

姜唐湖进洪闸空间整体结构抗震计算

胡兆球 孙业文 赵永刚

(水利部淮河水利委员会规划设计研究院 安徽 蚌埠 233000)

摘要 采用空间组合动力有限元直接滤频法和振型分解反应谱法对姜唐湖进洪闸空间整体结构进行抗震分析. 计算模型有效地考虑了闸墩、底板、防渗板桩和地基的相互作用, 并考虑了水体对结构的动力影响. 计算结果表明, 在进行闸室结构稳定校核时应该采用顺河流向水平地震时的动力反应结果, 在进行闸室结构承载力校核时应该采用垂直河流向水平地震时的动力反应结果.

关键词 进洪闸 抗震计算 直接滤频法 反应谱法

中图分类号: TV34

文献标识码: A

文章编号: 1006-764X(2003)07-0010-03

姜唐湖进洪闸是在建的国家重点治淮项目之一的临淮岗洪水控制工程的骨干工程. 临淮岗洪水控制工程位于淮河干流中游, 主体工程地处安徽省霍邱、颍上两县交界处, 北距颍上县城约 20 km, 南邻霍邱县城约 14 km, 属于淮北大洪水控制工程. 它与上游山区水库、中游行蓄洪区、淮北大堤以及茨淮新河、怀洪新河等共同构成淮河中游多层次综合防洪体系, 使淮河中游防洪标准由不足 50 年一遇提高到 100 年一遇. 姜唐湖进洪闸为新建闸, 其主要作用是当王截流水位超过 28.00 m, 或正阳关水位超过 26.40 m, 或临淮岗下泄流量大于 7 000 m³/s 时开闸进洪, 利用姜唐湖行蓄洪区和其它工程一起提高淮河中游淮北大堤防洪标准. 按照淮河河道治理规划要求, 在河道设计水位情况下, 姜唐湖进洪闸进洪规模为 2 400 m³/s, 主体工程为 I 级建筑物.

姜唐湖进洪闸位于老淮河主槽与 49 孔浅孔闸间的主坝中部(桩号 3+570.00), 闸孔总宽 196.82 m. 上游弧型导水堤, 采用非膨胀性土料填筑, 素混凝土护坡. 上游翼墙为钢筋混凝土扶臂结构, 闸室两岸和下游翼墙为钢筋混凝土箱形结构. 闸室采用两孔一联山字形开敞式钢筋混凝土结构, 共 14 孔, 底板高程 19.70 m, 单孔净宽 12 m, 中墩厚 1.5 m, 缝墩厚 1.3 m. 闸室顺河流向长 24 m, 其上游铺盖及护底总长 40 m, 下游段消能防冲段总长 112 m. 采用弧型钢闸门挡水, 门体尺寸 12 m × 7.92 m. 闸墩上游侧设 2 m 宽人行便桥和 5.3 m 宽工作桥(桥上设启闭机房), 公路桥宽 9 m, 闸室两侧均设桥头堡.

为了充分论证所拟定的设计方案是否合理可

行, 在常规设计基础上, 有必要对整体闸室结构采用动力分析方法对其抗震特性进行深入的计算分析. 本研究采用空间组合动力有限元直接滤频法和振型分解反应谱法对姜唐湖进洪闸空间结构进行抗震分析. 计算模型有效地考虑了闸墩、底板、防渗板桩和地基的相互作用, 并考虑了水体对结构的动力影响, 所得到的计算结果符合一般规律.

1 计算原理和方法

有限单元法是目前解决复杂空间结构静、动力问题最有效的数值方法之一^[1]. 它可以方便地处理各种复杂的几何条件、物理条件和荷载条件. 对于实际工程问题, 可根据变形和受力特点的不同, 采用不同类型的单元进行离散, 以提高对工程问题的计算效率和计算精度. 根据姜唐湖进洪闸的受力特点, 将闸墩、底板、板桩和地基作为一个整体, 考虑它们之间的相互作用. 对于地基采用一般的空间六面体 8 节点等参协调单元进行离散, 对于闸墩、底板和板桩则采用能够较好反映弯曲变形性能的空间六面体 8 结点非协调单元进行离散.

根据最小势能原理可以导出整个结构的动力平衡方程为

$$K\delta + C\dot{\delta} + (M_D + M_p)\ddot{\delta} = -(M_D + M_p)\ddot{\delta}_g \quad (1)$$

式中: K , C , M_D 分别为结构的整体劲度矩阵、阻尼矩阵、集中质量矩阵; M_p 为附加集中质量矩阵; δ , $\dot{\delta}$, $\ddot{\delta}$ 分别为结构的相对位移、相对速度和相对加速度列阵; $\ddot{\delta}_g$ 为地震时的地面加速度列阵. 在动力方程(1)中, 令 $\ddot{\delta}_g$ 为零并忽略阻尼对结构自振特性的

影响,便得到自由振动方程为

$$K\delta + M\ddot{\delta} = 0 \tag{2}$$

其中

$$M = M_D + M_p$$

求解方程(2)可得结构的自振特性.对于水工结构的抗震问题,一般只需求若干个最低频率和相应振型,为此可以采用以迭代法为基础的直接滤频法^[2].

当用振型分解反应谱法求结构的地震反应时,应先求出结构的若干个低阶振型和周期,根据求得的周期并利用水工抗震设计标准反应谱^[3]求得各振型对应的设计反应谱值 β_i ,便可以进而求出结构各振型的最大加速度向量、最大荷载向量、最大位移向量和最大应力向量.地震作用效应按规范要求采用平方和方根法进行组合.

2 材料性质和计算参数

根据规范和现场实测或试验资料,确定有关计算参数.对于混凝土,弹性模量 $E = 2.85 \times 10^4$ MPa;泊松比 $\mu = 0.167$;容重 $\gamma = 25.0$ kN/m³.对于地基土参数取值如表1所示.

表1 土层有关物理力学指标

编号	土的类型	压缩模量 E_s /MPa	泊松比 μ	容重 γ (kN·m ⁻³)
1	人工填土	6.4	0.25	10.0
2	中粉质壤土	7.0	0.25	
3	重粉质壤土和粉质粘土	6.9	0.3	
4	轻粉质壤土夹砂壤土	7.7	0.25	
5	细砂	18.0	0.2	
6	轻粉质壤土	9.2	0.25	
7	粉质粘土	9.0	0.3	
8	中及轻粉质粘土	6.7	0.3	

为了反映动荷载作用时材料的弹性模量增大现象,在动力分析时,混凝土和地基的动弹性模量取对应静弹性模量的1.25倍.

地震时取设计挡水时的水位,即上游水位为26.9m,下游水位为18.5m.地基场地类别为Ⅲ,地震设计烈度为7度,特征周期 T_g 为0.33s,各阶振型的阻尼比 ζ 都取为0.05.设计地震加速度代表值 a_h 取为0.1g,地震作用的效应折减系数 ξ 计算时取为1.0,设计反应谱最大值的代表值 β_{max} 取为2.25.动水压力附加质量按韦氏附加质量公式求解.

3 计算模型

将闸室结构作为计算对象,考虑闸墩、底板、上游防冲板桩与地基的相互作用.取两孔一联的闸室结构(一个中墩、两个缝墩和相应的底板)和一定范围的地基(在水平向,上下游各延伸20m,左右为一联闸室的范围各为28.1m,垂直向取到高程0.0m)作为一个整体结构剖分有限元网格.在地基底部加

固定约束.当考虑顺河流向水平地震时,在顺河流向方向的结构边界加水平链杆约束;当考虑垂直河流向水平地震时,在垂直河流向方向的结构边界加水平链杆约束.坐标0点设在上游端对称面上的高程零点上, x 轴沿顺河流向方向水平指向下游, y 轴垂直河流向方向水平指向左岸边, z 轴垂直指向上方.自动剖分后的空间有限元网格如图1所示.其中单元总数为15412,结点总数为18436.

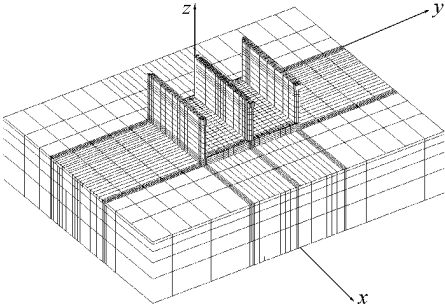


图1 空间有限元计算网格

闸顶以上的工作桥、启闭设备、公路桥等作为附加质量作用在闸顶上.闸门上的水推力作为动水压力的附加质量等效作用在闸墩侧面相应部位.计算时仅考虑结构的质量和弹性,并假设地基为无质量的弹性基础.由于闸室结构对于顺河流向的中心面对称的,故而不计垂直河流向和顺河流向地震的耦合影响,而分别研究沿两个主平面方向的地震反应,即分别考虑顺河流向和垂直河流向的水平地震.

4 成果整理和分析

按照以上计算方法、参数和模型,分别求出了顺河流向和垂直河流向振动两种情况下结构的自振特性和7度水平地震作用下闸室结构产生的动力荷载和相应的动位移、动应力和动内力.表2给出了两种情况下闸室结构前五阶振型的振型参与系数、周期、频率和设计反应谱.

表2 闸室结构自振特性

振动方向	阶次	振型参与系数			周期 /s	频率 (rad·s ⁻¹)	设计反应谱
		η_x	η_y	η_z			
顺河流向	1	0.560636	0.000004	1.105994	0.437709	14.354733	1.744930
	2	0.700112	0.000097	-0.679906	0.378523	16.599253	1.988667
	3	0.359248	-0.000089	0.610229	0.251221	25.010660	2.250000
	4	-0.004086	-0.015472	-0.005282	0.165909	37.871357	2.250000
	5	-0.001652	0.061652	0.005116	0.131824	47.663544	2.250000
垂直河流向	1	-0.000178	1.578486	1.214212	0.387384	16.219570	1.947680
	2	0.000873	0.436755	-1.178888	0.378189	16.613922	1.990248
	3	0.005589	1.031628	0.090288	0.266154	23.607424	2.250000
	4	-0.004181	0.590369	-0.045635	0.252690	24.865181	2.250000
	5	0.004212	-0.616851	0.019490	0.238994	26.290167	2.250000

由表2可以看出,顺河流向振动时,第一阶振型主要引起竖向振动,垂直河流向振动时,第一阶振型主要引起垂直河流方向振动.而第一周期发生在垂

直河流方向振动 ,其值为 0.387 s ,大于特征周期 ,对应的频率为 16.219 rad/s.表 3 给出了闸室结构水平地震时的动力荷载 ,其中 P_x 、 P_y 、 P_z 为坐标轴方向的荷载分量 ,沿坐标轴正向为正 ,力矩 M_x 是对底板底面中心线(x 轴)求矩的结果 ,力矩 M_y 是对底板底面中心线(y 轴)求矩的结果 ,也是以坐标轴正向为正. 闸室结构在顺河流向水平地震作用下 ,主要引起顺河流向的水平地震荷载 P_x 和力矩 M_y ;在垂直河流向水平地震荷载作用下 ,主要引起垂直河流向的水平地震荷载 P_y 和力矩 M_x ,两个方向水平地震作用下都产生竖向地震荷载. 将以上地震荷载乘以适当的地震作用效应折减系数 ξ 后和静力荷载相叠加 ,就可以对闸室结构的整体稳定性进行设计. 表 4 给出了闸室结构水平地震时的最大动力位移.

表 3 闸室结构水平地震时的动力荷载

地震方向	P_x/kN	P_y/kN	P_z/kN	$M_x/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_y/(\text{kN}\cdot\text{m})$
顺河流向	11808.16	—	4754.33	—	149100.03
垂直河流向	—	12612.66	5178.49	112537.97	—

表 4 闸室结构水平地震时的最大位移

地震方向	分量	位移值/cm	x/m	y/m	z/m
顺河流向	U_x	0.93	14.00	- 12.75	31.00
	U_y	0.00	14.00	14.05	31.00
	U_z	0.53	24.00	0.75	29.27
垂直河流向	U_x	0.02	1.80	12.75	31.00
	U_y	1.46	6.82	14.05	31.00
	U_z	0.41	22.20	14.05	30.63

由表 4 可知 ,在顺河流向水平地震作用下 ,闸室结构沿顺河流向的动位移最大 ,并发生在闸墩的顶部. 在垂直河流向水平地震作用下 ,闸室结构沿垂直河流向的动位移最大 ,也发生在闸墩的顶部 ,但其数值都不大 ,最大值仅为 1.46 cm. 表 5 给出了水平地震时闸室结构的最大地震正应力和剪应力.

表 5 地震作用闸室结构的最大正应力

地震方向	应力分量	应力值/MPa	x/m	y/m	z/m
顺河流向	σ_x	0.66	0.65	- 14.05	16.90
	σ_y	1.92	0.75	- 13.82	16.90
	σ_z	1.30	0.65	- 14.05	16.90
	τ_{xy}	0.54	0.75	- 13.82	16.90
	τ_{yz}	0.80	0.75	- 13.82	16.90
	τ_{zx}	0.38	1.02	- 13.77	17.70
	σ_x	1.71	0.00	14.05	31.00
垂直河流向	σ_y	1.84	0.42	13.69	16.90
	σ_z	2.88	0.00	14.05	18.20
	τ_{xy}	0.27	23.47	12.88	19.70
	τ_{yz}	1.12	0.75	13.82	16.90
	τ_{zx}	0.76	1.02	13.77	17.70

应力结果表明 ,无论是顺河流向还是垂直河流向发生地震时 ,产生的竖向地震应力较大. 最大值发生在垂直河流向地震时的闸墩底部附近 ,最大值为

2.88 MPa. 而剪应力都比较小. 表 6 给出了水平地震时闸室结构由地震产生的最大内力值.

表 6 地震作用闸室结构的最大内力

地震方向	缝 墩		中 墩		底 板	
	$M_x/((\text{kN}\cdot\text{m})\cdot\text{m}^{-1})$	$N_x/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$	$M_x/((\text{kN}\cdot\text{m})\cdot\text{m}^{-1})$	$N_x/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$	$M_y/((\text{kN}\cdot\text{m})\cdot\text{m}^{-1})$	$N_y/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$
顺河流向	99.9	108.5	3.2	101.5	37.8	100.3
垂直河流向	726.5	201.0	282.5	125.5	1712.1	62.4

由表 6 可以看出 ,顺河流向水平地震时 ,在闸墩和底板产生的内力都比较小. 在垂直河流向水平地震作用下 ,闸墩和底板的内力比较大 ,闸墩最大弯矩 M_z 为 726.5 kN·m/m ,底板最大弯矩 M_y 为 1712.1 kN·m/m.

计算结果表明 ,闸室结构在顺河流向水平地震时主要产生顺河流向的水平地震荷载和力矩 ,由此引起的闸室结构的应力和内力较小. 在垂直河流向水平地震时主要产生垂直河流向的水平地震荷载和力矩 ,由此引起的闸室结构的应力和内力比较大. 由于在计算时是假定地震作用效应折减系数 ξ 为 1.0 ,因此在实际设计使用时 ,要根据规范要求将所有动力反应结果进行折减. 所以折减后的地震反应都不是很大.

5 结 语

本研究采用空间组合动力有限元直接滤频法和振型分解反应谱法对结构的自振特性和 7 度水平地震作用下的动力反应进行了计算. 计算模型有效地考虑了闸墩、底板、防渗板桩和地基的相互作用 ,并考虑了水体对结构的动力影响. 所得到的计算结果符合一般规律. 计算结果表明 ,闸室结构在顺河流向水平地震时主要产生顺河流向的水平地震荷载和力矩 ,由此引起的闸室结构的应力和内力较小. 在垂直河流向水平地震时主要产生垂直河流向的水平地震荷载和力矩 ,由此引起的闸室结构的应力和内力较大. 因此 ,在进行闸室结构稳定校核时应该采用顺河流向水平地震时的动力反应结果 ,在进行闸室结构承载力校核时应该采用垂直河流向水平地震时的动力反应结果. 在 7 度水平地震作用下 ,闸室结构产生的竖向正应力较大 ,但最大位移和内力都不是很大. 因此只需按正常要求考虑抗震配筋.

参考文献：

[1]朱伯芳. 有限元法原理与应用[M]. 北京 :中国水利水电出版社 ,1998.
[2]陈和群. 直接滤频法的改进方案[J]. 华东水利学院学报 ,1985 ,13(4) :10 ~ 15.
[3]SL203-97 水工建筑物抗震设计规范[S].

(收稿日期 2003-09-01 编辑 熊水斌)