

水电站预应力混凝土调压室设计

王成西 李树瑶 陈文义

华北水利水电学院

水电站预应力混凝土调压室设计

王成西 李树瑶 陈文义

(华北水利水电学院)

〔摘要〕小浪底水电站调压室在招标设计阶段采用了预应力混凝土结构方案,满足了大型调压室的抗裂、抗渗要求,具有良好的抗震性能.本文介绍了该结构设计的内力分析、抗震计算和预应力配筋设计等问题.

一、前言

黄河小浪底水电站初设阶段曾推荐半地下厂房方案,该方案引水系统设六座半井半塔式调压室.技术设计阶段华北水电学院承担了六座调压室的设计任务,并对大型调压室采用预应力混凝土结构的各种技术问题进行了深入的研究,提交了招标设计成果.后经国内外咨询机构的审议,将该工程设计改为地下厂房方案,引水道缩短而不再设调压室.这个采用了预应力混凝土结构的大型水电站调压室的设计已不能实施,但在设计过程中我们遇到了我国现行规范⁽¹⁾与水电工程的特殊不相适应的问题,为此我们参照国外的有关资料和工程实例,并在技术上进行了探索.希望本文能对我国水电工程广泛采用预应力混凝土技术起到积极作用.

二、结构概况

黄河小浪底水电站位于洛阳以北、三门峡下游的黄河干流上.该工程半地下厂房方案设阻抗式调压室六座,均为半井半塔式,要求内径18m,地面以上高53m,地面以下井深40m(1#-4#井)及53m(5#、6#井).每座调压室设计最高水位时的容水量分别为23000-26200立方米,最大内水压力分别为0.88-1.01N/mm².根据枢纽布置的需要,六座调压室均座落在山脊上,由于山脊比较单薄,山岩存在大量倾斜节理及泥化夹层,故要求不得因调压室漏水而影响山岩的稳定.该地区基本地震烈度为7度,要求调压室应具有良好的抗震性能.

·孙明权 朱尔玉 姜运平 亢景富 郭玉萍 温新丽 张丽等参加了设计.

原

书

缺

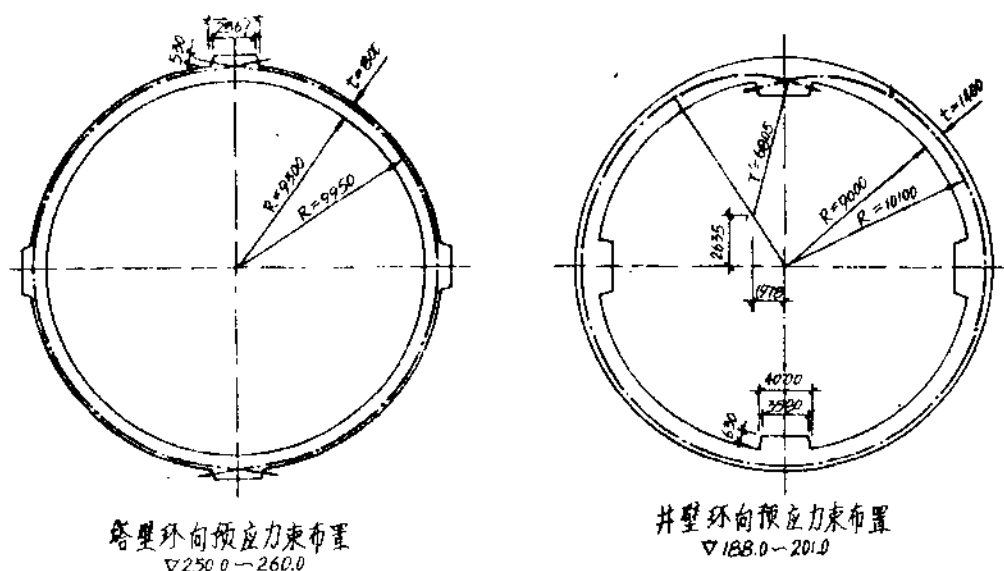


图2 环向预应力束布置

三、结构分析

作用在结构上的荷载有恒荷载有、活荷载和由于环向预应力束的先后张拉次序在结构中产生的临时内力。恒荷载包括结构自重、预应力荷载、井壁与围岩之间的接缝灌浆荷载；活荷载包括内水压力、风荷载、地震荷载和温度荷载。

根据设计要求，在上述荷载作用下，不允许混凝土开裂，结构始终处于弹性状态下工作，内力分析可以采用线弹性有限元和结构力学方法。

1、静力分析

结构在水荷载和预应力荷载作用下的内力分析分别采用了解析法和有限元法，解析法的计算模型为园柱壳有矩理论模型，有限元的计算模型为轴对称平面单元和管单元。解析法和管单元能够直接得到配筋所需内力，但边界条件不易与实际一致，底板的受力分析误差也较大；轴对称单元可以将塔座、底板、喉管连同井、塔一起计算，边界条件容易模拟。这三种模型各有特点，可以起到互相补充的作用。由于井与井之间岩石厚度仅有23.5m，计算中忽略了围岩弹性抗力的有利影响。

上述计算方法的不足之处是，只能将环向预应力荷载视为轴对称荷载，而实际结构存在着扶壁，环向预应力数值沿园周也并非均匀，因此结构并非完全轴对称。为此又用结构力学方法和平面应力单元进行了计算（图3a、c）。由于环向预应力束的布置形式是对称的，计算模型可以取1/4园环。环向预应力荷载有锚头传给扶壁的集中力和预应力

束与井(塔)壁之间的挤压力及预应力束与波纹管之间的摩擦力,由于摩擦损失沿预应力束长度是变化的,因此预应力束传给井(塔)壁的压力沿束也是变化的,计算结果表明,井(塔)壁环向存在的弯矩较大最危险截面出现在扶壁附近(图3b)。

设计中分别对塔和井的不同扶壁数量,不同的预应力束包角引起的环向弯矩进行了对比分析,以便选取最佳的预应力束布置方案,分析结果表明,扶壁的数量、预应力束的包角、有效预应力沿束的分布等都对环向弯矩的大小及分布产生明显的影响。

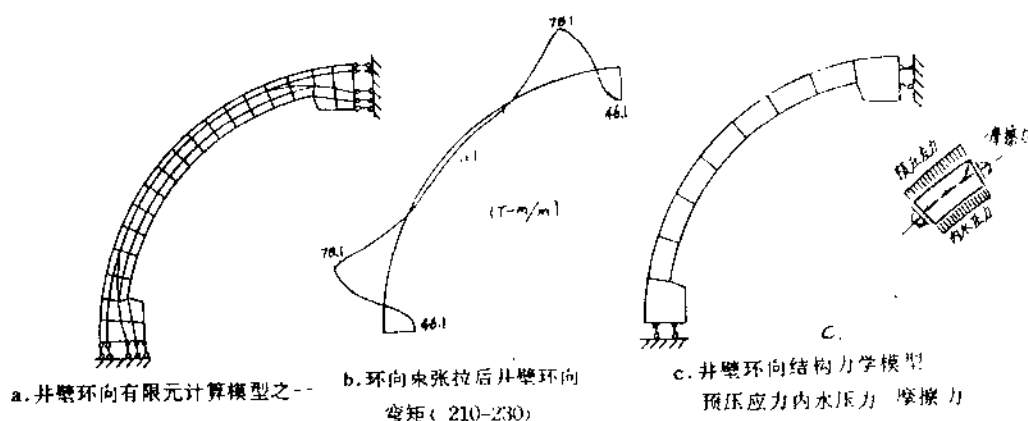


图3 井壁环向计算模型

2、地震动力分析

本工程的塔体属大直径薄壁结构,高达53米,正常运行最高水位高出基岩平台35米,因此地震时调压室的安全非常重要,也直接影响到下游厂房的安全,地震动力分析采用了拟静力法、管单元有限元法和简化为单竖杆多质点体系的振型分解反应谱法,并用解析法计算了塔内水体的振动,在所有的计算中,均以标高为240.00m的基岩平台作为固定端,取地面加速度峰值为0.1g,最高水位为正常运行最高水位(HWL.275.0@0),在管单元的多质点体系计算中,将水体质量的50%作为固体质量来考虑。

计算结果表明,水的振荡周期为4.44秒,正常运行水位时塔的振动周期为0.178秒,两者周期相差很大,不会产生共振现象。地震方向最

大水平位移为4.99mm。塔底部的整体最大弯矩为45300T-m,环向产生的拉应力不大,可以忽略。从以上结果可以看到,预应力混凝土调压塔的抗震性能是可靠的,虽然塔底弯矩较大,但可以通过施加纵向预应力来解决。

四、预应力设计

1. 设计准则

对于圆筒形结构的调压室,在内水压力作用下环向为轴心受拉构件,但由于该调压室扶壁的存在和预应力分布的不均匀性,以及井壁底部受力的复杂性,井(塔)壁中局部存在较大的弯矩,为了分清主次,借鉴国外的现有技术^[2]。设计中采用下列准则:

(1) 内力分级

为了使强度指标更合理,根据不同部位和不同的荷载类型,将内力分为主要内力和次要内力,并分别定出相应的应力控制标准(表1)。

内 力 分 级 表1

位 置	荷 载	内 力 分 类	内 力 分 级
远 离 不 连 续 区	外 荷 载 (包括预应力)	薄膜应力 弯曲应力 剪切(径向及切向)	主 主 主 主 要 要
	体变效应 (如温度应变 徐变收缩)	薄膜应力 弯曲应力 剪切(径向及切向)	次 次 次 主 要 要
位于体几 何突变区 及其附近	外 荷 载 (包括预应力)	薄膜应力 弯曲应力 剪切(径向及切向)	主 主 次 主 要 要
	体变效应 (如温度应变 徐变收缩)	薄膜应力 弯曲应力 剪 切	次 次 次 主 要 要

(2) 混凝土受压强度控制指标

参照国外的有关规定,混凝土受拉强度控制指标如表2所示。

混凝土受压强度控制指标

表2

	主 要 应 力		主要应力+次要应力	
	薄膜应力	薄膜应力+弯曲应力	薄膜应力	薄膜应力+弯曲应力
系数荷载下	0.706fc (13.8)	0.882fc (17.2)	0.882fc (17.2)	1.00fc (19.5)
使用荷载下	0.504fc (9.86)	0.630fc (12.3)	0.630fc (12.3)	0.714fc (13.9)

注①fc--砼抗压设计强度,对C40砼,fc=19.5N/mm²

②括号中数字单位为N/mm²。

③荷载系数取为1.4。

(3)混凝土受拉强度控制指标

在最不利荷载组合时,应满足

a,环向截面平均残余压应力不得小于1.0N/mm²。

b,截面边缘的拉应力(纵向及环向)应低于 $0.3rf^a(f^a)$ 为混凝土抗拉强度标准值, γ 为截面抵抗矩塑性系数,按规范⁽¹⁾选用)。

(4)筒壁内外侧的纵向和环向最小配筋率均为 $0.2\%bh^0$,以减少裂缝宽度和增加结构的延性。

2、环向预应力束配筋设计

根据上述设计准则,经反复比较、优化,确定壁厚和预应力束的数量时,设计程序如图4所示。

根据调压室环拉力大的特点,设计采用了预埋波纹管的有粘结后张系统,不但能提高预应力束的防腐性能,减少配筋率,增加结构的可靠性,也便于施工。如果用无粘结后张系统,虽然能减少预留管道、穿束、灌浆等工艺环节,但每束多达22--7 ϕ 5的钢绞线束的定位将十分困难,不宜采用。

调压室环向预应力配筋

表3

部位	高 程 (m)	壁厚 (m)	预应力束配筋	预应力束间距 (cm)	预埋管(内/外径) (mm)
塔	293.0-280.0	0.5	7-7 ϕ 5	40	70/77
	280.0-275.0	0.5	7-7 ϕ 5	30	70/77
	275.0-260.0	0.6	12-7 ϕ 5	35	85/92
	260.0-250.0	0.8	12-7 ϕ 5	25	85/92
	250.0-243.0	1.1	12-7 ϕ 5	25	85/92
	243.0-240.0	1.8	12-7 ϕ 5	20	85/92
塔座	240.0-236.0	1.8	12-7 ϕ 5	20	85/92
	236.0-235.0	1.2	19-7 ϕ 5	25	110/117
井	235.0-230.0	1.2	19-7 ϕ 5	25	110/117
	230.0-201.0	1.2	19-7 ϕ 5	22	110/117
	210.0-188.0	1.4	22-7 ϕ 5	22	110/117

· 标高236.0以上为塔外扶壁,标高236.0以下为井内扶壁。

.. 井底标高1#--4#为200.0m,5.6[#]为187.0m。自井底向上1 m高的范围内,井壁未配环向预应力束。

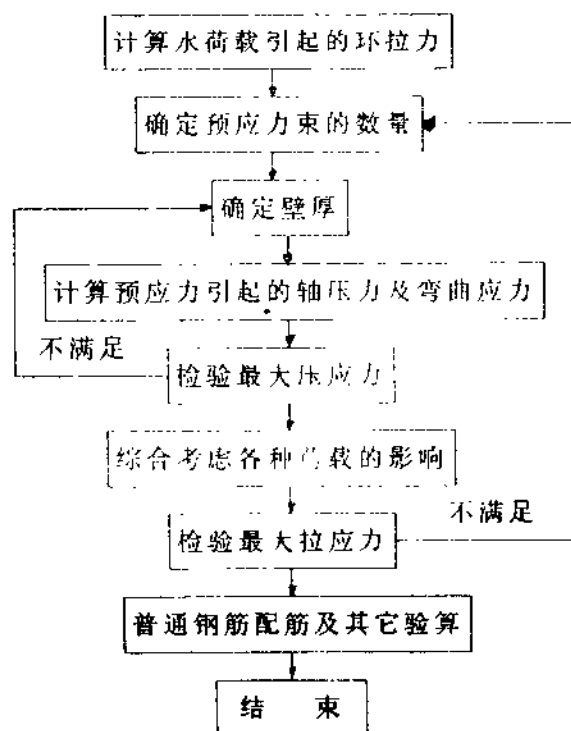


图4 环向预应力设计流程

在环向预应力束有效应力计算中,根据本工程中预应力束形状复杂,摩擦损失大的特点,采用了以初始应力(即扣除摩擦损失和锚具回缩损失后的应力)为变量计算预应力松弛损失的方法,根据《混凝土结构设计规范》^[1]和《预应力混凝土用钢绞线》^[2]的规定,确定了预应力松弛损失的图形(图5),并取1000小时松弛损失的两倍作为最终损失值,较好的解决了预应力松弛损失的计算问题。

在井壁环向预应力束由井壁外侧向扶壁切出的部位,为防止将混凝土沿预应力束拉裂,除正常的径向抗剪钢筋外,设计中配置了V形加强筋(图6),设置的原则是,井壁中心线以内部分(BC弧段),其径向力P全部由V形筋承担,井壁中心线以外至大圆环部分(AB弧段),v形筋按承担径向力的一半设计,所有v形筋均与井壁外侧普通钢筋相连,使其能将径向力传至井壁外侧。

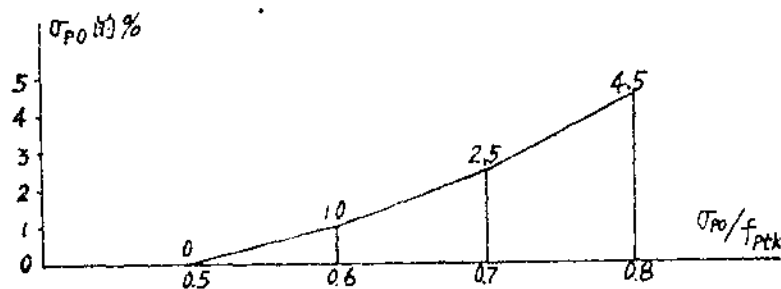


图 5 20°C1000小时预应力松弛损失

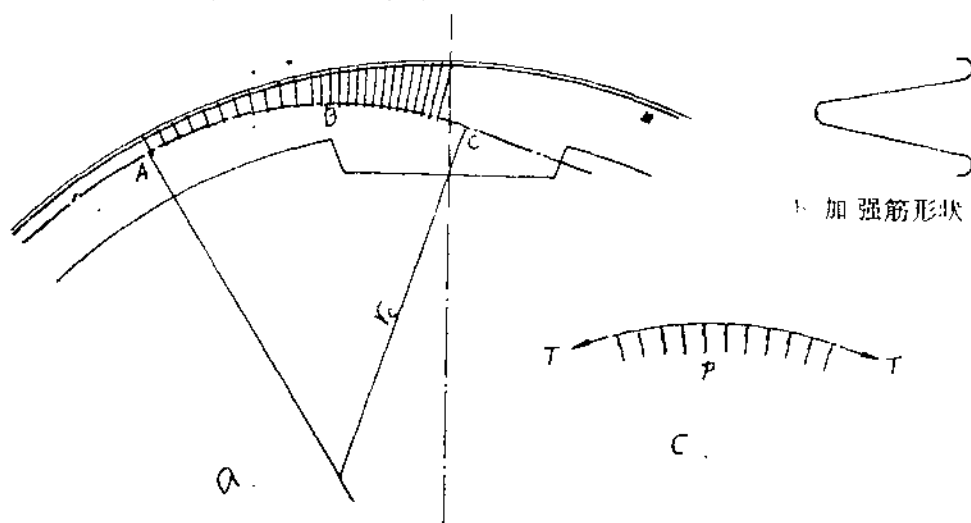


图 6 局部加强箍筋

3、竖向预应力配筋设计

预应力混凝土调压室的井(塔)壁在张拉环向预应力阶段和使用阶段均要产生竖向弯矩,根据产生的条件可分为:①环向预应力在井壁底部引起的竖向弯矩,该弯矩的数值较大,往往起控制作用;②内水压力在井壁底部引起的竖向弯矩,该弯矩与环向预应力产生的竖向弯矩的分布图形状相似,但符号相反,一般不起控制作用;③张拉环向预应力束的过程中,由于采用分段依次张拉也会在壁中产生竖向弯矩,但该弯矩属于临时弯矩,一旦张拉全部完成,这部分弯矩也就随之消失.由于井壁底部的竖向弯矩一般大于其它部位临时弯矩,因此井壁中的临时弯矩对竖向预应力束的配筋不起控制作用。

井壁与底板的连结方式对竖向弯矩影响很大,铰接、固结、滑动、以及前期滑动、后期固结这四种连结方式在国外的调压井(塔)和国内外的各类贮水构筑物中均有采用,各有特点。

滑动连接仅在张拉环向预应力阶段产生临时竖向弯矩,在工作状态下几乎没有竖向弯矩,但施工难度大,构造处理不易保证质量,也容易漏水。

铰接连结也容易出现质量问题,高达 $0.88-1.01\text{N/mm}^2$ 的内水压力很容易将密封击穿,即使是铰接连结,环向预应力也会引起高达 98.5T-m/m 的竖向弯矩,但最大弯矩的位置离开了节点,向上移了一段距离。

固结连结易于保证施工质量,无需特殊的止水,但本工程环向预应力会在井壁底部产生高达 450T-m/m 的竖向弯矩,设计上存在一定的技术困难。

本设计采用了前期滑动、后期固结的连结方式,具体作法是,施工时在井壁与底板间设一后浇带,井壁底面与基础面之间做滑动支承处理。先张拉环向设计预应力的一半,然后在后浇带中浇注混凝土,待后浇带的混凝土达到设计强度后,再将环向预应力补拉到设计拉力值。采取这种连结方式后,井壁底部的最大弯矩比固结连结减少一半,从而保证了结构的安全(图7)。

根据前述的设计准则,考虑结构自重作用及各种内力组合后,井壁竖向预应力配筋为每束 $7-7\phi 5$ 无粘结钢绞线,间距 40cm ,塔座处一端张拉;塔壁竖向预应力配筋为每束 $7-7\phi 5$ 钢绞线,间距 60cm ,塔顶一端张拉。

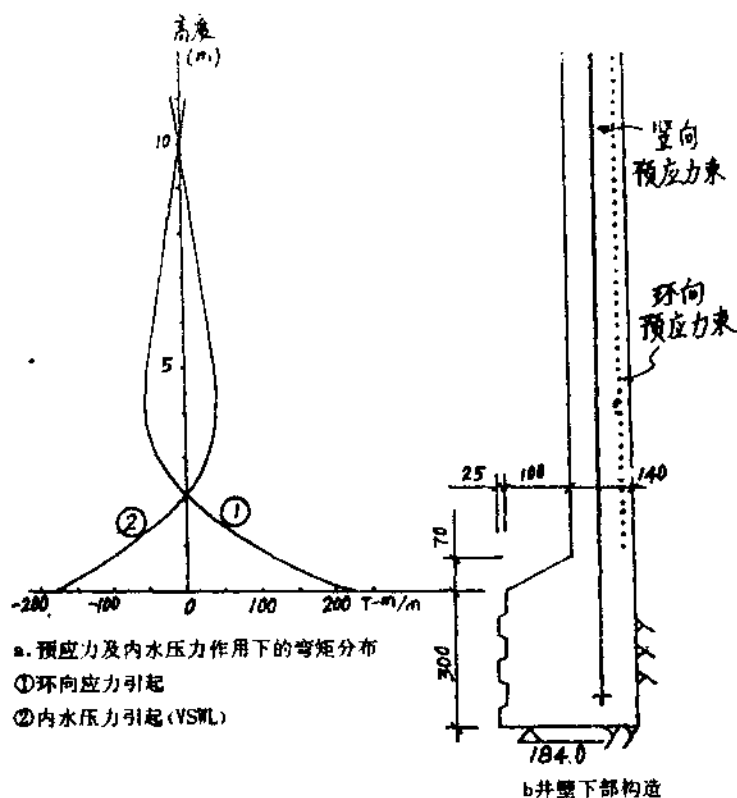


图 7 5#、6#井壁底部弯矩及构造

结 束 语

预应力混凝土应用于调压室结构,在国外已有多次成功的先例,我国也已开始在大型贮仓中应用预应力混凝土技术。通过小浪底调压室的设计实践,我们认为大型调压室采用预应力混凝土结构在技术上是可行的,能够提高结构的抗裂性和整体性,增加结构的耐久性,在经济上也是合理的。

本设计曾得到黄委设计院小浪底处的大力协助,在此表示衷心的感谢。

参考文献

1. 国家标准,《混凝土结构设计规范》GBJ10-89,建筑工业出版社,1989年。
2. 美国标准,ANSI-ASME BPV-III-2,《混凝土反应堆容器和安全壳》1977.1。第二机械工业部标准化组译,1979.9。
3. 国家标准,《预应力混凝土用钢绞线》GBJ224-85,建筑工业出版社,1989年。