

文章编号 :1007 - 649X(2001)04 - 0049 - 04

# 昭平台水库溢洪道闸墩裂缝非线性有限元分析

张同德<sup>1</sup>, 胡良明<sup>2</sup>, 周鸿钧<sup>2</sup>

(1. 黄河水利委员会勘测规划设计研究院, 河南 郑州 450003; 郑州大学环境与水利学院, 河南 郑州 450002)

摘 要: 昭平台水库溢洪道建成于 1970 年, 在运行过程中, 溢洪道闸墩支座梁附近产生了贯穿性裂缝。溢洪道作为水利枢纽中的主要建筑物, 其本身的可靠性是枢纽安全的重要保证, 因此有必要找出溢洪道闸墩裂缝的成因, 并分析带裂缝运行的闸墩是否安全、稳定。对昭平台水库溢洪道闸墩进行非线性有限元分析, 成功地模拟了裂缝扩展, 探讨了闸墩支座梁附近混凝土开裂的原因, 提出了改进措施。计算分析成果已为工程所采用。

关键词: 溢洪道闸墩; 非线性有限元; 局部弧长法; 裂缝

中图分类号: TV 313 文献标识码: A

## 0 引言

昭平台水库溢洪闸室采用的是分离式底板, 弧形闸门。闸墩长 28 m, 厚 2.5 m, 高 18 m。弧形闸门的支铰支承在贯穿闸墩厚度方向的 16Mn 支座钢梁上, 支座钢梁长 4.51 m, 宽 1.1 m, 厚 0.9 m。支座钢梁支撑在其背部的两个钢垫梁上, 两个垫梁在闸墩内为对称布置, 垫梁长 2.1 m, 厚 0.5 m, 高 0.905 m。为了防止闸门支铰传至支座钢梁上的集中力过大地传于支座钢梁后的闸墩墩上, 并将该集中力均匀分配到整个闸墩, 在闸墩内沿厚度方向对称布置了 6 层扇形锚固钢筋。靠近闸墩中心线的两层扇形锚固钢筋每层有 8 根钢筋, 其余 4 层每层有 10 根钢筋。扇形钢筋上游端通过 4 层构造钢筋锚固在闸墩内, 下游端锚固在支座钢梁背后的两个垫梁上。所有锚固钢筋表面均涂有沥青层, 以保证钢筋都能自由伸长变形, 在支座钢梁、垫梁背面与混凝土接面上留 12 mm 的缝隙, 中间灌以沥青, 并在支座钢梁和垫梁的侧面均涂有 2 mm 的沥青。因此, 作用在闸门上的总水压力通过支铰传递给支座梁, 支座梁再传递给垫梁, 垫梁承担的部分对其后闸墩产生推力, 另一部分则由锚固于其上的拉锚承受, 从而减少支座梁后闸墩部分的推力。

昭平台水库尧沟溢洪道 1970 年建成以来, 已运行了 20 余年, 自 1975 年发现闸墩下游出现裂缝, 经多次定点定时观测, 发现在闸墩支铰后均产生了裂缝, 先在支铰上部附近开裂, 然后继续开裂贯穿到墙顶。众所周知, 溢洪道是水库枢纽的主要建筑物之一, 其本身的可靠性是水库安全运行的重要保证。所以必须对溢洪道闸墩的裂缝进行深入研究, 确定裂缝的成因, 裂缝开展的可能性及加固意见。

闸墩为钢筋混凝土结构, 属非线性材料, 采用非线性有限元分析更为合理。本文对溢洪道闸墩进行破坏过程模拟, 能较为合理地探讨引起闸墩产生裂缝的原因。在进行非线性有限元分析时采用局部弧长法<sup>[1, 2]</sup>。

## 1 闸墩模型建立及有限元离散

### 1.1 模型建立

任取一单个闸墩(中墩)作为计算单元, 将其简化为平面问题。由于闸墩长度远大于其厚度, 且不存在沿厚度变化的面力和体力, 因此可作为平面应力问题来处理。

闸墩内布置着 6 排扇形钢筋, 且有两排钢筋的布置形式与其它 4 排不同。为了网格剖分方便, 将 6 排钢筋合并为一排(由 10 根直径为 35 mm 的

收稿日期: 2001 - 07 - 30; 修订日期: 2001 - 09 - 20

作者简介: 张同德(1963 - )男, 河南省汝南县人, 黄河水利委员会高级工程师, 硕士, 主要从事水利规划和水工结构方面的研究。  
万方数据

钢筋组成)将 56 根钢筋的总横截面积平均分配到 10 根钢筋上.用来锚固钢筋的垫梁沿闸墩厚度方向对称分布在闸墩内,且有 10 cm 的混凝土保护层.作为平面应力分析,将其视为和闸墩等厚度,而不考虑混凝土对其保护作用.

## 1.2 有限元离散化

位移边界条件处理:高程 164.0 m 以下与混凝土底板固结,可以将闸墩与底板交接处作为无位移的铰接处理.

有限元离散化:坐标原点定在闸墩左下角,高程 164.0 m 的海平面上, $X$  轴指向下游, $Y$  轴铅直向上.

根据闸墩的几何特性,对混凝土结构部分采用四节点单元和三节点单元,共产生单元 1852 个,其中四边形单元 1813 个,三角形单元 39 个.

由于支座梁和垫梁的四边涂有沥青,沿支座梁和垫梁的上下两侧和左侧涂有 2 mm 厚的沥青,因其厚度很薄,可视为夹层,剖分了 24 个沥青夹层四边形单元;在垫梁背部的沥青层厚为 12 mm,被剖分成 12 个四边形单元.由于闸墩内的锚固钢筋涂有沥青,可以不考虑其与混凝土之间的粘结滑移效应.弯曲的锚固钢筋进一步简化为直钢筋,每根钢筋离散为两节点的杆单元,共有 10 个杆单元.

根据支座梁和垫梁的几何形状,将其剖分为 64 个四边形单元.整个闸墩共生成 2015 个节点,1962 个单元,3988 个自由度,如图 1 所示.

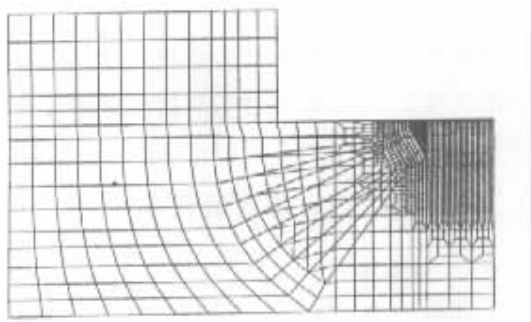


图 1 计算模型

Fig.1 Computational model

作用在闸墩上的荷载有:①闸墩混凝土和支座钢梁及其垫梁自重;②静水压力,设计水位高程 177.30 m 时作用闸墩上游端部的静水压力;③闸墩顶端的厂房、设备重量的简化处理.经计算,每个闸墩承受的重量为 2000 kN,按均布荷载施加,其作用面积为  $6 \times 2.5 \text{ m}^2$ ;④工作门上水压力的传递.弧形闸门在设计水位 177.30 m 关闭时所承

受的水压力为 9250 kN,该压力沿闸门支臂传到支座钢梁上,其与水平面的夹角为  $27^\circ 28'$ .

计算工况:设计水位为 177.30 m 时,闸墩两侧弧形工作门同时挡水时的静力计算.计算时将上游端部静水压力和闸门上的水压力作为活荷载来进行破坏过程分析.

材料性能:①闸墩,采用 200# 混凝土,静弹性模量为  $2.6 \times 10^4 \text{ MPa}$ ,体积质量  $2.4 \text{ kN/m}^3$ ,泊松比 0.167;②支座钢梁、垫梁,静弹性模量为  $2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ ,体积质量为  $7.85 \text{ kN/m}^3$ ,泊松比为 0.24;③沥青,静弹性模量为  $10 \sim 10000 \text{ MPa}$ ,体积质量为  $1.0 \text{ kN/m}^3$ ,泊松比 0.45;④锚固钢筋,直径 32 mm 的 MnSi 钢筋,静弹性模量为  $2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ ,钢筋种类为 III 级,屈服强度为 400 MPa,极限强度为 600 MPa,设计强度为 380 MPa,伸长率为 21%.

## 2 闸墩非线性有限元计算分析

### 2.1 材料本构关系

混凝土应力应变关系:200# 混凝土的抗压强度  $f_c = 10 \text{ MPa}$ ,抗拉强度  $f_t = 1.1 \text{ MPa}$ ,其拉应力应变关系见图 2(a).

钢梁应力应变关系:支座梁和垫梁采用 16MnSi 钢材,其屈服强度  $f_y = 350 \text{ MPa}$ ,抗拉强度  $f_u = 550 \text{ MPa}$ ,伸长率  $\delta = 21\%$ .其应力应变关系见图 2(b).

钢筋应力应变关系:屈服强度  $f_y = 400 \text{ MPa}$ ,抗拉强度  $f_u = 600 \text{ MPa}$ ,伸长率  $\delta = 21\%$ .其应力应变关系见图 2(c).

沥青应力应变关系:由于沥青的物理性质主要用针入度、延伸度来描述,其弹性模量目前尚未有确定值可查.本文假设其弹性模量介于  $10 \sim 10000 \text{ MPa}$ ,其应力应变关系假设为如图 2(d)所示.其泊松比是根据水电部第六工程局试验室与水利科学研究所试验测定值确定的.试验结果表明,在不同温度、加载率和沥青含量下所测定的泊松比的变异基本上不大,其平均值分别为 0.39 和 0.48.这两者差异的原因之一为试件截面形状不同,前者用圆柱体试件,而后者用矩形断面试件.

### 2.2 计算结果分析

由于沥青弹模随温度变化很大,夏天气温高,沥青变得较软;而在冬天,沥青则可能会很硬.为此对不同沥青弹模时的闸墩进行了计算.沥青弹模的取值依次为 10,100,1000,10000 MPa,体积质量为  $1.0 \text{ kN/m}^3$ ,泊松比为 0.45.

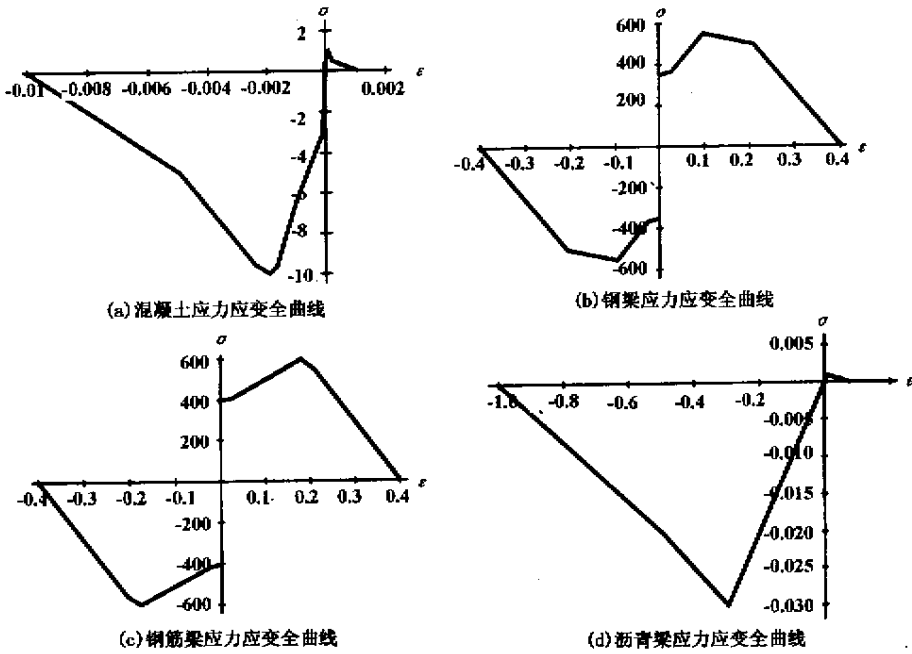


图 2 应力 - 应变曲线

Fig.2 Stress - strain relation curve

随着沥青弹模的增大,闸墩的极限承载能力急剧降低.当沥青弹模为 10 MPa 时,闸墩的承载能力大于设计水位时的荷载 9250 kN,虽说闸墩不会开裂,但已没有太多的安全储备;当沥青弹模增加到 100 MPa 时,闸墩的承载能力降至 7670 kN,远小于设计荷载.所以,闸墩在设计水位作用时,只要沥青弹模大于 100 MPa,就有可能开裂.

当  $E = 10000$  MPa 时,闸墩的承载能力为 6739 kN,承载力下降了 27.8%.所以夏天在正常工作水位时,闸墩不会开裂,而在冬天,闸墩开裂.

沥青弹模  $E = 100$  MPa 时,闸墩裂缝的开裂过程如图 3 所示.闸墩在达到极限荷载前没有裂缝出现,如图 3(a)所示.图 3(b)(c)(d)为极限荷载后的裂缝状态.由裂缝的开展过程可知,闸墩在极限荷载作用下并没有完全破坏,虽然有裂缝出现,闸墩依然可以承受一定的作用力.同时,也可发现闸墩垫梁右上角处的混凝土比较薄弱(裂缝最早出现在此处),其次是垫梁右下角处的混凝土.图 4 是沥青弹模取不同值时,闸墩裂缝开展的示意图.

### 3 结论

由昭平台水库闸墩非线性有限元计算分析可得如下结论:

(1) 支座梁和垫梁承受弧形闸门传来的很大的支铰推力,使其下游边产生变形,形成较大的拉

力区,由于支座梁和垫梁上部的混凝土体积过小,不足以抵抗较大荷载的作用,遂造成支座梁和垫梁上下部产生贯穿性裂缝.

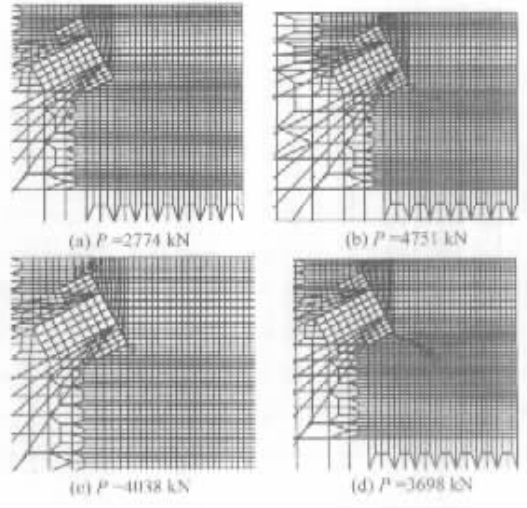


图 3 沥青弹模  $E = 100$  MPa 时,裂缝开展图

Fig.3 Development process of crack for modulus of asphalt  $E = 100$  MPa

(2) 沥青材料的软硬程度(弹模大小)受周围环境温度的影响很大.在正常水位下,如温度低则沥青变硬,限制了拉锚的伸长,不但影响到锚固钢筋对弧形闸门传来的水压力分担,也使得支座梁和垫梁通过沥青层传递其背后混凝土过大的推力,导致混凝土受拉开裂.为了避免类似情况发

生,对于此类结构体系的闸墩,设计时应使支座梁

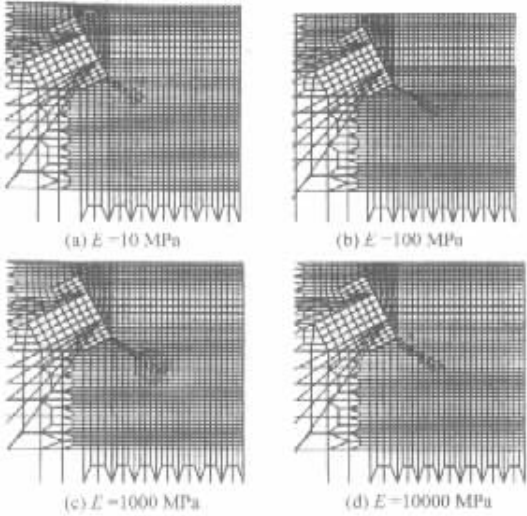


图 4 不同沥青弹模时裂缝扩展图

Fig.4 Diagrams of crack propagation for different modulus of asphalt

和垫梁与其后混凝土之间有足够的缝宽并填充受温度影响较小的材料,以保证锚固钢筋的伸长不受约束,能承担设计所要求的支铰弧门推力.

(3) 支座梁和垫梁承受弧形闸门传来的支铰推力,使其下游边发生变形从而产生过大的拉应力,造成支座梁和垫梁后产生贯穿性裂缝.为了保证支座梁和垫梁后混凝土具有足够的支撑作用及不产生过大的变形,可加厚垫梁上部的混凝土,并采用锚筋垂直向予压加固,混凝土的厚度约为闸墩的宽度.或在支座梁附近的闸墩表面和顶部设置预应力锚固,既可防止裂缝进一步扩展,也可减少支铰推力产生的拉应力,形成新的裂缝.

参考文献:

[1] 段云岑.非线性方程组的解法:局部弧长法[J].力学学报,1997(1):67-69.  
[2] 张汝清,詹先义.非线性有限元分析[M].重庆:重庆大学出版社,1990.

Non – linear Finite Elenent Analysis for Spillway Pier with Cracks of Zhaopingtai Reservoir

ZHANG Tong – de<sup>1</sup>, HU Liang – ming<sup>2</sup>, ZHOU Hong – jun<sup>2</sup>

(1. Reconnaissance, Planing, Design and Research Institute of Yellow River Conservancy Commission, Zhengzhou 450003, China; 2. College of Environmental & Hydraulic, Zhengzhou University, Zhengzhou 450002, China)

**Abstract** :The spillway piers of Zhaopingtai reservoir was built in 1970. There are lots of cracks near the pedestal beam of the piers in the operating period. The spillway is a main water conservancy facility in a reservoir. The safety of the spillway will affect the safety of the whole reservoir system. Therefore it is necessary to find out the reason of the cracking and the safety of the spillway piers with cracks. In this paper, the non – linear finite element analysis is applied in the model of crack propagation process for the spillway piers of Zhaopingtai Reservoir. The cause of concret cracking close to the pedestal beam of the pier is discussed in detail. Some engineering measures are also proposed. The achievement of the analytical computation has been applied to the production.

**Key words** spillway pier ; non – linear finite element ; local arch – length method ; crack