

汤峪河渡槽吊杆式拱架支承结构抗震性能分析*

景天虎¹, 万 斌¹, 冯家涛¹, 黄延军²

(1 西北农林科技大学 水利与建筑工程学院, 陕西 杨陵 712100; 2 山东省水利科学研究院, 山东 济南 250013)

[摘 要] 汤峪河渡槽采用的吊杆式拱架支承结构是国内外水工渡槽及道路工程中首创的一种工程支承结构。以汤峪河渡槽为工程实例, 运用当今普遍采用的振型分解反应谱法和 P11D 平面静力计算程序, 分析了这种结构形式的地震反应特性。结果表明: (1) 下弦杆分缝的处理方法有效地释放了地震力所引起的结构超静定内力; (2) 在头道梁的拱脚附近的截面上, 地震内力与常规荷载内力叠加后产生了巨大的偏心, 这给结构的配筋及混凝土抗裂性要求增加了一定难度, 设计时应重视该处截面尺寸的拟定, 可在该处加设梗肋结构, 加强构造配筋。

[关键词] 吊杆拱; 振型分解; 抗震设计

[中图分类号] TV 698.2⁺ 31; TV 641.2⁺ 1

[文献标识码] A

[文章编号] 1671-9387(2003)02-0141-04

渡槽即输水桥, 在各类水工建筑物中, 以渡槽的结构形式最为多样。目前, 较大跨度梁、拱式支承结构渡槽大多采用预应力混凝土或型钢混凝土技术, 以克服构件的局部截面上可能产生的较大拉应力, 改善混凝土结构的抗裂性及延性。一般来说, 预应力结构的抗震耗能的能力较差^[1], 常常通过增设减震或隔震装置及横向支座等措施来减小地震的破坏作用^[2,3]。吊杆式拱架作为一种新型拱式支承结构, 由西北农林科技大学水利与建筑工程学院在陕西省石头河水库东干渠汤峪河渡槽工程设计中首创使用, 它的结构形式如图 1 所示(图 1 中的数字, 带圆圈的为单元编号, 成对出现的为截面编号, 其余为节点编号)。这种结构与一般的大跨度下承式桁架拱结构的

区别在于, 它的两道纵梁(下弦杆)设缝断开而不具备约束拱端水平位移的作用^[4]; 拱架净跨 46.2 m, 却未采用预应力及型钢砼技术, 这在大跨度下承式桁架拱中实属罕见。文献[5]讨论了汤峪河渡槽吊杆式拱架支承模式的选择对结构内力的影响。但这种支承结构形式诞生的时间较短(汤峪河渡槽 1990 年建成), 它的一些其他特性有待进一步研究。例如, 这种体系的抗震性能(动力特性)到底如何, 在设计这类工程结构时应如何保证其具有足够的抗震能力; 这些都是工程设计非常关注的问题, 对该种结构形式今后的推广应用具有重大的指导意义。因此, 有必要对它的动力特性, 运用当今普遍采用的振型分解反应谱法做进一步的分析。

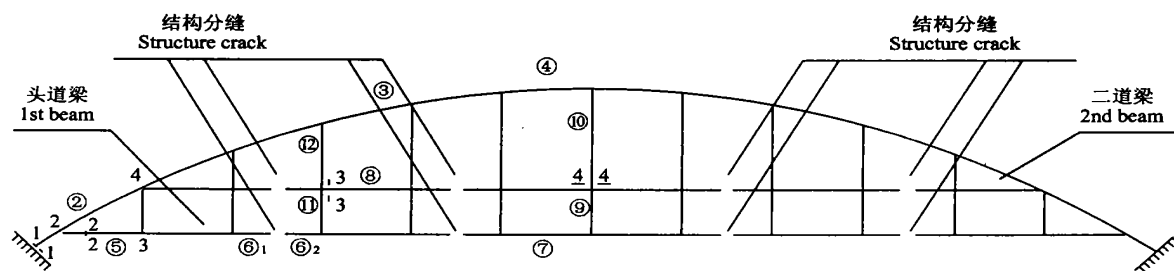


图 1 拱圈单元划分示意

Fig 1 The sketch of arch-ring element

1 吊杆拱结构的地震荷载确定

1.1 荷载方向

汤峪渡槽墩的横槽向刚度比顺槽向刚度大很多

(横槽向的截面尺寸大于顺槽向的截面尺寸), 计算后可知顺槽水平地震内力远大于横槽向水平地震内力(由于篇幅所限, 有关该结构形式渡槽的顺、横槽向水平地震内力的计算比较情况, 笔者将在后续文

* [收稿日期] 2002-05-20

[作者简介] 景天虎(1972-), 男, 陕西富平人, 在读硕士, 主要从事水土建筑物结构研究。

章中予以详述);该渡槽非高柔结构,且结构对称,故可不考虑横槽向水平地震内力、竖向地震作用和结构的扭转效应^[6],而只考虑顺槽向水平方向的地震荷载的作用效应。

1.2 计算简图

在进行建筑结构的动力性能分析时,带墩的桥渡结构,采用质量堆聚法可将其简化成多质点体系,即把结构的构件分成若干组,每组构件的质量被集中到各组的重心处,按照多质点体系的振型分解弹性反应谱法进行结构的地震反应分析^[7~9]。拱圈结构可简化为头道梁、二道梁处质量为 m_1 和 m_2 的二质点;渡槽墩高5.25 m,可简化成2个质量为 m_3 和 m_4 的质点,具体简化形式见图2。

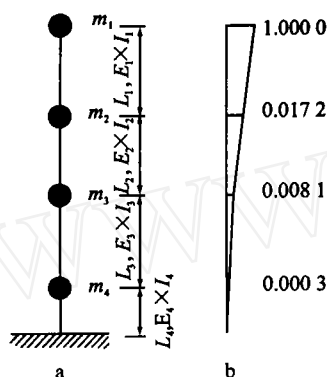


图2 结构简化和振型变位示意图

a 结构简化; b 第1振型标准化振型变位

Fig 2 Sketch map of structural simplification and displacement

a The structural simplification;

b The displacement of the 1st vibrant type

在图2中,各简化质点之间的长度 L_1, L_2, L_3, L_4 分别为2.42, 1.35, 2.61, 1.28 m;主拱圈 C_{25} 混凝土(图2a中的 L_1 段)的弹性模量 E_1 和槽墩及基础部分 C_{10} 混凝土(图2a中的 L_2, L_3, L_4 段)的弹性模量 E_2 分别为 2.8×10^7 和 1.75×10^7 kN/m²;图2a中 L_1 段(主拱圈段)的平均截面惯性距 I_1 和图2a中

L_2, L_3, L_4 段(槽墩段)的平均截面惯性距 I_2, I_3, I_4 分别为0.034 13, 14.562 5, 33.600 0, 174.893 4 m⁴。

1.3 动力特性

1.3.1 动力方阵 动力方阵是用来求解多质点体系的振型的,它只与体系的质量分布及刚度有关^[7]。

汤峪河渡槽的动力方阵:

$$[U] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & \delta_{14} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \delta_{23} & \delta_{24} \\ \delta_{31} & \delta_{32} & \delta_{33} & \delta_{34} \\ \delta_{41} & \delta_{42} & \delta_{43} & \delta_{44} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} m_1 & & & 0 \\ & m_2 & & \\ & & m_3 & \\ 0 & & & m_4 \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} 1.65 \times 10^{-3} & 1.62 \times 10^{-5} & 8.03 \times 10^{-6} & 4.97 \times 10^{-7} \\ 2.83 \times 10^{-5} & 8.58 \times 10^{-6} & 4.68 \times 10^{-6} & 3.30 \times 10^{-7} \\ 1.34 \times 10^{-5} & 4.48 \times 10^{-6} & 2.81 \times 10^{-6} & 2.38 \times 10^{-7} \\ 6.26 \times 10^{-7} & 2.39 \times 10^{-7} & 1.80 \times 10^{-7} & 5.87 \times 10^{-8} \end{bmatrix}$$

式中, δ_{ij} 为质点 m_j 处作用单位力 $P=1$ 时,在质点 m_i 处产生的变位($i, j=1, 2, 3, 4$)。

1.3.2 自振周期及振动形式 振型分解的反应谱法是把结构的振动分解成一系列简谐振动然后再叠加的振动分析法。一般地,各个振型在地震总反应中的贡献将随着其频率的增高而迅速减小,故频率最低的几个振型往往控制着结构的最大地震反应。因此在实际计算中,一般采用2~3个振型即可^[6,9]。本分析采用第1振型(周期为 2.56×10^{-1} s)、第2振型(周期为 2.06×10^{-2} s)和第3振型(周期为 3.40×10^{-3} s),即频率最低,占地震总反应90%以上的这3个简谐振动的振型进行地震内力组合。

$$\text{自振周期 } T = 2\pi/\omega = 2\pi\sqrt{\lambda}$$

式中, ω 为自振圆频率; λ 为动力方阵的特征值, $\lambda=1/\omega^2$ 。

采用MATLAB程序计算方阵 $[U]$ 的特征值及特征向量^[10],将计算所得振型标准化后的变位结果列于表1。

表1 振型变位和地震内力计算结果

Table 1 The calculated results of vibrant displacement and seismic force

振型次序 Number of the vibration	振型变位 Displacement of vibrant type				地震内力/ t Seismic force			
	质点1 Partical 1	质点2 Partical 2	质点3 Partical 3	质点4 Partical 4	质点1 Partical 1	质点2 Partical 2	质点3 Partical 3	质点4 Partical 4
	1	2	3	4	1	2	3	4
1	1	1.72×10^{-2}	8.14×10^{-3}	3.82×10^{-4}	25.504	0.252	0.125	0.008
2	-1	7.97×10	4.32×10	2.45×10	-0.215 4	9.863 4	5.595 9	0.418 4
3	1	-7.82×10^2	1.36×10^3	2.49×10^2	0.004 4	-1.981 8	3.605 3	0.870 1

1.3.3 地震作用计算 该渡槽地震计算采用的公式为

$$F_{ji} = \alpha_j Y_j X_j G_i (i, j = 1, 2, 3, 4)^{[4]}$$

式中, α_j 为相应于第 j 振型自振周期 T_j 的地震影响

系数,由文献[4]、[11]知,汤峪渡槽处于地震烈度Ⅶ度区,二类场地区,特征周期 T_g 为0.4 s,地震影响系数的最大值 $\alpha_{\max}$ 为0.08,按烈度Ⅶ度的地震参数和文献[6]、[8]中所示的工业与民用建筑物地震影

响系数曲线计算地震荷载; γ_j 为 j 振型参与系数, γ_i

$$= \frac{\sum_{j=1}^4 m_i X_{ji}}{\sum_{j=1}^4 m_i X_{ji}^2}; X_{ji} \text{ 为 } j \text{ 振型 } i \text{ 点的水平相对位移, 即振型位移; } G_i \text{ 为集中于 } i \text{ 点的重力代表值.}$$

第 1、2、3 振型的周期、地震影响系数和振型参与系数的计算成果列于表 2。

表 2 振动特性计算成果

Table 2 The calculated results of vibration characters			
振型次序 Number of the vibration	周期/s Cycle	地震影响系数 Seismic coefficient	振型参与系数 Vibrant type- contributing coefficient
1	2.56×10^{-1}	0.080 0	1.014 9
2	2.06×10^{-2}	0.045 1	0.015 2
3	3.40×10^{-3}	0.037 5	$3.746 9 \times 10^{-4}$

2 结构内力计算成果分析

吊杆拱的结构内力计算比较复杂, 限于篇幅, 图

1 中只示出了吊杆拱的拱圈平面上具有代表性的部分结点、单元划分情况。顺槽水平地震荷载作用于 2、4 节点, 应用西北农林科技大学水利与建筑工程学院于志秋教授编制的桁架刚架有限元静力分析程序 P11D 对吊杆拱在工况 1(自重+ 满槽水重+ 升温 20)、工况 2(自重+ 满槽水重+ 降温 15)常规荷载内力和第 1、2、3 振型组合后的地震内力分别进行比较计算, 具有代表性的部分计算结果列于表 3 和表 4。现就计算成果分析如下:

1) 由表 1、表 2 可知, 第 1 振型 m_1 处的水平地震荷载最大, 比第 1 振型其他质点处及第 2、3 振型各质点处大 1~ 3 个数量级, 同时第 1 振型的振型参与系数比第 2、3 振型的大 2~ 4 个数量级。可见, 吊杆式拱架在地震时, 第 1 振型对振动的影响占绝对优势, 进行结构抗震设计时应充分重视并设法减小第 1 振型引起的地震反应。

表 3 常规荷载内力计算值

构件 Element	工况 1 Case 1			工况 2 Case 2		
	轴力 N /kN	剪力 Q /kN	弯矩 M / (kN · m)	轴力 N /kN	剪力 Q /kN	弯矩 M / (kN · m)
	Axial force	Shearing force	Moment	Axial force	Shearing force	Moment
拱圈(1-1 截面) Archring (section 1-1)	- 3 344	- 93 0	- 13 76	- 3 314	- 72 2	- 219 1
头道梁(2-2 截面) 1st beam (section 2-2)	- 165	47. 5	- 87. 1	- 207. 1	62 6	- 144 4
二道梁(3-3 截面) 1st beam (section 3-3)	21. 2	43 8	- 27. 1	25	43 5	- 22 9
竖杆(4-4 截面) Verticalrod (section 4-4)	$2 \times 97. 4$	0 00	0 00	$2 \times 77. 6$	0 00	0 00

表 4 地震内力计算值

构件 Element	地震反应 Effects of seism		
	轴力 N /kN	剪力 Q /kN	弯矩 M / (kN · m)
	Axial force	Shearing force	Moment
拱圈(1-1 截面) Archring (section 1-1)	94 5	- 64 3	- 187. 25
头道梁(2-2 截面) 1st beam (section 2-2)	30 2	25 0	- 69 80
二道梁(3-3 截面) 1st beam (section 3-3)	8 8	- 2 3	2 47
竖杆(4-4 截面) Verticalrod (section 4-4)	10 9	1 8	- 3 69

2) 从第 1 振型地震荷载的分布可以看出, 地震内力的数值由高处到低处迅速衰减。另一方面, 经比较计算可知, 增大主拱圈的截面尺寸或弹性模量亦能减小质点 m_1 处的地震荷载。这说明, 降低吊杆拱的建筑高度及重心, 增大主拱圈的刚度, 对吊杆拱抗震有利。

3) 在主拱圈的拱脚截面(1-1 截面)中, 地震弯距较大, 但与常规荷载内力叠加后的偏心距(0 126 m)却较小, 仍属小偏心受压状态。同时, 竖杆的地震内力比常规荷载内力小很多, 这主要是由于所考虑

的地震荷载为水平方向, 而受力的竖杆轴线竖直的缘故, 故竖杆的地震内力不会控制构件的配筋设计。

4) 由地震内力计算知, 分缝单元(例如 1_1 , 2_2 单元)及与其邻近的单元端部的内力普遍比较微小, 这反应了吊杆拱弦杆分缝的做法能有效地释放结构的超静定内力, 值得同种类型结构在设计时借鉴。

5) 从表 3 和表 4 可看出, 在头道梁的 2-2 截面上, 地震内力与常规荷载内力叠加后产生了巨大的偏心(偏心距 $21.42/20.71=1.03$ m), 可能控制截面设计。但 2-2 截面靠近拱圈与槽墩的连接处, 故可把拱脚作成梗肋结构, 把头道梁的 2-2 截面包含在梗肋结构中。这既有利于结构克服地震荷载引起的大偏心受压状态, 同时又增加了吊杆拱上部结构与下部结构的整体性, 对结构受力极为有利。

3 结 论

1) 总的来说, 汤峪河吊杆拱支承结构的地震内力较小, 具有良好的动力性能, 这主要得益于该结构优良的力学特性和设计时截面尺寸的合理拟定。

2) 吊杆式拱架结构动力特性取决于槽墩和主拱圈的刚度, 以及结构的整体性, 故适当加大构件截面尺寸或提高砼标号, 在拱脚处增设梗肋等措施对结构抗震是十分有利的。

3) 在设计时, 应尽量降低吊杆拱支承结构的建筑高度和重心, “粗矮”型墩结构可有效减小地震内力。同时, 在构件连接处和变截面处, 应按照约束混凝土的要求来加强箍筋的配置, 增加混凝土的延性, 以克服地震时连接处和变截面处应力集中造成的破

坏, 并利用其延性吸收大量的地震能量, 从而起到隔震、减震的效果。

4) 结构的质量中心与刚度中心不重合, 在地震作用下除发生平移振动外, 还会发生扭转振动, 因此设计吊杆式拱架支承结构时, 各部分构件应当均匀对称布置。另外, 还应注意头道梁拱脚附近截面的尺寸拟定, 以克服地震内力造成的大偏心受压状态给结构配筋设计增加的困难。

[参考文献]

- [1] 徐进, 张博文, 王祖华. 预应力混凝土框架的抗震设计[J]. 建筑结构, 2002, 32(1): 46-48
- [2] 周锡元, 阎维明, 杨润林. 建筑结构的隔震、减振和振动控制[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(2): 2-12
- [3] Park R, Chapman H E, Comack L G, et al. New zealand contribution to the international workshop on the seismic design and retrofitting of reinforced concrete bridges born in [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2000, 16(2): 1059-1070
- [4] 沙际德, 于志秋, 董春林. 石头河东干渠汤峪吊杆式拱架渡槽设计[J]. 陕西水利科技专辑, 1992, (增刊): 5-10
- [5] 朱林, 沙际德. 汤峪河渡槽吊杆式拱架支承模式选择对结构内力的影响[J]. 西北水资源与水工程, 1995, 6(3): 40-45
- [6] 韦定国, 王社良. 抗震结构设计[M]. 武汉: 武汉工业大学出版社, 2001
- [7] 铁道部第三勘测设计院主编. 桥梁设计通用资料[M]. 第2版. 北京: 中国铁道出版社, 1994
- [8] 王亚勇. 《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)的主要特点[J]. 工程抗震, 2002, (1): 1-7
- [9] 马胜利. 桥墩抗震计算柔度法. 世界最新桥梁建造技术资料文集(中册)[M]. 北京: 人民交通出版社, 1992
- [10] 楼顺天. MATLAB 程序设计语言[M]. 西安: 西安电子科技大学出版社, 1999
- [11] 中国地震局, 建设部. 中国地震动参数区划图[M]. 北京: 中国地图出版社, 2001

Study on the seismic response of Tanguyu aqueduct steeve-arch supporting structure

JING Tìan-hu¹, WAN Bìn¹, FENG Jià-tào¹, HUANG Yán-jùn²

(1 College of Water Resources and Architectural Engineering, Northwest Sci-Tech University of Agriculture and Forestry, Yangling, Shaanxi 712100, China;

2 Water Resources Institute of Shandong Province, Jinan, Shandong 250013, China)

Abstract: Steeve-arch supporting structure adopted by Tanguyu Aqueduct engineering is a kind of brandnew engineering bearing structure in the realm of domestic and abroad waterworks and highway engineering created and firstly applied by college Water Resources and Architectural of Northwest Sci-Tech Univ. of Agriculture and Forestry. Taking Tanguyu Aqueduct as an engineering example, this paper analyzes the dynamic features of this kind of structure responding to seism by means of widely adopted vibrant-type-disintegration method and P11D plane-dead-force calculating programme. The results of the analysis show, on one side, the structure cracks on the bow string rods effectively release the hyperstatic internal force in the structure caused by the seismic force; on the other side, huge eccentric distance (1.03 meters) on the end-section near the arch-foot is caused by the linear addition of the seismic internal force and the internal force of the general loads, which brings some difficulties to the arrangement of the steel tendons and the anti-crack requirement of concrete. So, size selections are paid more attention to when designing (e.g., setting triangular structure on the place), and tectonic steel tendons should be strengthened.

Key words: steeve-arch; vibrant type disintegration; anti-seismic design