积物等）。
- 6 地应力、地震及岩爆情况。
- 7 高地温情况。

5.0.4 在开挖后，根据实际情况，及时进行地质编录，核对和收集地质资料，核对和修改设计，并为施工进行地质预报。对地质条件复杂的洞段，可视需要在施工中采用导洞、超前钻孔等手段探明情况，为修改设计、指导施工提供依据。

5.0.5 对围岩进行评价和初选加固方案时，可按附录 A 的围岩

工程地质分类沿线逐段进行，施工中应根据揭示的实际情况对其修正。

对于大跨度（直径）隧洞的围岩分类，除采用附录 A 的分类外，尚可采用其他有关国家标准综合评价。对于国际合作、国际招标的工程，还可采用国际通用的围岩分类对比使用。

5.0.6 支护设计中应用的材料技术指标，应按附录 B 的规定采用。

6 隧 洞 布 置

6.1 一 般 规 定

6.1.1 水工隧洞的线路，应根据隧洞的用途及其特点（如发电、引水、泄洪、灌溉及导流等），综合考虑地形、地质、覆盖厚度、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，通过可能方案的技术经济比较选定。

6.2 洞 线 选 择

6.2.1 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、水文地质条件有利和施工、交通方便的地区。

洞线与岩层层面、主要构造断裂面及软弱带的走向应有较大的夹角，其夹角不宜小于 30° ；对于层间结合疏松的高倾角薄岩层，其夹角不宜小于 45° 。

若夹角小于上列规定者，必须采取工程措施。位于高地应力地区的隧洞，应考虑地应力对围岩稳定性的影响，宜使洞线与最大水平地应力方向一致，或尽量减小其夹角。

6.2.2 当隧洞埋深不大，接近地表时，可研究采用明渠或管道引水方案，或者考虑将洞线移至岩体深处，宜通过技术经济比较选定。

6.2.3 洞顶以上和岸边一侧岩体的最小覆盖厚度，应根据地形、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。

1 有压隧洞的进出口段、无压隧洞及其进出口洞段，如能够采取合理的施工程序和工程措施，可保证施工期及运行期的安

全，对岩体最小覆盖厚度不做具体的规定。

2 对于有压隧洞，洞身部位岩体最小覆盖厚度，按洞内静水压力小于洞顶以上岩体重力的要求确定。

可按下式计算：

$$C_{RM} = \frac{h_s \gamma_w F}{\gamma_R \cos \alpha} \quad (6.2.3)$$

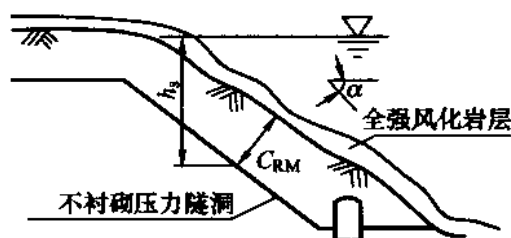


图 6.2.3 压力隧洞围岩覆盖厚度

式中：

C_{RM} ——岩体最小覆盖厚度（不包括全、强风化厚度），m；

h_s ——洞内静水压力水头，m；

γ_w ——水的重度，N/m³；

γ_R ——岩体重度，N/m³；

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

F ——经验系数，一般取 1.30~1.50。

3 对高压隧洞围岩渗透水力梯度尚应满足渗透稳定的要求。

4 对高压岔洞除满足上述 2、3 款规定外，尚应满足洞内静水压力小于围岩最小地应力要求。

5 上述规定不能满足时，应采取工程措施。

6.2.4 当隧洞的过流量较大，且工程地质条件不利于开挖大断面隧洞时，可研究采用两条或多条隧洞的布置方案。

方案的选择应根据各种可能方案的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。

6.2.5 相邻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、隧洞的断面形状和尺寸、施工方法和运行条件（一洞有水、邻洞无水）等因素，综合分析确定，不宜小于 2 倍开挖洞径（或洞宽）。确因布置需要，经论证岩体厚度可适当减少，但不应小于 1 倍开挖洞径（或洞宽）。应保证运行期不发生渗透失稳和水力劈裂。

6.2.6 洞线穿过坝基、坝肩或其他建筑物的地基时，建筑物的基础与隧洞之间应有足够的厚度，满足结构和防渗的要求。

6.2.7 洞线遇有沟谷时，可根据地形、地质、水文和施工条件，进行绕沟和跨沟方案的技术经济比较。

当采用跨沟方案时，应合理选择跨沟的方式、跨沟的位置，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等，应加强工程措施，并注意沟谷中的洪水和泥石流对跨沟建筑物的影响。

6.2.8 高流速无压隧洞洞线在平面上应布置为直线，低流速无压隧洞若采用曲线布置时，弯曲半径不宜小于 5 倍的洞径（洞宽），转角不宜大于 60° 。在弯道的首尾应设置直线段。其长度不宜小于 5 倍的洞径（洞宽）。有压隧洞可适当降低要求。

采用掘进机及有轨运渣的隧洞，其弯曲半径和转角，尚应满足掘进机和有轨运输的要求。

6.2.9 设置竖曲线时，对高流速隧洞，其型式和半径宜通过试验决定。对低流速无压隧洞的竖曲线半径，不宜小于 5 倍的洞径（洞宽），低流速的有压隧洞可适当降低要求。竖曲线之间的连接斜井布置应考虑采用的施工方法。

6.2.10 隧洞的纵坡，可根据运行要求及水力学条件，沿线建筑物的基础高程、上下游的衔接、施工和检修条件等确定。沿程纵坡不宜变化过多，不宜设置反坡。

6.2.11 有压隧洞全线洞顶处的最小压力，在最不利的运行条件

下，不宜小于 0.02MPa。设计在明满流过渡条件下运行的隧洞不受此限制。

采用有压尾水隧洞时，应研究是否需要设置尾水调压室。

6.2.12 对采用钻爆法施工的长隧洞，应考虑设置施工支洞。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、隧洞的工程量、工期及出渣方便等要求，通过技术经济比较决定。

6.3 进出口布置

6.3.1 进出口的布置，宜根据应用要求、枢纽总布置、地形地质条件，使水流顺畅，进流均匀，出流平稳，有利于防淤、防冲和防污等。

6.3.2 洞口宜选在地质构造简单，风化、覆盖层及卸荷带较浅的岸坡，应避免不良地质构造、山崩、危崖、滑坡及泥石流等地区。

6.3.3 洞脸宜避免开挖高边坡，若无法避免时，应分析边坡的稳定性，视需要采取边坡的加固和防水、排水措施。

6.3.4 在强地震区，宜采用岸塔式或竖井式进水口。

6.3.5 发电引水隧洞的进口布置应符合 SD303 的有关规定。

6.3.6 进流方式可采用开敞式和深水式。

1 开敞式进口，过水边界须圆滑平顺。直立墙的弧线曲率半径不宜过小，扭曲墙的顺水向长度不宜小于闸前最大水深的 2 倍。

2 深式短管进口，工作闸门与检修闸门设在进口建筑物内。工作闸门前压力段的长度不宜小于 3 倍的孔口高；检修闸门入口段的长度控制在 1.0 倍工作闸门孔口高以内。工作闸门前压力段应为收缩型，段内压力分布要求达到沿程平顺递减，且要满足过水能力的要求。

3 深式长管进口，宜采用顶部和两侧三向收缩，且具有椭圆曲线的型式。孔口高宽比宜取 1.5 左右，侧墙椭圆曲线的短半

轴应大于五分之一的孔口宽。

4 各种进流方式均应避免在进口前产生旋涡和回流。

6.3.7 抽水蓄能电站的洞口布置应适应水流双向流动的要求，并通过水工模型试验确定。

6.3.8 有压泄洪隧洞出口的体型设计，宜符合以下要求：

1 出口断面积宜收缩为洞身断面积的 85%~90%。若沿程体型变化多，洞内水流条件差，收缩率宜采用 80%~85%。对于重要的隧洞工程，应进行水工模型试验验证。

2 出口渐变段的体型，宜根据水流条件、工作闸门型式和布置，以及启门方式决定。

3 出口洞段的底坡宜平缓，如需侧向扩散则宜平顺，并与下游良好衔接。

6.3.9 对有压隧洞排水补气、充水排气和无压隧洞水面线以上的通气及其他需要通气的洞段，应估算其需要的通气面积。

6.4 多用途隧洞

6.4.1 选择隧洞布置方案时，可根据隧洞的应用条件，研究临时与永久相结合及一洞多用的可能性、合理性和经济性。

6.4.2 对于临时与永久相结合的隧洞，洞口位置、洞线、纵坡及支护型式等，除满足临时过水要求外，应能满足永久运行中的要求。

6.4.3 设计施工导流隧洞时，宜考虑将其全部或部分洞段利用作为永久隧洞，如泄洪洞、放空洞和发电尾水洞的可能性。

6.4.4 导流洞改建为永久泄洪隧洞时，应注意研究高流速泄洪隧洞的水力条件、防蚀抗磨问题。

6.4.5 若泄洪隧洞采用洞内消能（如孔板、漩流竖井消能等）时，必须通过试验论证。

7 断面形状及尺寸

7.1 一般规定

7.1.1 水工隧洞按洞内有无自由水面分为有压隧洞和无压隧洞。按流速大小分为低流速隧洞和高流速隧洞。有压隧洞按内水压力大小分为低压隧洞和高压隧洞。

对高压隧洞，须重视其防渗及抗水力劈裂问题。对高流速隧洞应考虑空蚀、磨蚀和冲击波等问题。

7.1.2 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（钻爆法、掘进机法）等因素，通过技术经济分析确定。

7.1.3 高流速的泄洪隧洞，严禁出现明满流交替的流态。

低流速的泄洪隧洞，允许在校核洪水位时段出现明满流交替的流态。

导流隧洞，允许出现明满流交替的流态。

7.1.4 对于明满流过渡的隧洞，应加强工程措施。

7.2 横断面形状

7.2.1 有压隧洞宜采用圆形断面，若洞径和内、外水压力不大，也可采用更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 $90^\circ \sim 180^\circ$ 。若地质条件差，或洞轴线与岩层夹角小于 6.2.1 的规定者，宜选用圆形或马蹄形断面。

7.2.2 断面的高宽比，可根据地质、地应力及水力条件选用，一般取 1.5。若水平地应力大于垂直地应力，或遇有层间结合疏

松的高倾角薄岩层时，宜采用高度小而宽度大的断面；若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，宜采用高度大而宽度小的断面。

7.2.3 对于较长的隧洞，在洞轴沿线可采用多种断面形状及对围岩的多种加固措施，但不宜变化频繁。不同断面或不同加固型式之间应设置渐变段。渐变段的边界应采用平缓曲线。有压隧洞渐变段的圆锥角以采用 $6^{\circ} \sim 10^{\circ}$ 为宜，其长度不宜小于 1.5 倍的洞径（宽），两渐变段之间的长度不宜过短。高流速无压隧洞渐变段的体型，应通过试验选定。

7.3 横断面尺寸

7.3.1 水电站的引水隧洞、尾水隧洞和抽水蓄能电站输水隧洞的断面尺寸，应通过技术经济比较确定。

7.3.2 泄洪隧洞的断面尺寸，应考虑隧洞在各种可能运行条件下都能够保证规定的过水能力。

7.3.3 导流隧洞的断面尺寸，应根据导流流量、进口高程、围堰高低、施工要求等，通过技术经济比较决定。

7.3.4 灌溉输水隧洞的断面尺寸，可根据隧洞的出口高程和灌溉的加大设计流量确定。

7.3.5 隧洞横断面的最小尺寸：圆形断面的直径不宜小于 2.0m；非圆形断面的高度不宜小于 2.0m，宽度不宜小于 1.8m。

7.3.6 在低流速的无压隧洞中，若通气条件良好，在恒定流情况下，洞内水面线以上的空间不宜小于隧洞断面积的 15%，其高度不应小于 0.4m；在非恒定流情况下，计算中已考虑了涌波时，上述数据允许适当减小；对长度大于 1.0km 的隧洞、不衬砌和锚喷隧洞，上述数据可适当增加。

对有通航和过木要求的隧洞，过水断面尺寸和水面以上的空间、转弯半径和转角，应符合有关标准的规定。

7.3.7 高流速无压隧洞断面尺寸应通过试验决定，并应考虑掺气的影响，在掺气水面线以上的空间，宜取为横断面面积的 15%～25%。采用圆拱直墙断面，当水流有冲击波时应将涌波波峰限制在直墙范围内。

8 水 力 设 计

8.1 水 力 计 算 原 则

8.1.1 发电、抽水蓄能及输水、泄洪等隧洞根据不同的功能，选用下列各自需要的内容进行计算。

水力计算的内容包括过流能力，上、下游水流衔接，水头损失，水力过渡过程，压坡线，水面线，掺气，充水等。

8.1.2 水工隧洞水头损失分沿程损失和局部损失。按下列要求分别进行计算。

1 沿程损失计算中选用的糙率系数 n 值，宜根据施工工艺水平、支护型式、运行后可能发生的变化等参照附录 C 选用。

2 局部水头损失计算中采用的系数，可参照附录 C 选用，必要时，可根据体型特征、隧洞的重要性结合试验确定。

抽水蓄能电站有发电与抽水两种工况，其进/出口及拦污栅处的局部水头损失，宜由模型试验确定。

8.1.3 水工隧洞的过流能力计算：有压隧洞按管流情况计算；无压隧洞按明渠流情况计算。

8.1.4 无压隧洞的水面线计算，在选定控制断面后，可按分段求和法或其他方法计算。

8.1.5 高流速、大流量、水流条件复杂的水工隧洞，应进行整体或局部的模型试验，验证其水力计算和布置的合理性。

8.2 高流速过水边界的防蚀设计

8.2.1 高流速隧洞，应根据模型试验选择各部位的体形。所选体形的最低压力点的初生空化系数应小于该处的水流空化系数，否则必须修改体形，或采取其他工程措施降低初生空化系数。空

蚀可能性的判别方法见附录 D。

8.2.2 对于易于发生空蚀的部位和区段，宜采用下列防蚀、抗蚀措施：

- 1 选择合适的体型，并尽量缩短高流速洞段的长度。
- 2 控制水流边壁表面的局部不平整度，其标准按附录 D 决定。
- 3 向水流中掺气，掺气设施的型式、尺寸和位置，可通过局部模型试验，或对比已建工程的原型观测资料决定。
- 4 采用抗蚀材料，常用的材料见附录 D。
- 5 选用合理的运行方式。

8.2.3 对于多泥沙河流，在泄水建筑物的过水部位，应选用抗磨损能力较强的材料，常用的材料见附录 D。

8.2.4 高速水流防蚀设计，除须符合本标准规定外，尚应满足 DL/T 5166 的要求。

9 结构设计基本原则

9.0.1 结构设计应考虑下列三种设计状况：

- 1 持久状况。
- 2 短暂状况。
- 3 偶然状况。

三种设计状况均应按承载能力极限状态设计。对持久状况尚应进行正常使用极限状态设计；对短暂状况可根据需要进行正常使用极限状态设计；对偶然状况可不进行正常使用极限状态设计。

9.0.2 按承载能力极限状态设计时，应考虑下列两种作用（荷载）效应组合：

- 1 基本组合，由永久和可变作用效应组合。
- 2 偶然组合，由永久、可变加一种偶然作用效应组合。

9.0.3 按正常使用极限状态设计时，应考虑下列两种作用效应组合：

- 1 短期组合，可变作用的短期效应与永久作用效应的组合。
- 2 长期组合，可变作用的长期效应与永久作用效应的组合。

9.0.4 永久作用（荷载）包括围岩松动压力、地应力、衬砌自重及预应力。

可变作用（荷载）包括上游正常水位情况下隧洞内部的静水压力、下游设计洪水位时的静水压力、动水压力（水击压力、脉动压力、渐变流时均压力）、灌浆压力、地下水压力。

偶然作用包括地震作用力、上游最高水位时静水压力、下游校核洪水位时的静水压力。

9.0.5 承载能力极限状态计算规定：

- 1 对基本组合，应采用下列极限状态表达式。

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, \alpha_k) \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, \alpha_k) \quad (9.0.5-1)$$

式中:

γ_0 ——结构重要性系数, 对应于结构安全级别为 I、II、III 级的隧洞支护可分别取用 1.1、1.0、0.9;

ψ ——设计状况系数, 对应于持久状况、短暂状况、偶然状况, 可分别取用 1.0、0.95、0.85;

$S(\cdot)$ ——作用效应函数;

$R(\cdot)$ ——支护的抗力函数;

γ_G ——永久作用分项系数, 按 DL5077 选用;

γ_Q ——可变作用分项系数, 按 DL5077 选用;

G_k ——永久作用标准值, 按 DL5077 选用;

Q_k ——可变作用标准值, 按 DL5077 选用;

f_d ——材料强度设计值, 按附录 B 选用;

α_k ——支护几何参数, 按实际情况采用;

γ_d ——结构系数, 按支护类型选用。

2 对偶然组合, 应采用下列极限状态设计表达式。

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, A_k, \alpha_k) \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, \alpha_k) \quad (9.0.5-2)$$

式中:

A_k ——偶然作用代表值。

9.0.6 正常使用极限状态验算规定:

1 对短期组合, 应采用下列设计表达式

$$\gamma_0 S_s(G_k, Q_k, f_k, \alpha_k) \leq C_1 \quad (9.0.6-1)$$

2 对长期组合应采用下列设计表达式

$$\gamma_0 S_l(G_k, \rho Q_k, f_k, \alpha_k) \leq C_2 \quad (9.0.6-2)$$

式中:

C_1, C_2 ——衬砌开裂宽度的限值;

f_k ——材料强度标准值，按附录 B 选用；

$S_s(\cdot)$ 、 $S_l(\cdot)$ ——作用效应短期组合和长期组合的功能函数；

ρ ——可变作用标准值的长期组合系数，本标准规定取 $\rho=1.0$ 。

9.0.7 水工隧洞结构的安全级别按附录 E 确定。

10 不衬砌与锚喷隧洞

10.1 一般规定

10.1.1 I、II类围岩，隧洞的直径（跨度）不大于 5m 时宜不支护，6m~10m 时宜采用喷混凝土支护，大于 10m 的隧洞，宜采用锚喷联合支护，遇有局部不稳定块体时，应采用锚杆加固。

不衬砌隧洞，必要时可设置不承载（平整）混凝土衬砌。其迎水面，宜按构造配筋。

10.1.2 III、IV类围岩可采用锚喷、挂网或钢排架等联合支护，IV类围岩必要时应进行衬砌。

对V类围岩的支护视围岩的具体情况确定。

10.1.3 不支护与锚喷隧洞断面尺寸按与混凝土衬砌过水断面水头损失相等的原则确定。

水头损失计算中糙率系数 n 值参照附录 C 采用。

10.1.4 不支护与锚喷支护的设计，一般宜按工程类比法，对于 I 级或直径（跨度）大于 10m 的隧洞，尚应辅以理论计算和监控量测。

10.1.5 围岩整体稳定性的验算，宜采用有限单元法、弹塑性数值解法或近似解析法；可能局部失稳的围岩体稳定验算，可采用块体极限平衡法。

10.1.6 预可研阶段的锚喷支护设计，根据工程地质条件、隧洞的尺寸可按附录 F 选择支护类型及其参数。其他阶段的支护设计，应根据各阶段的地质勘察结果修正围岩类别，调整支护类型和参数。

10.1.7 不支护与锚喷支护隧洞的洞口段，应采用加固措施（如钢筋混凝土衬砌），加固段的长度宜满足下列要求：

1 不宜小于洞脸后卸荷带、强风化带长度。

2 不宜小于隧洞的直径（跨度）。

10.1.8 不衬砌隧洞的个别特殊洞段，应做好加固措施。

10.1.9 不支护与锚喷支护隧洞的底部，宜浇筑 0.2m 厚的混凝土底板。

10.1.10 在不衬砌与锚喷隧洞的末端，应设置集石坑，集石坑的容积，可根据不衬砌洞段的围岩情况、长度、水力学条件、清渣频度及清渣方便等综合考虑确定。

10.1.11 集石坑的水力学设计，宜满足下列原则：

1 使隧洞横断面上水流的扰动小。

2 使集石坑内水流扰动小。

3 在集石坑内设置折流板，阻止砂、石在坑内作纵向运行。

4 对于重要的工程，宜对集石坑进行模型试验。

10.1.12 遇有下列情况，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 有喷层腐蚀及膨胀性地层的洞段。

3 有特殊要求的洞段。

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

10.2 喷射混凝土支护

10.2.1 喷混凝土的强度等级不应低于 C20。喷层与围岩的黏结强度：I、II类围岩不宜低于 1.0MPa；III类围岩不宜低于 0.8MPa。

10.2.2 喷混凝土的厚度可按附录 F 初选，并按监控量测结果进行修正，其最小厚度不应小于 0.05m，最大厚度不宜大于 0.20m。

10.2.3 喷混凝土支护隧洞的过水流速不宜大于 8m/s。

10.3 喷钢纤维混凝土支护

10.3.1 对开挖产生较大塑性变形的围岩及高地应力区易产生岩爆的围岩，宜采用喷钢纤维混凝土支护。

10.3.2 普通碳素钢纤维材料的抗拉强度设计值不宜低于 380MPa。

10.3.3 喷钢纤维混凝土 28d 龄期力学性能指标应符合下列规定：

- 1 重度 23kN/m^3 。
- 2 抗压强度设计值不宜小于 32MPa。
- 3 抗折强度设计值不宜小于 3MPa。
- 4 抗拉强度设计值不宜小于 2MPa。

10.3.4 喷钢纤维混凝土支护设计，应遵守下列规定：

- 1 钢纤维直径宜为 0.3 mm~0.5mm。
- 2 钢纤维长度宜为 20 mm~25mm。
- 3 钢纤维掺量宜为混合料重的 3%~6%。

10.3.5 喷钢纤维混凝土厚度同喷射混凝土，其表面应喷一层普通混凝土，厚度不宜小于 30mm。

10.4 锚杆（锚束）支护

10.4.1 采用锚杆（锚束）加固围岩时，其承载能力极限状态计算按下列两种情况进行：

1 拱腰以上的锚杆（锚束）对不稳定块体的抗力，按下列公式计算。

1) 水泥砂浆锚杆：

$$\text{作用效应函数} \quad S(\cdot) = \gamma_G G_k \quad (10.4.1-1)$$

$$\text{锚杆抗力函数} \quad R(\cdot) = n A_s f_y \quad (10.4.1-2)$$

2) 预应力锚杆（锚束）：

$$\text{作用效应函数} \quad S(\cdot) = \gamma_G G_k \quad (10.4.1-3)$$

锚杆抗力函数 $R(\cdot) = nA_y\sigma_{\text{con}}$ (10.4.1-4)

式中:

γ_G ——不稳定块体的作用分项系数, 取 1.0;

G_k ——不稳定块体自重标准值, N;

n ——锚杆(锚束)根数;

A_x 、 A_y ——单根锚杆(锚束)的截面积, mm^2 ;

f_y ——单根锚杆的抗拉强度设计值, MPa;

σ_{con} ——预应力锚杆(锚束)的设计控制抗拉应力设计值, MPa。

其他符号同上。

2 拱腰以下边墙上的锚杆(锚束)对不稳定块体的抗力, 按下列公式计算。

1) 水泥砂浆锚杆:

作用效应函数 $S(\cdot) = \gamma_{G1}G_{1k}$ (10.4.1-5)

锚杆抗力函数 $R(\cdot) = f\gamma_{G2}G_{2k} + nA_s f_{gv} + CA$ (10.4.1-6)

2) 预应力锚杆(锚束):

作用效应函数 $S(\cdot) = \gamma_{G1}G_{1k}$ (10.4.1-7)

锚杆抗力函数 $R(\cdot) = f\gamma_{G2}G_{2k} + P_t + fP_n + CA$ (10.4.1-8)

式中:

G_{1k} 、 G_{2k} ——分别为不稳定块体平行、垂直作用于滑动面的分力的标准值, N;

A_s ——单根锚杆的截面积, mm^2 ;

A ——岩块滑动面的面积, mm^2 ;

n ——锚杆根数;

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;

f ——滑动面上的摩擦系数;

P_t 、 P_n ——分别为预应力锚束或锚杆作用于不稳定块体上的总压力在抗滑动方向及垂直于滑动方向上的

分力, N ;

γ_{G1} 、 γ_{G2} ——不稳定块体的作用分项系数, 分别取 1.1、1.0。

γ_d ——结构系数, 采用 1.3。

10.4.2 拱腰以上锚杆的布置方向宜有利于锚杆的受力, 拱腰以下的锚杆宜逆着不稳定块体滑动方向布置。

10.4.3 局部锚杆(锚束)应深入稳定的围岩内。

10.4.4 对于裂隙较发育的围岩、洞轴线的布置不能满足 6.2.1 规定的隧洞, 宜采用系统锚杆(锚束), 其布置遵守下列规定:

- 1 在横断面上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 在围岩表面上宜布设成梅花形。
- 3 锚杆的间距不宜大于其长度的二分之一, 对于不良围岩不宜大于 1.0m。

10.5 锚喷挂网支护

10.5.1 岩体破碎、裂隙发育的围岩, 宜采用锚喷挂网支护。

10.5.2 钢筋网的布置应符合下列规定:

- 1 钢筋网的纵、环向钢筋直径宜为 6mm~12mm, 间距宜为 0.15m~0.2m;
- 2 钢筋网与锚杆的连接宜采用焊接法, 钢筋网的交叉点应连接牢固, 宜采用隔点焊接, 隔点绑扎。

10.5.3 钢筋网喷混凝土保护层厚度不宜小于 0.05m。

10.5.4 不良地质洞段, 围岩极不稳定, 可采用锚喷与钢排架(或钢筋格栅)联合支护。

10.6 组合式支护

10.6.1 组合式支护一般由内、外两层组成。

外层为初期支护, 宜采用锚喷、挂网、钢排架等单一或组合支护。内层为二次支护, 可采用混凝土、钢筋混凝土衬砌。

10.6.2 设置初期支护时，其布置、支护强度除满足初期支护的要求外，应与二次支护相结合，按永久支护的全部或一部分考虑。根据监控量测，若初期支护已能满足围岩稳定要求时，二次支护可不计或少计围岩压力。

11 混凝土和钢筋混凝土衬砌

11.1 一般规定

11.1.1 混凝土和钢筋混凝土衬砌的作用：

- 1 平整围岩表面，减少水头损失。
- 2 提高围岩防渗能力。
- 3 防止水流、大气、温度和湿度变化对围岩的冲刷、破坏。
- 4 加固围岩、与围岩和第一次支护联合承担荷载。

11.1.2 对 I、II 类及部分 III 类围岩，需要满足 11.1.1 的 1、2 及 3 款要求者，宜采用不承载的混凝土衬砌。

11.1.3 采用其他支护形式不能满足承载能力极限状态设计要求时，宜采用钢筋混凝土衬砌。钢筋的保护层厚度不宜小于 0.05m。

11.1.4 混凝土、钢筋混凝土衬砌厚度（不包括围岩超挖部分）宜根据构造要求，并结合施工方法分析决定。

单层钢筋混凝土衬砌最小厚度不宜小于 0.30m，双层钢筋混凝土衬砌最小厚度不宜小于 0.4m。

当隧洞采用不承载混凝土衬砌或采用配有 I 级钢筋的钢筋混凝土衬砌时，混凝土强度等级不宜低于 C15；采用配有 II、III 级钢筋的钢筋混凝土衬砌时，混凝土强度等级不宜低于 C20。

11.1.5 隧洞衬砌按承载能力极限状态设计时，采用允许开裂设计。

11.1.6 按正常使用极限状态设计时，最大裂缝宽度允许值：

- 1 长期组合，0.25mm。
- 2 短期组合，0.30mm。
- 3 水质有侵蚀性时，0.20mm。

11.1.7 衬砌按限裂设计，若需增加钢筋过多时，应研究采用下

列措施的可能性:

- 1 通过固结灌浆,改善围岩岩性。
- 2 采用预应力混凝土衬砌。
- 3 采用钢板混凝土衬砌。

11.1.8 对于临时过水的导流隧洞及无防渗要求的隧洞等,可不进行正常使用极限状态验算。

11.1.9 钢筋混凝土衬砌计算,结构系数 γ_d 按下列规定采用:

- 1 对于圆形有压隧洞衬砌静力计算,按附录 G 的方法进行时, γ_d 采用 1.35。
- 2 对于圆形无压、城门洞形、马蹄形及其他形式的隧洞,按 DL/T5057 有关规定选用。

11.2 作用(荷载)和作用(荷载)效应组合

11.2.1 作用(荷载)和作用(荷载)效应组合的原则,按第 9 章中的有关规定执行。

11.2.2 围岩的松动压力、地应力按 DL5077 有关规定采用。

11.2.3 具有流变、膨胀等特殊性能的围岩作用,应进行专门研究确定。

11.2.4 隧洞的内水压力,宜根据进、出口的特征水位,结合具体条件决定。

设有调压井的低压隧洞(包括抽水蓄能电站的上游压力水道),基本组合和长期组合,不同部位的内水压力标准值,宜按进口处正常蓄水位及其相应的调压井涌浪水位的连线(按直线分布)取其大值决定;偶然组合和短期组合,不同部位的内水压力标准值,宜按上游最高水位及其相应的调压室最高水位的连线(按直线分布)决定。

调压室下游高压隧洞中不同部位的内水压力的标准值,由调保计算决定。

静水压力的分项系数采用 1.0。

水击压力、涌浪压力的分项系数采用 1.1。

11.2.5 地下水压力标准值，可采用地下水位线以下的水柱高乘以折减系数估算。折减系数按附录 H 选用，分项系数采用 1.0。

水文地质条件复杂的重要隧洞，宜进行专门研究决定。

若地下水压力控制衬砌时，宜采用排水措施降低外水压力。

11.2.6 温度变化、混凝土干缩和膨胀所产生的应力及灌浆压力对衬砌的影响，宜通过施工措施及构造措施解决。对于高地温地区产生的温度应力，应进行专门的研究。

11.2.7 施工荷载可根据施工、检修过程中的机械作用力决定。

11.3 衬 砌 计 算

11.3.1 衬砌计算，可根据各个设计阶段的要求、衬砌型式、作用（荷载）特点、围岩情况和施工方法等，选用下列的方法计算。

1 对于直径（宽度）不小于 10m 的 1 级隧洞和高压隧洞，宜采用有限元法计算。

2 在围岩相对均质，且覆盖满足 6.2.3 的 2、3 款规定的有压圆形隧洞，可按厚壁圆筒方法进行计算（见附录 G），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，其抗力需经论证确定。

3 对无压圆形隧洞及其他断面形式（有压、无压）的隧洞（如城门洞形、马蹄形等）宜按边值数值解法（见附录 I）计算。

11.3.2 衬砌承受不对称荷载时，可根据地形、地质条件，进行专门的计算。

11.3.3 在平行布置多条隧洞时，衬砌强度的计算，必须考虑相邻隧洞开挖引起的岩体应力状况和衬砌强度的变化，可采用有限元方法计算。

11.3.4 抗震设计按 DL5073 有关规定执行。

11.4 衬 砌 分 缝

11.4.1 混凝土、钢筋混凝土衬砌，在地质条件变化处和井、洞及进、出口建筑物交会处，及可能产生较大相对变位处，应设置变形缝。低流速隧洞，洞径较小时，亦可设置波纹管补偿器，并采取相应的防渗措施。

11.4.2 围岩条件比较均一的洞段，只设置施工缝。施工缝之间的洞段长度，可根据施工方法、混凝土浇筑能力及气温的变化等具体情况分析决定，一般宜采用 6m~12m，且底拱和边、顶拱的环向缝不宜错开。

11.4.3 对于无防渗要求的环向施工缝，分布钢筋可不穿过缝面，可不设置止水。对于有防渗要求的环向施工缝，应根据具体情况，采取必要的接缝处理措施。

11.4.4 钢筋混凝土衬砌与钢板衬护连接处，不应分缝，应有不少于 1.0m 的搭接长度，并应在钢板上设置阻水措施。

11.4.5 纵向施工缝应设置在衬砌结构拉应力较小的部位。当先衬砌边、顶拱时，对于拱座的反缝应进行妥善处理。

12 预应力混凝土衬砌

12.1 一般规定

12.1.1 对防渗要求较高的隧洞，通过技术经济比较，可采用预应力混凝土衬砌。

12.1.2 衬砌中的预应力，按其施加形式可分为压浆式预应力和环锚式预应力衬砌两类。上覆岩体满足抗水力劈裂要求时，可采用压浆式预应力衬砌。否则宜采用环锚式预应力衬砌。

12.1.3 混凝土的强度等级应不低于 C30。施加预应力时衬砌混凝土的强度应大于设计强度的 75%。

12.1.4 混凝土及钢筋（锚束）的材料性能设计指标，按附录 B 有关规定采用。

12.1.5 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。

12.2 压浆式预应力混凝土衬砌

12.2.1 衬砌厚度应根据施加预应力时衬砌不被压坏的原则决定，宜采用隧洞直径的 $1/12 \sim 1/18$ ，最小衬砌厚度不宜小于 0.3m。

12.2.2 注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。注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。

12.2.3 注浆孔应沿衬砌周边均匀布置，间排距宜采用 2m~4m，直径 5m 以下的隧洞每排宜设 8~10 个孔；直径 5m~10m 可设 8~12 个孔，注浆段的长度宜采用 2~3 倍的洞径。

12.2.4 施工工艺及灌浆参数应通过试验确定。

12.3 环锚式预应力混凝土衬砌

12.3.1 衬砌厚度应根据运行中衬砌的拉应力小于混凝土允许拉应力的原则决定。其最小厚度不宜小于 0.6m。

12.3.2 环锚式衬砌分有黏结后张预应力和无黏结后张预应力，设计时宜优先选用无黏结后张预应力。

12.3.3 预应力混凝土衬砌的设计参数，应通过试验确定。钢筋（锚束）的张拉控制应力 σ_{con} ，不宜低于 $0.70f_{pk}$ ，其强度标准值按附录 B 规定采用。

12.3.4 预应力钢筋（锚束）布设在衬砌外缘，其间距由计算决定，但不宜大于 0.5m。

12.3.5 锚具的设置位置宜错开布置。

12.3.6 环锚参数及施工工艺应通过试验确定。

13 高压钢筋混凝土衬砌岔洞

- 13.0.1 经技术经济论证,可采用高压钢筋混凝土岔洞。
- 13.0.2 岔洞的设计级别应与水电站高压隧洞一致。
- 13.0.3 岔洞的体形,根据厂区总布置决定,其位置应经分析论证确定。
- 13.0.4 高压钢筋混凝土岔洞应设置在 I、II 类不透水或微透水的岩体中,并应满足 6.2.3 的规定。
- 13.0.5 围岩的最小初始地应力应大于洞内的静水压力,并宜进行水力致裂试验,以验证其初始地应力的设计值。
- 13.0.6 应严格控制岔洞的开挖及支护施工程序。
- 13.0.7 岔洞设计可不考虑混凝土衬砌承担内水压力的作用,钢筋的配置按工程类比和构造要求确定。
- 13.0.8 岔洞部位应进行高压固结灌浆。经灌浆后,应满足在设计压力作用下,围岩的透水率 $q \leq 1.0Lu$ 。
- 13.0.9 固结灌浆的压力,可取为岔洞处静水头的 1.2 倍。
- 13.0.10 对重要的工程,应采用有限元法计算在内水压力及围岩初始地应力作用下围岩的应力场。
- 13.0.11 在内水压力作用下围岩不应产生水力劈裂。

14 封堵体设计

14.1 一般规定

14.1.1 本章仅适用于挡水封堵体的设计。

14.1.2 封堵体宜设置在工程地质相对较好的洞段。

14.1.3 直接与水库接触的水工隧洞封堵体，设计级别应与挡水建筑物的设计级别一致，稳定及防渗要求同挡水建筑物。隧洞施工支洞的封堵体，应与所在隧洞的设计级别一致。

14.1.4 封堵体的型式依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。封堵体纵断面的型式宜优先选用楔形。

14.1.5 导流隧洞主洞的封堵体布置应满足下列要求：

1 当洞轴线穿过挡水建筑物防渗帷幕线时，封堵体应设置在防渗帷幕线上。

2 导流洞改建成龙抬头泄洪洞的主洞封堵，封堵体可与泄洪洞反弧段的回填混凝土结合布置。

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，计算原则、作用（荷载）、作用（荷载）效应组合及有关系数按第 11 章的有关规定采用。

14.2.3 结构系数 γ_d 取 1.2。

14.2.4 柱状封堵体抗滑稳定可按下列计算。

$$1 \text{ 作用效应函数 } S(\bullet) = \sum P_R \quad (14.2.4-1)$$

$$2 \text{ 抗力函数 } R(\bullet) = f_R \sum W_R + C_R A_R \quad (14.2.4-2)$$

式中:

$\sum P_R$ ——滑动面上封堵体承受的全部切向作用之和, kN;

$\sum W_R$ ——滑动面上封堵体全部法向作用之和, 向下为正, kN;

f_R ——混凝土与围岩的摩擦系数;

C_R ——混凝土与围岩的黏聚力, kPa;

A_R ——除顶拱部位 ($90^\circ \sim 120^\circ$) 外, 封堵体与围岩接触面的面积, m^2 。

14.2.5 对于高内水压力的封堵体, 宜进行有限元分析。

14.3 构造要求

14.3.1 封堵体的开挖体型, 可随主洞开挖一次成型, 不宜进行二次开挖。

14.3.2 封堵体与其围岩之间宜采用锚杆锚固, 锚杆的间排距不宜小于 3m, 锚杆深入围岩的长度可取 2m~4m, 深入封堵体的长度不宜小于 0.5m。

14.3.3 对封堵体的周边必须做好回填、接缝灌浆, 必要时可采用微膨胀混凝土进行封堵, 膨胀剂及其掺量宜通过试验决定。

封堵段的围岩固结灌浆, 宜根据工程地质条件决定, 固结灌浆的间排距, 一般为 2m~3m, 深入围岩不宜小于 3m。

14.3.4 导流隧洞主洞封堵段的固结灌浆宜在截流前完成或在封堵体廊道内进行。

14.3.5 封堵体首部与主洞原衬砌结构应有 2m 的搭接长度。在搭接范围内应做好环向止水设计。

14.3.6 对于长度小于 20m 的封堵体, 可不设横缝。

14.3.7 对有压导流隧洞, 在截流前, 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、防渗和排水

15.1 灌 浆

15.1.1 混凝土、钢筋混凝土衬砌及封堵体与围岩之间，应进行回填灌浆。

15.1.2 回填灌浆的范围、孔距、排距、灌浆压力及浆液浓度等，应根据衬砌的形式、隧洞的工作条件及施工方法等分析决定。

灌浆的范围，一般在顶拱中心角 $90^{\circ} \sim 120^{\circ}$ 以内，其他部位视衬砌浇筑情况决定。孔距和排距一般为 $2\text{m} \sim 6\text{m}$ ，灌浆压力一般为 $0.2\text{MPa} \sim 0.3\text{MPa}$ ，灌浆孔应深入围岩 0.1m 。

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 围岩是否进行固结灌浆，应根据工程地质条件和水文地质条件、运用要求，通过技术经济比较决定。固结灌浆的参数，可按工程类比或现场试验决定。一般排距为 $2\text{m} \sim 4\text{m}$ ，每排不宜少于 6 孔，作对称布置。深入围岩的深度不低于 1 倍隧洞半径。灌浆压力一般为 1~2 倍的内水压力。

15.1.5 灌浆材料，应根据工程地质、水文地质和隧洞的工作条件选定。当地下水具有侵蚀性时，应采用抗侵蚀材料。

15.1.6 灌浆除按本标准规定外，尚应符合 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，结合具体情况，综合分析选用堵（衬护、灌浆）、截（设置防渗帷幕）、排（设排水孔、排水廊道）等措施。

15.2.2 外水压力控制衬砌设计时，宜设置排水孔降低外水压力，排水孔的间、排距及孔深，根据围岩特性和外水情况分析决定。

15.2.3 有压隧洞设置排水孔时应注意内水外渗。若围岩裂隙发育并夹有充填物时，应在排水孔中设置软式透水管，阻止岩屑随水带出。在不良地质洞段不宜采用排水孔排水。

15.2.4 有压隧洞的洞口段应采取必要的防渗措施，防止围岩及山坡的失稳。

15.2.5 应采用必要的措施防止隧洞衬砌产生超标准裂缝（参见附录J）。

16 观测、运行和维修

16.1 观 测

16.1.1 下列水工隧洞或洞段，应设置安全观测：

- 1 建筑物级别为 1 级的隧洞。
- 2 采用新技术的洞段。
- 3 通过不良工程地质和水文地质的洞段。
- 4 隧洞线路通过的地表处有重要建筑物，特别是高层建筑物的洞段。
- 5 高压、高流速隧洞。
- 6 直径（跨度）不小于 10m 的隧洞。

16.1.2 隧洞的观测项目如下：

- 1 洞内观测，包括流量、流速、空蚀、水面线、沿程和局部水头损失、掺气量、围岩变形、围岩压力、外水压力、渗透压力、温度变化、支护结构的应力和应变等。
- 2 洞外观测，包括洞口建筑物、地表及边坡的变化情况，如沉陷、位移、震动、地下水位变化及渗漏情况等。

16.1.3 不支护与锚喷支护的隧洞施工中的监控量测，按 GB50086 的规定进行，当出现下列情况之一且收敛速度仍无明显下降时，必须立即采取措施，增强支护，并修改原设计：

- 1 围岩表面出现大量的明显裂缝。
- 2 围岩表面任何部位的实测相对收敛量已达表 16.1.3 所列数据的 70%。
- 3 用回归分析法计算得总相对收敛值已接近表 16.1.3 所列数据。

表 16.1.3 洞周允许相对收敛量 %

隧洞埋深 m		<50	50~300	>300
围岩 类别	III类	0.1	0.2	0.4
	IV类	0.15	0.4	0.8
	V类	0.2	0.6	1.0
注 1: 表中允许位移值用相对值表示, 指两点间实测位移累计值与两侧点间距离之比; 注 2: 本表适用于高跨比为 0.8~1.2, III类围岩开挖跨度不大于 20m, IV类围岩开挖 跨度不大于 15m, V类围岩开挖跨度不大于 10m 的情况。				

16.1.4 观测仪器的布置宜结合水力学条件、工程地质及水文地质特征、设计的目的等确定。埋设的部位应便于检修和施工安装。观测仪器和电缆的埋设应采取必要的保护措施, 避免遭受破坏, 影响观测效果。

16.2 运行和维修

16.2.1 应根据运行要求, 结合自然条件、建筑物设计条件及试验研究资料等, 制订水工隧洞运行规定, 如运行水位、泄放流量、充满放空方式及速度和闸门控制设备的启闭方式等。

16.2.2 拟订运行规定时, 应明确隧洞定期放空、检查及检修的规定。

16.2.3 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, 以及相应于洞内重要洞段的洞外标志等。

附 录 A
(规范性附录)
围岩工程地质分类

A.1 围岩工程地质总评分及其加固类型 (见表 A.1)

表 A.1 围岩工程地质分类表

围岩类别	围岩稳定性	围岩总评分 T	围岩强度 应力比 S	支护类型
I 类	稳定。围岩可长期稳定，一般无不稳定块体	$T > 85$	> 4	不支护或局部锚杆喷薄层混凝土。大跨度时，喷混凝土、系统锚杆加钢筋网
II 类	基本稳定。围岩整体稳定，不会产生塑性变形，局部可能产生掉块	$85 \geq T > 65$	> 4	
III 类	局部稳定性差。围岩强度不足局部会产生塑性变形，不支护可能产生塌方或变形破坏。完整的较软岩，可能暂时稳定	$65 \geq T > 45$	> 2	喷混凝土、系统锚杆加钢筋网。必要时采取二次支护（或衬砌）
IV 类	不稳定。围岩自稳时间很短，规模较大的各种变形和破坏都可能发生	$45 \geq T > 25$	> 2	
V 类	极不稳定。围岩不能自稳，变形破坏严重	$T \leq 25$		根据具体情况确定
注：II、III、IV类围岩，当其强度应力比小于本表规定时，围岩类别宜相应降低一级。				

A.2 岩石强度评分（见表 A.2）

表 A.2 岩石强度评分表

岩 质 类 型	硬 质 岩		软 质 岩	
	坚硬岩	中硬岩	较软岩	软岩
饱和单轴抗压强度 R_b MPa	$R_b > 60$	$60 \geq R_b > 30$	$30 \geq R_b > 15$	$15 \geq R_b > 5$
岩石强度评分 A	30~20	20~10	10~5	5~0
注 1: 岩石饱和单轴抗压强度大于 100MPa 时, 岩石强度的评分为 30。 注 2: 当岩体完整程度与结构面状态评分之和小于 5 时, 岩石强度评分大于 20 的, 按 20 评分。				

A.3 岩体完整程度评分（见表 A.3）

表 A.3 岩体完整程度评分表

岩体完整程度		完整	较完整	完整性差	较破碎	破碎
岩体完整性系数 K_v		$K_v > 0.75$	$0.75 \geq K_v > 0.55$	$0.55 \geq K_v > 0.35$	$0.35 \geq K_v > 0.15$	$K_v \leq 0.15$
岩体完整 性评分 B	硬质岩	40~30	30~22	22~14	14~6	<6
	软质岩	25~19	19~14	14~9	9~4	<4
注 1: 当 $60\text{MPa} \geq R_b > 30\text{MPa}$, 岩体完整性程度与结构面状态评分之和大于 65 时, 按 65 评分。 注 2: 当 $30\text{MPa} \geq R_b > 15\text{MPa}$, 岩体完整性程度与结构面状态评分之和大于 55 时, 按 55 评分。 注 3: 当 $15\text{MPa} \geq R_b > 5\text{MPa}$, 岩体完整性程度与结构面状态评分之和大于 40 时, 按 40 评分。 注 4: 当 $R_b \leq 5\text{MPa}$, 属特软岩, 岩体完整性程度与结构面状态不参加评分。						

A.4 结构面状态评分（见表 A.4）

表 A.4 结构面状态评分表

结构面状态	张开度 W mm	闭合 $W < 0.5$		微 张 $0.5 \leq W < 5.0$									张开 $W \geq 5.0$	
	充填物	—		无充填		岩 屑				泥 质			岩屑	泥质
	起伏、粗糙状况	起伏粗糙	平直光滑	起伏粗糙	起伏光滑或平直粗糙	平直光滑	起伏粗糙	起伏光滑或平直粗糙	平直光滑	起伏粗糙	起伏光滑或平直粗糙	平直光滑		
结构面状态评分 C	硬质岩	27	21	24	21	15	21	17	12	15	12	9	12	6
	较软岩	27	21	24	21	15	21	17	12	15	12	9	12	6
	软 岩	18	14	17	14	8	14	11	8	10	8	6	8	4

注 1: 结构面的延伸长度小于 3m 时, 硬质岩、较软岩的结构面状态评分另加 3 分, 软岩加 2 分; 结构面延伸长度大于 10m 时, 硬质岩、较软岩减 3 分, 软岩减 2 分。
注 2: 当结构面张开度大于 10mm, 无充填时, 结构面状态的评分为零。

A.5 地下水评分（见表 A.5）

表 A.5 地下水评分表

活 动 状 态			干燥到渗水滴水	线状流水	涌 水
10m 洞长水量 q 或压力水头 H			$q \leq 25 \text{ L/min}$ 或 $H \leq 10\text{m}$	$25 \text{ L/min} < q \leq 125 \text{ L/min}$ 或 $10\text{m} < H \leq 100\text{m}$	$q > 125 \text{ L/min}$ 或 $H > 100\text{m}$
基本因素评分 T'	$T' > 85$	地下 水评 分 D	0	0~-2	-2~-6
	$85 \geq T' > 65$		0~-2	-2~-6	-6~-10
	$65 \geq T' > 45$		-2~-6	-6~-10	-10~-14
	$45 \geq T' > 25$		-6~-10	-10~-14	-14~-18
	$T' \leq 25$		-10~-14	-14~-18	-18~-20

注: 基本因素评分 T' 系前述岩石强度评分 A 、岩体完整性评分 B 和结构面状态评分 C 的和。

A.6 主要结构面产状评分 (见表 A.6)

表 A.6 主要结构面产状评分表

结构面走向与洞轴线夹角		90° ~60°				<60° ~30°				<30°			
结构面倾角		>70°	70° ~45°	<45° ~20°	<20°	>70°	70° ~45°	<45° ~20°	<20°	>70°	70° ~45°	<45° ~20°	<20°
结构面产状评分 E	洞顶	0	-2	-5	-10	-2	-5	-10	-12	-5	-10	-12	-12
	边墙	-2	-5	-2	0	-5	-10	-2	0	-10	-12	-5	0
注: 按岩体完整程度分级为完整性差、较破碎和破碎的围岩不进行主要结构面产状评分的修正。													

围岩总评分按下式计算

$$T = T' + D + E \quad (\text{A.1})$$

式中:

T' ——基本因素; $T' = A + B + C$;

D ——地下水评分;

E ——结构面产状评分;

A ——岩石强度评分;

B ——岩体完整性评分;

C ——结构面状态评分。

附 录 B

(规范性附录)

材 料

B.1 混 凝 土

混凝土强度等级是按标准方法制作养护的边长为 150mm 的立方体试件, 在 28d 龄期用标准试验方法测得的具有 95% 保证率的抗压强度标准值确定。

混凝土强度的标准值、设计值按表 B.1 及 B.2 采用。

表 B.1 混凝土强度标准值 MPa

强度种类	符号	混 凝 土 强 度 等 级										
		C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	f_{ck}	6.7	10.0	13.5	17.0	20.0	23.5	27.0	29.5	32.0	34.0	36.0
轴心抗拉	f_{tk}	0.90	1.20	1.50	1.75	2.00	2.25	2.45	2.60	2.75	2.85	2.95

表 B.2 混凝土强度设计值 MPa

强度种类	符号	混 凝 土 强 度 等 级										
		C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压	f_c	5.0	7.5	10.0	12.5	15.0	17.5	19.5	21.5	23.5	25.0	26.5
轴心抗拉	f_t	0.65	0.90	1.10	1.30	1.50	1.65	1.80	1.90	2.00	2.10	2.20

混凝土的重力密度(重度)应由试验确定。当无试验资料时, 素混凝土可按 24kN/m^3 、钢筋混凝土可按 25kN/m^3 、喷混凝土可按 22kN/m^3 采用。

28d 龄期时混凝土受压或受拉弹性模量 E_c 可按表 B.3 采用。混凝土的泊松比 ν_c 可取为 0.167。混凝土剪变模量 G_c 可按 E_c 的 0.4 倍采用。

表 B.3 混凝土弹性模量 E_c MPa

混凝土强度等级	弹性模量	混凝土强度等级	弹性模量	混凝土强度等级	弹性模量
C10	1.75×10^4	C30	3.00×10^4	C50	3.45×10^4
C15	2.20×10^4	C35	3.15×10^4	C55	3.55×10^4
C20	2.55×10^4	C40	3.25×10^4	C60	3.60×10^4
C25	2.80×10^4	C45	3.35×10^4		

B.2 钢 筋

钢筋混凝土结构及预应力混凝土结构的钢筋，按下列规定选用：

B.2.1 普通钢筋采用 I 级、II 级、III 级钢筋和 LL550 级冷轧带肋钢筋，也可采用冷拉 I 级 ($d \leq 12\text{mm}$) 钢筋。

B.2.2 预应力钢筋采用碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线、热处理钢筋，也可采用冷拉 II、III、IV 级钢筋。

注：普通钢筋系指用于钢筋混凝土结构中的钢筋和预应力混凝土结构中的非预应力钢筋。

热轧钢筋和冷拉钢筋的强度标准值系根据屈服强度确定。对普通钢筋用 f_{yk} 表示；对预应力钢筋用 f_{pyk} 表示。

钢丝、钢绞线、热处理钢筋和冷轧带肋钢筋的强度标准值系根据极限抗拉强度确定。对 LL550 级冷轧带肋钢筋用 f_{stk} 表示；对预应力钢丝、钢绞线、热处理钢筋、LL650 级和 LL800 级冷轧带肋钢筋用 f_{ptk} 表示。

普通钢筋的强度标准值和预应力钢筋强度标准值应按表 B.4 和

表 B.5 采用。若设计中仍采用冷拔低碳钢丝，则强度标准值可按照有关规范规定采用。

表 B.4 钢筋强度标准值

MPa

种 类		f_{yk} 或 f_{pyk} 或 f_{stk} 或 f_{ptk}
热 轧 钢 筋	I 级 (Q235)	235
	II 级 (20MnSi、20MnNb (b))	335
	III级 (20MnSiV、20MnTi、K20MnSi)	400
	IV级 (40Si ₂ MnV、45SiMnV、45Si ₂ MnTi)	540
冷 拉 钢 筋	I 级 ($d \leq 12\text{mm}$)	280
	II 级 ($d \leq 25\text{mm}$)	450
	($d = 28\text{mm} \sim 40\text{mm}$)	430
	III级	500
	IV级	700
冷 轧 带 肋 钢 筋	LL550 ($d = 4\text{mm} \sim 12\text{mm}$)	550
	LL650 ($d = 4\text{mm} \sim 6\text{mm}$)	650
	LL800 ($d = 5\text{mm}$)	800
热处理 钢 筋	40Si ₂ Mn ($d = 6\text{mm}$)	1470
	48Si ₂ Mn ($d = 8.2\text{mm}$)	
	45Si ₂ Cr ($d = 10\text{mm}$)	
注：III级 K20MnSi 钢筋系余热处理钢筋。		

表 B.5 钢丝、钢绞线强度标准值

MPa

种 类		f_{ptk}
碳素钢丝	$\phi 4$ 、 $\phi 5$	1470、1570、1670、1770
	$\phi 6$	1570、1670
	$\phi 7$ 、 $\phi 8$ 、 $\phi 9$	1470、1570
刻痕钢丝	$\phi 5$ 、 $\phi 7$	1470、1570

表 B.5 (续)

种 类			f_{pk}
钢 绞 线	二 股	(2 ϕ 5) $d=10\text{mm}$	1720
		(2 ϕ 6) $d=12\text{mm}$	
	三 股	(3 ϕ 5) $d=10.8\text{mm}$	1720
		(3 ϕ 6) $d=12.9\text{mm}$	
	七 股	(7 ϕ 3) $d=9.0\text{mm}$	1670、1770
		(7 ϕ 4) $d=12.0\text{mm}$	1570、1670
		(7 ϕ 5) $d=15.0\text{mm}$	1470、1570
		$d=9.5\text{mm}$	1860
$d=11.1\text{mm}$		1860	
$d=12.7\text{mm}$		1860	
	$d=15.2\text{mm}$	1720、1820、1860	

注 1: 碳素钢丝和刻痕钢丝系指 GB5223 中的消除应力的高强度圆形钢丝。

注 2: 根据国家标准, 同一规格的钢丝 (钢绞线) 有不同的强度级别, 因此表中对同一规格的钢丝 (钢绞线) 列出了相应的 f_{pk} 值, 在设计中可自行选用。

注 3: 钢绞线直径 d 系指钢绞线截面的外接圆直径, 即公称直径。

钢筋抗拉强度设计值 f_y 或 f_{py} 及钢筋抗压强度设计值 f_y' 或 f_{py}' 应分别按表 B.6 和表 B.7 采用。若设计中仍采用冷拔低碳钢丝, 则其强度设计值可按有关规范规定采用。

表 B.6 钢筋强度设计值

MPa

种 类		f_y 或 f_{py}	f_y' 或 f_{py}'
热 轧 钢 筋	I 级 (Q235)	210	210
	II 级 (20MnSi、20MnNb (b))	310	310
	III 级 (20MnSiV、20MnTi、K20MnSi)	360	360
	IV 级 (40Si ₂ MnV、45SiMnV、45Si ₂ MnTi)	500	400
冷 拉 钢 筋	I 级 ($d \leq 12\text{mm}$)	250	210
	II 级 ($d \leq 25\text{mm}$) ($d=28\text{mm} \sim 40\text{mm}$)	380	310
		360	310
	III 级	420	360
	IV 级	580	400

表 B.6 (续)

种 类		f_y 或 f_{py}	f_y' 或 f_{py}'
冷 轧 带 肋 钢 筋	LL550 ($d=4\text{mm}\sim 12\text{mm}$)	360	360
	LL650 ($d=4\text{mm}\sim 6\text{mm}$)	430	380
	LL800 ($d=5\text{mm}$)	530	380
热处理 钢 筋	40Si ₂ Mn ($d=6\text{mm}$)	1000	400
	48Si ₂ Mn ($d=8.2\text{mm}$)		
	45Si ₂ Cr ($d=10\text{mm}$)		

注 1: 在钢筋混凝土结构中, 轴心受拉和小偏心受拉构件的钢筋抗拉强度设计值大于 310N/mm^2 时, 仍应按 310N/mm^2 取用; 其他构件的钢筋抗拉强度设计值大于 360N/mm^2 时, 仍应按 360N/mm^2 取用; 对于直径大于 12mm 的 1 级钢筋, 如经冷拉, 不得利用冷拉后的强度。

注 2: 成盘供应的 LL550 级冷轧带肋钢筋经机械调直后, 抗拉及抗压强度设计值应降低 20N/mm^2 。

注 3: 结构构件中配有不同种类的钢筋时, 每种钢筋根据其受力情况应采用各自的强度设计值。

表 B.7 钢丝、钢绞线强度设计值

MPa

种		类	f_{py}	f_{py}'
碳素钢丝	$\phi 4 \sim \phi 9$	$f_{pyk}=1770$	1200	400
		$f_{pyk}=1670$	1130	
		$f_{pyk}=1570$	1070	
		$f_{pyk}=1470$	1000	
刻痕钢丝	$\phi 5、\phi 7$	$f_{pyk}=1570$	1070	360
		$f_{pyk}=1470$	1000	
钢绞线	二 股	$f_{pyk}=1720$	1170	360
	三 股	$f_{pyk}=1720$	1170	360
	七 股	$f_{pyk}=1860$	1260	360
		$f_{pyk}=1820$	1240	
		$f_{pyk}=1770$	1200	
		$f_{pyk}=1720$	1170	
		$f_{pyk}=1670$	1130	
		$f_{pyk}=1570$	1070	
		$f_{pyk}=1470$	1000	

注：当碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线的强度标准值不符合表 B.5 的规定时，其强度设计值应进行换算。

表 B.8 张拉控制应力允许值

项 次	钢 种	张 拉 方 法	
		先 张 法	后 张 法
1	碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线	$0.75f_{pk}$	$0.70f_{pk}$
2	热处理钢筋、冷轧带肋钢筋	$0.70f_{pk}$	$0.65f_{pk}$
3	冷拉钢筋	$0.90f_{pyk}$	$0.85f_{pyk}$
注 1: 预应力钢筋的强度标准值应按 B.4、B.5 采用。			
注 2: 碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线、热处理钢筋、冷轧带肋钢筋的张拉控制应力值不应小于 $0.4f_{pk}$; 冷拉钢筋的张拉控制应力值不宜小于 $0.5f_{pyk}$ 。			

钢筋弹性量 E_s 应按表 B.9 采用。

表 B.9 钢筋弹性模量

MPa

种 类	E_s
I 级钢筋、冷拉 I 级钢筋	2.1×10^5
II 级钢筋、III 级钢筋、IV 级钢筋、热处理钢筋、碳素钢丝	2.0×10^5
冷轧带肋钢筋	1.9×10^5
冷拉 II 级钢筋、冷拉 III 级钢筋、冷拉 IV 级钢筋、刻痕钢丝、钢绞线	1.8×10^5
注: 钢绞线也可采用实测的弹性模量。	

附 录 C
(资料性附录)
水工隧洞水头损失计算

C.1 沿 程 损 失

C.1.1 沿程损失采用下列公式计算

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

式中:

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

R ——水力半径, m;

n ——糙率值, 参见表 C.1。

表 C.1 压力水道糙率 n 值表

序号	水道表面情况	糙率 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) 全断面掘进机开挖	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) 全断面掘进机开挖	0.014		
4	钢管	0.012	0.013	0.011

C.2 局部水头损失

C.2.1 局部水头损失按下列公式计算

$$h_m = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (\text{C.3})$$

式中：

ξ ——局部水头损失系数值，参见表 C.2。

表 C.2 局部水头损失系数 ξ 值表

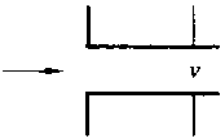
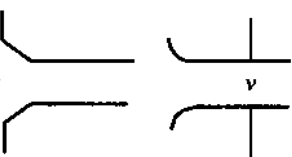
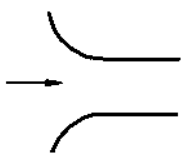
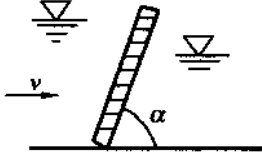
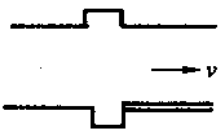
序号	部位	形 状	水头损失系数 ξ	备注
1	进水口		0.5	v 为管道均匀段之流速
			0.2	
			0.1	
2	拦污栅		$\beta \left(\frac{s}{b} \right)^{\frac{4}{3}} \sin \alpha$	β —栅条形状系数，见表 C.3； s —栅条宽度； b —栅条间距； α —栅面倾角； v —过栅平均流速
3	门槽		0.05~0.20 (一般用 0.10)	v 取槽前后平均流速

表 C.2 (续)

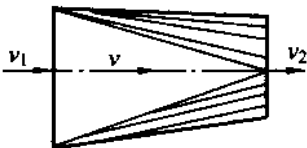

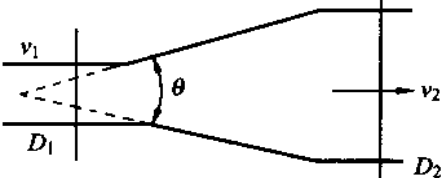
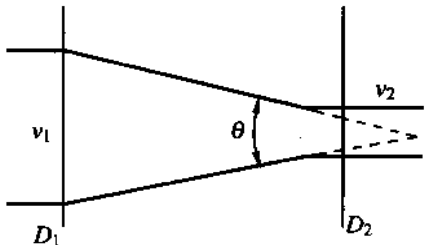
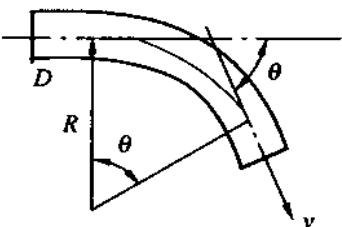
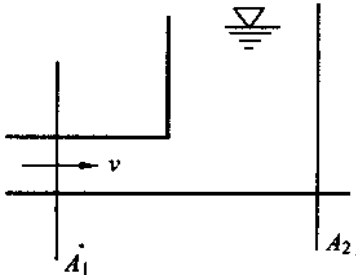
序号	部位	形 状	水头损失系数 ξ	备注
4	矩形变圆 (渐缩)		0.05	v 取渐变段 平均流速, $\frac{v_1 + v_2}{2}$
5	圆变矩形 (渐缩)		0.10	流 速 取 $\frac{v_1 + v_2}{2}$
6	圆断面渐 扩大		ξ_s 查图 C.1	流速取 v_1
7	圆断面渐 缩小		ξ_d 查图 C.2	流速取 v_1
8	圆弧弯道		$[0.131 + 0.1632 \times$ $\left(\frac{D}{R}\right)^{\frac{7}{2}}] \times \left(\frac{\theta}{90^\circ}\right)$	D —洞径; R —弯道半径; θ —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 积; v 取出 口前流速

表 C.2 (续)

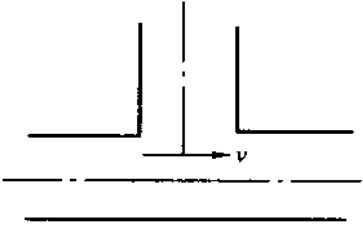
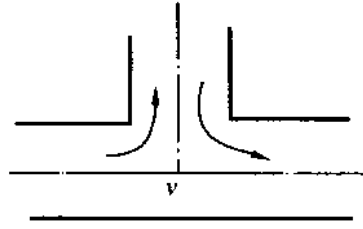
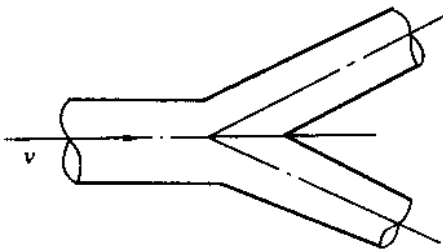
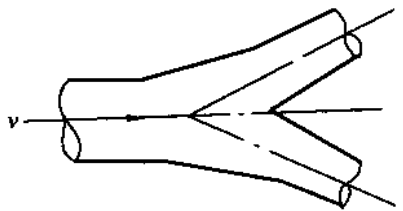
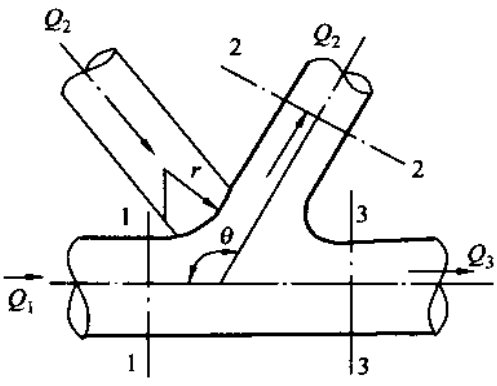
序号	部位	形 状	水头损失系数 ξ	备注
10	直角分岔		0.10	
			1.50	
11	对称 Y 形分岔		0.75	无圆锥管段
			0.50	有圆锥管段
12	T (卜) 形分岔		分流见式 (C.4) ~ (C.7)	
			合流见式 (C.8) ~ (C.11)	

表 C.2 (续)


序号	部位	形 状	水头损失系数 ξ	备注
13	蝶阀		见表 C.4	

表 C.3 栅条形状系数 β 数值表








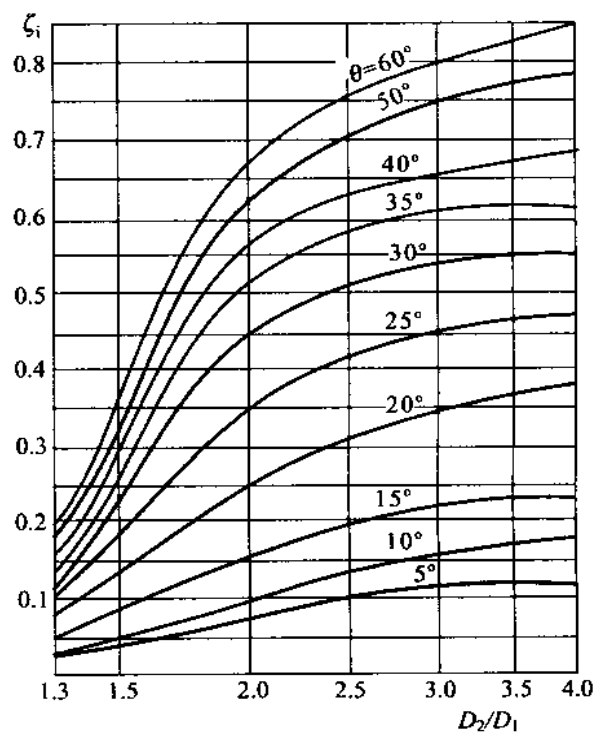
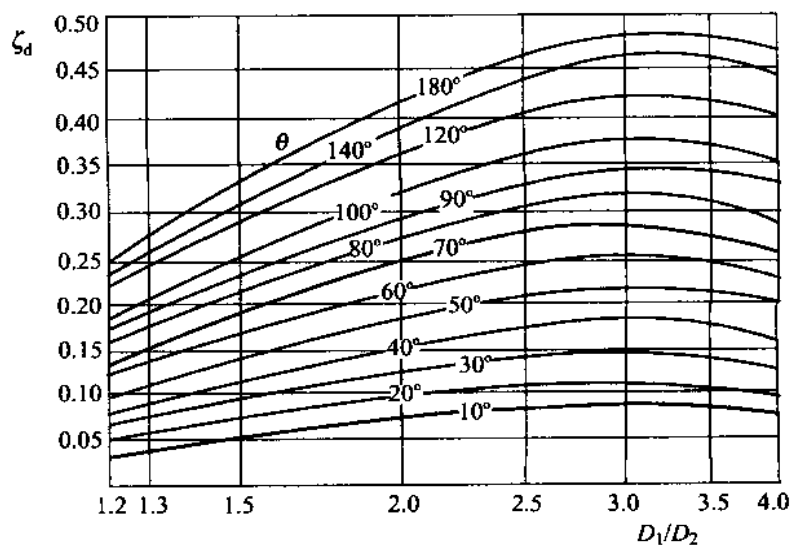
栅条形状							
β	2.42	1.83	1.67	1.035	0.92	0.76	1.79

表 C.4 蝶阀完全开启时, ξ 与比值 l/D 的关系表

l/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

在完全开启时, 若缺乏有关资料, 可近似取 $\xi=0.2$ 。

图 C.1 逐渐扩大的损失系数 ζ_1 值 ($\theta < 60^\circ$)图 C.2 逐渐缩小的损失系数 ζ_d 值

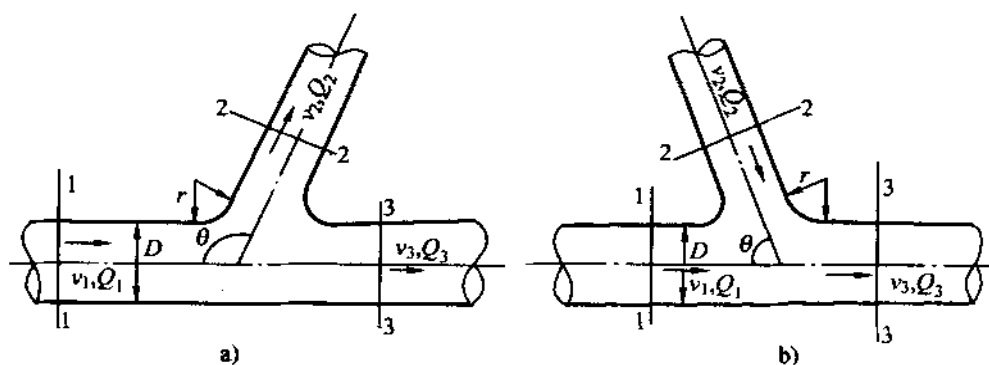


图 C.3 T (卜) 形岔管分流与合流局部损失计算形状示意图

C.2.2 T (卜) 形岔管的分流与合流的局部损失按下列公式计算

1 分流时 ($Q_1 = Q_2 + Q_3$)

$$\left. \begin{aligned} H_2 - H_1 &= \xi_2 \frac{v_1^2}{2g} \\ H_3 - H_1 &= \xi_3 \frac{v_1^2}{2g} \\ H_3 - H_2 &= \xi_{32} \frac{v_1^2}{2g} \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.4})$$

$$\xi_2 = -0.95(1 - q_2)^2 - q_2^2 \left(1.3 \cot \frac{\theta}{2} - 0.3 + \frac{0.4 - 0.1\psi}{\psi^2} \right) \left(1 - 0.9 \sqrt{\frac{\rho}{\psi}} \right)$$

$$-0.4 \left(1 + \frac{1}{\psi} \right) \cot \frac{\theta}{2} (1 - q_2) q_2 \quad (\text{C.5})$$

$$\xi_3 = -0.58q_2^2 + 0.26q_2 - 0.03 \quad (\text{C.6})$$

$$\xi_{32} = (1 - q_2) \left\{ 0.92 + q_2 \left[0.4 \left(1 + \frac{1}{\psi} \right) \cot \frac{\theta}{2} - 0.72 \right] \right\}$$

$$\begin{aligned}
& +q_2^2 \left[\left(1.3 \cot \frac{\theta}{2} - 0.3 + \frac{0.4 - 0.1\psi}{\psi^2} \right) \right. \\
& \left. \times \left(1 - 0.9 \sqrt{\frac{\rho}{\psi}} \right) - 0.35 \right] \quad (C.7)
\end{aligned}$$

式中:

H_1 、 H_2 、 H_3 ——断面 1-1、2-2、3-3 处的总水头;

v_1 ——断面 1-1 的平均流速;

θ ——主管与支管的交角;

ψ ——支管与主管的断面面积比;

ρ —— $\rho=r/D$, D 为主管直径, r 为支管与主管连接处的修圆半径;

q_2 —— $q_2=Q_2/Q_1$, Q_2 为支管流量, Q_1 为分流前的主管流量, 在分流时规定 $q_2>0$ 。

2 合流时 ($Q_1+Q_2=Q_3$)

$$\left. \begin{aligned} H_2 - H_1 &= \xi'_2 \frac{v_3^2}{2g} \\ H_3 - H_1 &= \xi'_3 \frac{v_3^2}{2g} \\ H_3 - H_2 &= \xi'_{32} \frac{v_3^2}{2g} \end{aligned} \right\} \quad (C.8)$$

$$\begin{aligned}
\xi'_2 &= -0.95(1+q_2)^2 + q_2^2 \left[1 + 0.42 \left(\frac{\cos \theta}{\psi} - 1 \right) \right. \\
&\quad \left. - 0.8 \left(1 - \frac{1}{\psi^2} \right) + (1-\psi) \left(\frac{\cos \theta}{\psi} - 0.38 \right) \right] \quad (C.9)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \xi'_{32} = & q_2^2 \left[2.59 + (1.62 - \sqrt{\rho}) \left(\frac{\cos \theta}{\psi} - 1 \right) - 0.62\psi \right] \\ & + q_2 (1.94 - \psi) - 0.03 \end{aligned} \quad (\text{C.10})$$

$$\begin{aligned} \xi'_{32} = & (1 + q_2) [0.92 + q_2 (2.92 - \psi)] + q_2^2 \left[(1.2 - \sqrt{\rho}) \right. \\ & \left. \times \left(\frac{\cos \theta}{\psi} - 1 \right) + 0.8 \left(1 - \frac{1}{\psi^2} \right) - (1 - \psi) \frac{\cos \theta}{\psi} \right] \end{aligned} \quad (\text{C.11})$$

式中:

q_2 ——支管流量 Q_2 与合流后的流量 Q_3 之比, 合流时, 规定取 $q_2 < 0$ 。

其余符号的意义同前。

附 录 D
(规范性附录)
高流速防蚀设计问题

D.1 空蚀可能性的判别

空蚀的产生与水流内绝对压力降低至与水的汽化压力接近的程度有关。一般引用一个无量纲参数——空化系数 σ 作为衡量水流发生空蚀可能大小的指标。水流空化系数 σ 值按下式计算：

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

式中：

h_0 ——计算断面处的压力水柱；

h_a ——计算断面处的大气压压力水柱；

h_v ——相应水温下，水的气化压力水柱；

$\frac{v_0^2}{2g}$ ——计算断面的断面平均流速水头。

不同水温时，水的气化压力水柱 h_v 按表 D.1 采用。

表 D.1 水温与水的气化压力水柱关系表

水温 ℃	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

当水流流经的边壁几何形状（或称体形）一定时，就有一

个空化的临界初始发生点，这时的水流空化系数叫做初生空化系数 σ_i 。

初生空化系数 σ_i 是衡量某种体形空化特性的重要指标。一个体形的初生空化系数，应通过在减压箱或高速循环水洞中进行的模型试验测定。

如果在实际工程运用中可能出现的最小水流空化系数 σ 大于这一体形的初生空化系数 σ_i ，说明不会发生空蚀，但若小于初生空化系数 σ_i ，就有发生空蚀的可能。设计时应做到使 $\sigma > \sigma_i$ 。应使隧洞各个部分的体形，具有尽可能小的初生空化系数 σ_i ，并适当考虑缩尺效应的影响。

D.2 水流边壁表面局部不平整度的控制

这里不平整是指水流边壁表面的孤立突体或凹陷。例如，混凝土施工时留下的接缝错台、模板印痕、钢筋头、混凝土残渣或局部混凝土脱皮和剥落时留下的坑穴、局部放线不准或模板走样造成的凹凸面，以及其他突体、跌坎等。高速水流经过这些不平整体时，将出现局部绕流和分离，致使压力降低而可能造成空蚀。因此，在施工时必须严格控制表面不平整度，并进行适当处理，具体控制标准，建议如下：

D.2.1 在平直段，突起或跌落的最大允许高度，应视流速大小而定，见表 D.2。

表 D.2 流速与不平整体最大允许高度关系表

流速 m/s	20~30	30~40	>40
不平整体最大允许高度 mm	10	5	3

D.2.2 在允许高度范围内所有不平整体，应一律进行缓坡处理，按表 D.3 要求的坡度磨平。但在反弧及其他具有潜在危险性

的洞段，当流速大于 30m/s~35m/s 时，除对不平整体进行磨平外，还应同时采用其他防蚀措施。

表 D.3 不平整体磨平规格表

水流空化系数 σ	0.5~0.3	0.3~0.1	<0.1
垂直水流磨平坡度	1/30	1/50	1/100
平行水流磨平坡度	1/10	1/30	1/50

D.2.3 确定不平整度的控制标准时，应充分考虑其他方面的条件，如体形、结构材料和可能连续工作历时等，防止生搬硬套。

D.3 掺 气 减 蚀

当隧洞通过的流速大于 30 m/s~35m/s 时，沿水流边壁加设掺气设施，以向水流中掺气而达到减蚀目的。工程实践证明加设掺气设施是有效、经济、可靠的方法。为此，在选择掺气设施布置时，应满足下列要求：

D.3.1 能提供足够的空气，以达到必须的掺气浓度（在它覆盖的保护范围内，一般最小不应低于 4%~5%）和良好气泡分布状态。

D.3.2 对水流状态无明显的不利影响。

D.3.3 附近的水层底面或空腔内不出现破坏性负压。

D.3.4 设施本身有足够的强度和工作可靠性。

目前常用的掺气设施有槽式、挑坎式和跌坎式（又称突扩式）三种布置型式。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。详见掺气设施布置图 D.1。

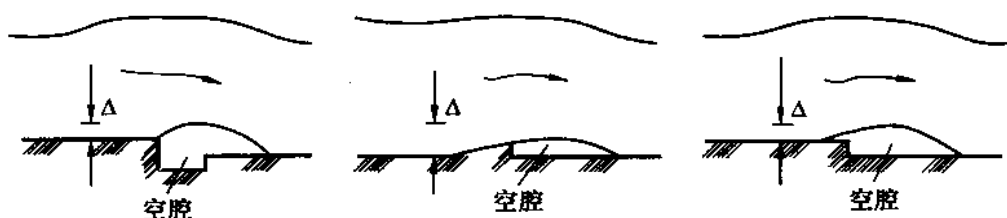


图 D.1 掺气设施布置图

在明流泄水隧洞中，如无特殊需要，最好避免在侧墙上设置通气槽、挑坎或跌坎。掺气设施应包括与外界连接送气的通气孔。通气孔工作时，孔内最大风速最好不超过 $40\text{m/s} \sim 60\text{m/s}$ 。

一般掺气设施能覆盖的保护范围的长度在反弧段为 $50\text{m} \sim 100\text{m}$ ，在平直段为 $100\text{m} \sim 150\text{m}$ ，必要时可在沿程设置多道掺气设施。

掺气设施应放在预计容易发生空蚀的地方，如流速高、壁面压力变化无常和水流空化系数低的部位。

有关掺气设施的具体型式、尺寸和安放位置，可参照大比例尺局部模型试验结果确定。

D.4 抗 蚀 耐 磨 材 料

抗空蚀和耐磨损对材料的共同要求是：材料应具有应变能力高、表面光滑、吸能性好、抗冲击能力大、抗拉强度高、抗疲劳的耐久性长、抗裂性强等。但就耐磨损而言，硬度高就非常重要。工程中已采用过的主要抗蚀耐磨材料有高标号混凝土、钢纤维混凝土、浸渍混凝土、环氧砂浆、钢板等，简介于下。

1 高标号混凝土

在一般情况下，混凝土的抗蚀能力随其标号的提高而增加。但大于 C30 时，其抗蚀能力的提高已趋于平缓。因此，在通过的流速小于 20m/s 的水工隧洞，以采用 C25~C30 的混凝土为宜。当有专门防蚀要求时，应考虑选用高标号混凝土。试验表明，采

用高标号水泥，提高混凝土中水泥结石的强度和采用高强优质砂，能改善混凝土的抗蚀性能。但由于水泥标号的提高，温度对混凝土的影响应予以注意，一般采用 C40 以上的混凝土，必须掺加一定数量的钢纤维，否则衬砌易于产生裂缝。采用碎石较卵石好。粗骨料粒径一般不宜大于 $0.03\text{m} \sim 0.04\text{m}$ 。水灰比不宜大于 0.4，混凝土的坍落度不宜超过 7。亦可在高标号混凝土内掺加一定数量的抗磨材料，如硅粉、铁钢砂等以增强其抗蚀性能。

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，可超过同标号普通混凝土的一倍以上。

3 浸渍混凝土

这是以普通混凝土或钢纤维混凝土表面注入单分子化合物后聚合而成。浸渍后的混凝土改变了原混凝土的性质，大大提高了它的抗蚀耐磨和抗冲击能力。但由于浸渍聚合工艺过程较为复杂，将给施工增加一定困难。

4 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。因此，这种材料目前还没有得到广泛的使用。

5 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，均可采用钢板镶护。必要时可使用不锈钢，

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，使用时必须确保焊缝质量，与混凝土连接的质量，以及钢板起始终止处与混凝土面的拼接质量。

附 录 E
(规范性附录)
水工隧洞结构安全级别

水工隧洞的结构安全级别,对应于水工建筑物的级别按表 E.1 确定。

表 E.1 水工隧洞结构安全级别表

水工建筑物级别	水工隧洞结构安全级别
1	I
2、3	II
4、5	III

对特别重要的水工隧洞,其结构安全级别应经专门论证确定。

附录 F

(资料性附录)

锚喷支护类型及其参数

锚喷支护类型及其参数按表 F.1 选取。

表 F.1 锚喷支护类型及其参数表

围岩类别	洞室开挖直径或跨度 m					
	$D < 5$	$5 < D < 10$	$10 < D < 15$	$15 < D < 20$	$20 < D < 25$	$25 < D < 30$
I	不支护	不支护或 50mm 喷射 混凝土	(1) 50mm~ 80mm 喷射 混凝土 (2) 50mm 喷射混凝土, 布置长 2.0m~ 2.5m、间距 1.0m ~ 1.5m 锚杆	100mm ~ 120mm 喷射 混凝土, 布 置长 2.5m~ 3.5m、间距 1.25m ~ 1.50m 锚杆。 必要时设置 钢筋网	120mm ~ 150mm 钢筋 网喷射混凝 土, 布置长 3.0m~4.0m、 间距 1.5m~ 2.0m 锚杆	150mm 钢筋 网喷射混凝 土, 相间布 置长 4.0m 锚 杆和长 5.0m 张拉锚杆、 间距 1.5m~ 2.0m
II	不支护或 50mm 喷射 混凝土	(1) 80mm~ 100mm 喷射 混凝土 (2) 50mm 喷射混凝土, 布置长 2.0m~2.5m、 间距 1.0m ~ 1.25m 锚杆	(1) 100mm~ 120mm 钢筋 网喷射混凝 土 (2) 80mm~ 100mm 喷射 混凝土, 布 置长 2.0m~ 3.0m、间距 1.0m ~ 1.5m 锚杆, 必要时 设置钢筋网	120mm ~ 150mm 钢筋 网喷射混凝 土, 布置长 3.5m~4.5m、 间距 1.5m~ 2.0m 锚杆	150mm ~ 200mm 钢筋 网喷射混凝 土, 布置长 3.5m~5.5m、 间距 1.5m~ 2.0m 锚杆, 原 位监测变形较 大时修改支护 参数	
III	(1) 80mm~ 100mm 喷射 混凝土 (2) 50mm 喷射混凝土布 置长 1.5m~ 2.0m、间距 0.75~1.0m 锚 杆	(1) 120mm 钢筋网喷射混 凝土 (2) 80mm~ 100mm 钢筋 网喷射混凝 土, 布置长 2.0m~3.0m、 间距 1.0m ~ 1.5m 锚杆	100mm ~ 150mm 钢筋 网喷射混凝 土, 布置长 3.0m~ 4.0m、间距 1.5m ~ 2.0m 锚杆, 原位监 测变形较大时 进行二次支护	150mm ~ 200mm 钢筋 网喷射混凝 土, 布置长 3.5m~5.0m、 间距 1.5m~ 2.5m 锚杆, 原 位监测变形较 大时进行二次 支护		

表 F.1 (续)

围岩类别	洞室开挖直径或跨度 m					
	$D < 5$	$5 < D < 10$	$10 < D < 15$	$15 < D < 20$	$20 < D < 25$	$25 < D < 30$
IV	80 ~ 100mm 钢筋网喷射混凝土, 布置长 1.5 ~ 2.0m、间距 1.0~1.5m 锚杆	150mm 钢筋网喷射混凝土, 布置长 2.0m~3.0m、间距 1.0m ~ 1.5m 锚杆, 原位监测变形较大部位进行二次支护	200mm 钢筋网喷射混凝土, 布置长 4.0m~5.0m、间距 1.0m ~ 1.5m 锚杆, 原位监测变形较大部位进行二次支护, 必要时设置钢拱架或格栅拱架			
V	150mm 钢筋网喷射混凝土, 布置长 1.5 ~ 2.0m、间距 0.75m~1.25m 锚杆, 原位监测变形较大部位进行二次支护	200mm 钢筋网喷射混凝土, 布置长 2.5m~4.0m、间距 1.0m ~ 1.25m 锚杆, 必要时设置钢拱架或格栅拱架。原位监测变形较大部位进行二次支护				
注 1: IV、V 类围岩为辅助工程措施, 即施工安全支护。 注 2: 本表不适用于埋深小于 2 倍跨度 (直径) 的地下洞室和特殊土、喀斯特洞穴发育地质的地下洞室。 注 3: 二次支护可以是锚喷支护或现浇钢筋混凝土支护。						

附 录 G
(规范性附录)
圆形有压隧洞衬砌计算

G.1 作用（荷载）及其分项系数

作用及其分项系数见表 G.1

表 G.1 作用（荷载）及其分项系数表

序号	作用名称	作用分项系数
永久作用	1) 围岩压力、地应力	1.0 (0.0)
	2) 衬砌自重	1.1 (0.9)
可变作用	3) 正常运行情况的静水压力	1.0
	4) 最高水击压力 (含涌浪压力)	1.1
	5) 脉动压力	1.3
	6) 地下水压力	1.0 (0.0)
偶然作用	7) 校核洪水位时的静水压力	1.0
注：除非经专门论证，否则，当作用效应对结构受力有利时，作用分项系数取表中第三栏括号内的数字。		

G.2 不同极限状态和设计状况的作用（荷载）效应组合

G.2.1 对于承载能力极限状态采用表 G.2 的作用（荷载）效应组合进行设计。

表 G.2 承载能力极限状态作用（荷载）效应组合表

设计状况	作用效应组合	主要考虑情况	作用类别					
			岩石压力	衬砌自重	静水压力	水击压力	脉动压力	地下水压力
持久状况	基本组合	水电站压力水道正常运行情况	1)	2)	3)	4)		6)
		抽水蓄能电站的压力水道正常运行情况	1)	2)	3)	4)	5)	6)
偶然状况	偶然组合	水电站压力水道校核洪水水位运行情况	1)	2)	7)	4)		6)
		抽水蓄能电站压力水道校核洪水水位运行情况	1)	2)	7)	4)	5)	6)

G.2.2 对于正常使用极限状态，应按表 G.3 作用（荷载）效应组合进行设计。

表 G.3 正常使用极限状态作用（荷载）效应组合表

设计状况	作用组合	主要考虑情况	作用类别					
			岩石压力	衬砌自重	静水压力	水击压力	脉动压力	地下水压力
持久状况	长期组合	水电站压力水道正常运行情况	1)	2)	3)	4)		6)
		抽水蓄能电站压力水道正常运行情况	1)	2)	3)	4)	5)	6)

G.3 引用的符号及系数

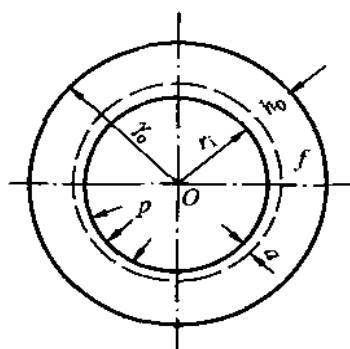


图 G.1 单筋衬砌断面

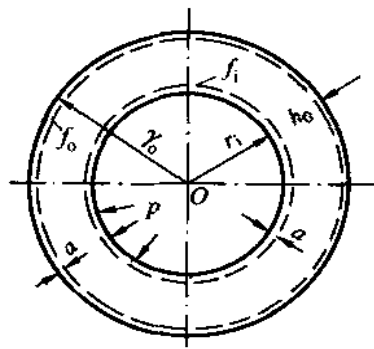


图 G.2 双筋衬砌断面

p ——隧洞衬砌内缘顶部的内水压力值，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， kN/m^2 ；

γ_0 ——结构重要性系数，按结构安全级别采用，I级取 1.1、II级取 1.0、III级取 0.9；

ψ ——设计状况系数，持久状况取 1.0、短暂状况取 0.95、偶然状况取 0.85；

γ_d ——结构系数，取 1.35；

A ——弹性特征因素：

$$A = \frac{E_c - (1 + \nu)K_0}{E_c + (1 + \nu)(1 - 2\nu)K_0} \quad (\text{G.1})$$

E_c ——混凝土弹性模量，按表 B.3 采用， N/mm^2 ；

ν_c ——混凝土的波松比，按 B.1 规定取用；

K_0 ——围岩单位弹性抗力系数， N/cm^3 ；

$[\sigma_s]$ ——钢筋的允许应力设计值，按式 (G.2) 计算：

$$[\sigma_s] = \frac{f_y}{\gamma_d} \quad (\text{G.2})$$

f_y ——钢筋抗拉强度设计值，按表 B.6 确定；

σ_s ——衬砌采用单层钢筋时，钢筋应力， N/mm^2 ；

σ_{si} ——衬砌采用双层钢筋时，内圈钢筋应力， N/mm^2 ；

σ_{so} ——衬砌采用双层钢筋时，外圈钢筋应力， N/mm^2 ；

f_i ——衬砌内圈钢筋断面积， mm^2 ；

f_o ——衬砌外圈钢筋断面积， mm^2 ；

ΣM 、 ΣN ——除内水压力外的其他荷载，在衬砌内引起的弯矩，轴向力承载能力极限状态为设计值，正常使用极限状态为标准值（当围岩压力、地下压力对结构受力有利时，其标准值宜不考虑）， $\text{N} \cdot \text{mm}$ 、 N ；

h_0 ——衬砌有效厚度， mm ；

a ——内、外圈钢筋合力点到衬砌内、外边缘的距离， mm 。

G.4 衬砌计算原则及假定

G.4.1 圆形整体式的衬砌承受均匀内水压力时的静力计算方法，建议根据弹性厚壁圆筒作用原理所拟定的公式进行计算。

G.4.2 本附录方法假定在内水压力作用下，隧洞混凝土衬砌沿径向开裂。

G.4.3 衬砌厚度由施工最小厚度决定。

G.4.4 正常使用极限状态，根据设计要求，宜进行裂缝宽度的验算。

G.5 受均匀内水压力作用时的衬砌计算

G.5.1 单筋钢筋混凝土衬砌计算

1 单层钢筋面积：

1) 内水压力作用下，钢筋断面积计算，按式 (G.3) 进行计算：

$$f = \frac{pr_i + 1000K_0m}{[\sigma_s]} - \frac{1000K_0r_i}{E_s} \quad (\text{G.3})$$

其中

$$m = \frac{pr_i}{1000E'_c} \ln \frac{r_o}{r_i}$$

$$E'_c = 0.85E_c$$

2) 在其他荷载作用下，按式 (G.4) 进行计算：

$$f' = \frac{-\sum Nh_0 + 2\sum M}{2h_0[\sigma_s]} \quad (\text{G.4})$$

最后叠加，但取值不得小于衬砌的最小配筋率。

2 钢筋应力校核，按式 (G.5) 计算：

$$\sigma_s = \frac{pr_i + 1000K_0m}{f + \frac{1000K_0r_i}{E_s}} + \frac{-\sum Nh_0 + 2\sum M}{2h_0f} \leq [\sigma_s] \quad (\text{G.5})$$

G.5.2 双筋钢筋混凝土衬砌计算

1 双层钢筋面积

1) 在内水压力作用下, 钢筋的面积按式 (G.6) 计算:

$$f = \frac{pr_i + 1000K_0 \left(m - \frac{r_i}{E_s} [\sigma_s] \right)}{[\sigma_s] \left(1 + \frac{r_i}{r_o} \right) - E_s \frac{m}{r_o}} \quad (\text{G.6})$$

$$\text{其中 } m = \frac{pr_i}{1000E_c} \ln \frac{r_o}{r_i}$$

$$E'_c = 0.85E_c$$

2) 在其他荷载作用下, 按式 (G.7)、式 (G.8) 计算, 最后相应叠加, 但不得小于最小配筋率。

$$f_i = \frac{-\Sigma N(h_0 - a) + 2\Sigma M}{2[\sigma_s](h_0 - a)} \quad (\text{G.7})$$

$$f_o = \frac{-\Sigma N(h_0 - a) - 2\Sigma M}{2[\sigma_s](h_0 - a)} \quad (\text{G.8})$$

2 钢筋应力校核, 按式 (G.9)、式 (G.10) 计算。

$$\sigma_{si} = \frac{pr_i + \left(E_s \frac{f_o}{r_o} + 1000K_0 \right) m}{f_i + f_o \frac{r_i}{r_o} + \frac{1000K_0 r_i}{E_s}} + \frac{-\Sigma N(h_0 - a) + 2\Sigma M}{2(h_0 - a)f_i} \leq [\sigma_s] \quad (\text{G.9})$$

$$\sigma_{so} = \frac{(pr_i^2 - E_s f_i m) \frac{1}{r_o}}{f_i + f_o \frac{r_i}{r_o} + \frac{1000K_0 r_i}{E_s}} + \frac{-\Sigma N(h_0 - a) - 2\Sigma M}{2(h_0 - a)f_o} \leq [\sigma_s] \quad (\text{G.10})$$

G.6 围岩垂直松动压力、衬砌自重、洞内满水而无水头时水压力的衬砌计算

G.6.1 计算原则

计算中考虑围岩的弹性抗力作用。圆形整体衬砌承受围岩垂直松动压力、衬砌自重及洞内满水而无水头时的水压力，可按弹性抗力为一固定规律变化，利用结构力学方法进行计算。

G.6.2 基本假定

- 1) 衬砌周围介质的特性以弹性抗力系数 K 表示。
- 2) 衬砌受力后，考虑围岩的弹性抗力，而不计衬砌与围岩的摩擦力。
- 3) 弹性抗力分布范围，假定作用于中心角为 270° 的部分衬砌上，抗力分布如图 G.3 所示。抗力作用方向为径向，其变化规律为：

$$45^\circ \leq \xi \leq 90^\circ \text{ 范围: } k\delta = -k\delta_a \cos^2 \xi \quad (\text{G.11})$$

$$90^\circ \leq \xi \leq 180^\circ \text{ 范围: } k\delta = k\delta_a \sin^2 \xi + k\delta_b \cos^2 \xi \quad (\text{G.12})$$

式中：

ξ ——断面与垂直线所成的夹角；

$k\delta_a$ 、 $k\delta_b$ ——抗力图上水平轴和垂直轴处的弹性抗力值。

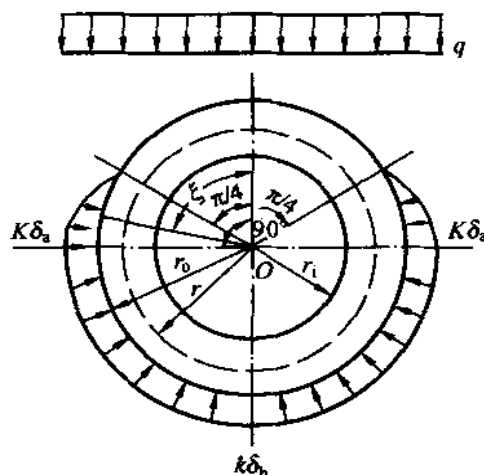


图 G.3 围岩压力弹性抗力分布图

G.6.3 作用（荷载）的假定

G.6.3.1 作用（荷载）对称于顶拱垂直中心线。

G.6.3.2 垂直和侧向围岩松动压力，按均匀分布考虑。

G.6.3.3 衬砌自重沿衬砌中心线均匀分布。

G.6.3.4 隧洞满水而无水头时，水压力的作用方向及外水压力作用方向，均与衬砌中心线成直交。

G.6.4 作用效应计算

G.6.4.1 围岩松动压力作用效应计算。假定围岩松动压力 q 分布在衬砌上部的半圆上（见抗力分布图），各断面上的弯矩和轴向力按下列公式计算：

$$M = q r_0 r [A\alpha + B + Cn(1+\alpha)] \quad (\text{G.13})$$

$$N = q r_0 [D\alpha + E + Fn(1+\alpha)] \quad (\text{G.14})$$

断面与垂直线间不同倾夹角 ϕ 的系数 A 、 B 、 C 、 D 、 E 和 F 值列于表 G.4。

表 G.4 系数 A 、 B 、 C 、 D 、 E 和 F 数值表

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

G.6.4.2 衬砌自重作用效应计算。假定衬砌为等厚度，其设计值作用于各断面上的弯矩和轴向力按下列公式计算：

$$M = gr^2 (A_1 + B_1 n) \quad (\text{G.15})$$

$$N = gr (C_1 + D_1 n) \quad (\text{G.16})$$

断面与垂直线间不同倾角 ϕ 的系数 A_1 、 B_1 、 C_1 和 D_1 值列于表 G.5。

表 G.5 系数 A_1 、 B_1 、 C_1 及 D_1 数值表

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

G.6.4.3 洞内满水而无水头时的水压力作用效应计算。水压力径向作用于衬砌上，其值由 0（顶拱）起增加到 $2\gamma_w r_i$ （洞底）。各断面的弯矩及轴向力按下列公式计算：

$$M = \gamma_w r_i^2 r (A_2 + B_2 n) \quad (\text{G.17})$$

$$N = \gamma_w r_i^2 (C_2 + D_2 n) \quad (\text{G.18})$$

断面与垂直线间不同夹角 ϕ 的系数 A_2 、 B_2 、 C_2 和 D_2 值列于表 G.6。

表 G.6 系数 A_2 、 B_2 、 C_2 及 D_2 数值表

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

G.7 围岩垂直松动压力、侧向松动压力、衬砌自重、洞内满水而无水头时的压力及外水压力的衬砌计算

G.7.1 计算原则及假定

圆形整体衬砌承受围岩松动压力、衬砌自重、洞内满水而无水头时的压力和外水压力，不考虑围岩弹性抗力，只考虑作用在

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。

G.7.2 作用效应计算

作用效应按表 G.7 所列公式进行计算。

表 G.7 各断面弯矩及轴向力计算公式表

作用（荷载）		M	N
围岩垂直松动压力		$qr_o f (A_3 \alpha + B_3)$	$qr_o (C_3 \alpha + D_3)$
围岩侧向松动压力		$er_o f \alpha A_4$	$er_o C_4$
衬砌自重		$gr^2 A_5$	$gr C_5$
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 $\pi \gamma_w r_o^2 < 2 (qr_o + \pi r g)$ 时	$-\gamma_w r_o^2 r A_6$	$-\gamma_w r_o^2 C_6 + \gamma_w h_w r_o$
	当 $\pi \gamma_w r_o^2 \geq 2 (qr_o + \pi r g)$ 时	$\gamma_w r_o^2 r A_6 (1 - 2\varepsilon)$	$\gamma_w r_o^2 C_7 (1 - \varepsilon) - \gamma_w r_o^2 C_6 \varepsilon + \gamma_w h_w r_o$

$$\alpha = 2 - \frac{r_o}{r} \quad (\text{G.19})$$

$$n = \frac{1}{0.06416 + \frac{EJ}{r^3 r_o Kb}} \quad (\text{G.20})$$

当外水压力与围岩垂直松动压力及衬砌自重组合时，表中：

$$\varepsilon = \frac{2(\pi r g + qr_o)}{\pi r_o^2 \gamma_w} \quad (\text{G.21})$$

当外水压力与衬砌自重组合时，表中：

$$\varepsilon = \frac{2\pi r g}{\pi r_o^2 \gamma_w} \quad (\text{G.22})$$

表 G.7 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 值列于表 G.8 中。

表 G.8 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 数值表

断面 系数	$\phi=0$	$\phi=\pi/4$	$\phi=\pi/2$	$\phi=3\pi/4$	$\phi=\pi$
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	-0.25000	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	-0.500000	-0.36877	-0.21460	-0.36877	-0.50000
C_7	1.50000	1.63122	1.78540	1.63123	1.50000

以上公式和表中引用的符号规定如下:

q ——围岩垂直松动压力强度, 按 DL5077 确定, kN/m^2 ;

e ——围岩侧向松动压力强度, 按 DL5077 确定, kN/m^2 ;

g ——衬砌断面每平方米的重力, 按 DL5077 确定, kN/m^2 ;

γ_w ——水的重度, kN/m^3 ;

r_o ——衬砌外半径, m ;

r_i ——衬砌内半径, m ;

r ——衬砌轴线半径, m ;

E ——衬砌材料弹性模量按表 B.3 确定, kN/m^2 ;

K ——围岩弹性抗力系数 $K=K_0/r_o$, kN/m^3 ;

J ——衬砌断面惯性矩, m^4 ;

b ——计算采用的衬砌宽度, m ;

h_w ——均匀外水压力计算高度, m ;

M ——弯矩, 内侧受拉为正, $\text{kN} \cdot \text{m}$;

N ——轴向力, 受压为正, kN 。

G.8 衬砌裂缝宽度的验算

验算应符合式 (9.0.6-2)。

式中:

$S(\cdot) = w_{\max}$, 按 G.24 进行计算;

C_2 ——衬砌开裂限值按 11.1.7 的规定取用。

G.8.1 由于内水压力作用, 在衬砌中产生的轴向拉力, 按式 (G.23) 计算:

$$N_p = Pr_i - Pr_o \frac{1-A}{\left(\frac{r_o}{r_i}\right)^2 - A} \quad (\text{G.23})$$

式中:

A ——弹性特征因素, 按式 (G.1) 进行计算。

G.8.2 正截面裂缝宽度验算。隧洞衬砌在轴心受拉、大偏心受拉及大偏心受压情况, 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:

$$w_{\max} = 2 \left(\frac{\sigma_s}{E_s} \Psi - 0.7 \times 10^{-4} \right) l_f \quad (\text{G.24})$$

$$\Psi = 1 - \alpha_2 \frac{f_{tk}}{\mu \sigma_s} \quad (\text{G.25})$$

式中:

w_{\max} ——最大裂缝宽度, mm;

$$l_f = (60 + \alpha_1 \frac{d}{\mu}) v \quad (\text{G.26})$$

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, 取 $\Psi = 0.3$;

α_1 、 α_2 ——计算系数，可按下列数值取用

轴心受拉情况	$\alpha_1=0.16, \alpha_2=0.60$
大偏心受拉情况	$\alpha_1=0.075, \alpha_2=0.32$
大偏心受压情况	$\alpha_1=0.055, \alpha_2=0.235$

σ_s ——衬砌结构正常使用情况受拉钢筋应力，按式（G.5）或式（G.9）、式（G.10）计算。但所有作用（荷载）均采用标准值。

d ——受拉钢筋直径，mm，当用不同直径的钢筋时，

$$d = \frac{4A_s}{S} [A_s、S \text{ 分别为洞内 } 1 \text{ 延长米范围内受拉钢筋总面积}(\text{mm}^2)\text{、总周长}(\text{mm})]$$
，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：

轴心受拉情况 $\mu = \frac{A_s}{1000H} \quad (A_s=f_i+f_o) ;$

大偏心受拉、大偏心受压情况 $\mu = \frac{A_s}{1000h_0} \quad (A_s=f_i \text{ 或 } A_s=f_o) ;$

H ——衬砌厚度，mm；

f_{tk} ——混凝土轴心抗拉强度标准值，N/mm²按表 B.1 取用。

ν ——与受拉钢筋表面形状有关的系数：对螺纹钢筋，取 $\nu=0.7$ ；对光面钢筋，取 $\nu=1.0$ ；对冷拔低碳钢丝，取 $\nu=1.25$ ；当采用Ⅲ级钢筋作受拉钢筋时，应将计算求得的裂缝宽度乘以系数 1.1；对于偏心距 $e_o < 0.5H$ 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，可近似的按轴心受拉情况进行裂缝宽度的验算；

e_o ——轴向力对截面重心的偏心距，mm。

附 录 H

(资料性附录)

外水压力折减系数

混凝土衬砌隧洞，可根据围岩地下水活动情况，结合采用的排水措施，按表 H.1 选用折减系数。

表 H.1 外水压力折减系数表

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	软化结构面的充填物质，降低结构面的抗剪强度。软化软弱岩体。	0.1~0.40
3	沿裂隙或软弱结构面有大量滴水、线状流水或喷水	泥化软弱结构面的充填物质，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，沿软弱结构面有小量涌水	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	0.65~1.0

附录 I (规范性附录)

圆形无压隧洞及非圆形隧洞衬砌计算

圆形无压隧洞及非圆形隧洞衬砌，宜采用边值法进行计算。

I.1 基本方程及计算方法

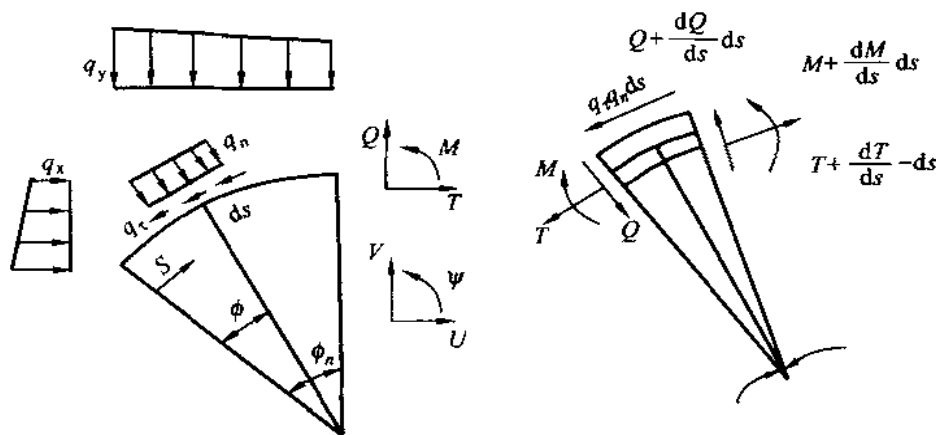


图 I.1 拱形衬砌及微段计算图

I.1.1 衬砌微分方程的边值问题

按图 I.1 中内力、位移的正向符号规定，根据 ds 段的切向力、法向力、弯矩的平衡条件，可以得到内力的微分方程组。再根据微段的几何条件，可以得到位移的微分方程组，合并起来写成矩阵式。并考虑到始端和终端的边界条件，就可得到下列的微分方程边值问题。

$$\left. \begin{aligned} \frac{dx}{ds} &= AX + P \\ CX|_{s=0} &= 0, DX|_{s=L} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (I.1)$$

略去剪力位移项，并将位移 U 、 V 、 ψ 乘以 E （输出计算结

果时再除以 E ），则 X 、 A 、 P 的矩阵如下：

$$X = \begin{pmatrix} T \\ Q \\ M \\ \bar{U} \\ \bar{V} \\ \bar{\psi} \end{pmatrix} \quad P = \begin{pmatrix} q_r \\ q_n \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$A = \begin{pmatrix} 0 & -k & 0 & 0 & 0 & 0 \\ k & 0 & 0 & 0 & \frac{hK}{E} & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{F} & 0 & 0 & 0 & -k & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k & 0 & 1 \\ 0 & 0 & \frac{1}{J} & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

式中：

T 、 Q 、 M ——分别为衬砌的轴向力（以拉为正）、剪力（以反时针转动为正）、弯矩（以内边受拉为正）；

\bar{U} 、 \bar{V} 、 $\bar{\psi}$ ——分别等于 EU 、 EV 、 $E\psi$ ；

U 、 V 、 ψ ——衬砌的切向位移、法向位移、转角位移；

q_r 、 q_n ——作用于衬砌弧面上的切向荷载强度、法向荷载强度；

F 、 K ——衬砌断面的截面积及惯性矩；

E ——衬砌材料的弹性模量；

K ——围岩的弹性抗力系数；

k ——拱轴曲率；

h ——抗力分布参数，当 $V > 0$ 有弹性抗力时 $h=1$ ，当

$V \leq 0$ 无弹性抗力时 $h=0$;

C 、 D ——计算起点及计算终点的边界矩阵。

C 、 D 有以下几种情况:

1) 对称点: $Q=0$, $U=0$, $\psi=0$ 。

$$\text{边界阵为: } \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

2) 铰支点: $M=0$, $U=0$, $V=0$ 。

$$\text{边界阵为: } \begin{pmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{pmatrix}$$

3) 固定端: $U=0$, $V=0$, $\psi=0$ 。

$$\text{边界阵为: } \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

4) 弹性固端: $T=Kd_n U$, $M=KK_n \psi$, $V=0$ 。

$$\text{边界阵为: } \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & \frac{-Kd_n}{E} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & \frac{-KJ_n}{E} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \end{pmatrix}$$

式中:

d_n ——支端厚度;

K_n ——支端截面惯性矩。

I.1.2 方程式的数值解

1 求 X

解题时采用逐步近似的弹性抗力分布。这样, 每次求解时,

A 阵中之 h 为已知, 方程组变为线性化。因而式 (I.1) 的差分式可写成下面的递推式:

$$X_{n+1} = G_n X_n + H_n \delta \quad (\text{I.2})$$

$$\left. \begin{aligned} G_n &= I + \sum_{j=1}^4 \beta_j G^{(j)}, H_n = \sum_{j=1}^4 \beta_j H^{(j)} \\ G^{(j)} &= (\delta A^{(j)})(I + \alpha_j G^{(j-1)}), G^{(0)} = 0 \\ H^{(j)} &= (\delta A^{(j)})\alpha_j H^{(j-1)} + P^{(j)}, H^{(0)} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{I.3})$$

$$\left. \begin{aligned} A^{(j)} &= A(S_n + \delta_j), P^{(j)} = P(S_n + \delta_j) \\ \alpha_1 &= \alpha_2 = \alpha_3 = \frac{1}{2}, \alpha_4 = 1 \\ \beta_1 &= \beta_4 = \frac{1}{6}, \beta_2 = \beta_3 = \frac{1}{3} \\ \delta_i &= \left(\sum_{k=1}^1 r_k \right) \delta, r_1 = r_3 = 0, r_2 = r_4 = \frac{1}{2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{I.4})$$

即 $\delta_1 = 0, \delta_2 = \delta_3 = \frac{1}{2}\delta, \delta_4 = \delta_5, \delta$ 为步长。

2 求 X_0

方程组线性化后, 式 (I.2) 中之 G_n 即与解无关, 因而 X_n 可用初参数 X_0 表示。经过推证并代入始点和终点的边界条件可得解 X_0 的方程组如下:

$$\begin{Bmatrix} C \\ D \end{Bmatrix} X_0 = \begin{Bmatrix} 0 \\ -D F^{(m)} \end{Bmatrix} \quad (\text{I.5})$$

$D^{(m)}, F^{(m)}$ 的意义见下式:

$$X_m = D^{(m)} X_0 + F^{(m)} \quad (\text{I.6})$$

式中:

X_m ——计算终点 m 的 X 值。

$D^{(m)}, F^{(m)}$ 的递推式为:

$$\left. \begin{aligned} D^{(n+1)} &= G_0 D^{(n)}, D^{(0)} = I \\ F^{(n+1)} &= G_n F^{(n)} + H_n \delta, F^{(0)} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (I.7)$$

G_n 、 H_n 的递推式见公式(I.3)、公式(I.4)。

始点及终点的边界阵 C 、 D 为 3×6 阶矩阵, $D^{(m)}$ 为 6 阶方阵, 故 X_0 的系数阵为 6 阶方阵。

3 数值解的步骤

由式(I.3)、式(I.4)算出各计算点之 G_n 、 H_n ;

由式(I.7)递推算出 $D^{(m)}$ 、 $F^{(m)}$;

由式(I.3)解出 X_0 ;

由式(I.2)递推算出各点之 X 值。

I.1.3 连接条件

采用上述初参数法递推求解时,在底板与边墙、边墙与顶拱、圆弧与圆弧的连接处,存在着轴线的转折。因此,在递推时除应区分开相连接两部分的 A 阵和 P 阵外,在递推求 $D^{(m)}$ 、 $F^{(m)}$ 及 X_m 时,为保证折点处内力平衡和位移的连续,应引入折点处的连接阵。在程序中已根据上述情况引入三种连接阵。

I.1.4 作用(荷载)

根据式(I.1)可知,作用于衬砌上的各种荷载,应转换成作用于衬砌上某点的切向荷载强度 q_t 和法向荷载强度 q_n 。这已通过一系列公式在程序中自行换算,因此在填写荷载信息时,仍可按表 I.1 和表 I.2 填写。

I.2 作用(荷载)分类及其分项系数

表 I.1 作用(荷载)及其分项系数表

作用分类	作用名称	作用分项系数
永久作用	1) 围岩压力	1.0 (0.0)
	2) 衬砌自重	1.1 (0.9)

表 I.1 (续)

作用分类	作用名称	作用分项系数
可变作用	3) 正常水位时的内水压力	1.1
	4) 最低水位时的内水压力	1.1
	5) 不能控制其水位的内水压力	1.2
	6) 地下水压力	1.0 (0.0)
偶然作用	7) 校核洪水位时的内水压力	1.0
注 1: 表中内水压力分项系数的取值根据 DL/T 5057—1996 附录 B.0.2。		
注 2: 除经专门论证, 否则, 当作用效应对结构受力有利时, 作用分项系数取表中第三栏括号内的数字。		

I.3 不同极限状态和设计状况的作用效应组合

I.3.1 对于承载能力极限状态采用表 I.2 的作用 (荷载) 效应组合进行设计。

表 I.2 承载能力极限状态作用 (荷载) 效应组合表

设计状况	作用组合	主要考虑情况	作用类别			
			岩石压力	衬砌自重	内水压力	地下水压力
持久状况	基本组合	正常水位情况	1)	2)	3)	6)
		水位不可控制情况	1)	2)	5)	6)
		低水位情况	1)	2)	4)	6)
短暂状况	基本组合	隧洞放空检修情况	1)	2)		6)
偶然状况	偶然组合	校核洪水位隧洞运行情况	1)	2)	7)	6)

I.3.2 对于正常使用极限状态采用表 I.3 的作用 (荷载) 组合进行设计。

表 I.3 正常使用极限状态作用（荷载）效应组合表

设计 状况	作用 组合	主要考虑情况	作 用 类 别			
			岩石压力	衬砌自重	内水压力	地下水压力
持久 状况	长期 组合	正常水位情况	1)	2)	3)	6)
		水位不可控制情况	1)	2)	5)	6)
		低水位情况	1)	2)	4)	6)

I.4 衬砌承载能力极限状态的计算

承载能力极限状态的计算，应按照 DL/T 5057 进行，结构系数见表 I.4。

表 I.4 承载能力极限状态计算的结构系数 γ_0 表

素混凝土衬砌		钢筋混凝土衬砌
受拉破坏	受压破坏	
2.00	1.30	1.20

I.5 衬砌正常使用极限状态的验算

验算应符合式（9.0.6-2）。

式中：

$S(\cdot) = w_{\max}$ ，按式（G.24）进行；

C_2 ——按 11.1.7 的规定取用。

I.5.1 正截面裂缝宽度验算

隧洞衬砌在轴心受拉、大偏心受拉及大偏心受压情况，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，可按式（G.24）计算，但式（G.24）中 σ_s 的计算应按下列公式进行。

σ_s ——衬砌结构正常使用情况受拉钢筋应力：

$$\text{轴心受拉情况} \quad \sigma_s = \frac{N_1}{A_s} \quad (\text{I.8})$$

$$\text{大偏心受拉情况} \quad \sigma_s = \frac{N_1}{A_s} \left(\frac{e}{z} + 1 \right) \quad (\text{I.9})$$

$$\text{大偏心受压情况} \quad \sigma_s = \frac{N_1}{A_s} \left(\frac{e}{z} - 1 \right) \quad (\text{I.10})$$

式中：

N_1 ——由荷载标准值（当围岩压力、地下水压力对结构受力有利时，其标准值宜不考虑）按荷载效应长期组合计算的轴向力值， N ；

e ——轴向力 N_1 作用点至受拉钢筋合力点之间的距离；

z ——受拉钢筋合力点至受压区合力点之间的距离。

d 、 μ 、 V 等规定同式（G.24）。

对大偏心受拉情况，可取 $z = (0.93 - 5\mu)h_0$ 。

对大偏心受压情况，可取 $z = \left(0.8 + 0.1 \frac{e_0}{H} - 5\mu \right) h_0$ 但不大于 $(0.93 - 5\mu)h_0$ 。

附 录 J
(资料性附录)

混凝土衬砌裂缝及其防止措施

J.1 裂 缝 原 因

水工隧洞混凝土衬砌产生裂缝的原因是错综复杂的, 根据目前认识, 主要原因约有以下几个方面:

J.1.1 由于温度应力或干缩应力超过混凝土的抗拉强度设计值。

J.1.2 由于衬砌设计不当, 致使衬砌内力超过混凝土强度设计值。

J.1.3 由于施工原因, 如混凝土均质性差、模板发生变形、拆模过早、浇筑时地下水未妥善处理、不连续浇筑产生冷缝, 以及超、欠挖相差过大而引起衬砌应力集中的影响等。

J.1.4 其他方面, 如反缝或浇筑缝处理不当而重新开裂等。

J.2 防止裂缝的措施

防止或减少混凝土衬砌的裂缝, 必须从设计和施工两方面着手。除正确设计计算外, 并宜考虑以下几点:

J.2.1 加强混凝土施工期的养护工作, 拆模时间不宜过早, 减少温度突变影响, 必要时控制混凝土入仓温度。

J.2.2 选择合理的混凝土配合比和原材料, 尽可能使用早期强度较高、析水率和干缩较小及水化热较低的水泥。合理降低混凝土的塌落度, 正确使用外加剂和掺合料。

J.2.3 钢筋混凝土的配筋, 应结合施工条件, 尽可能采用细筋。

J.2.4 浇筑过程中应合理分缝分块。分段长度一般可为 6m~

12m。环向缝尽可能设在同一平面内，避免错缝浇筑。

J.2.5 同一浇筑块，在浇筑时必须均匀连续，加强震捣，防止产生冷缝。

J.2.6 地下水丰富地段，在浇筑混凝土之前，必须采取一定的排水或封堵措施，以免影响混凝土浇筑质量。

J.2.7 混凝土衬砌，采取先顶拱后边墙的浇筑程序时，应加强反缝的处理。

J.2.8 隧洞开挖应平整，尽量减少超挖和留有大的尖棱石块，以避免应力集中。

J.2.9 开挖与衬砌平行作业，开挖与衬砌的工作面，应保持一定的距离，以防开挖爆破对衬砌的影响，必要时采取防震措施。

J.2.10 在严寒地区为减少衬砌内外温度剧烈变化，可在洞口采取保温措施。

J.3 裂 缝 的 处 理

当衬砌产生裂缝和渗漏时，应先查清裂缝的原因，并根据裂缝的原因、开裂和渗水的程度及其对工程的影响，再决定处理或不处理。

处理的方法，一般采用水泥灌浆或加钢筋网喷浆。此外，也有采用磨细水泥灌浆、化学灌浆和环氧树脂合成物堵塞裂缝等措施。

水工隧洞设计规范

条 文 说 明

目 录

3	总则	93
5	基本资料	95
6	隧洞布置	96
7	断面形状及尺寸	108
8	水力设计	113
9	结构设计基本原则	116
10	不衬砌与锚喷隧洞	118
11	混凝土和钢筋混凝土衬砌	126
12	预应力混凝土衬砌	131
13	高压钢筋混凝土衬砌岔洞	134
14	封堵体设计	137
15	灌浆、防渗和排水	139
16	观测、运行和维修	141

3 总 则

3.0.1 本标准根据 GB50199（简称水工统标）的规定，对 SD134—1984（简称原规范）进行修订，并结合近十多年科学研究成果及工程实践经验增补了有关内容。为规范水工隧洞的设计，贯彻国家的有关政策提供了依据。

3.0.4 对围岩进行稳定分析是目前围岩加固设计中的一种方法，通常采用工程类比法和块体平衡法，对软弱破碎围岩、特殊地质条件下的大跨度隧洞，还需配合有限元法分析计算。

3.0.5 本标准对水工隧洞结构设计的基本规定，是根据 GB50199 规定的极限状态设计原则及其方法制定的。

水工隧洞支护设计计算的极限状态分为承载能力极限状态和正常使用极限状态两类。

极限状态表达式采用作用（荷载）标准值及其分项系数、材料性能标准值及其分项系数、设计状况系数、结构重要性系数和结构系数表示。

3.0.7 本条规定与原规范 7.1.3 条规定基本相同，补充了掘进机施工的技术要求。

原规范该条文列于不衬砌与锚喷章节中。工程实践证明，开挖方法不仅对不衬砌、锚喷隧洞有影响，而且对混凝土、钢筋混凝土衬砌的隧洞也有影响，故将本条加以补充列于本标准总则中。

采用钻爆法开挖时，本标准规定必须采用光面爆破。光面爆破的优点是：隧洞开挖造形好，岩面平整，起伏差小，对围岩扰动轻微，岩壁上明显的延伸较长的爆震裂隙较小。工程实践证明，岩面起伏差可控制在 11cm 以内，光面爆破引起的围岩松动圈深度仅为普通爆破法的 $1/3 \sim 1/2$ ，一般都在几厘米到 1.0m 左右，

DL / T 5195 — 2004

对围岩稳定和维护原有围岩的强度具有明显的作用。对减小糙率系数，减少水头损失有利。对光面爆破的质量要求，应符合 DL/T5099 的有关规定。

5 基本资料

5.0.1 本条规定与原规范 2.0.1 条的规定基本相同。增加了对动能指标和生态环境资料的要求。

5.0.2 本条规定与原规范 2.0.2 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必须切实可靠，故应根据各设计阶段的规定，在现场进行试验，以落实设计数据，保证设计质量。

5.0.3 本条规定与原规范 2.0.3 条规定基本相同。地质资料的重要性及条文中提出的在开工前要掌握的地质情况，是从长期工程实践的经验教训中得来的，设计时应予以重视。对不同的设计阶段，可根据其要求，由粗到细，逐步摸清，达到条文中所规定的要求。

5.0.4 本条规定与原规范 2.0.4 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，应加强观测，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，是非常必要的，不应忽视。

6 隧 洞 布 置

6.1 一 般 规 定

6.1.1 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，造成的事故和遗留的隐患不在少数，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。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，应经过可能方案的技术经济比较选定。

6.2 洞 线 选 择

6.2.1 本条规定与原规范 3.1.3 条规定基本相同。

（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。实践证明这一原则是正确的。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。

（2）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° ，但在工程实践中，理想的条件是很少能够办到的，在 SD134—1984 规范编修

中，曾以碧口水电站为例，对这一问题进行了调查、分析研究。碧口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。根据上列情况，提出本条规定。

(3) 洞线布置应考虑地应力方向，例如，二滩水电站，2 号、4 号探洞三维地应力实测资料分析，最大主应力方向为北东 30° 左右，如选取北东 30° 方向为 x 轴，北西 60° 方向为 y 轴， z 轴铅直向上，根据实测值算出这种位置的各种地应力参数，列于表 1 中。

表 1 NE 30° 方向地应力参数表

测点 6	σ_x MPa/cm ²	σ_y MPa/cm ²	σ_z MPa/cm ²	σ_x/σ_z	σ_y/σ_z	σ_x/σ_y
2-6-1	23.2	6.4	8.0	2.9	0.80	3.63
2-6-2	9.4	5.4	9.6	0.98	0.56	1.74
2-6-3	9.9	6.3	15.6	0.63	0.40	1.57
2-6-4	21.2	9.3	15.1	1.40	0.62	2.28
2-6-1	23.9	13.9	20.9	2.19	1.28	1.71
2-6-2	32.8	17.9	15.7	2.19	1.12	1.86

从表 1 中数据可以看出，两个水平应力分量都不相等，而且相差很大，如果洞轴线选在 x 轴方向，边墙将受到小的侧向压力，若选在 y 轴上，边墙上将受到大的侧向压力，两者相比，后者边墙上单位面积所受的侧向压力，为前者的 1.57~3.63 倍，显然洞轴线选在接近 x 轴向，边墙所受侧压较小。据此分析，并结合考虑了地质构造线方向进行了厂区洞群布置。结果开挖施工进行顺利。有关专家一致评价，二滩水电站厂区洞群布置是成功的。

由上列分析，隧洞轴线的布置，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很全面的, 还应注意与地应力场中最大水平主应力方向的关系。

6.2.3 隧洞在岩体中埋设的深度, 即洞顶以上岩体的覆盖厚度和山体岸边一侧的岩体厚度, 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即有突然的改变。故在设计中应结合具体情况, 综合分析确定。

1 隧洞的进、出口洞段及无压隧洞的围岩覆盖厚度。近年来在这个问题上有很大的突破, 在规范的编写中调查了 19 个工程的进出口, 其最小覆盖厚度均不足 1.0 倍的洞径, 其中碧口水电站右岸泄洪洞出口围岩覆盖厚度仅为洞宽的 1/10。覆盖厚度小, 洞口围岩仍能维持稳定, 这里的关键是采取了合理的施工程序和工程措施, 其结果是减少了明挖, 争取了工期。

表 2 部分水电站进出口围岩厚度 / 开挖洞跨工程实例

序号	工 程 名 称	洞顶围岩厚度/ 开挖洞宽	序号	工 程 名 称	洞顶围岩厚度/ 开挖洞宽
1	碧口右岸泄洪洞出口	0.1	11	花凉亭泄洪洞进、出口	0.5~0.7
2	碧口左岸泄洪洞出口	0.6	12	响洪甸泄洪洞进口	0.8
3	石头河泄洪洞出口	0.5	13	丰满 1 号泄洪洞出口	0.6
4	乌江渡左、右泄洪洞出口	0.5	14	丰满 2 号泄洪洞出口	0.7
5	乌江渡放空洞进口	0.9	15	映秀湾引水洞进口	0.9
6	毛家村泄洪洞进口	0.2	16	潭岭引水洞进口	0.8
7	绿水河泄洪洞进、出口	0.6	17	古田溪三级引水洞进口	0.3
8	陆浑泄洪洞进出口	0.8~0.5	18	湖南镇引水洞进口	0.7
9	新丰江泄洪洞出口	0.7	19	太平哨引水洞进口	0.9
10	松涛泄洪洞口	0.3			

根据上列情况，本条提出对有压隧洞进出口段、无压隧洞及进出口洞段的围岩覆盖度不做具体的规定。

2 对于有压隧洞，特别是高压隧洞，欲利用围岩的承载能力，则围岩覆盖厚度是设计中应该注意的重要问题之一。原规范 3.1.4 条规定一般按洞内静水压力小于洞顶以上围岩重量的要求确定。在本次规范的修改中，对此问题进行调查和专门的研究。现国际通用准则有覆盖范围的垂直向准则、雪山准则及挪威准则。

1) 垂直向准则（如图 1 所示）：

$$C_{RV}\gamma_R \geq Fh_S\gamma_W \quad (1)$$

式中：

C_{RV} ——围岩覆盖厚度，m；

γ_R ——岩体重度，N/m³；

h_S ——洞内静水压力水头，m；

γ_W ——水的重度，N/m³；

F ——经验系数。

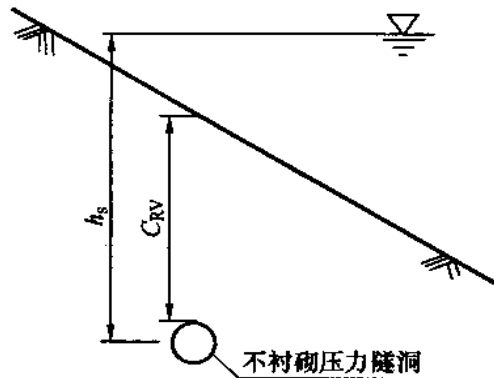


图 1 压力隧洞覆盖范围的垂直向准则

2) 雪山准则（如图 2 所示）：

对于比较陡峭的地形，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[Dann et al, 1964]。

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

$$C_{RV} = h_s \gamma_w / \gamma_R \quad (3)$$

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/m^3 ;

γ_R ——岩体重度, N/m^3 。

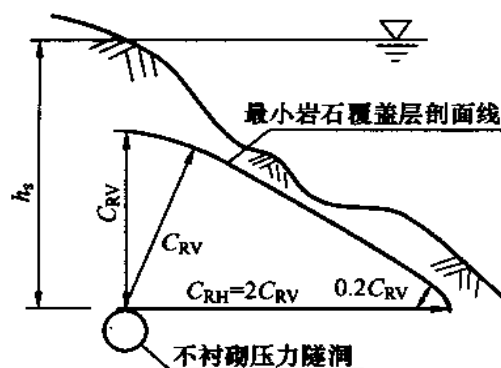


图2 不衬砌压力隧洞覆盖范围的雪山准则

3) 挪威准则(如图3所示):

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]。关于经验系数 F 的取值问题,宜根据围岩情况确定。

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

式中:

C_{RM} ——岩体最小覆盖厚度(不包括全强风化厚度), m;

h_s ——洞内部水压力水头, m;

γ_w ——水的重度, N/m^3 ;

γ_r ——岩体重度, N/m^3 ;

α ——地表岩体坡角, $\alpha > 60^\circ$ 时取 $\alpha = 60^\circ$;

F ——经验系数。

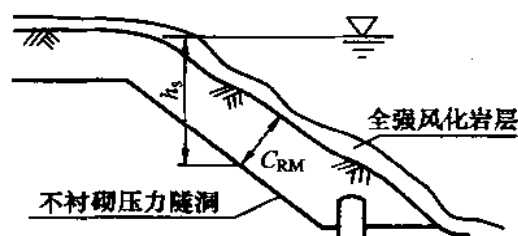


图3 不衬砌压力隧洞覆盖范围的挪威准则

对岩体坡角从 $0^\circ \sim 70^\circ$ 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, 它随着坡角的增加而覆盖厚度增加, 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均更合理。根据国内工程的经验, 本标准推荐采用挪威准则。

3 足够的覆盖范围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, 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。

6.2.6 在选择水工隧洞的线路时, 不允许隧洞与其附近的建筑物相互影响。如隧洞线路穿过坝基或坝肩时, 不允许隧洞对坝的基础应力、浮托力……等产生影响; 在水工隧洞与铁路隧洞交叉时, 不允许影响水工隧洞的围岩稳定, 或造成铁路隧洞内发生渗漏水等现象; 又如施工导流隧洞的布置, 应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决定。当隧洞与建筑间厚度不能满足要求时, 应设法避开或加大厚度, 否则必须采取工程措施。

6.2.7 洞线穿过河谷时，应根据具体地形、地质条件，进行绕沟和跨沟方案的技术经济比较确定。

6.2.8 水工隧洞的线路宜布置为直线，若采用曲线布置时，弯道的缓急影响隧洞的流态、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是洞线转角和曲率半径。在本标准的修订过程中，从水力学因素考虑，对一些资料进行了分析研究，资料显示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，其损失系数较小。对于洞线转角，则显示转角越小，其损失系数越小。另据工程调查，转角采用不大于 60° ，曲率半径不小于 5 倍洞径，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适当降低要求。

高流速无压隧洞设置平面弯道是极少的，原因是弯道内流态很差。例如我国陕西省石头河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 150m 和 300m，洞宽 7.2m。从模型试验观测到，当流速 27m/s 时，断面左右最大水面差达 5m~6m；弯道末端直段 40m（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，应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，据碧口水电站左岸泄洪隧洞模型试验资料，转角 $56^\circ 05'$ ，曲率半径 80m，大于 5 倍洞径，在流速 21m/s 的情况下，弯道压力分布不均，两侧压差达 4m，至弯道后直段上 5 倍洞径处，两侧压差尚有 1.5m，10 倍洞径处还有 0.5m，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应注意弯道问题，但要求可比无压洞适当降低。

6.2.10 在选择水工隧洞线路的纵坡时，使选取的纵坡应满足水力条件、运行和维修的要求，并应考虑施工的方便。在水力条件方面，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。

关于压力分布，特别在陡坡段反映较为敏感，对高流速无压隧洞极为不利。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。此外反坡还会造成洞内淤沙积水，给维修增加困难。故本条规定在洞身段内不宜设置平坡，避免设置反坡。出口段如设置反坡时，应注意做好检修期的排水措施。

6.2.12 在长隧洞中为了便于施工，加快施工进度和均衡各段的工程量，必须设一些施工支洞。根据我国施工情况调查，每个掌子面距支洞口的最大距离，大约控制在 2000m 左右。施工支洞的合理布置与主洞线路布置关系密切，故本条强调应进行技术经济比较确定。

6.3 进出口布置

6.3.1、6.3.2、6.3.3 及 6.3.5 进出口布置系隧洞工程的一个主要组成部分，在布置中应重视以下几个方面：

1 满足洞口的功能：

- 1) 在电站各种功能、各种运行水位下，必须满足过水流量的要求。
- 2) 在水道系统、发电厂房发生事故或检修时，可及时下闸截断水流。
- 3) 应具有拦截泥沙和污物的功能。

2 一般应考虑的地形条件：

- 1) 洞口地段地形要陡，地面坡度最好要大些。
- 2) 正地形较负地形好，山体雄厚较山体单薄好，山沟里较沟口好，但一般不宜在冲沟处布设洞口，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) 洞口段应尽量垂直地形等高线，交角不宜小于 30° 。

- 4) 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坍塌，以及坡面的危石处理。
- 5) 当地形陡、边坡高的地区布设洞口时，一般应尽量不要削坡或少削坡，必要时可作人工洞口先行进洞，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然后进洞，贯彻“早进晚出”的原则，避免开挖高边坡，破坏原生坡度和地表植被。

3 一般考虑的地质条件：

- 1) 洞口应布置在岩体新鲜、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、破碎带、岩体风化破碎地段，一般不宣布设洞口。
- 4) 洞口应避开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。

根据上列条件，提出了标准的有关条文。

6.3.6 水工隧洞的进口种类。按其用途可分为发电、灌溉、供水、泄洪、排沙、放空及施工导流等；按其工作性质，可归纳为引水及泄水两类；按其水流形态，又可分为开敞式和深水式两种。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 开敞式进水口，多用于拦河闸（坝）拦截引用河道径流的隧洞工程。进口后直接连接明流隧洞，或后接一段明渠再与隧洞衔接。

开敞式进水口的布置，除保证各种情况下的必要引用流量，

以及拦污等一般要求外，由于水库、水文等特点，进水口必须设置有效的防沙、排沙措施，除在布置上应选取有利的地形条件，如将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，通常在进口段都设置有冲沙闸、拦沙坎、沉沙池、冲沙道等水工建筑物。

为了减少进口损失，避免在进口前产生漩涡和回流，布置上必须圆滑平顺。

2 深式短管进水口后接明流隧洞，这时水头损失主要考虑压力洞段的形状阻力，其沿程损失忽略不计。工作闸门前的压力洞段是由入口段、事故检修门槽和压坡段三部分组成。

3 深式长管进水口，这种型式的进水口用于泄洪隧洞，有些布置是从进口到出口皆为有压流的单一式，有些在平面弯道以前为有压流，其后为明流的混合式，两者的布置要求基本相同。已建引水式电站大都采用这种布置，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。进口顶板应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、降低水轮机出力。

在设计短管进水口时，应能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，应通过模型试验验证。

6.3.7 根据抽水蓄能电站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，对其体型设计，要求进水时要逐渐收缩，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应有足够长的直线距离（整流距离），同时应尽量减小转折角、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，整流距离可相对较短。

井式洞口可分为盖板式、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，一般应有适当的高度；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。

6.3.8 该条规定是根据水力学试验及已建工程经验归纳编写的。

6.3.9 这里所指通气问题与掺气减蚀不同。其目的有两点：①为适应无压隧洞中，高速水流水面的自然掺气和水面以上余幅中的空气随水流被带至洞外的需要；②在有压隧洞中，排水时需补气，充水时需排气。如果通气设施安排不当，在无压隧洞内将造成流态不稳。在有压隧洞内，当洞内气压积聚达一定程度时，可能会出现爆炸性的喷发，因而影响结构和周围人员的安全。故当通气考虑不周，不仅要破坏正常泄流，而且会在一切可能的通道内抽气，影响闸门启闭机室或其他交通廊道等的正常操作活动，

同时会增加作用在结构上的意外荷载。为减少通气时的阻力损失，布置通气管路时应尽量减少突变、弯头……等。通气孔应自成系统，且与人孔、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。在通气孔的进气口附近，应设网罩和拦栅等防护设施，以保护周围行人免受强大气流吸力的伤害。总之，通气设施是隧洞中不可缺少的重要组成部分，过去由于缺乏经验，对通气问题估计不足而造成各种事故的工程实例还不少，今后应该重视。

6.4 多用途隧洞

6.4.1 为了紧凑枢纽布置，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矛盾，故一洞多用隧洞的布置，应根据工程地质条件，施工方法，通过试验研究并进行技术经济比较确定。

6.4.2、6.4.3、6.4.4 不同用途的隧洞，其要求和特点各不相同，如利用导流隧洞改建为泄洪隧洞时，应注意研究高流速、防蚀抗磨和防渗问题，故在这几条中明确提出应根据工程的具体条件及其可能性研究临时与永久相结合应该研究解决的问题。

6.4.5 由于地形地质条件的限制，近年来我国有许多利用导流洞改建为泄洪洞的工程。在泄洪隧洞消能方式上采用了多种形式，例如，重庆鱼跳水利枢纽，由于地形条件的限制，采用了地面开启式溢洪道和地下泄洪隧洞联合泄洪，在其建筑物的末端，溢洪道和泄洪洞重叠布置，泄洪时二者水流在空中碰撞消能，减少了对下游的冲刷；再如小浪底水利枢纽，由于消力池处的地形地质条件限制，研究采用了泄洪洞孔板消能，运行效果很好；沙牌、冶勒、仁中海工程均采用漩流竖井消能，目前溪洛渡工程也在研究泄洪洞内采用漩流竖井消能的方式。消能方式，各具有其特点，故本条规定采用时必须结合其特点和要求，进行试验论证。

7 断面形状及尺寸

7.1 一般规定

7.1.1 高压隧洞对于围岩稳定、防渗及水力劈裂等问题要求较高，在岩体的覆盖厚度及其他措施设计方面应予以特别注意；高流速带来的空蚀、磨蚀和冲击波等问题，在体形设计、材料应用上，是不可忽视的。

近年来由于对围岩认识的提高，在工程实践中隧洞承受的压力愈来愈高。国外有内压水头达 1000m 的有压隧洞采用不衬砌的实例。国内也有 600m~700m 的地下岔洞采用钢筋混凝土衬砌代替钢板衬砌的实例。从抗裂设计的观点，衬砌混凝土的允许拉应力小于等于内水压力（ $[\tau] \leq p$ ）时，不论衬砌厚度多大，均无法承受内压力，据此 p 约在 50m~60m 时可满足 $[\tau] > p$ 的要求，另根据工程实践，10m 左右的洞径，内水压力水头不小于 80m 时，衬砌中布设钢筋过多，钢筋间距特密，浇筑混凝土非常困难，质量不易保证。

据国内外统计资料分析，高、低压界限大都采用 80m~100m，本标准规定采用 100m。

关于高、低流速的界限问题，早期国外规范规定为 10m/s，我国 1966 暂行规范中提出流速在 10m/s 以上时即有掺气现象。在低压情况下，过水流速大于（16~20）m/s 时就有可能发生空蚀，如取（16~20）m/s，当体形选择合适，也有可能避免发生空蚀，据此资料，又请专家咨询，在原规范中取（16~20）m/s 作为高、低流速的分界。本次规范修订过程中，收集了近年来的资料表明小于 20m/s 流速的隧洞发生空蚀的实例较少，大于 20m/s 流速的隧洞大多有空蚀破坏情况，故本标准对高、低流速界限的

规定为 20m/s。

7.1.3~7.1.4 总是希望水工隧洞内的水流保持一种型式，不变的流态。即有压流或无压流。如果隧洞内出现明满流交替，且时间较长时，一般将出现空蚀、造成磨损和产生较大的动水压力，这对隧洞的过流能力、洞壁的受力状况、隧洞及其周围建筑物将产生不利影响。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，如盐锅峡导流底孔，在水头 31.08m 时，发生明满流转换，将 3m 厚的混凝土墩洞穿，对工程造成严重影响。但国内也有少数隧洞如乌江渡、石头河等工程的导流隧洞，曾发生过明满流过渡的工作情况，也未导致破坏。

据上列情况，形成本条规定。

7.2 横 断 面 形 状

7.2.1~7.2.2 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。但衬砌施工不便。高内、外水压力的隧洞都宜优先选用圆断面。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，亦可采用圆拱直墙式断面。

在外压力较大，地质条件较差的洞段（如Ⅳ、Ⅴ类围岩），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，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。

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，则必须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存在的，难以对它调整，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，唯一可以调整的只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。这就是说可以用调整隧洞横断面的高宽比，来改善围岩的受力。

如果用 $\sigma_H/\sigma_V = \lambda$ (σ_H —水平地应力； σ_V —垂直地应力) 来表示岩体中地应力比值系数，并根据 λ 值的大小把地应力场划分为 $\lambda=0$ 、 $0<\lambda<1$ 和 $\lambda>1$ 三种类型，当隧洞轴线平行于两水平地应力轴线之一时，由理论计算，模型试验可知，如在 $\lambda>1$ 的地应力场中，即水平地应力大的地应力场中，各种断面形状的宽度可以选得大一些，而高度可以低一些。反之，在 $\lambda=0$ 的地应力场中，即垂直地应力大的地应力场中，宽度要尽量小一些，而高度要大一些。因此在选择断面形状时，应注意与地应力场相适应的关系。据此列出本条规定。

7.2.3 水工隧洞中，在不同断面之间应设置渐变段。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，就可减少其扩散角，因此就减少了水流与洞壁分离的程度，这样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可大大降低，故扩散段的圆锥角越小越好。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。

渐变段的角度，据调查，美国垦务局规定最大收缩或扩散角限制不大于 7° 左右。我们在修编工作中，对不同的角度，用可能收集到的方法，进行了水头损失比较计算，从计算结果看，当

角度在 $6^{\circ} \sim 10^{\circ}$ 范围内时, 水头损失系数小。

据调查, 我国对渐变段一般采用直线规律变化的布置, 将边界的最大收缩率或扩散率限制在 $1:8$ 以内, 其长度以洞身直径或洞高的 $1.5 \sim 2.0$ 倍为宜, 由工程运用情况看, 效果很好。

分析上列情况, 本标准中选用有压隧洞圆锥角控制在 $6^{\circ} \sim 10^{\circ}$ 为宜, 渐变段长度不宜小于 $1.5 \sim 2.0$ 倍的洞径 (或洞宽)。

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接头渐变段不宜过多, 否则会加大隧洞的局部水头损失。

7.3 横断面尺寸

7.3.1 水工隧洞的直径选择, 是由动能经济比较决定。在同样地质条件和过水流量一定的情况下, 洞径小而流速大, 则水头损失就大, 电站出力减小; 反之洞径大而流速小, 则水头损失少, 电站出力相应较大, 故选择合适洞径应经过经济比较确定。

7.3.5 隧洞横断面的最小尺寸, 圆形断面的直径由原规范规定的 1.8m , 提高为 2.0m ; 非圆形断面的高度由原规范规定的 1.8m 提高为 2.0m , 宽度由 1.5m 提高为 1.8m , 这是根据我国生活水平的提高, 人们的健康水平的改善, 人的身体增高, 根据有关方面的统计, 对隧洞的最小尺寸进行了修改。

7.3.6~7.3.7 本条规定与原规范 4.3.6、4.3.7 相同。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, 它可以根据掺气水深标准确定, 也可根据清水水深标准确定。

1 据了解, 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% 。

1)、3) 两种都引用于以往的几次规范中。

2 掺气后水面线以上的余幅问题:

1) 洞高的 15%~25%。

2) 隧洞断面积的 15%~25%。

如, 美国一般采用 0.15 洞高, 法国一般采用 0.2 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积, A_0 为隧洞断面积)。

根据上列资料, 并据调查情况, 本次规范的编修中仍然采用了原规范的规定。

8 水 力 设 计

8.1 水 力 计 算 原 则

8.1.1 本条规定水力计算的内容与原规范规定基本相同，由于本标准增加了抽水蓄能电站输水洞的内容，故在本条中增加了水力过渡过程计算。

8.1.2 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，可按附录 C 采用。

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普遍，这样原隧洞的糙率系数 n 值就相应降低了，设这一糙率系数为综合糙率系数，综合糙率系数 n_0 值推荐按下列公式计算。

$$n_0 = n_1 \left[\frac{S_1 + S_2 \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^{3/2}}{S_1 + S_2} \right]^{2/3} \quad (5)$$

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；
- S_2 ——混凝土衬砌周边长。

8.1.4 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。

8.1.5 本条规定是根据工程实践而列出的，其规定与原规范5.1.5条相同。

8.2 高流速过水边界的防蚀设计

8.2.1 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，应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“空化”。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——空化系数 σ 作为衡量水流发生空化可能性大小的指标。

8.2.2 在易于发生空蚀部位或区域，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，其初生空化系数 σ 应当越小越好，应小于在实际工程运用中可能出现的最小水流空化系数 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，甚至可以进一步发展扩大。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凹凸不平，流速大于 $(15\sim 20)$ m/s时，就有可能发生空蚀。

3 对防蚀采用的一些措施，目前常用的有掺气减蚀，衬砌采用防蚀、抗磨材料等。若采用以收缩出口断面积的方法，来消除有压洞内可能的空蚀破坏时，一般应经由水工模型试验确定，在洞内可疑或有潜在危险的地段，使其水流空化系数大于该处的初生空化系数，并留有足够的余地。

8.2.3 一般在高速水流作用下的泄水建筑物，其过水边壁应选用防蚀能力较强的材料。多泥沙河流应考虑采用抗磨损的材料。有些还需考虑采用抗冲击的材料。有关抗蚀、抗磨材料在附录 D 中已作介绍。

9 结构设计基本原则

9.0.1~9.0.4 这几条的内容均系按 GB50199 的规定给出的。对支护的计算和验算内容与原规范基本相同，设计时应根据不同设计状况，考虑不同的加固体系及相应的作用（荷载）效应组合，进行一种或二种极限状态设计。

9.0.5~9.0.6 计算中的各分项系数是根据结构功能函数中基本变量的统计参数和概率分布类型，经可靠度分析，并结合工程经验确定的。对缺乏统计资料的部分，则凭工程经验确定。

（1）结构重要性系数，是用来考虑水工隧洞的重要性和失事后果，分别采用不同的结构重要性系数，该值由 GB50199 规定。

（2）设计状况系数，是用来反映不同设计状况应有不同的目标可靠指标，对应于持久状况、短暂状况、偶然状况，应分别取用不同的设计状况系数，取值与 DL/T5057 一致。

（3）作用（荷载）分项系数，是用来考虑作用（荷载）对其标准值的不利变异，有超载系数的概念，其值由 DL5077 或 DL/T5057 给出。

（4）材料性能分项系数，是用来反映材料实际强度对所采用的材料强度标准值的不利变异，其值取用于 DL/T5057。

（5）结构系数，是用来反映作用（荷载）效应计算模式的不定性和抗力计算模式的不定性，并考虑上述作用（荷载）分项系数和材料强度分项系数未能反映的其他不定性。

1) 利用厚壁圆筒公式计算时的结构系数，是在各种不同材料尺寸和不同作用（荷载）效应组合下，同时考虑到地下工程的复杂性和作用（荷载）的不定性，计算得出。

2) 除上列有压圆形断面计算外，其他断面（圆形无压、城门洞形、马蹄形等），以往均采用混凝土设计规范所给

出的方法和标准，隧洞衬砌本身没有另作规定，故本标准仍然采用了传统的规定，即衬砌的承载能力极限状态设计采用了 DL/T5057 的方法和标准，据此结构系数的取值按该规范的规定取用。

10 不衬砌与锚喷隧洞

10.1 一般规定

10.1.1~10.1.2 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。如我国广西天湖水电站引水隧洞的最大内水压力 6.17MPa，采用了不衬砌隧洞，运行很好；国外有 10MPa 左右的有压隧洞采用了不衬砌。锚喷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，这些工程运行均较良好。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。

10.1.4~10.1.5 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。因此，本标准规定“不衬砌与锚喷隧洞的设计，一般宜按工程类比法，对于 1 级隧洞、直径（跨度）大于 10m 的隧洞，尚应辅以理论计算和监控量测”。

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看做成一个整体进行分析，扬弃了许多传统的计算假设，开创了力学分析的新阶段。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——时间的内在连系，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，就可确定岩体破坏与否，就可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，故本标准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，故本标准建议对于局部易于失稳的围岩宜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。

10.1.6 表 F.1 是按不同地质条件、不同开挖跨度给出的永久性工程的锚、喷支护设计参数。该表中规定的参数是通过上百个工程的实践资料统计分析而获得的，已列入 GB50086，为使用方便，将此表移于本标准。根据预可研阶段的设计深度要求，可依此表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、严重卸荷带、只能按 V 类围岩选定支护参数。但在 IV 类围岩中，开挖直径（跨度）大于 15m，在 V 类围岩中，开挖直径（跨度）大于 10m 时，锚喷支护只能作为第一次（施工安全）支护。对于采用锚喷作第一次支护时，支护

参数可对附表 F.1 中给定的数做适当减小，监测结果需要加强支护时，再适当增大。

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，在预可研阶段很难查清所有的地质问题，在可研阶段可能会遇到更多的地质问题，所以宜根据 GB50287 对地质工作专门进行研究，根据出现的新问题修正围岩分类、调整支护参数，此乃锚喷设计中的重要工作，故在本条中也予以规定。

10.1.7 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，故对进、出口应采用加固措施。

10.1.9 根据工程实践经验，不衬砌及锚喷隧洞浇筑混凝土底板，可减少糙率，并利于检修。近几年来，在清除底部时，有些工程将松动块石也加以清除，清底工程量加大，无必要，仅将弃渣、污物加以清除，并用水冲洗干净即可。

10.1.10 不衬砌隧洞，在长期的运行中，局部掉块，难以避免，喷混凝土局部掉块是有可能的，为了使其不致进入水轮机，保证电站正常运行，特提出本条规定。

10.1.11 本条是根据工程实践经验而规定的。

10.1.12 洞内长期大面积淋水，不利于喷层与围岩紧密黏结，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，受腐蚀的危害甚于模筑混凝土衬砌。黏土质胶结的砂岩、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，遇水泥化、软化、膨胀，围岩压力大，严重者发生淤泥状流淌，稳定性极差，喷混凝土支护难以阻止其迅速的变形；喷混凝土支护抗冰胀性能较差，严寒和寒冷地区，冻冰地段，不宜采用喷混凝土支护，至于其他特殊要求的隧洞是否采用喷混凝土支护，应根据具体情况确定。

10.2 喷射混凝土支护

10.2.1 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、增黏剂、早强剂的引用，对喷混凝土的力学性质有很大的改善，本标准规定其设计强度等级不应低于 C20。

喷混凝土是依靠同岩面的黏结强度传递应力，所以它同岩面的黏结力至关重要，也是喷层和围岩共同工作的保证。喷混凝土与围岩的黏结强度不仅与喷层有关，还与围岩的强度有关，因此本标准规定：取 I、II 类围岩黏结力不低于 1.0MPa，III 类不低于 0.8MPa。

10.2.2 工程实践证明，当喷层厚度在 0.05m 以下时易收缩、开裂，从而降低喷层的整体性。据此本标准规定喷层的最小厚度不应低于 0.05m。

由于适应围岩变形的需要，要求喷层应具有一定的柔性，喷层过厚增加其刚度，适应变形能力小，而且一次喷层过厚，回弹量大，易于发生喷层脱落，经济上损失大，据此本标准规定喷层最大厚度不宜大于 0.20m。

10.2.3 关于锚喷衬砌的允许流速问题，提出以下工程实例，供参考：我国已建锚喷衬砌隧洞中的流速一般为 3m/s；南芬尾矿坝的泄洪洞和星星哨水库泄洪洞，洞内最大流速为 7m/s，经过多年运行，未发现破坏；丰满水电站 2 号泄水洞，在闸后 121m 的不衬砌段中，沿断层处采用了锚喷加固，洞径为 10.2m，洞内流速为 13.5m/s，进水口采用水下岩塞爆破开通后，经短期过水，未见破坏；国外墨西哥奇森水电站两条导流隧洞使用喷混凝土衬砌，洞内流速约为 12m/s，运行 2 年后，其中一条底部出现少量的局部冲蚀，其他情况均好；前苏联莫斯科夫 (B.M. MOCKOB) 建议，当采用喷混凝土做平整衬砌时，其厚度不能小于 0.05m，不平整度不能大于 0.15m，流速不能超过 10m/s。锚喷衬砌的允

许流速，目前国内资料较少，考虑到高速水流问题，故本标准规定允许流速不宜大于 8m/s。

10.3 喷钢纤维混凝土支护

10.3.1~10.3.5 在流变性较大的岩体中，为适应较大变形的需要，在喷混凝土中掺入 3%~6% 的钢纤维是有效的措施。实测资料表明，在喷混凝土中掺入适量直径(0.3~0.5)mm，长度(20~25)mm、强度不低于 380MPa 的钢纤维，喷混凝土的抗拉强度可提高 30%~60%，抗弯强度可提高 30%~90%。

但由于钢纤维的加入，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于喷层表面，易于锈蚀，因此需要在其喷层表面再喷 0.03m~0.05m 混凝土加以保护。

10.4 锚杆（锚束）支护

大量工程实例证明，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，对于整体坚硬完整，但有局部松动块的围岩，宜采用锚杆加固，若松动范围较大且较深，可采用锚束加固；对于局部软弱的岩体（如断层，节理密集带等），可采用锚杆（锚束）加固，还可布设钢筋网，必要时还宜进行固结灌浆加固。

10.4.1~10.4.2 在洞室围岩中易于发生失稳的部位，可归纳如下：

(1) 当结构面和洞壁切线方向平行或交角较小时，沿这一结构面容易发生剪切破坏；对于层面水平的岩体，顶拱易于失稳，边墙比较稳定；倾斜的岩层，层面与洞壁相贯的部位易于失稳；当夹角接近正交时，一般比较稳定。

(2) 洞室边墙与倾斜的结构面相交，若倾斜角大于结构面

的摩擦角，结构面向洞室一侧倾斜的洞壁是很难自稳的，必须予以加固；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，结构面与拱座的斜切面平行的部位，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) 对于倾斜产状的节理体系，浅埋洞室比中等埋深洞室的破坏范围要大。

(4) 当结构面有许多组并且都是倾斜产状时，顶拱及边墙都容易失稳破坏，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。

分析上列情况，易于破坏的位置不同，其锚杆对不稳定岩体的抗力亦不同，故分为拱腰以上的锚杆及拱腰以下边墙上的锚杆分别进行计算，计算方法与原规范相同，但采用了分项系数的原则。

另外，采用的锚杆类型不同，其计算方法略有出入，在本条中亦单独列出。锚杆的布置方向与岩层走向、结构面的组合情况密切相关，在设置锚杆时应引起注意。

10.4.3 锚杆（锚束）是防止岩块塌落、滑动等不稳定岩体的加固措施。在设计时应根据结构面的位置、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，计算方法见 10.4.1 条。锚杆长度宜不等长，但都应伸入到稳定的岩层中，锚杆在稳定岩层中的长度，应根据需要提供的阻滑力大小计算决定。计算时应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，经济合理地确定其长度。锚杆的间距应根据滑动范围和需要提供的总锚固力大小确定。

10.4.4 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。锚杆长度要穿越围岩的松弛区，并在稳定的围岩中有 1.0m 以上的锚固长度，间距不大于锚杆长度的 $1/2$ ，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，使一定深度的围岩形成拱形承载体。在 III 类以上围岩中，节理裂隙发育较差，规定锚杆间距不大于锚杆长度的 $1/2$ ，可保证一根锚杆穿越若干条节理裂隙，锚杆使各个结构面联成整体，可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，锚杆间距大时就不能完全保证将围岩中的各个结构面用锚杆咬合连接，因此本标准规定在不良围岩中，无论采用多长的锚杆，其间距不宜大于 1.0m。

10.5 锚 喷 挂 网 支 护

10.5.1~10.5.3 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。钢筋网与锚杆应连接牢固。钢筋网如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。据此分析提出本条规定。

为了保证钢筋网不锈蚀，钢筋网应有一定的保护层厚度，本标准按照混凝土构件的要求，规定不宜小于 0.05m。

10.5.4 V 类围岩、断层带、断层影响带、卸荷带及节理密集带，由于岩体软弱破碎，再加上构造影响，开挖后变形发展迅速，仅靠钢筋网、锚杆及喷混凝土支护不足以抵抗围岩有害变形的发展，需要采取刚性较大的综合性支护措施，才能抑制有害变形的发展。联合支护包括钢拱架、锚杆、钢筋网喷混凝土支护，这是目前我国在不良围岩开挖施工中常用的方法。

采用钢拱架、锚杆、钢筋网喷混凝土支护时，钢拱架间距不

宜过大，而且应与围岩紧密结合，其底脚应埋入岩体中，这样可以使钢拱架迅速起到承载作用，有效的抑制变形的发展。

10.6 组合式支护

10.6.1 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。根据新奥法的观点，为了节约投资，加快施工进度，可考虑一、二次支护相结合，施工安全支护与永久支护联合工作，故在本标准中予以明确规定。

10.6.2 在支护措施中施工安全支护与永久性支护要统一安排，考虑其共同承担荷载。如根据监控量测资料分析，第一次支护能够满足围岩稳定要求，二次支护时，可不计或少计围岩的压力。

11 混凝土和钢筋混凝土衬砌

11.1 一般规定

11.1.1~11.1.3 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和减少水头损失，承载是为了加固围岩，单独、或与围岩、或与第一次支护共同承担荷载。

11.1.4 本条所提最小厚度是从施工要求出发，使施工质量得以保证。原规范规定，单筋混凝土厚度不宜小于 0.25m，双筋不宜少于 0.30cm。在本标准修改中，据有关专家的意见，认为该厚度偏少，施工困难，不宜保证质量，根据工程实际，将最小厚度调整为 0.30m、0.40m。

根据国内已建水工隧洞统计资料，各类隧洞所采用的混凝土标号：低压引水隧洞绝大多数采用 150 号；高压引水隧洞采用 200 号；泄洪隧洞几乎都是采用 200 号以上，有的采用 300 号；对于高流速泄洪隧洞的过水部位，还要求提出抗磨耐蚀的规定，这是原规范的标准。本标准修改中仍然采用了这一数据，但根据现行 DL/T 5057 规定，将原规范标号的名称改为混凝土强度等级，在确定等级时作了两点重大修改：

(1) 混凝土试件标准尺寸，由边长 200mm 的立方体改为边长 150mm 立方体；

(2) 混凝土强度等级确定原则由原规范规定的强度总体分布的平均值减去 1.27 倍标准差（保证率 90%），改为强度总体分布的平均值减去 1.645 倍标准差（保证率 95%）。混凝土标号 R (kg/cm^2) 与混凝土强度等级 C （计算值）的关系及本标准用值如下表所示：

表3 R与C关系表

原规范混凝土标号 R	150	200	250	300	400
对应 DL5108 混凝土强度等级 C	C14	C19	C24	C29.5	C40
本标准取值	C15	C20	C25	C30	C40

11.1.5~11.1.7 原规范规定“若隧洞衬砌开裂后，内水外渗将危及围岩和相邻建筑物的安全时，应按抗裂设计，否则可按限裂设计。”但根据工程实际和大量试验资料表明，按抗裂设计由于混凝土抗拉强度设计值较低，即使衬砌设计得很厚，仍然控制不了裂缝的出现。鉴于在防渗上还有其他更有效的措施，如固结灌浆、预应力混凝土衬砌，钢板衬护等，故在本标准修改中，取消了抗裂设计，推荐按允许开裂设计。

11.2 作用（荷载）和作用（荷载）效应组合

11.2.2 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，应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，可不考虑其作用（荷载），当有不利裂隙切割时，应考虑局部不稳定块的掉落和滑移作用。对于这类岩体，必要时应考虑其地应力作用。

围岩压力和地应力的取值及其分项系数按 DL5077 确定。

11.2.3 流变及膨胀性围岩，开挖后变形量大，且延续时间较长，常出现有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，不宜一次完成永久支护，因此宜采用复合式支护，并宜采用圆形断面或马蹄形断面。初期支护可及时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，可保证隧洞长期稳定，并注意采取必要的防水措施。

这类围岩的地质条件比较复杂，遇有这类围岩时应加强观测，结合具体情况，采取具体的措施，故本条强调进行专门研究确定。

11.2.4 隧洞不同部位内水压力标准值的选用，由于水文资料已进行了概率分析，故在此沿用传统的水工结构计算原则和方法，其值由特征水位确定。

11.2.5 地下水压力是设计和各类水工设计标准编写中最关注的一个重要问题。几十年来国内外专家、设计和科研部门都作了大量工作，亦提出些成果在工程中试用，但由于这一问题的复杂性，难以提出新的规定纳入规范，故在本标准修改中遵照 DL5077 的有关规定。

当为抵御高地下水压力而需要增加衬砌厚度时，我国的经验是在满足 6.2.3 条第二款有关覆盖厚度规定的条件下，可采用排水措施降低外水压力，但对于不良地质洞段应予以慎重对待。

对于水文地质条件复杂的重要隧洞，建议进行专门研究，确定外水压力。

11.2.6 温度变化、混凝土收缩、膨胀和灌浆压力等对衬砌的影响，我国传统的办法是采用施工措施和构造措施来解决。

11.2.7 施工荷载按实际情况决定。

11.3 衬 砌 计 算

11.3.1 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地工作，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。衬砌的计算也应与围岩类别相适应，不同的类别，应当采用不同的计算理论。根据实践经验，提出本条规定。

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，适当考虑围岩的作用。以往设计中主要采用这一

原理。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，许多书籍上都有所介绍，可参照使用。

若将衬砌与围岩当作一个整体来研究，这是以研究围岩为主的方法。本标准中规定按具体情况运用有限元方法进行计算。岩体千变万化十分复杂，加上断层、节理、层面等地质构造的存在，使其更加复杂，而对这些构造面又必须加以重视，有限元对这些复杂情况基本上能模拟，可得出较为符合实际的分析结果，因而成为水工隧洞应力分析的工具。因此本条规定的隧洞尺寸较大，地质条件复杂时，可采用有限元法计算。

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，本次标准修订中仍保留了该方法，列入附录。

对其他断面形状的有压、无压隧洞衬砌静力计算，二十余年来采用边值数值解法，得到广大设计人员的信任，故本标准仍予以推荐使用。

11.3.2 据工程实践，洞口段偏压属地形影响产生的，洞身段偏压属地质构造产生的。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研究决定。

11.3.3 在平行布置多条隧洞时，施工开挖将引起岩体及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，故必须予以考虑。

11.4 衬 砌 分 缝

11.4.1 不同的建筑物如进、出口等，由于其承受作用（荷载）的不同，对衬砌结构的影响是有区别的。又如穿过大断层、软弱破碎带等洞段与其连接的洞段受其围岩的影响也是不同的，故要求在其间应设置变形缝，这是我国传统采用的有效措施。根据近

年的工程实践，也可采用波纹补偿器以适应不同地质条件、不同建筑物的互相影响。

11.4.2 据调查，围岩条件均一的洞段，接缝段的长度有的仍然采用 6m~10m，有的采用 20m~30m，亦有采用 50m 以上的情况。采用钢模台车浇筑时，一般为 9m~12m，采用拉模浇筑时一般分段长度都较长，DL/T5057 规定对于地下涵管为 20m~25m，并提出经温度作用计算、沉降计算或采用其他可靠技术措施后，伸缩缝间距可不受 20m~25m 规定的限制。事实上衬砌与围岩密贴，且结合牢固，它与地面结构不同，其伸缩缝间的长度不能按地面结构规定，以计算确定。但工程实践亦反映，当采用高标号混凝土时，分段长度即使是少于 6m，衬砌开裂情况亦很严重，故分段长度应结合围岩条件、工程情况、施工方法和施工能力等综合分析确定，一般仍宜采用 6m~12m。希望在工程实践中不断总结归纳，提出更合适的规定。

11.4.3 衬砌浇筑一般应先浇筑底板，后浇筑边墙、顶拱。但习惯上常采用先顶拱，后边墙、底拱的浇筑程序。采用这样程序施工时，应对反缝处理作专门设计，加强缝面结合。在反缝中设置止水，但止水易有死角，造成混凝土浇筑不满，形成漏水通道。工程实践证明，反缝面都是衬砌结构中的薄弱面，应予注意。

11.4.4 为了保持结构的完整性，防止内水外渗，特提出本条规定。

12 预应力混凝土衬砌

12.1 一般规定

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技术和施工机具。在国外实践经验基础上，我国在近年也进行了一系列的研究和应用。其中白山工程采用了压浆式混凝土衬砌，小浪底工程采用了后张法无黏结预应力混凝土衬砌，清江隔河岩和天生桥采用后张法有黏结预应力衬砌，通过工程实践，使我国应用预应力混凝土衬砌已达实用推广阶段。

标准中的规定是根据国外资料及我国白山、隔河岩和小浪底工程的实践经验归纳整理列出。

12.1.1 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（如小浪底工程），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。

12.1.2 预应力混凝土衬砌的种类很多，归纳起来，根据产生预应力的方法不同，可分为两大类：一为依靠围岩约束，用灌浆方法来产生预应力的混凝土衬砌，我国白山工程采用的就是这一种；另一类是配置加载装置，用机械方法产生预应力，我国小浪底工程和隔河岩工程采用的是这一种。

12.1.3~12.1.5 本条内容是根据 DL/T 5057 有关规定，经整理纳入本标准。

12.2 压浆式预应力混凝土衬砌

12.2.1 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统计见表 4。

表 4 衬砌厚度统计表

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
前南斯拉夫拉耳	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
中国白山原型试验	8.6	0.6	14.3
中国白山 1 号引水洞	8.6	0.6	14.3

12.2.2 为了保证衬砌的抗裂功能，在确定预应力的数值时应有一定的安全裕度，以使衬砌在承受运行期间作用（荷载）的情况下不致发生拉应力。考虑到预加压应力值会因混凝土和岩层徐变而降低，其数值必须大于衬砌中由于内水压力而产生的拉应力。初估时灌浆压力不宜小于最大内水压力的 $1.5 \sim 3$ 倍，标准中归纳为 2 倍。

本条推荐数值，是参照白山工程引用数据，确定这一数据时应通过计算和实验确定。

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

12.3 环锚式预应力混凝土衬砌

12.3.2 后张预应力混凝土衬砌分有黏结预应力混凝土衬砌和无黏结预应力混凝土衬砌两类。有黏结预应力混凝土衬砌设计中，必须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黏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，采用有黏结后张预应力技术，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。小浪底工程采用无黏结预应力技术，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。与有黏结预应力技术相比，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和减少了工程量。就小浪底工程实践而言，采用无黏结预应力系统较原有黏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，无黏结预应力混凝土衬砌具有经济合理、可靠性高，施工简便等特点，故本条提出采用预应力混凝土衬砌时，宜优先选用无黏结后张预应力混凝土衬砌。

12.3.3~12.3.5 这几条的内容是根据 DL/T5057 有关规定及我国工程实践经验而归纳列出。

13 高压钢筋混凝土衬砌岔洞

13.0.1 根据国内外 13 个高压钢筋混凝土衬砌岔洞的实践经验（见表 5），最高静压力水头为 690m，主洞最大尺寸为 10.7m，支洞最大尺寸为 5.8m。高压钢筋混凝土衬砌岔洞已达实用阶段，故本条规定经技术经济论证，允许采用该型式的岔洞。

表 5 国内外已建成高内压大尺寸分岔洞混凝土衬砌有关工程特性

序号	工程名称	国家	装机容量 MW	分岔段静水头 m	分岔方式	主/支洞内径 m	衬砌厚 m	围岩特征			
								岩石	埋深 m	变形模量 GPa	最小主应力 MPa
1	Dinorwic	英国	6×300	590	1→6	9.5/3.8	1.0	板岩	400	50	9.0
2	Kvildal	挪威	4×300	465		13.11		片麻岩			
3	Montezic	法国	4×225	400	2×1→2	5.3/3.8	0.4/0.75	花岗岩	400	30	14~20
4	Conan Mt	美国	6×280	289		11.3		片麻岩		42	5.5
5	helms	美国	3×350	573	1→3	8.29/3.8	0.69	花岗岩	350	27.6	3.4
6	Bath County	美国	6×350	410	3×1→2	8.69/5.5	0.6	砂页岩	315		
7	Raccon Mt	美国	4×350	310	1→2→4	11/7.4/3	0.45		270		
8	Northfield Mt	美国	4×250	248		9.45			200		
9	Bear sramp	美国	2×300	235	1→2	7.62					
10	Bad Creek	美国		365		9.0	0.3/0.45	片麻岩			
11	Rocky Mt	美国		690	1→3	10.7/5.8					
12	广州	中国	8×300	542	2×1→4	8.0/3.5	0.6	花岗岩	465	25~40	6.2~6.6
13	天荒坪	中国	6×300	610	2×1→3	7.0/3.2	0.6	凝灰岩	500	59	9.5~11.1

13.0.2 岔洞是水工建筑物的主要部分，其设计等级应与高压隧

洞一致，故在本条中予以明确规定。

13.0.3 分岔段的布置、型式和尺寸，在现行 DL/T5141 中已有详细的规定，故在本标准中不再重复，应按现行 DL/T5141 有关规定执行。

13.0.4~13.0.5 根据工程实践，高压岔洞处的围岩条件有以下特点：

(1) 分岔洞岩质坚硬，为新鲜岩石，其变形模量大于或等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，衬砌出现裂缝的宽度将受到围岩的约束限制。

(2) 围岩透水性微弱。钻孔压水试验的渗透率宜小于 1Lu ，或者通过灌浆后能达到小于 1Lu 要求。

(3) 岔洞段范围内无断层或大裂隙穿过。若有断层，其规模不大，且无夹泥充填。

(4) 岔洞段范围内无节理密集带，裂隙不发育。

(5) 具有足够的覆盖厚度，围岩应具有一定的初始地应力以抵抗水力劈裂。

(6) 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，在渗流水作用下不产生溶出性侵蚀。

根据上述分析，总结归纳提出了本条规定。

13.0.6 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，而对施工提出了该条规定。

13.0.7 钢筋混凝土不是抗裂材料，高内水压力的钢筋混凝土衬砌，其作用除减糙、限制裂缝的宽度外，最主要的是传递荷载，承担荷载不是依靠衬砌本身，而是依靠围岩。

13.0.8 工程实践证明，对围岩进行固结灌浆，可以减小灌浆圈内围岩的渗透性，提高围岩的整体性和密度，可限制衬砌变形的发展，也可以减少内水外渗，减少水量损失。

13.0.9 关于固结灌浆压力的规定，工程实践中有不同的作法和意见，有人认为在高压隧洞中若取值过高，如 $1.5\sim 2.0$ 倍内水压

力水头，可能会人为造成围岩劈裂；也有人认为，为了保证使衬砌与岩体成为一个整体，则灌浆压力至少需要等于或大于内水压力静水头。广州抽水蓄能电站固结灌浆最大压力 **6.5MPa**（广州抽水蓄能电站分岔段静水头为 **5.42MPa**）。为了防止围岩人为劈裂，固结灌浆压力以小于围岩初始应力场的最小主应力为宜，本标准规定固结灌浆压力等于内水压力的 1.2 倍。

14 封堵体设计

14.1 一般规定

14.1.1~14.1.3 根据我国几十年来的水电建设经验，大部分主洞封堵体是水工结构的组成部分，均设在地质条件较好的洞段，其标准按永久建筑物设计。施工支洞的封堵体按其功能设计，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，应按永久建筑物设计。导流隧洞的施工支洞封堵体主要起临时挡水作用，应按临时建筑物设计。

14.1.4 封堵体作为水工建筑物的组成部分，对其进行合理选型及定位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，对于设计水头较高的工程，可选用受力条件较好的楔式体型，楔式封堵体超载能力很强，龙羊峡和二滩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。

14.1.5 当洞轴线穿过坝体防渗帷幕线时，封堵体应设置在防渗帷幕线上，与其成为整体。若导流洞改建成龙抬头泄洪洞时，封堵体可与其反弧的回填混凝土结合布置，对节省材料缩短工期有利。

14.2 设计计算

14.2.2 封堵体一般都为实体结构，按承载能力极限状态进行设计。

14.2.3~14.2.4 对封堵体进行计算时，目前，主要有两种较简单的计算方法。一是对封堵体基础面进行剪磨计算，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滞力。二是对封堵体底部及两侧进行抗冲切计算。在实际设计工作中，多采用第一种计算方法，故本标准推荐该方法。

14.2.5 对于高压隧洞的封堵体，用有限元法进行计算，通过计算可掌握围岩的应力变化规律。

14.3 构造要求

14.3.1 主要目的是不破坏岩体、简化施工、加快进度。

14.3.2 主要目的是增加封堵体的安全储备。

14.3.4 对封堵体周边进行固结及回填灌浆、接缝灌浆是确保封堵体安全运行的重要手段。一般来讲，封堵体顶部必须回填灌浆。固结灌浆主要针对Ⅲ类围岩以下的洞段。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。封堵体两侧的接缝（触）灌浆应在混凝土达到稳定温度后进行。

14.3.5 主要针对主洞封堵体而言。有了 2m 的搭接长度，封堵体首部的原衬砌结构就形成一种防渗面板，这对控制渗流有帮助。

14.3.7 主要目的是改善水流条件，减小局部水头损失，提高泄流能力。

15 灌浆、防渗和排水

15.1 灌 浆

15.1.1 对于承受内水压力的衬砌与围岩之间的缝隙，必须进行灌浆，才能发挥围岩的承载作用，改善衬砌的受力条件。

15.1.2 回填灌浆范围一般在顶拱 $90^{\circ} \sim 120^{\circ}$ ，这是根据工程实践提出的，灌浆孔深入围岩 0.1m，这是为了钻透衬砌，确保回填灌浆质量。

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，其他部位是否要进行回填灌浆，应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，是由水泥结石来传递的，如果水泥结石松软，就不能传递抗力，势将产生较大的变形，使衬砌破坏。故水泥结石的弹性模量必须保证水泥结石能够起到传递抗力的作用。

15.1.4 有些已建成隧洞的围岩只是部分作固结灌浆，说明固结灌浆应该根据实际条件分析其必要性。

固结灌浆是加固围岩，提高围岩承载能力和减少渗漏的重要措施，特别是对围岩裂隙较发育的洞段进行固结灌浆，对于围岩稳定、保证隧洞安全运行、延长隧洞使用年限起着显著作用。

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。为了防止地下水的侵蚀，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，在稀于 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，设计人员应对隧洞全线的地质条件、水文地质条件作全面分析，确定防渗和排水的合理措施。

15.2.2 工程实践证明，在埋深满足 6.2.3 规定时，为了减少外水压力，在衬砌中设置排水孔，可得到良好的效果。据此提出本条规定。

15.2.3 有压隧洞多采用圆形断面，它有较强的抗外压稳定的能力，所以在低压隧洞中，很少设置排水措施减少外水压力。当外水压力是控制性作用（荷载）时，可以在防渗圈以外设置排水管、排水廊道。近来也有在工程衬砌中打排水孔以减少外水压力，效果比较好，但要求围岩覆盖厚度必须满足 6.2.3 规定。为了阻止围岩中岩屑随水带出，恶化围岩，可在排水孔中设置软式透水管。

当围岩中软弱面充填物有被水溶解和带走的可能时，为保持围岩稳定，则不允许设置排水措施。

16 观测、运行和维修

16.1 观 测

16.1.1、16.1.2、16.1.4 几十年以来，我国建成了大量水工隧洞，在各方面得到了许多宝贵经验。但在我们为修订本标准进行调查过程中，感到可资应用的原型观测成果甚少。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，因线路障碍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，没有进行整理分析，归纳总结。

原型观测资料反映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，应结合工程特点，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。

对观测设备也和其他设计项目一样，没有充分的论证和审批单位的同意，不得任意修改或取消。故本条规定，工程竣工后，将观测设计说明书及竣工报告全部移交运行管理单位，立卷归档，组织力量进行观测。

16.1.3 当今已进入信息时代，在支护设计中，应用监控量测的数据（信息）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，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。

表 16.1.3 给出的允许变形控制标准，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，已列入 GB50086，故本标准亦引用了这一判定标准。

关于本条的规定，主要来源于 GB50086，细节问题，按该标准的规定进行。

16.2 运行和维修

16.2.1~16.2.2 为保证隧洞工程安全运行，发挥工程效益，应结合观测所得资料和运行中工程损坏情况，及时对工程进行维修。设计应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，设计应会同运行管理部门结合自然条件和隧洞设计条件，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。拟定为了隧洞全面维修而定期放空全面检查的方案。

16.2.3 为隧洞投入运行后的日常工程管理和放空检修的方便起见，设计应根据维修、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，应重视维修人员和维修所须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。