

水工隧洞设计经验选编

水工隧洞设计 经验选编

1468

水利出版社

社

水工隧洞设计经验选编

《水工隧洞设计经验选编》编写组

水利出版社

内 容 提 要

本书主要介绍水工隧洞设计、科研和运行中的一些经验，其中有隧洞布置、选型及体型设计；埋藏式压力钢管失稳破坏和事故分析；高速水流气蚀破坏与事故分析；隧洞喷锚衬砌设计；地下建筑物外水压力；圆型有压隧洞各向异性计算等。

本书可供水利水电工程设计、施工和科研人员及大专院校有关专业师生参考。

水工隧洞设计经验选编

《水工隧洞设计经验选编》编写组

*

水利出版社出版

(北京德胜门外六铺炕)

新华书店北京发行所发行·各地新华书店经售

水利电力印刷厂印刷

*

787×1092毫米 16开本 9印张 201千字

1981年12月第一版 1981年12月北京第一次印刷

印数0001—2120册 定价1.00元

书号 15047·4166

限国内发行

前 言

建国以来，水利水电地下工程的建设有很大的发展，积累了不少经验。原水利电力部于一九七八年在广州召开了“水利水电工程地下建筑物设计经验交流会议”，会上交流了水利水电工程地下建筑物的设计经验。本书就是在此会议交流经验的基础上，通过认真总结编写而成的。

泄洪隧洞的高速水流，喷锚衬砌的应用，正确估计外水压力，合理反映围岩各向异性的特征等，都是当前水工隧洞设计中的重要课题。本书选编了这几方面的经验总结，可供从事水利水电工作的同志参考。

本书是在原水电部规划设计管理局副总工程师 奚景岳 同志主持下进行编写的，全书由电力工业部水力发电建设总局潘长龄同志、最后经水利部治淮委员会翁义孟同志统稿校阅。由于水平有限，书中缺点和不足之处，希望读者批评指正。

编 者

一九八一年三月

目 录

前 言

水工隧洞设计的几个问题·····	水利部治淮委员会 翁义孟 (1)
碧口水电站泄洪隧洞设计及初步运行 ·····	原水利电力部第五工程局设计组 (24)
刘家峡水电站泄洪洞气蚀破坏的事故分析及处理措施 ·····	原水利电力部第四工程局勘测设计研究院 李葆鉴 (69)
磨子潭水库泄洪隧洞进口段空蚀破坏原因初步分析 ·····	安徽省水利科学研究所 蒋玉玺 (85)
水工隧洞喷锚衬砌的设计·····	吉林省水利勘测设计院 (100)
各向异性岩层中圆形隧洞在均匀内水压力作用下的内力计算 ·····	原水利电力部第五工程局 石根华 宗家源 吕祖珩 (117)
某水电站地下建筑物的外水压力·····	电力工业部东北勘测设计院勘测总队 (127)

水工隧洞设计的几个问题

水利部治淮委员会 翁义孟

提 要

本文讨论了水工隧洞设计涉及的围岩厚度、埋管抗外压稳定性及有关工程布置的一些问题。指出：围岩承载能力的大小取决于本身的强度和变形特性，特别是围岩的初始应力状态；围岩厚度较小时应按半平面孔口问题考虑它对隧洞衬砌受力情况带来的影响，并且应重视内水外渗问题。介绍了一些埋管抗外压失稳的工程实例，对造成事故的原因进行了探讨和分析。还介绍了一些泄洪隧洞运行中出现的问题，总结了经验教训。

一、关于围岩厚度——应该重视内水外渗问题

关于有压隧洞的围岩厚度问题，《水工隧洞设计暂行规范》提出了两条具体规定，这就是：围岩厚度应大于3倍隧洞开挖直径，不足时应降低弹性抗力系数 k 值；并应大于0.4倍内水压力水头，不能满足时应对围岩承载能力进行校核。这些规定，显然是从围岩承载能力的角度出发，并且是根据“上抬理论”提出的。

工程实践表明，对围岩厚度的要求，除了考虑围岩的承载能力外，同时还应该十分注意内水外渗对围岩稳定性以及地质条件带来的影响。就围岩承载能力而言，“上抬理论”也已是比较陈旧的概念了。

《水工隧洞设计暂行规范》认为，在围岩厚度不足3倍洞径的情况下，采取降低（或不考虑）围岩弹性抗力的办法，就可以反映这种边界条件对衬砌受力情况带来的影响。大家知道，围岩厚度对衬砌受力情况的影响，属弹性力学的半平面孔口问题。当孔洞靠近边界时，在内水压力作用下，孔周切向应力沿周边不是均匀分布的。在衬砌材料的物理力学指标同围岩一致的情况下，可作为均质弹性体考虑，已有理论解^[1]。可以计算出当围岩厚度为4倍至1倍隧洞直径时，孔周最大切向应力分别为无限弹性体圆孔周均布切向应力的1.025至1.25倍，在最大应力点的两边，应力则逐渐恢复为无限弹性体圆孔的切向应力值（图1）。我们曾对衬砌材料同围岩物理力学指标不同的情况，进行了有限单元法分析，了解到在这种情况下，切向应力的分布趋势同均质情况是一致的，只不过应力集中系数有所不同而已。可知，围岩厚度变化带来的影响，是切向应力的局部增高，而不是应力的普遍加大。降低或不计围岩弹性抗力所求得的切向应力普遍增大的结果，是不能反映出上述应力变化情况的。采取这样的办法来处理围岩厚度变化的影响是不妥当的，并且有很大的任意性。应该按半平面孔口问题来考虑。

有关围岩厚度必须大于0.4倍内水压力水头的要求，是以依靠上复围岩的重量来抵挡

全部内水压力使围岩不致向上抬动这一所谓“上抬理论”为依据的。围岩承受内水压力的潜力的大小，取决于围岩本身的强度和变形特性，而不是单靠它的重量，这已为许多工程实践和试验研究所证实。文献^[2]发表的以礼河现场试验成果，对认识这个问题是很有帮助的，值得在这里作一简单的介绍：

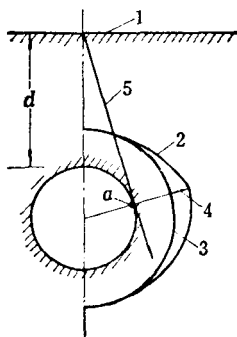


图 1

0—最大切向应力点； d —围岩厚度；1—边界；2—半平面孔口情况的切向应力 σ_t' ；3—无限弹性体圆孔切向应力 σ_r ；4—半平面孔口情况引起的切向应力增值 $\Delta\sigma_t$ ，当围岩厚度为洞径的4~1倍时，为 $0.025\sim 0.25\sigma_t$ ；5—切线

该试验在现场试验洞内进行。试验洞的上复围岩厚度约45米，系破碎玄武岩，节理发育。洞底有一条宽约5~10厘米的裂隙，充填有硅质物、粘土和玄武岩碎砾。洞底以下10米处有一条断层，其中糜棱岩厚度为5~10厘米，破碎带宽1.5米，其下则为半风化的杏仁状玄武岩。洞顶以上8~13米处有一层凝灰岩，已风化成粘土状，厚约30厘米，其上至地表为全风化玄武岩。曾在试验洞邻近用千斤顶法测得岩体弹性模量 $E=(1.03\sim 1.62)\times 10^5$ 公斤/厘米²。在附近测得围岩的初始应力为19.8~22.2公斤/厘米²。

试验洞开挖直径3.2米，钢管内径2.3米，钢板厚12毫米。管外回填混凝土的实测28天强度 $R_{28}=342$ 公斤/厘米²。进行了顶拱岩石与混凝土之间、混凝土与钢管之间的回填灌浆以及围岩的固结灌浆。试验最大压力为139公斤/厘米²。试验结果表明，在120公斤/厘米²水压力作用下，围岩分担了大约100公斤/厘米²的压力，占83%；在139公斤/厘米²水压力作用下，分担了115~120公斤/厘米²的压力，占85%左右。整个试验历时二十余天，最后又在120公斤/厘米²的压力下进行了稳压试验，历时一个多月。在这整个过程中，并未发现钢管周围岩体有“上抬”现象或是任何其他形式的破坏。就以由围岩分担的120公斤/厘米²压力计算，即使是试验洞那样并不好的地质条件，上复围岩厚度也仅为所分担的内水压力水头的3.7%。当然，试验毕竟还是短时间加荷，岩体承载段也比较短，同实际工程尚有区别。但通过这个试验可以清楚地看出，隧洞围岩的承载能力，绝不仅仅取决于其上复围岩重量的大小，而同围岩本身的抗拉强度以及初始应力状况有着密切的关系。所以说，上抬理论是不能真正反映隧洞围岩的实际承载条件的，提出有压隧洞上复岩层厚度必须大于0.4倍内水压力水头的要求，理由是不充足的。

必须指出，上面有关围岩承载能力的试验，是在没有内水外渗的情况下进行的，而一旦出现内水外渗的问题，情况就完全不同了。在内水压力很大，围岩厚度不足的情况下，内水外渗形成高比降渗流将使地质条件恶化，影响围岩的承载能力。因此在这个问题上，应该特别引起重视的是压力斜井内水外渗的问题。在这里回顾一下下马岭和白莲河水电站压力斜井的事故，分析造成事故的原因是有益的。

下马岭压力斜井（见图2），全线通过半风化玢岩，岩体节理裂隙发育，且多为泥质充填。用动力法测得围岩的弹性模量 $E=1.5\times 10^5\sim 2.0\times 10^5$ 公斤/厘米²。压力斜井的内径为5.4米，上部131.6米为钢筋混凝土衬砌，厚度40~70厘米，混凝土标号为200号、

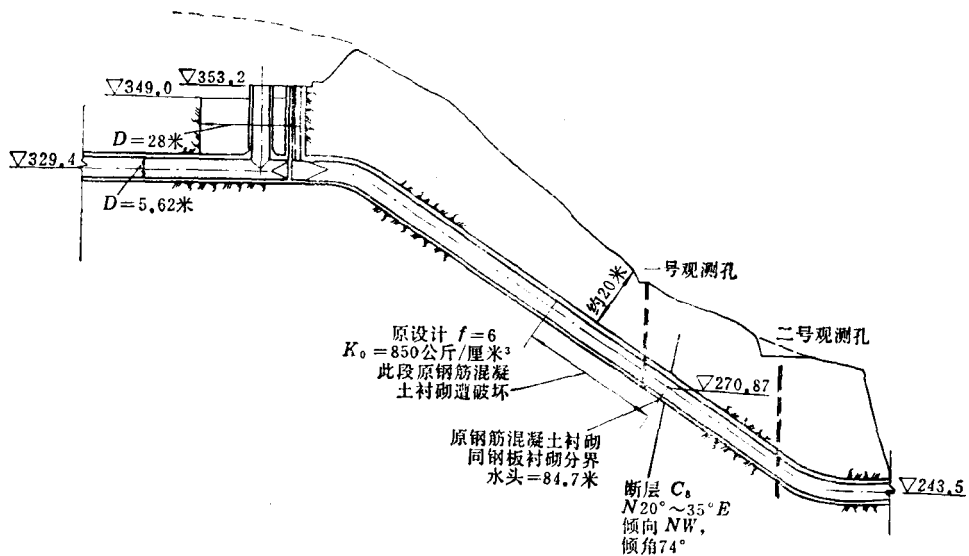


图 2 下马岭水电站压力斜井布置示意图

升管中心至蜗壳起始点全长=207.1米，其中：钢板衬砌长75.5米，混凝土衬砌长131.6米；围岩为半风化矽岩

B_4 ，最大静水头约80米，但此处围岩厚度仅20米左右；其下75.5米为钢板衬砌，斜井段钢板厚度8毫米，水平段8~24毫米，最大静水头约107米。开挖过程中围岩未曾坍塌，没有遇到地下水，岩石裂隙率0.07~0.13，裂隙间距20~50厘米。设计采用的 $f=4\sim6$ 、 $k_0=340\sim850$ 公斤/厘米²。衬砌完成后进行了压力为2公斤/厘米²的回填灌浆和压力为5公斤/厘米²的围岩固结灌浆。但衬砌混凝土多蜂窝、冷缝和裂缝，回填灌浆质量很差，空洞多未灌满，事后在这里开挖竖井检查也证实了这一点。

工程完成后于1961年2月10日充水发电^[3]。第三天，厂房后山坡的岩层裂隙就有局部漏水的现象。一周后，测得其中一处的漏水量为0.8升/秒，并且在山坡上发现有三条新张开的裂隙，宽约9.5毫米。次日漏水量增至1升/秒，宽度扩大至12.3毫米。27日停机检查，发现钢筋混凝土衬砌与钢衬接头处的钢板被卷起，有一些灌浆孔没有封堵。显然，这些都是内水外渗引起山坡漏水和岩石裂隙张开的通道。遂对接头损坏部位进行处理，并补作18个孔的固结灌浆。其中有4个灌浆孔吸浆较多，吸浆量最大的一孔耗干料约7700公斤，这说明围岩内存在较大的局部空隙。后来在山坡上钻了两个地下水位观测孔，发现观测孔水位同压力斜井的充水有直接联系，并随气温变化：5、6月份以后气温较高时，水位逐渐下降，10、11月以后气温下降，孔内水位则逐渐上升，甚至溢出孔口。一号观测孔的溢水量为0.15~0.33升/秒。这些现象表明，内水很可能是通过混凝土衬砌的裂缝外渗的，虽经上述处理，尚未能堵住漏水通道，且渗流比降很大。1962年10月以后又在压力斜井下面开挖排水廊道，这时廊道顶部及两壁均出现渗水。就这样，随着压力斜井断续充水，靠山坡一面的围岩处于约等于4的大梯度渗流状况下经过了约三年的时间。

1964年3月1日放空压力水道，5日充水发电，6日12时一号观测孔开始溢水，溢水量0.43升/秒。9日，一号观测孔溢水量增至1.6升/秒，二号观测孔溢水量达3.6升/秒，

水中还带有小颗粒物质。便放空压力水道进行检查，在钢筋混凝土段发现有漏水，钢管焊缝开裂约1米长。未作任何处理，16时15分又将压力水道充水，至18时4分，厂房后山坡发生巨响，便立即关闭调压井内的快速闸门，同时开启机组导水翼排水。次日观察现场，发现山坡上有八个潮湿漏水的地点，部分地段岩石裂隙充填物已被渗漏水带走，有200立方米左右的土石覆盖层被冲走。压力斜井内，钢筋混凝土衬砌下端长约32米一段，顶拱出现两条大裂隙，宽1厘米以上，大裂隙之间还有一些小裂隙，裂缝附近有部分混凝土脱落，最宽处约1米，有30余根钢筋暴露，钢衬段焊缝裂开十余条。

白莲河水电站压力斜井^[4]的围岩为细粒花岗岩，内径8米，埋深约30米（图3），设计采用的 $f=6\sim 10$ 、 $k_0=600\sim 1200$ 公斤/厘米²，工作水头61米；下端水平支洞内径3.4米，埋深约25米， $f=4\sim 6$ ， $k_0=300\sim 500$ 公斤/厘米²，出口20米取 $K_0=0$ ；厂房后变压器平台处理深仅5米，而这里的内水压力最大，水头达66米。洞区围岩透水性不大，渗透系数一般小于0.001米/昼夜，但支洞一带破碎带比较集中，节理多张开，内有泥质充填，超挖较大，一般达0.5~1米。压力水道在未作衬砌前曾用来导流，最大流速10米/秒，历时约6个月，泄流后洞内未见严重冲刷。后来除斜井段不加衬砌外，其他部分都浇筑了钢筋混凝土衬砌。支洞顶拱严重超挖部分用浆砌块石回填，密实性很差。衬砌工作缝间未设止水铜片，混凝土有冷缝、蜂窝、麻面等缺陷，灌浆孔封堵不良。

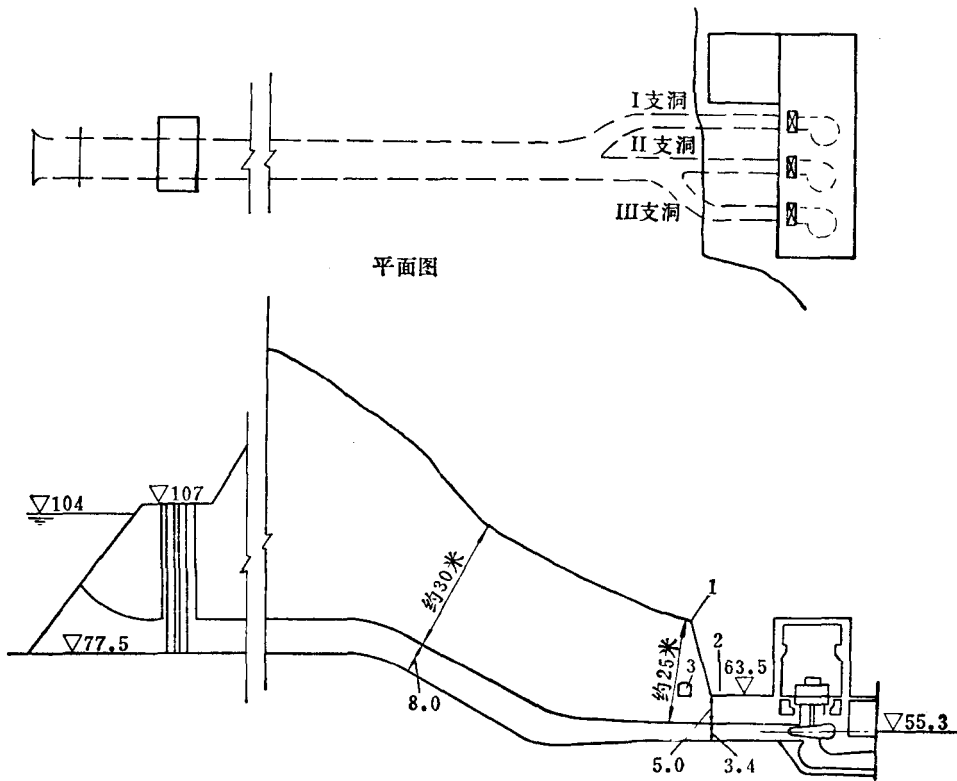


图3 白莲河水电站压力斜井布置示意图（单位：米）

1—内水外渗最高出逸点；2—变压器平台；3—排水廊道

1963年1月水道充水，洞内水头41米，出现了严重的内水外渗现象，厂房后山坡及变压器平台大量漏水，70%的漏水点集中在内水压力最大，渗径最短的支洞一带，总漏水量达40升/秒。充水后2~20分钟内便从地表渗出，最高逸点高出支洞约30米，大部分漏水点是随着水道充水由低处向高处顺次出露。这些现象表明，主要漏水不是一般渗漏水而是存在着比较通畅的渗漏通道。为避免渗漏水影响山坡稳定，便在未作衬砌部分补作了衬砌，全洞进行了回填灌浆，斜井和支洞还进行了围岩固结灌浆，但施工质量不好，灌浆后衬砌仍有滴水湿润等现象。经处理后12月底再次充水，洞内水头同前，山坡仍然漏水，出逸点还是很高，但漏水量减小为20升/秒。翌年3月以后跨越支洞顶部，沿主要漏水破碎带开挖了一条排水廊道，并打了排水孔。充水后发现漏水量并未减小，反而略有增加，但漏水点的分布有较大变化，山坡漏水点由原来的36处减少为3处，大部从排水廊道渗出，逸出点降低约10米。最后用环氧砂浆对洞内的百余条总长约1200米的各种裂缝作了处理，取得了良好的效果，所有漏水点已基本不漏水，在洞内水头为46~72米的情况下运行已十余年，未闻出现什么新的问题。

象这类情况还可以举出浙江省百丈滩水电站的例子。它的压力斜井最大水头359米，内径1.5~2.0米，采用钢筋混凝土和钢板衬砌。1960年充水发电后，因洞内有30余个灌浆孔未堵，厂房后山坡和压力斜井的施工支洞都出现了较大渗水。1961年放空水道时，发现钢管多处产生鼓包，并有接缝漏水和喷水等现象。可知由于内水外渗已使洞区的水文地质条件发生变化，形成了很大的外水压力。以后几年均有新的鼓包出现，虽经割去鼓包钢板加以补焊，但一直未能根治。直至1967年对水道全线进行了固结和回填灌浆后才得到解决。

通过上述工程发生的问题，我们可以认识到：（1）压力水道混凝土衬砌工作缝止水不良，混凝土裂缝、蜂窝、麻面，钢板裂缝，灌浆孔漏堵或封堵不良等缺陷，都是内水外渗的内在原因，应力求避免。（2）水道内的高压水外渗后，便通过围岩内的破碎带和节理裂隙等通道形成集中渗漏。在洞内水压力较大、围岩厚度很小的情况下，渗流比降就很大，当其超过围岩节理裂隙间充填物的临界管涌比降时，充填物就有可能被带走。压力水的作用加上渗流管涌作用将使地质条件恶化，对围岩的整体性和稳定性都会带来不良影响，因此围岩厚度不宜太小，并应做好固结灌浆。（3）当围岩节理裂隙间的充填物被渗流逐步带走后，围岩的承载能力就要大大降低，此时衬砌所承受的荷载便随之加大，一旦当其超过衬砌结构的承载能力，衬砌就有可能遭到象下马岭压力斜井那样的严重损坏。而如果围岩的厚度较大，渗流比降相对减小，情况就会好些。（4）内水外渗会使洞区地下水位升高，改变水文地质条件，可能导致水道放空时钢管衬砌的失稳破坏。（5）排水廊道的开挖并不能根本解决内水外渗的危害问题，只能降低逸出点高程，暂时缓和渗流对山坡稳定的威胁，但反而加大了渗流比降，对邻近围岩整体性的破坏作用必将加剧。下马岭、白莲河两个工程采取这个措施后均未收到根治的效果，因而它不是处理内水外渗的好办法。而行之有效的措施应该是封闭衬砌上所有可能造成内水外渗的通道，提高围岩的抗渗能力。

根据以上这些认识，我们认为，对有压隧洞围岩厚度这个问题，不仅要从围岩承载能力方面去考虑，同时还要注意内水外渗的问题，因为这两个问题是互相有联系、互相

有影响的。围岩承载能力取决于本身的强度和变形特性，内水外渗会带来不利的影响，使围岩承载力降低，对这一点要引起足够的重视。如果没有内水外渗问题，围岩承载的潜力是很大的，在围岩的初始应力较大，本身的强度和弹性模量高的情况下，围岩厚度必须大于0.4倍内水压力水头的规定显然是不必要的。

二、埋藏式压力钢管道的失稳破坏和教训

当埋藏式压力钢管道处于山体地下水位以下时，就有地下水形成的外水压力作用其上，因而需要考虑水道放空时钢管的抗外压稳定性。原型观测和理论分析均表明，对钢板这样不透水的材料，作用在管壁上的外水压力，基本上是地下水位下的全水头。埋藏较深、沿线地下水位较高的钢管道，承受的外水压力就很大；施工期在钢管外侧回填混凝土（或砂浆）和灌浆时，同样存在抗外压稳定的问题，加之影响埋藏式钢管抗外压稳定性的因素也比较复杂，因此它是埋藏式钢管道设计、施工中一个需要认真对待的问题。《水工隧洞设计暂行规范》在这方面只有“钢板衬砌还应根据其构造特点，按照弹性理论，校核其在外水压力作用下的抗曲皱稳定性”这样一段简单的交待，没有推荐适用的计算公式，有关安全系数的采用也未作出规定。在这方面，我们是有过深刻的教训的。现将云南省绿水河和广东省泉水两个埋藏式钢管道发生严重失稳破坏的情况作一简单的介绍，以便从中吸取教训。

（一）绿水河压力钢管道^[5]

绿水河电站埋藏式钢管道沿线穿过的地层比较复杂，有片麻状花岗岩、云母片岩、黑云母片麻岩、角闪片岩和大理岩等五种岩层（图4）。岩层的倾角较陡，一般为 $50^{\circ}\sim 70^{\circ}$ 。地下水位在地表以下30~50米。由于岩层多有褶皱、断层、破碎带起相对隔水作用，水文地质条件相当复杂，在云母片岩和黑云母片麻岩地段共有五个以上的含水层，顺层面方向岩体的透水性较强，垂直层面方向则较弱。钢管道轴线基本同岩层走向正交。衬砌采用洞内钢管单面焊接、管外填灌水泥砂浆的方案。对抗外压稳定措施进行过比较，鉴于加劲环等方案须加大开挖断面，增加回填砂浆的工程量，故决定采用光滑管，并利用钢管道沿线围岩顺岩层层面的透水性较好，洞轴又恰与层面近乎正交，排水条件比较有利的特点，因而平行钢管道开挖了排水洞以便降低地下水位，改善光滑管的工作条件。此外，为保证填灌砂浆期间，斜井段钢管不致因浆液压力过大而失稳，采取了一些措施，如控制进浆速度，使浆液面每小时上升不超过2米，掺入速凝剂使浆液的初凝时间不超过2小时，采取逐排展孔进浆的顶浆方法，避免地下水稀释浆液等等。通过这些措施来保证钢管外未凝固浆液段的高度不超过4~5米，这样，作用在钢管上的外压力就不致超过钢管的临界压力 $0.5\text{公斤}/\text{厘米}^2$ 。对水平管段，也规定灌浆段长度不超过30~40米，以免浆液漫流出现冷缝和夹层。

该工程先后曾发生过两起失稳破坏事故。

1. 1号斜井钢管在填灌砂浆时的失稳破坏

1号斜井长327米，坡度 35° ，开挖断面为3.2米的方形，钢管直径2.8米，管外填灌50号砂浆。安装好钢管后便自下而上开始按规定填灌砂浆。但大致灌到桩号0+200米以

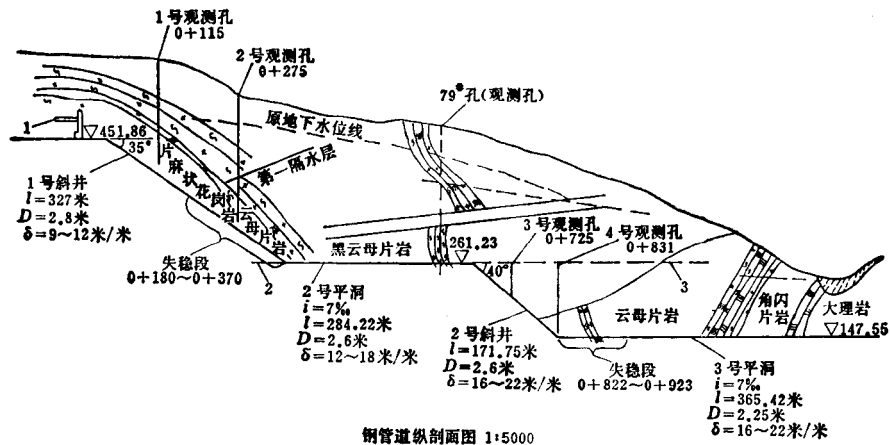
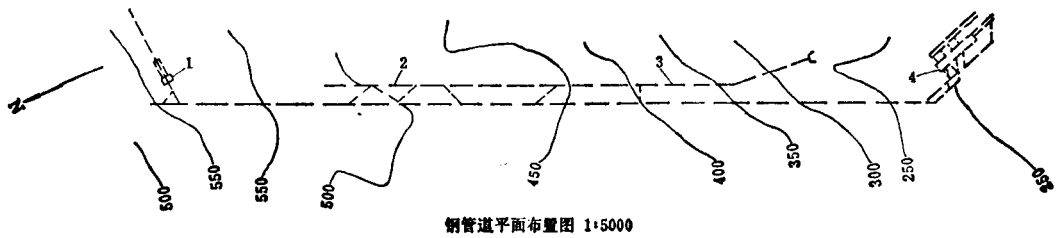


图 4 绿水河电站压力钢管道布置图

1—调压井；2—排水洞；3—6°施工支洞兼作永久交通排水洞；4—地下厂房

后，便未按规定作业。在桩号0+184米10毫米厚的钢管处灌浆后不到两个小时，听到钢管响了，当第二声响后即见钢管鼓了起来，从灌浆作业面直至斜井下弯管长190米的钢管全部失稳破坏。鼓起高度0.5~1.5米，下部管段的鼓起高度比上部大，失稳段内有四处环向焊缝被拉裂。事后检查发现，桩号0+203米以下的砂浆均已凝固，但在它的上面有23米一段的砂浆大部未凝固且已流失，流失的砂浆量约80~100立方米。由于有这么高的一段砂浆液没有凝固，作用在钢管上的最大压力已大大超过了钢管的临界压力，这当是造成失稳的主要原因。在尚未灌浆的120米管段内，实测了39个断面的椭圆度，只有两个断面符合要求，合格率仅5.1%，误差最大者达58D% (D——钢管直径)，而一般允许值为4D%。如果失稳段的情况相近，那么制作安装的缺陷使钢管抗外压的能力降低，也是产生失稳破坏的另一因素。值得注意的是，对这样的光滑管，尽管引起失稳的仅仅是上部浆液未凝固的一段，但当其一旦局部失稳，便会立即影响到下面砂浆已经凝固并未失稳的管段，直到很远的地方，使其同样遭到失稳破坏。

2. 3号平洞钢管充水后失稳破坏

3号平洞长366米，钢管直径2.4米，管壁厚度16~22毫米，开挖断面为宽2.7米、高2.8米的方形。埋深80~250米，沿线穿过云母片岩、角闪片岩、大理岩等岩层，层面倾角较陡，洞轴同层面大致正交。勘测期间的地下水位高出洞顶70~200米，利用2号平洞的施工支洞并将其加深作为排水洞来降低地下水位。它同3号平洞互相平行，高程相差110米，平面相距20米，设计按溢出比降1:1考虑地下水面的回升；外水压力定为130米，

按阿姆斯特兹公式核算钢管稳定性，考虑 2 毫米的锈蚀厚度，取安全系数为 1.2。开挖中发现沿线地下水情况变化很大，有些地段基本无水，而相隔不远则有极为丰富的地下水涌出。通过排水洞和观测孔，了解到排水洞的排水效果很好，使地下水位下降到排水洞附近。由于安装钢管的需要，在洞底浇筑了两条相距 1.3 米的混凝土条形支墩。

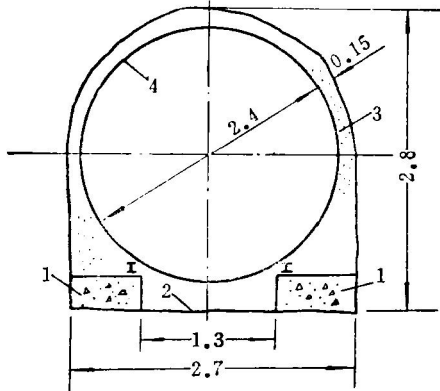


图 5 绿水河水电站压力钢管道 3 号平洞断面 (示出钢管外侧的不均质) (尺寸单位: 米)

1—混凝土条形支墩; 2—淤泥、砂浆等厚约 10~30 厘米; 3—水泥砂浆; 4—管壁厚 16~22 毫米



照片 1 绿水河压力水道埋管失稳 (自桩号 0+922.5 米向上游方向拍摄)

上方排水洞未见有地下水升高的迹象。水道放空后第三天进洞检查,发现上游端桩号 0+822~0+923 米长 101 米管壁厚度为 18~22 毫米的钢管段严重失稳破坏,钢管从右下角(面向上游)向左上方鼓起,几乎贴到对面管壁(照片 1)。事后检查,桩号 0+824~0+840 米和 0+863~0+880 米这两段,底部混凝土支墩间大部分没有砂浆,均为淤泥和岩屑。桩号 0+826 米右侧底部有一股较大的地下水通过云母片岩碎碴涌出。2 号斜井内发现有两个灌浆孔渗水,3 号平洞未失稳段有三个灌浆孔渗水。

事故发生后,从计算公式、安全系数、外水压力采用值、钢管外围缝隙值、钢管椭圆度、钢管底部人为软弱夹层的影响,压水试验时产生的残余变形、内水外渗影响等方面加以分析,并进行了双层套管模拟试验^[7]。

其间堆积有岩屑、淤泥和废浆液等杂物均未清除,从而在洞底形成了宽约 1.3 米、厚 10~30 厘米的人为软弱夹层(图 5)。填灌砂浆时,实际灌浆段长度达 121 米,因而砂浆流动紊乱,且因多次停灌冷缝很多,对地下水未采取措施,也会稀释砂浆。由于这种种原因,砂浆层内必然有不少软弱部位,质地很不均匀。在钢管安装灌浆之后,对 47 个断面进行了椭圆度测量,合格率仅为 27.7%,最大椭圆度达 17.5D%。砂浆填灌后未进行复灌,有些灌浆孔有漏水现象。

钢管灌浆孔于 1970 年 12 月全部封堵完毕。1971 年元月进行第一次充水试验,加压至 11.6 公斤/厘米²,充水期间及放水后检查均未发现异常情况。8 月初压力水道全部安装完毕后,进行第二次充水。在第一次充水后至第二次充水前这八个月时间里,也没有发生异常现象。第二次充水最高压力达 31.9 公斤/厘米²。试验期间,充水、稳压、放水历时共 146 小时。加压到最大压力时测得桩号 1+231 米断面混凝土支墩尖角处钢管应力达到 3588 公斤/厘米²,超过了钢材的屈服强度,退压后发现残余变形很大。

经分析研究认为：（1）许多试验及工程实践表明，阿姆斯特兹公式和蒙泰尔公式的计算成果比较接近实际^[6]，原设计采用安全系数1.2，从长期运行考虑是偏低的。但在此次失稳破坏来说，由于钢板尚未锈蚀减薄，安全系数实际已达1.48，接近于一般建议的1.5，因此计算公式和安全系数不是造成事故的原因。（2）排水洞开挖后，洞区地下水观测孔和管外渗压计的观测成果，均表明它的排水效果是好的。钢管竣工后八个月并未失稳，可以说明此时外水压力并未超过设计值。（3）从回填砂浆的质量看来，设计采用的缝隙值0.6毫米可能偏小。经验算，在其他条件不变的情况下，如实际缝隙为1.0毫米，则抗外压能力将比缝隙值为0.6毫米时降低10~12%，影响是比较大的。（4）钢管的实际椭圆度比设计允许值超过很多，最大达17.5D%，若按16D%计算，将使钢管抗外压能力较设计情况降低近30%，安全系数相应由1.55降为1.10，可见椭圆度太大是造成失稳的一个重要因素。（5）经对比模拟试验可以看出，就试验的具体情况而言，底部人为软弱夹层将使钢管抗外压能力降低约20%，证实了它对失稳是有影响的。（6）原型观测及模拟试验成果均表明，埋藏式钢管外侧介质不均匀（混凝土支墩和底部软弱夹层）将使钢管受力情况恶化，出现应力集中现象，在充水加压时，局部应力可能超过钢材的屈服强度，产生残余变形，加大了管形缺陷，进一步降低了钢管的抗外压能力。虽然失稳段没有实测成果，但出现这种情况的可能性是存在的。（7）失稳段有漏水的灌浆孔，存在着内水外渗的通道。这里围岩沿岩层层面的透水性很强，失稳段内有地下水涌出，因此充水时内水外渗完全有可能引起外水压力的升高（但由于3号平洞和上方排水洞之间有隔水层，因而不能在排水洞里反映出来），放水后促使钢管失稳。必须注意到，这里的钢管充水前已存在上面提到的种种缺陷，充水后内水压力又可能引起钢管新的变形，抗外压能力已经大大降低，可能已处于失稳的临界状况。这样，只要外水压力略为增大就足以引起钢管的失稳。

模拟试验中还有两个值得注意的现象：（1）试验管鼓包的纵向位置都出现在加压进水管的附近，因为加压时这里的压力会稍大于其他部位；（2）当试验管在15.6公斤/厘米²的压力下出现鼓包后，加压系统内的压力随即下降，但如果继续补充水量，那么，在10公斤/厘米²左右的压力下，鼓包便能沿纵向迅速扩展。这说明，对光滑管来说，只要有局部的（而无需是全线的）外水压力超过钢管实际的临界压力，就会首先在这里开始失稳。而失稳现象一旦出现，如果地下水补给充足，那么其邻近管段在小得多的压力下，就可以使得失稳段迅速扩展。这对于认识光滑管的失稳机理是很有帮助的。

（二）泉水电站压力管道^[8]

泉水电站钢管道内径2.4米，全长477米，其中斜井段长254米，坡度40°，下端平洞长164米，设计水头225米（图6）。全线均为花岗岩，斜井段大部分为弱风化岩体，平洞埋深75~130米，位于微风化岩体中。定线时未进行钻探，只有地表的地质填图，也没有地下水资料。开挖以后了解到钢管道全线地下水发育，沿裂隙和断层面有大量地下水溢出，斜井下弯段桩号0+276~0+315米有 $F_{3,7}$ 断层穿过，裂隙发育。 $F_{3,7}$ 断层在70米以上地表的沟里出露，直接受地表水补给，因此地下水水头可达70米，外水压力的问题是很现实的。

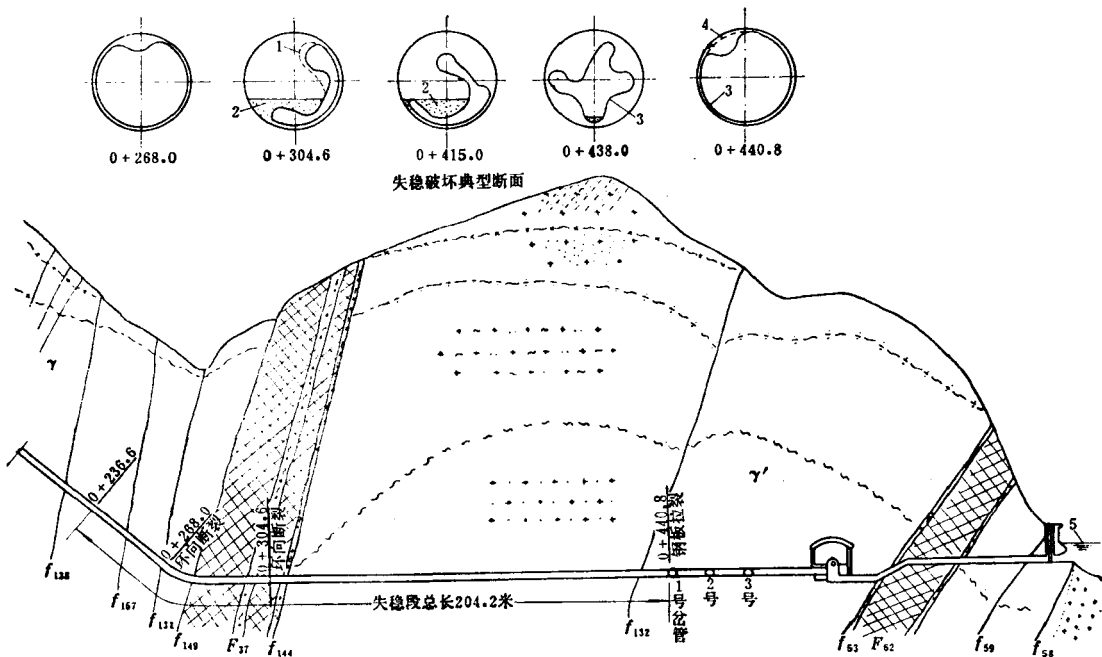


图 6 泉水水电站压力钢管道失稳情况

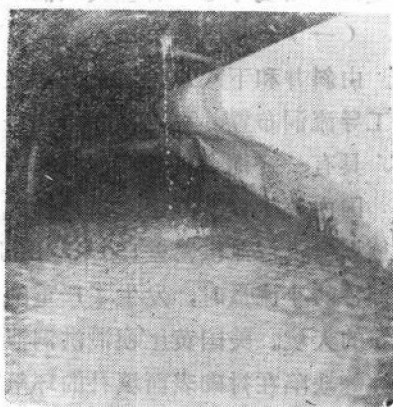
1—焊缝错断；2—淤砂；3—失稳后的钢衬；4—断口下游未屈折的分岔管补强钢板；5—南水水库

钢管道开挖直径2.54米，钢管壁厚6~12毫米。地质人员建议平洞外水压力按4~5公斤/厘米²考虑，但设计仅按2.5公斤/厘米²的外水压力来校核钢管抗外压稳定性。算出劲环间距为18.1厘米，小于60~100倍钢板厚度，说明钢板太薄应予加厚。而设计上未采取任何其他措施反而将间距加大至1.5米。施工时又因开挖洞径太小，操作困难，更将其全部取消，成为光滑管。管外使用气泵输送一级配混凝土回填。对地下水未采取有效的措施。F₃₇断层施工中仅作少量浅孔阻水固结灌浆，效果不大。

钢管安装施工阶段，在下弯管附近（钢管壁厚8毫米），为了给顶拱回填灌浆选定数据，事先在有地下水流出的灌浆孔上装压力表观测外水压力，测得的数值为2.1公斤/厘米²。测压后未将阀门打开排水，数小时后发现钢管发生鼓包，长6.1米，宽0.2~0.7米，最大鼓起高度15厘米，后经气割补焊钢板处理。进行接触灌浆和回填灌浆当压力达到2.5~3.0公斤/厘米²时，曾数度出现小鼓包，当即用大锤打回原位。这些压力同钢管失稳的临界压力都很接近，也说明钢管的抗外压能力是很低的。

水道系统完工后，1972年元月以围堰拦水，利用170米的天然落差投入初期发电。3月间放空水道进行检查，发现在下弯管桩号0+290米，即施工期出现鼓包处的下游，又发生了3米多长的新鼓包。这些情况表明这一段钢管似乎已处于失稳的临界状况，但未经彻底处理，仅在钢管内安装一条2英寸排水管进行局部排水减压又充水运行。6月，再一次放空水道检查时，发现这个鼓包已经复原，但排水管的接头已经断裂，还发现钢管全线有7个灌浆孔未堵，这些都是内水外渗的通道。此后水道有过多次放空，不过都没有进行检查，因此无法确切断定这期间是否已发生过其他破坏。

1974年5月初进入管道准备处理先前的缺陷，以便正式蓄水发电。发现斜井下端及高压平洞共204.2米长的钢管发生了严重的失稳破坏。斜井段钢管呈单波曲皱变形，平洞呈单波或多波曲皱变形，失稳段钢管有三处环向断裂（照片2）。钢管外表锈包密布，并有大量泥砂在钢管外侧沉积，说明失稳破坏可能在早期已经发生。造成失稳破坏的原因是很明显的。由于钢管抗外压能力太低，即使全都符合设计的要求，也只能承受2.5公斤/厘米²左右的外水压力。大规模破坏前屡次发生鼓包现象，说明钢管已处于失稳的临界状态，而实际可能出现的外水压力达7公斤/厘米²，远远超过了钢管的抗外压能力。管道充水后，内水通过漏水通道外渗，更进一步使水文地质条件恶化。最后，便在某一次放空时产生了局部的失稳并沿纵向扩展成为大规模的破坏。从先前两次鼓包都出现在地下水位高、水源补给充足的F₁₇断层附近这一现象看来，此次失稳可能也是首先在这里发生，



照片2 泉水压力钢管道桩号0+310.5米钢管失稳破坏情况（钢管已被压至一边，图片中可见地下水出露点和钢管环向焊缝拉裂）

由于沿线地下水发育，地下水位也很高，钢管抗外压能力都很低，并且全线均未设加劲环，这样一旦一处发生失稳便得以迅速蔓延开来，以致造成204米的大规模失稳破坏。这现象同绿水河的两处失稳破坏以及模拟试验发现的情况是一致的。

通过上述失稳工程实例和模拟试验成果，我们可以认识到：（1）地下水压力数据是埋藏式钢管道抗外压稳定分析的主要依据，取值是否正确对工程的安全有直接的影响，须根据洞区的水文地质条件，结合排水设施可能起到的排水效果分析研究确定，采用地下水位以下的全水头或承压水的水压力，并适当留有余地。（2）失稳首先在局部地下水压力最大处发生，只要地下水丰富，有足够的补给水源，光滑管一旦局部失稳，即使邻近管段的外水压力小于钢管失稳的临界压力，也会沿洞线方向迅速蔓延，引起大范围的失稳破坏。为此，作为预防性的结构措施，可考虑在设计中规定光滑管间隔一定距离设置加劲环。这样，万一钢管道局部失稳，也不致大规模遭受破坏。（3）阿姆斯兹公式的计算成果比较接近实际，但应采用不小于1.5的安全系数，这个安全系数还应有相应的施工质量来保证。（4）管外介质不均匀会使钢管抗外压的能力降低，在承受内水压力时也会出现应力集中现象，甚至使局部应力超过按钢管承受全部的内水压力求出的均匀明管的应力水平。因此，不能认为埋藏式钢管按明管设计，安全就有了绝对的保障，从而无需强调回填混凝土（或砂浆）和灌浆的质量。（5）管外缝隙、钢管椭圆度对钢管抗外压能力的影响很大，必须确保质量。（6）内水外渗会使地下水压力加大以致成为失稳破坏的触发因素。（7）管外填灌砂浆的方案是可行的，但须切实按规定的规程作业。

三、泄洪隧洞的布置问题

由于本身的特点，除了地形和地质条件外，水工隧洞的布置还同许多水力学问题联系

在一起。因此,水工隧洞的布置还必须结合水力条件来考虑。特别是泄洪隧洞,由于设计、施工或运用方面的原因招致损坏的工程实例,国内外都曾有过,下面准备介绍一些情况。从水力学角度考虑,有些大坝泄水孔同泄洪隧洞是类似的,可以借鉴,也一并加以介绍。

(一) 陡槽式明流泄洪洞

由斜井和下端水平洞组成的陡槽式明流泄洪洞(也有称之为“龙抬头”的),多结合施工导流洞布置,可以减少一部分工程量,闸门的作用水头较小,隧洞衬砌不承受内水压力,具有一定优点。我国已有毛家村、流溪河、刘家峡、冯家山等工程采用。

国内外工程实践中,这种形式的泄洪洞已发生过多起严重气蚀破坏事故^[9]。美国波尔德坝泄洪洞泄洪落差150米,由于衬砌过水表面存在施工误差,1941年在渲泄383~1080米³/秒的小流量时,发生了严重的气蚀破坏,反弧末端被冲成一个35米长、9.2米宽、13.7米深的大坑。美国黄尾坝泄洪洞泄洪落差155米,1967年由于处理导流过水时河流推移质磨蚀等缺陷在衬砌表面填补的环氧砂浆在泄洪时脱落,造成多处气蚀破坏。其中规模最大的一处位于反弧末端,破坏坑长38米、宽7.3米、深2.14米。这个破坏坑是由于它的上游有一块宽15.2厘米、长25厘米、深约0.6厘米的环氧砂浆修补块被水流冲刷脱落,过水表面出现了严重的不平整所引起的。我国刘家峡水电站泄洪洞,泄洪落差约120米,由于隧洞底面存在弓形突体、1:15的倒坡以及钢筋头等缺陷,引起了气蚀破坏,冲成长31米、宽约12米、深约4.8米的破坏坑。

这些工程的破坏有这样的共同特点,即气蚀破坏都是由于过水表面的不平整所引起的,且大规模的破坏坑几乎都出现在反弧段的末端,而在斜井段和下游水平段,尽管也有许许多多不同程度的缺陷,但基本上没有引起气蚀破坏。这大概不是偶然的巧合,可能是由于反弧段及其下游毗邻部位受到离心力的影响,边界压力较大,而当水流进入平直段后,边界压力急剧下降,底流速加大,水流空穴数很低,因而对过水表面不平整十分敏感,即使很小的不平整也足以形成气穴,引起气蚀破坏。加之这个部位就象溢流坝下游反弧段一样,流速很高,能量很大,一旦有薄弱面(如混凝土浇筑层面、衬砌混凝土同围岩的接触面以及围岩内部的节理、层面等等)暴露于高速水流之中,就会有动水压力作用在上面,将岩石或衬砌混凝土掀动、冲走,使破坏范围迅速扩展。有关这一部位的水流特性目前还没有被充分认识。

为避免发生气蚀破坏,在后来的修复和新建的类似工程(如美国的方太那、饿马坝泄洪洞)施工中,都对衬砌过水表面,特别是反弧和上下游部分的过水表面的平整度作出极为严格的规定。经过处理的工程,问题基本上得到了解决^[10]。但这样的处理措施是十分麻烦的,显然不是理想的巧妙办法。

早在五十年代,人们就已经认识到水流掺气有助于减轻气蚀破坏。基于这一认识,后来有的工程就采用了促使水流掺气来防止泄水建筑物产生气蚀破坏的工程措施。前面提到的黄尾坝泄洪洞,通过水工模型试验研究,在反弧段上游8.54米处设置一个宽、深均为0.92米的掺气槽,促使水流掺气^[11](图7)。采取这个措施后,经过两次原型过水试验,结果在接近1967年曾经引起严重气蚀破坏的泄量和类似的环氧砂浆损坏等过水边界不平整的情况下泄洪,并没有再出现气蚀破坏。加拿大买加坝泄洪洞^{[12][13]},则是从两方面采取措