

水电站坝后背管 结构数值仿真分析研究

马文亮 著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

水电站坝后背管 结构数值仿真分析研究

马文亮 著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

·北京·

内 容 提 要

本书共8章,以龙开口水电站坝后背管结构为例,介绍了该电站坝后背管结构布置情况,建立了坝后背管结构计算模型,对坝后背管和进水口渐变段钢衬结构进行了受力分析;对坝体结构的应力及变形进行了分析及计算,考察了坝后背管结构对坝体结构的影响;对钢衬钢筋混凝土坝后背管进行弹塑性分析,开展了混凝土与钢衬的全面接触、两者共同承受内水压力,以及混凝土进入弹性—塑性—开裂等发展过程的研究;开展了采用垫层钢管代替伸缩节的可行性研究,研究蜗壳钢衬与外包混凝土间光滑接触与摩擦接触对蜗壳结构的影响。研究内容采用图表等形式表达,内容丰富易懂,研究成果为钢衬钢筋混凝土坝后背管结构的设计和施工提供了一定的参考依据。

本书可为水工结构工程领域工程师、设计人员、施工技术人员和研究人員提供参考,也可供大中专院校水利工程相关专业师生学习和参考。

图书在版编目(CIP)数据

水电站坝后背管结构数值仿真分析研究 / 马文亮著

— 北京:中国水利水电出版社,2016.8

ISBN 978-7-5170-4685-1

I. ①水… II. ①马… III. ①水力发电站—钢筋混凝土压力管—结构—计算机仿真—研究 IV. ①TV732.4

中国版本图书馆CIP数据核字(2016)第211321号

书 名	水电站坝后背管结构数值仿真分析研究 SHUIDIANZHAN BAHOU BEIGUAN JIEGOU SHUZHIFANGZHEN FENXI YANJIU
作 者	马文亮 著
出版发行	中国水利水电出版社 (北京市海淀区玉渊潭南路1号D座 100038) 网址: www.waterpub.com.cn E-mail: sales@waterpub.com.cn 电话: (010) 68367658 (营销中心)
经 售	北京科水图书销售中心(零售) 电话: (010) 88383994、63202643、68545874 全国各地新华书店和相关出版物销售网点
排 版	北京时代澄宇科技有限公司
印 刷	北京京华虎彩印刷有限公司
规 格	184mm×260mm 16开本 10印张 218千字
版 次	2016年8月第1版 2016年8月第1次印刷
定 价	36.00元

凡购买我社图书,如有缺页、倒页、脱页的,本社营销中心负责调换

版权所有·侵权必究

前言

水电站引水管道是水力发电系统的主动脉,其受力特点和结构型式十分复杂,且与水电站发电厂房非常接近,因此该类结构一旦发生安全事故,将会造成巨大的损失,所以其结构安全性十分重要,持续受到工程和研究人员的关注。其中,压力管道结构的布置形式和结构型式是关注的重点内容,20世纪70年代末,苏联提出了钢衬钢筋混凝土坝后背管结构。坝后背管是一种较新型的水力发电引水系统,具有如下优点:①与坝内埋管相比,便于布置,可以将进水口抬高从而减少对坝体的削弱,有利于坝身安全;②坝体与输水管道分开施工互不干扰,因此可以提高坝体质量和施工进度;③有利于合理安排工程施工进度,使水电站提前发电盈利;④允许管道外包混凝土开裂,使钢筋承担部分内水压力,降低钢板厚度、减小安装难度及降低投资成本;⑤利用外包钢筋混凝土承载,避免由钢管材质及焊缝缺陷引起的破坏,对与压力输水管道相连的发电厂房不用专门保护;⑥在高寒地区有利于钢管防冻。基于上述优点,近年来坝后背管结构得到了广泛应用,已在克拉斯诺亚尔斯克、契尔盖依、萨扬-舒申斯克、东江、紧水滩、李家峡、五强溪、公伯峡、隔河岩、紫坪铺、金安桥及三峡等国内外多个大中型电站中得到应用。由于坝后背管在施工和承载等方面存在很多优点,同时也存在一些如结构优化和安全评估等方面的难点问题,近年来是压力管道研究中的热点问题。

本书以龙开口水电站坝后背管结构为例,介绍了该电站坝后背管结构布置情况,建立了坝后背管结构计算模型,对坝后背管和进水口渐变段钢衬结构进行了受力分析,对采用垫层钢管代替伸缩节进行了研究,分析了垫层钢管对蜗壳结构的影响。本书作者为华北水利水电大学的马文亮老师。本书在成稿过程中得到了中国水电顾问集团公司华东勘测设计研究院,以及华北水利水电大学刘东常教授和张多新副教授的大力支持与帮助,在此一并表示诚挚的谢意。

限于作者水平,书中内容难免有疏漏和不妥之处,敬请广大读者批评指正。

作者

2016年7月

目 录 /

前言

第 1 章 水电站坝后背管结构布置	1
1.1 工程概况	1
1.2 坝后背管结构应用概况	2
1.3 钢衬钢筋混凝土背管结构	3
1.3.1 钢衬钢筋混凝土背管结构设计成果	3
1.3.2 钢衬钢筋混凝土背管结构试验成果	4
1.3.3 钢衬钢筋混凝土背管结构观测成果	6
1.4 进水口渐变段钢衬结构	8
1.4.1 刘家峡水电站	8
1.4.2 破坏原因分析	10
1.5 坝后背管结构取消伸缩节研究	10
1.5.1 取消伸缩节的工程实例	10
1.5.2 取消伸缩节的观测成果	14
1.5.3 取消伸缩节后的经济效应	15
1.6 龙开口水电站坝后背管结构方案	16
第 2 章 水电站坝后背管结构计算模型	17
2.1 计算模型概述	17
2.1.1 龙开口水电站坝后背管	17
2.1.2 坝后背管结构研究	17
2.2 坝后背管结构计算模型	18
2.2.1 坝体结构图	18
2.2.2 模型模拟范围	18
2.2.3 单元的选用	19
2.2.4 子结构建模技术	21
2.2.5 计算模型规模	21
2.2.6 边界条件	21

2.3	坝后背管结构计算理论	22
2.3.1	钢管抗外压稳定安全系数	22
2.3.2	钢管结构计算公式	22
2.3.3	背管结构计算思路	23
2.4	坝后背管结构计算资料	23
2.5	材料性能参数	25
2.5.1	坝体材料性能参数	25
2.5.2	压力钢管材料性能参数	25
2.5.3	钢筋材料性能参数	25
2.5.4	垫层材料性能参数	25
2.5.5	坝址岩层性能参数	26
2.5.6	材料参数调整	26
2.6	厂坝连接部位计算条件	27
2.6.1	厂坝连接整体结构	27
2.6.2	计算工况	27
2.6.3	基础资料	28
第3章	进水口渐变段钢衬结构计算分析	30
3.1	进水口渐变段钢衬结构计算概述	30
3.1.1	进水口渐变段钢衬结构研究现状	31
3.1.2	进水口渐变段钢衬外压作用下的分析思路	31
3.2	进水口渐变段钢衬结构计算模型	31
3.2.1	进水口渐变段钢衬分析计算工况	33
3.2.2	进水口渐变段钢衬结构计算内容	33
3.2.3	进水口渐变段钢衬结构的设计原则	34
3.3	进水口渐变段钢衬结构的分析	34
3.3.1	进水口渐变段钢衬结构在真空作用下的分析	34
3.3.2	渐变段钢衬结构分析及加劲环、锚筋设计	39
3.3.3	渐变段钢衬结构分析总结	41
3.4	进水孔口闸门段坝体结构分析	42
3.4.1	变形分析	42
3.4.2	应力分析	42
3.4.3	闸门段坝体结构分析总结	45
3.5	小结	45
第4章	龙开口水电站坝后背管结构分析	46
4.1	坝后背管结构分析概述	46

4.2	坝后背管结构分析研究	46
4.2.1	坝后背管结构研究方案	46
4.2.2	坝后背管结构研究成果	46
4.2.3	坝后背管结构的计算工况	47
4.3	坝后背管结构计算分析	47
4.3.1	应力分析	47
4.3.2	位移分析	57
4.3.3	管坝连接锚筋设计	62
4.3.4	钢管结构强度校核	63
4.3.5	压力钢管结构分析总结	63
4.4	小结	64
第5章	钢衬钢筋混凝土坝后背管非线性分析	65
5.1	坝后背管非线性有限元分析概述	65
5.1.1	坝后背管结构的计算内容	65
5.1.2	钢衬钢筋混凝土管间初始缝隙计算	65
5.2	钢筋混凝土非线性有限元计算的基本原理	66
5.2.1	混凝土模型	66
5.2.2	钢筋模型	70
5.3	坝后背管三维非线性有限元分析	71
5.3.1	计算方案一	71
5.3.2	计算方案二	82
5.3.3	预应力钢衬钢筋混凝土管分析	89
5.3.4	下平段钢衬钢筋混凝土管分析	93
5.4	小结	98
第6章	采用垫层钢管代替伸缩节研究	100
6.1	垫层钢管代替伸缩节研究概述	100
6.1.1	取消伸缩节的研究现状	100
6.1.2	取消伸缩节研究思路	102
6.2	垫层钢管结构分析的计算模型	102
6.2.1	厂坝连接高程方案	102
6.2.2	计算工况	102
6.2.3	计算内容	103
6.2.4	垫层钢管设计	103
6.3	垫层钢管结构分析	103
6.3.1	方案一的应力及变形分析	104

6.3.2	方案二的应力及变形分析	112
6.3.3	垫层钢管结构分析总结	117
6.4	小结	119
第7章	垫层钢管对蜗壳结构影响的研究	120
7.1	垫层钢管对蜗壳结构影响研究概述	120
7.2	进入蜗壳过渡段钢衬研究简介	120
7.2.1	研究方案	120
7.2.2	研究成果	121
7.3	蜗壳过渡段钢衬结构的分析	121
7.3.1	方案一蜗壳过渡段钢衬结构的分析	121
7.3.2	方案二蜗壳过渡段钢衬结构的分析	131
7.3.3	蜗壳过渡段钢衬结构分析总结	139
7.4	小结	141
第8章	总结	142
8.1	研究概述	142
8.2	水电站坝后背管结构	142
8.2.1	坝后背管结构各段钢衬应力	142
8.2.2	坝后背管结构各段钢衬厚度	143
8.3	结论	143
8.3.1	水电站坝后背管结构的专题研究	143
8.3.2	水电站坝后背管结构计算模型	144
8.3.3	进水口渐变段钢衬结构分析及配筋计算	144
8.3.4	水电站坝后背管结构分析	144
8.3.5	钢衬钢筋混凝土坝后背管非线性分析	145
8.3.6	采用垫层钢管代替伸缩节研究	146
8.3.7	垫层钢管对蜗壳结构影响的研究	146
8.4	建议	147
8.4.1	水电站坝后背管结构的专题研究	147
8.4.2	水电站坝后背管结构计算模型	147
8.4.3	进水口渐变段钢衬结构分析及配筋计算	147
8.4.4	水电站坝后背管结构分析	148
8.4.5	钢衬钢筋混凝土坝后背管非线性分析	148
8.4.6	采用垫层钢管代替伸缩节研究	148
8.4.7	垫层钢管对蜗壳结构影响的研究	148
参考文献		149

第 1 章 水电站坝后背管结构布置

1.1 工程概况

龙开口水电站位于云南省鹤庆县中江乡境内的金沙江中游河段上,是规划中金沙江中游河段 8 个梯级电站的第 6 级电站,上接金安桥水电站,下邻鲁地拉水电站。电站地理位置适中,距昆明、攀枝花和大理的直线距离分别为 565km、266km 和 226km,距鹤庆县城公路里程约 120km,距上游金安桥水电站约 39km。该电站作为“云电送粤”的一个电源点,在电力系统中可做调峰运行,缓解广东电网的调峰问题,并可承担部分备用容量。电站装机容量 1800MW,在上游龙盘水库投入前,与金安桥电站联合运行时保证出力 301.6MW,多年平均发电量为 78.29 亿 kW·h;在上游龙盘水库投入后,电站保证出力 752.9MW,多年平均发电量为 87.35 亿 kW·h。

该电站工程为一等工程,挡水、泄洪、引水、发电等主要建筑物按 1 级建筑物设计,次要建筑物按 3 级建筑物设计。挡水建筑物为混凝土重力坝,采用坝后式厂房,装机 5 台,供水方式为单管单机,坝后背管;进水口右侧为 1 个冲沙孔,左侧为 2 个泄洪中孔,共同保证进水口门前清。

进水口为深式短管压力式,采用单机单管,共有 5 个进水孔道。进水口底板高程 1262.64m。拦污栅布置在悬出上游坝面 9m 的平台上,平台高程底 1259.00m,5 台机的拦污栅相互连通,为一列连续式布置。拦污栅中墩厚 1.6m,边墩厚 1.3m,顺水流方向长度均为 5m,拦污栅墩与坝体之间以及拦污栅墩之间分别用联系梁和胸墙连接,以增强其刚度。每条引水道栅孔尺寸为 5×4.8m×31m (孔数×宽×高)。进水口设工作拦污栅槽和备用拦污栅槽各一道,拦污栅后设平板检修闸门和平板快速闸门各一道;进水口中心线与水平线呈 20°夹角,收缩段四周均为椭圆。收缩前进水口最大断面为 12.8m×15.5m (宽×高),收缩后为 8.8m×10.0m 的矩形,经渐变段后渐变为直径 10.0m 的圆形。引水道从快速闸门槽下游侧采用钢板衬砌,压力引水钢管由方管段、渐变段、上弯段、斜直段、下弯管和下水平段组成。钢管斜直段采用坝后背管,倾角与下游坝面相同,坡度为 1:0.75,钢管中心线高于下游坝面 1.5m,外包钢筋混凝土厚度 1.5m,上弯管、下弯管转弯半径均为 30m,下弯管后的水平段进入厂房。

该工程进水口规模大（单机额定引用流量 $600\text{m}^3/\text{s}$ ），引水钢管内径较大，直径为 10m ，为巨型钢管，受力复杂，在安全的前提下，为了尽可能节省投资，需对钢管受力进行研究，确定合理的钢管及外包混凝土的材料及结构型式，为设计提供依据。另外，开展水电站坝后背管结构布置国内工程实践的研究，另外，开展水电站坝后背管结构布置的工程实践研究，收集和整理相关工程资料，具有重要的理论意义和实际应用价值。

1.2 坝后背管结构应用概况

水电站坝后厂房背管结构方案，将钢衬钢筋混凝土压力管道布置在坝下游面上，已于 20 世纪 60 年代，在苏联的克拉斯诺亚尔斯克水电站上采用。当时克拉斯诺亚尔斯克水电站在苏联是首次采用这种形式的压力管道。

我国在借鉴苏联经验的基础上，于 20 世纪 70 年代末开始设计东江和紧水滩两座拱坝坝后式电站时，决定采用坝下游面钢衬钢筋混凝土管道。这是在我国国内首次采用这种管道，并且完成了大量的设计、研究以及电站的建设工作，于 80 年代投产后运行至今，积累了一定的原型观测的成果。在这以后的李家峡、五强溪和三峡水电站相继决定采用坝下游面钢衬钢筋混凝土管道，而且把这种管道的研究工作列入了国家重点研究项目，取得了相当丰富的成果。这些电站的管道已投产安装，运行正常，但有的尚待高水位的考验。这几个电站的建设，把我国的这类管道的技术水平提高到了新的阶段。广东锦江水电站装机容量为 25MW ，虽然装机容量不大，但是我国第一座采用碾压混凝土重力坝下游面钢衬钢筋混凝土压力管道的水电站。云南伊萨河二级水电站管道，设计水头 994m ，是我国第一座采用地面钢衬钢筋混凝土压力管道的水电站，由于采用了钢衬钢筋混凝土结构，较好地解决了明钢管方案和地下埋管方案遇到的技术经济困难。隔河岩水电站、公伯峡水电站、紫坪铺水电站相继采用了地面钢衬钢筋混凝土压力管道。我国水电站钢衬钢筋混凝土压力管道参数见表 1.1。

表 1.1 我国水电站钢衬钢筋混凝土管道主要参数

电站 布置 方式 参数	东江	紧水滩	李家峡	五强溪	锦江	三峡	隔河岩	伊萨河	公伯峡	紫坪铺
	坝下游面							地面		
坝型	拱坝	拱坝	拱坝	重力坝	碾压混凝土重力坝	重力坝	重力拱坝		面板堆石坝	面板堆石坝
坝高/m	157	102	161	87.5	60	175	151		139	156
最大设计水头/m	162	105	152	80	50.4	139.5	180	994	134	169
管道内径/m	5.2	4.5	8.0	11.2	3.4	12.4	8.0	1.0	8.0	7.0
钢衬壁厚/mm	14~18	14~18	20~30	18~22	12	26~34	32~46	24~26	16~34	32~40
钢筋混凝土壁厚/m	2.0	1.0	1.5	3.0	0.4	2.0	1.0	0.35	1.5	0.8

1.3 钢衬钢筋混凝土背管结构

1.3.1 钢衬钢筋混凝土背管结构设计成果

1. 依萨河二级水电站

依萨河二级水电站是一座特高水头电站，压力管道最大设计压力 9.94MPa，当采用 16MnR 钢板设计明钢管时，最大管壁厚度达 36mm，根据《水电站压力钢管设计规范》(SL 281—2003) 规定的构造要求，当钢管壁厚大于 30mm 时，应在卷板和焊接后做消除应力热处理。同时，在特高水头作用下，明钢管结构总给人以不安全感，必须采取特殊的防爆措施，增加工程投资。根据初设报告的建议，经云南省建委审查同意，决定将壁厚为 32~36mm、长度为 281.31m 的特高压明钢管改为钢衬钢筋混凝土管。

2. 三峡水电站

三峡水电站重力坝高 175m，安装有 26 台单机容量为 70 万 kW 的水轮发电机组，用 26 条压力管道向水轮机输水，引水钢管内直径为 12.4m，HD 值为 1730m·m，属于世界特大型水电站压力钢管，其特点是管径大、水头高、数量多。管道采用钢衬钢筋混凝土管道结构，布置在下游坝面浅槽内，外露坝面以外约 2/3。钢管外包钢筋混凝土厚度为 2.0m，钢衬为 16Mn 钢板，厚度为 28~34mm，钢管布置有 3 层环筋，斜直段下部钢衬厚度为 32mm，管道环向布置 3 层 HRB335 级钢筋，内层 $\phi 45@20$ ，中、外层 $\phi 45@16.7$ 。

3. 东江水电站

东江水电站是我国第一座采用下游坝面钢衬钢筋混凝土压力管道的水电站。大坝为变圆心、变半径双曲拱坝，坝高 157m。该电站装有 4 台单机容量为 12.5 万 kW 的水轮发电机组，4 条引水管道敷设在下游坝面，每条引水管道总长 174m。下游坝面管和水平管段均采用钢衬钢筋混凝土联合受力结构。钢管内径 5.2m，外包钢筋混凝土厚度为 2.0m 及 1.5m。钢衬选用 16Mn 钢材，厚度 14~16mm，水平管段厚度 18mm，环向钢筋在斜直段末端配筋 3 层，分别为 4 $\phi 36$ 、4 $\phi 36$ 和 5 $\phi 36$ 。该工程于 1987 年竣工。由于我国在当时是首次采用这种新型结构，所以在设计中采取了“双保险”设计方法，既按整体结构进行强度设计，又对钢衬和钢筋混凝土管分别单独承载进行校核。

4. 紧水滩水电站

紧水滩电站为坝后式厂房，安装水轮发电机组 6 台，单机容量 5 万 kW，总容量 30 万 kW。电站设计发电头 69m，单机发电流量 84.7m³/s，设计年发电量 4.9 亿 kW·h，装机

年利用小时 1633h。保证出力 3.03 万 kW。采用单机单管引水。钢管直径为 4.5m，设计内水压力（设计洪水位加水击压力） $P=1.05\text{MPa}$ 。6 条钢管总长度 473.22m，进口工作闸门由固定式油压启门机控制，检修门、拦污栅由操作平台上的移动式斜吊门机控制。主厂房，位于坝后左右两侧中孔溢洪道之间，由 6 个机组段和 1 个装配间段组成，安装型号为 HL220-Lj-300 水轮机和型号为 SF-K50-30/6400 发电机组各 6 台。

1.3.2 钢衬钢筋混凝土背管结构试验成果

1. 东江水电站

东江水电站 4 条引水管道背管采用钢管外包钢筋混凝土结构型式，外包混凝土厚度分别为 2.0m 及 1.5m。管道与坝体的连接设计，采用了键槽与锚筋并用的结构处理措施。按接缝面平均剪应力值推算，键槽承受的最大剪应力达 1.67~1.77MPa，超过了混凝土的抗剪强度设计值 1.26~1.76MPa（混凝土采用 C15~C20），因此沿键槽表面布置防止剪切破坏的受力钢筋；同时还沿键槽周边布置了垂直于缝面的锚筋，防止缝面拉开并分担一部分缝面剪力。根据设计计算，钢衬选用 16 锰钢板，背管段钢板厚 14~16mm，水平管段钢板厚 18mm；环向钢筋采用直径为 32~36mm 的 HRB335 级钢筋，按 2~3 层布置，高程 194.00m 以下布置环向钢筋 3 层，194.00m 以上内、外各布置 1 层。对于钢衬与钢筋混凝土联合工作的应力状态、管材的承载比以及超载情况下管道结构的破坏机理与安全度等，国内还缺乏经验。为此，根据东江坝后背管设计条件进行了仿真材料结构模型试验研究。试验模型采用 1:20 和 1:5 两种几何比尺。1:20 小模型，共制作 6 组圆环和马蹄形断面模型 18 个，委托武汉水利电力大学进行试验，1:5 大模型试验在东江工地进行，制作筒体模型 2 个，主要参数列于表 1.2。

表 1.2 东江水电站 1:5 马蹄形模型试验主要参数

模型 编号	钢衬 内径 /mm	钢衬 厚度 /mm	管壁混凝土 厚度 /mm	环筋配置 (直径、 层数)	钢筋折 算厚度 /mm	钢筋 品种	实测混凝土 抗压强度 弹性模量
东 1 号	1040	4	400	12mm、3 层	4.24	HPB235 级	$\frac{39.2}{28.4 \times 10^3}$
东 2 号	1040	4	400	12mm、2 层	2.83	HRB335 级	$\frac{44.1}{31.4 \times 10^3}$

注 钢衬采用 A-II 钢板；实测混凝土龄期 100d。

2. 依萨河二级水电站

试验模型是根据管道最大压力断面结构制作的，采用 1:1 的比尺，其结构配筋是按配筋优化成果设置的，模型材料采用现场施工原料。为减小轴向力对试验成果的影响，模

型未采用传统的闷头形成加压腔，而是在钢衬内装一内套管，在钢衬和内套管的端头用环形钢管焊接密封形成加压腔。试验中采用油压系统加压，并根据计算成果确定不同加载阶段的加压级差，以便捕捉各种特征荷载。1号模型分两阶段进行，第一阶段因加压系统供油跟不上，加压至26MPa时压力表读数回落，稳压在24.6MPa时终止试验，第二阶段加压至27MPa时因密封环焊缝撕裂喷油而终止试验。2号模型一次加压至28.5MPa，仍因密封环焊缝撕裂喷油而终止试验，但两个模型结构均未彻底破坏。主要试验成果见表1.3。

表 1.3 依萨河二级水电站钢衬钢筋应力值 单位：MPa

模型	荷载	部位 应力	钢 衬			内层钢筋			外层钢筋		
			管顶	最大	上半圆	管顶	最大	上半圆	管顶	最大	上半圆
		应力	应力	应力	平均应力	应力	应力	平均应力	应力	应力	平均应力
1号 模型	4.0		32.9	45.8	34.2	30.3	36.1	29.3	22.3	22.3	16.5
	9.94		150.4	170.6	150.2	131.8	131.8	118.5	102.9	102.9	89.2
	16.0		335.0	335.0	325.0	311.9	311.9	256.1	203.3	226.0	199.6
	16.5		335.0	335.0	329.3						
	17.5					344.7	344.7	315.7	252.2	287.8	242.4
	18.5					374.3	374.3	367.2	308.5	338.7	295.9
	19.6								371.0	371.0	365.5
2号 模型	4.0		25.7	50.4	27.3	21.4	29.3	24.6	14.3	16.3	13.5
	9.4		98.3	133.2	100.6	82.5	99.1	82.2	40.4	75.4	65.2
	21.0		266.6	320.2	271.3				178.4	204.9	190.5
	22.0		335.0	335.0	335.0	338.8	374.3	299.1	269.1	294.0	276.8
	23.0					374.3	374.3	335.0	344.3	371.0	356.9

20 世纪 80 年代以来，国内进行了数十个不同比尺的模型破坏试验，获得了极为丰富的试验数据。模型均按几何相似和物理相似的原理设计，选用原型仿真材料，几何比尺各异。其中有四组大比尺的仿真材料结构模型试验，分别是由中南勘测设计研究院于 1985 年完成的东江水电站管道结构模型试验（1：5），由原武汉水利电力大学于 1996 年完成的三峡水电站管道斜直段结构模型试验（1：2），由广西大学于 1996 年完成的三峡水电站管道下弯段（1：9）和上弯段（1：9.3）两组结构模型试验。钢衬钢筋混凝土压力管道结构模型试验的目的，是研究结构从加载到破坏的全过程，以评估结构的抗破坏所具有的真实安全度。量测内容主要有应变、变形、缝宽及裂缝发展状况。

研究成果如下：

- （1）结构受力特征规律。
- 1）管道结构在各内压荷载阶段钢衬与外包混凝土可以良好地联合工作，共同承受内

水压荷载。

2) 在混凝土出现径向裂缝前后, 钢材和混凝土承载比有很大差别。混凝土开裂前, 由混凝土承担大部分内水压荷载, 钢材的应力水平不高, 距屈服强度甚远。若干径向裂缝出现后, 混凝土基本不承担内水压力, 但可继续传递径向应力, 由钢衬和各层环筋承担内水压荷载, 钢材的应力明显提高。

3) 在出现若干径向裂缝后, 各层钢材的应力分布状况是: 圆筒一侧应力相对较高, 坝体一侧应力相对较低。在同一断面上 (如 90° 、 180°), 钢衬与各层环筋的环向应力也不同, 主要取决于配筋情况。对同一层环筋, 混凝土裂缝附近的钢筋应力高于其他部位的钢筋应力。

4) 随着内水压荷载的增加, 各层钢材相继达到屈服, 由于结构内部应力进行调整, 直到最后一层钢材屈服时, 结构仍保持整体状态。

5) 在结构屈服后继续加载, 结构产生大的变形, 并未发生爆裂现象, 终因变形过大而无法承载。结构表现出良好的延性。

(2) 裂缝性态。

1) 马蹄形管道初裂位置比较确定, 通常都在 0° 或者 180° 断面即管道半圆与直边交接部位, 这是结构设计的控制断面。

2) 初裂荷载与外包混凝土厚度和含钢率有关。增加混凝土厚度, 可提高初裂荷载; 提高含钢率亦能提高初裂荷载。

3) 裂缝形状沿径向一般为“内窄外宽”, 这一现象是管道的结构特点决定的。

4) 裂缝开度主要受外包混凝土厚度和布筋方式的影响。减薄混凝土, 裂缝开度减小; 在含钢总量相同的情况下, 调整布筋方式, 加密外层布筋能有效控制裂缝最大开度。

5) 裂缝大多发生在圆筒一侧且分布较均匀, 在设计内水压作用下, 均不向坝体延伸。在大多数模型试验中, 径向裂缝基本上是贯穿性的通缝。

6) 大坝对管道产生的轴向压力将会导致管道在内水压力作用下混凝土管壁裂缝提前发生, 但对缝宽影响不大, 第一裂缝位置不因有轴向力而改变。

1.3.3 钢衬钢筋混凝土背管结构观测成果

1. 依萨河二级水电站

为检验施工质量, 校验设计成果, 核定管道的安全度, 结合现场压力管道水压试验, 在钢衬钢筋混凝土管两个设计段的最大压力处设置观测断面进行原型观测。原型观测项目有应变量测、变形量测、钢衬与混凝土的间隙量测及裂缝宽度量测, 测点按 X、Y 向四等分方位布置。量测结果表明, 管顶产生的变形和应力最大, 而腰部和底部因受基础的约束

而相对较小，现将设计荷载作用下管顶的量测值列于表 1.4。

表 1.4 设计荷载时管顶原型观测值

量测断面	设计压力 /MPa	钢材应力/MPa			混凝土外缘变形 /mm		裂缝/mm		间隙 /mm
		σ_{g1}	σ_{g2}	σ_{g3}	顶部	腰部	条数	宽度	
I-I	9.86	150.8	82.4	80.2	0.6	0.07 0.03	3	0.16	0.218
II-II	9.02	161.1	111.1	94.8	0.54	0.04 0.05	2	0.15	0.214

通过模型试验和原型断面观测，取得了大量数据，现将设计荷载作用下计算分析、模型试验、原型观测的各层钢环最大应力和有关参数列于表 1.5，将管顶的各层钢环应力列于表 1.6。

表 1.5 设计荷载作用下有关参数（一）

项目 方法		钢材应力/MPa			初裂 荷载 /MPa	安全 系数	间隙 /mm	内外力 平衡 误差 /%	变形 /mm	裂缝 宽度 /mm	备注
		σ_{g1}	σ_{g2}	σ_{g3}							
I-I 断面 1号 模型	计算方法一	178.1	140.3	89.6	3.45	1.85	0.1	-0.75			没有连接件
		189.0	108.2	69.2	5.30	1.74	0.2	-0.75			没有连接件
	计算方法二	189.1	128.9	137.2	5.02	1.75	0.1	-7.3			没有连接件
	模型试验	170.6	131.8	102.9	4.4	1.93	0.1~0.2	3.5	0.74	0.19	没有连接件
I-I 断面 2号 模型	计算方法二	174.4	144.8	173.4	3.3	1.89	0	-4.8			有连接件
	模型试验	193.2	99.1	75.4	4.5	2.59		28.1	0.53	0.16	有连接件
	原型观测	150.8	82.4	80.2	4.9	2.08	0.218	6.2	0.6	0.16	有连接件
II-II 断面	计算方法一	177.1	140.9	90.1		1.86	0.1				没有连接件
		188.2	108.7	69.5		1.75	0.2				没有连接件
	原型观测	161.1	111.1	94.8	4.9	2.02	0.214	-4.2	0.54	0.15	有连接件

表 1-6 设计荷载作用下有关参数（二）

项目 方法		管顶钢材应力/MPa			间隙值 /mm	备注
		σ_{g1}	σ_{g2}	σ_{g3}		
I-I 断面 1号 模型	计算方法一	178.1	140.3	89.6	0.1	没有连接件
		189.01	108.2	69.2	0.2	没有连接件
	计算方法二	189.1	103.6	76.39	0.1	没有连接件
	模型试验	150.4	131.8	102.9	0.1~0.2	没有连接件

续表

断面	项目 方法	管顶钢材应力/MPa			间隙值 /mm	备注
		σ_{g1}	σ_{g2}	σ_{g3}		
I-I 断面 2号 模型	计算方法二	174.4	132.91	107.98		有连接件
	模型试验	98.3	82.5	40.4		有连接件
	原型观测	150.8	88.6	88.1	0.218	有连接件
II-II 断面	计算方法一	177.1	140.9	90.1	0.1	没有连接件
		188.2	108.7	69.5	0.2	没有连接件
	原型观测	161.1	111.1	94.8	0.218	有连接件

2. 东江水电站管道的原型观测资料

东江水电站管道的原型观测资料是我国坝下游面钢衬钢筋混凝土管道最早获得的原型观测资料，因此本书中对其作了较详细的陈述。但是必须强调指出，这些资料是在库水位低于正常水位约 30m 时测得的，特别是当时未发现管道混凝土管壁有裂缝，至少在观测断面处没有裂缝。观测结果中钢衬、钢筋的应力均较低，也可以说明这一点。对于钢衬钢筋混凝土管道，不论在何种荷载作用下，只要混凝土不开裂，由于材料的变位相容，钢衬和钢筋的应力不高，远低于其设计许可值。这种状况下，管道的强度安全度远高于设计许可值。因此无须分析钢材的应力量值。混凝土管壁发生裂缝，特别是贯通裂缝（由于外荷载或温度作用、施工因素引起）后，裂缝处混凝土不再参与受拉，由钢材承受全部拉力。但是混凝土开裂后，该处混凝土温度变形松弛，因而钢材原有的温度应力发生质的变化。

1.4 进水口渐变段钢衬结构

1.4.1 刘家峡水电站

刘家峡水电站安装 5 台水轮发电机组，总装机容量为 1160MW，年平均发电量为 57 亿 kW·h。水电站厂房设计为地下坝后混合式，1 号、2 号两台机组和安装间设在右岸地下，3 号、4 号、5 号三台机组设在坝后。机组进水口均设于主坝迎水面，底坎高程 1680.00m，水库正常蓄水位为 1735.00m。1 号、2 号机为地下引水隧洞。压力引水钢管自闸门后由方形渐变为直径 7.0m 的圆形钢管，全部采用 16 锰钢或 15 锰钒钢板。3 号、4 号、5 号机组引水钢管为坝内钢管，快速门槽后为 5.5m 长的渐变段。由 7m×8m 的长方形渐变为直径 7.0m 的圆形断面。整个管段除进水口未设钢衬外，其余部分均设 16 锰和

15 锰钒的钢衬。

地下压力引水洞设计的基本原则主要是：引水隧洞按1级建筑物标准进行设计，因洞身埋藏在地下，不校核地震情况，不计温度应力。进口部分外水位假定在右岸副坝趾排水涵洞高程1710.00m左右，外水压力约为30m。引水隧洞衬砌设计中考虑钢板、混凝土、岩石的联合作用，并考虑钢管全部承受内水压力作为校核情况。在内水压力作用下，考虑钢板及外圈混凝土衬砌联合作用。外荷载作用，由外圈混凝土承担。混凝土允许开裂。还应该校核在外水压力作用下钢管的稳定。

坝后钢管上弯段与斜直段设计的基本原则是：钢管不参与承担坝体应力荷载。在外水压力荷载下，考虑钢管与混凝土联合作用。

1号水轮发电机组于1969年3月29日正式并网运行，截至1993年已有24年的运行时间。1993年3月14日1号机组停机大修，发现排水泵启动频繁，进水口水声大，落下检修门经过初步检查发现，左侧主轨变位，止水镜板与水封不能吻合；二期混凝土与主轨座板相接处拉开一条裂缝；渐变段钢衬失稳变形，已不能继续运行。刘家峡水电厂会同西北勘测设计院、甘肃省电力研究所等单位组成联合调查组，对1号机工作门槽、渐变段及钢管等部位进行了详细检查和测量。检查出如下主要问题：

(1) 左侧裂缝与主轨变位。左侧主轨与二期混凝土相接处拉开一条裂缝，在进水口底坎高程1680.00m处缝宽5.1cm，裂缝从底部向上延伸至7.7m处。裂缝沿主轨座板的侧面开裂，形成下大上小的三角形，裂缝最大深度达54cm。

(2) 钢衬板及钢管失稳变形。钢衬板及钢管失稳变形主要发生在左侧，包括与主轨连接的封板，渐变段钢衬板以及同渐变段相连接的钢管严重失稳变形。钢衬板最大鼓起高度为56cm，长度达8m，总面积达40余 m^2 。

(3) 钢衬板、钢管与混凝土之间脱空。进水口渐变段及其四周、闸门底板、门楣护板几乎全部脱空，尤其是闸门底板脱空部分已同外界全部连通。斜直管段钢管脱空也十分严重，有很多地方已连片串通，总面积达250 m^2 。

(4) 内部检查情况。钢衬板切除后，发现二期混凝土破碎，侧面无插筋，与原设计不符。

1号机工作门槽、渐变段、钢管失稳破坏原因。这次引起主轨变位、钢管失稳的直接原因是由外水压力造成的。

(1) 设计方面的原因。进口部分的外水位假定在1710.00m左右，外水压力约为30m水头。水头设计中只考虑了外水位在右岸副坝坝趾排水涵洞的高程，而未考虑水库正常蓄水位1735.00m的高程。因而导致进水口与渐变段的钢衬不能承担设计水位为55.00m的水头压力，所以一旦库水进入钢衬背后，就会造成失稳破坏。同时设计中也没有明显的防止库水进入钢衬背后的措施。

(2) 施工方面的原因。从内部检查的情况看，发现二期混凝土非常破碎，有很多石子及混凝土碎渣掉出，可以看出当时混凝土施工存在着振捣不密实，有局部蜂窝现象；另