

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20210716002

高拱坝地震反应时域分析中 Rayleigh 阻尼矩阵建模方法讨论*

唐玉^{1,2}, 楼梦麟³, 罗超², 刘华新¹, 殷琳⁴

(1. 大连理工大学水利工程学院, 辽宁大连 116024; 2. 石家庄铁道大学道路与铁道工程安全保障省部共建教育部重点实验室, 河北石家庄 050043; 3. 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 4. 宁波工程学院建筑与交通工程学院, 浙江宁波 315211)

摘要: 讨论了不同 Rayleigh 阻尼矩阵建模方式对时域内高拱坝地震反应计算准确度的影响。以某一高 240 m 的混凝土拱坝为研究对象, 分析了结构的动力特性, 分别计算了结构在双向和三向地震作用下, 当采用不同 Rayleigh 阻尼矩阵模型时的结构动力反应。建立了 8 种 Rayleigh 阻尼矩阵双参数模型, 其中第一参数频率取拱坝第 1、2 阶频率, 第二参数频率取拱坝第 5、6 阶频率及地震波反应谱的峰值频率和重心频率。计算结果表明: 当高拱坝的自振特性相比于地震波频谱分布表现出长周期结构动力特征时, 不同 Rayleigh 阻尼矩阵模型对计算结果影响很大。建议采用拱坝顺河向基频和地震波反应谱峰值频率作为两个参数频率, 由该模型计算所得的坝体地震反应的主要计算结果总体上计算误差为正, 且误差值有限。

关键词: 高拱坝; 地震反应; Rayleigh 阻尼矩阵; 时域分析; 模态叠加

中图分类号: TB591 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2023)03-0518-08

Discussion on Rayleigh Damping Matrix Modeling of High-rise Arch Dam Seismic Response Analysis in Time Domain

TANG Yu^{1,2}, LOU Menglin³, LUO Chao², LIU Huaxin¹, YIN Lin⁴

(1. School of Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 2. Key Laboratory of Roads and Railway Engineering Safety Control (Shijiazhuang Tiedao University), Ministry of Education, Shijiazhuang 050043, China; 3. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 4. School of Civil and Transportation Engineering, Ningbo University of Technology, Ningbo 315211, China)

Abstract: The effect of Rayleigh damping matrix modeling on the computational accuracy of the seismic response of high-rise arch dams in the time domain is discussed in this study. The dynamic characteristics of a 240 m-high arch dam were analyzed under bidirectional and three-directional seismic excitations with different Rayleigh damping matrix modes. Eight Rayleigh damping matrix models associated with two specific reference frequencies have been established, where the first reference frequency is taken as the first or second frequency of the system, while the second reference frequency is set to

* 收稿日期: 2021-07-16; 修回日期: 2021-09-14

基金项目: 国家自然科学基金项目(52008074, 52079022)、道路与铁道工程安全保障省部共建教育部重点实验室(石家庄铁道大学)项目(STDTKF202004)资助

作者简介: 唐玉(1985—), 女, 讲师, 硕导, 博士。主要从事结构地震响应分析及试验技术研究。E-mail: ytang@dlut.edu.cn

通讯作者: 楼梦麟(1947—), 男, 教授, 博导, 博士。主要从事地震工程领域的研究。E-mail: lml@tongji.edu.cn

be the fifth or sixth frequency of the system, as well as the peak frequency and the center of gravity frequency of the seismic response spectrum. The results show that the selection of damping coefficients has a significant influence on the calculation accuracy of structural dynamic responses for high-rise arch dams, which are long-period systems. It is suggested that the river-direction fundamental frequency of the arch dam and the peak frequency of the seismic spectra should be chosen as the two reference frequencies, and the results derived from this model are generally positive, and the error value is limited when compared with other models.

Keywords: high-rise arch dam; seismic response; Rayleigh damping matrix; time-history analysis; mode superposition

0 引言

我国是世界上水能资源十分丰富的国家之一,约80%的水能资源集中在西部地区。近年来,随着国家“西部大开发”战略的实施,一大批水利水电枢纽工程项目已经建成或正在建设中,其中200~300 m级高的拱坝建设占据着显著而重要的地位^[1]。拱坝具有结构合理轻巧,受力条件好、承载能力高等优势,尤其适宜在地形复杂的西部地区修建,如已建成的小湾拱坝(292 m)、锦屏一级拱坝(305 m)以及正在建设的乌东德拱坝(270 m)、白鹤滩拱坝(289 m)等^[2]。但是该地区处于太平洋板块与欧亚板块的交界地域,地震活动多发且强烈,近年来发生的汶川地震(M8.0, 2008年)、玉树地震(M7.1, 2010年)、雅安地震(M7.0, 2013年)等均造成了一定的人员伤亡和财产损失。因此,准确计算高拱坝在地震作用下的动力响应,对于科学合理地进行坝体抗震设计、确保大坝安全稳定具有十分重要的意义。

拱坝通常修建在良好的基岩上,由于基岩地震波主要分量的激振频率为2~5 Hz,一般坝高的拱坝基频多高于地震波主要分量的激振频率。但是随着坝体高度不断增大,其自振频率随之降低,出现高拱坝基频低于输入地震波主要激振频率的情况,从而表现出长周期动力系统反应形式^[3]。在进行地震反应计算时,阻尼矩阵建模方式对反应结果的影响很大,阻尼模型不合理将导致求得的长周期动力系统地震反应严重失真^[4]。在各类阻尼模型中,Rayleigh阻尼由于计算简便而应用最为广泛。近年来,不同学者对不同长周期动力系统的阻尼建模问题进行了研究,表明采用双频率参数的Rayleigh阻尼建模方式相比于单参数的质量比例阻尼

矩阵和刚度比例阻尼矩阵更为合适,并提出了基于结构基频和地震波反应谱峰值频率的阻尼矩阵建模方式^[5-7]和直接确定阻尼系数的优化建模方法^[8-9]等。

本文采用不同的频率组合方式,计算相应的Rayleigh阻尼系数并组建阻尼矩阵,利用有限元软件对高拱坝基于不同阻尼矩阵的地震反应进行分析,探讨不同阻尼矩阵建模方式对高拱坝地震反应的影响,确定此类结构形式下的最优阻尼模型,为类似结构的地震反应分析提供必要的理论依据。

1 基本运动方程

一致地震输入作用下,多自由度体系的强迫振动可以表示为^[10]:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t) = p_{\text{eff}}(t) \quad (1)$$

式中, u 、 \dot{u} 和 \ddot{u} 分别为相对位移向量、相对速度向量和相对加速度向量; M 、 C 和 K 分别为坝体的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; I 为地面运动影响矩阵; \ddot{u}_g 为坝基处的输入地震加速度向量; p_{eff} 为等效地震荷载向量。

基于黏滞阻尼假定,阻尼矩阵 C 可以表达为质量矩阵 M 和刚度矩阵 K 的线性组合,即:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2)$$

式中, α 和 β 分别是质量比例阻尼系数和刚度比例阻尼系数。

若结构前 N 阶自振频率和振型为 ω_n 和 $\{\phi_n\}$ ($n=1, 2, \dots, N$),则结构位移由广义坐标位移表示为:

$$\{u(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi_n\} q_n(t) \quad (3)$$

将式(3)代入式(1),并前乘 $\{\phi_n\}^T$ 后得:

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = \gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (4)$$

$$\gamma_n = -\phi_n^T M I / M_n \quad (5)$$

$$M_n = \phi_n^T M \phi_n \quad (6)$$

$$\zeta_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \quad (7)$$

式中, γ_n 、 M_n 和 ζ_n 分别为第 n 阶振型的参与系数、广义质量和阻尼比。

当各阶振型阻尼比均为 ζ 时:

$$\alpha = \frac{2\zeta\omega_m\omega_n}{\omega_m + \omega_n}, \quad \beta = \frac{2\zeta}{\omega_m + \omega_n} \quad (8)$$

式中, ω_m 、 ω_n 为结构的任意两阶频率,称为参数频率;拱坝的振型阻尼比 ζ 取为5%^[11]。

2 高拱坝结构计算模型

2.1 有限元模型及自振特性

某混凝土拱坝有限元模型如图1所示。坝体高度为240 m,坝顶厚度为14 m,坝底厚度为65 m;混凝土材料的密度为2 400 kg/m³;弹性模量为3.15×10¹⁰ N/m²;剪切模量为1.35×10¹⁰ N/m²;泊松比为0.167。有限元单元划分采用六面体八节点单元,共计4 518个单元,6 308个节点,18 924个自由度。按工程中常用建模方法,将坝体底部施加固定约束。结构自振特性见表1,表中列出了前十阶自振频率 f_i 、自振周期 T_i 、各阶振型三个方向的参与系数 η_{ix} (横河向)、 η_{iy} (顺河向)、 η_{iz} (竖向)及相应的振型参与质量比 r_{ix} (横河向)、 r_{iy} (顺河向)、 r_{iz} (竖向)。由表可知,第1阶振型为横河向水平振动为

主的振型,第2阶振型为顺河向振动为主的振型,第5阶振型为竖向振动为主的振型,如图2所示。表中还列出了接近于截止频率为20 Hz所对应的第89阶振型。

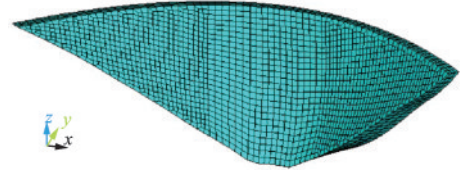


图1 高拱坝有限元模型

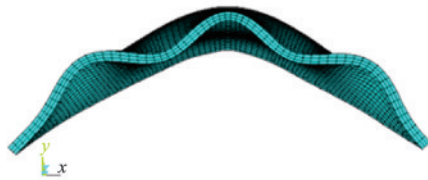
Fig.1 Finite element model of a high-rise arch dam



(a) 横河向第一振型($f_1=1.6916$ Hz)



(b) 顺河向第一振型($f_2=1.9157$ Hz)



(c) 竖向第一振型($f_5=3.6096$ Hz)

图2 高拱坝部分振型

Fig.2 Vibration modes of the high-rise arch dam

表1 结构自振特性

Table 1 Self-vibration characteristics of the structure

振型阶数	f/Hz	η_{ix}	η_{iy}	η_{iz}	$r_{ix}/\%$	$r_{iy}/\%$	$r_{iz}/\%$
1	1.691 6	-32 912	3 508	268	11.833	0.134 4	0.000 8
2	1.915 7	3 382	47 486	-4 964	0.124 9	24.633	0.269 2
3	2.312 2	1 441	31 164	-4 445	0.022 7	10.610	0.215 8
4	2.923 4	-12 202	1 389	-290	1.626 6	0.021 1	0.000 9
5	3.609 6	-1 402	-2 363	7 355	0.021 5	0.061 0	0.591 0
6	3.726 2	-632	-37 013	22 484	0.004 4	14.966	5.522 4
7	4.265 3	-46 904	1 148	263	24.033	0.014 4	0.000 8
8	4.383 1	-7 120	289	21	0.553 8	0.000 9	0.000 5
9	5.211 9	1 543	5 057	821	0.026 0	0.279 3	0.007 4
10	5.310 3	48 204	-2 212	1 164	25.384	0.053 4	0.014 8
89	20.077	-4 913	726	-102	0.264 0	0.005 8	0.000 1

2.2 输入地震波及频谱特性

根据《水工建筑物抗震设计标准》^[11]中第5.1.5条规定,混凝土拱坝应同时考虑顺河向和横河向的双向水平地震作用。同时,为了探究不同阻尼建模方式对结构竖向地震反应的影响,增加了三向地震动输入的计算工况。文中选用柯伊纳大坝地震(Koyna dam earthquake, 1976, 印度 孟买)的三个方向地震动,为了便于比较,两个水平方向的地震动

加速度峰值均取为 $0.2g$,垂直地震动加速度峰值取为水平地震加速度峰值的 $2/3$,并分别以Koyna-x波和Koyna-y波作为顺河向地震动输入对拱坝进行地震反应分析。各输入地震波的加速度时程曲线、傅立叶幅值谱以及反应谱如图3~5所示。由图6可知,Koyna-x波、Koyna-y波和Koyna-z波的反应谱峰值频率分别为8.333、4.546、10.000 Hz;反应谱重心频率分别为3.040、2.684、2.029 Hz。

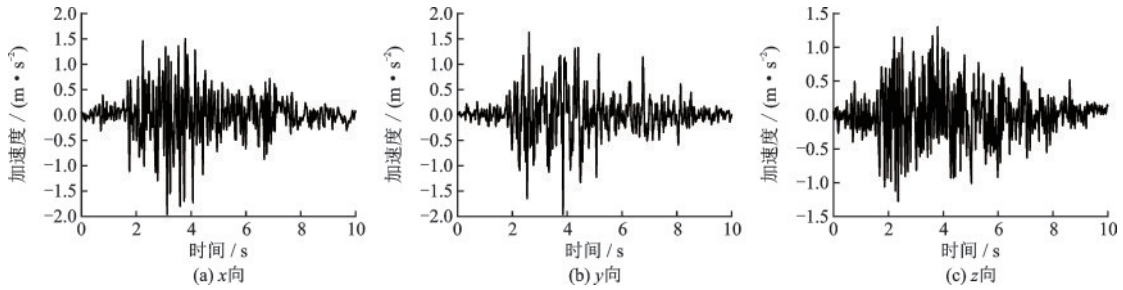


图3 柯伊纳大坝地震的时程曲线

Fig.3 Time-history curves of the Koyna dam earthquake

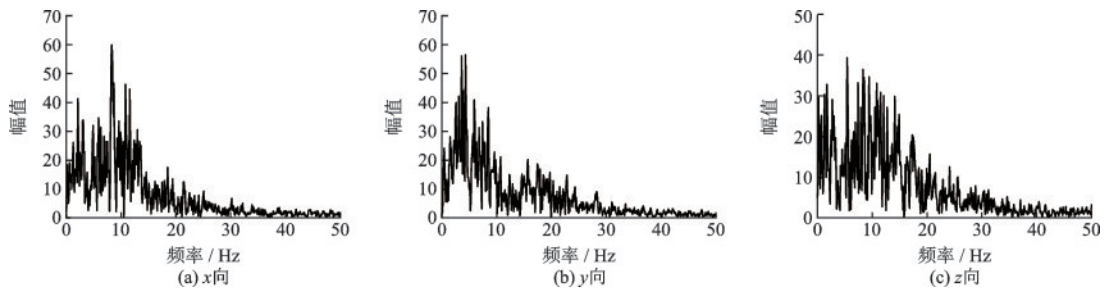


图4 柯伊纳大坝地震的傅里叶幅值谱

Fig.4 Fourier spectra of the Koyna dam earthquake

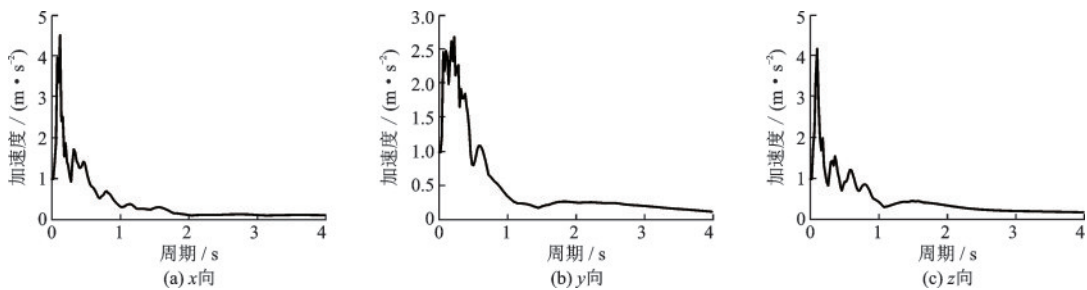


图5 柯伊纳大坝地震的反应谱

Fig.5 Response spectra of the Koyna dam earthquake

3 不同阻尼模型下的结构地震反应

3.1 不同 Rayleigh 阻尼矩阵建模方式

从式(7)可知,Rayleigh阻尼矩阵中第 n 阶振型阻尼比 ζ_n 是 ω_n 和 α 、 β 的函数,因 α 、 β 由结构体系中

起控制作用的参数频率和振型阻尼比来确定,除了两阶参考频率的振型阻尼比等于其振型阻尼比外,其余各阶振型阻尼比均存在一定误差。图6显示了当各阶振型阻尼比相同时,按式(7)计算得到的振型阻尼比的变化曲线。图中可见,位于两阶参数频率之间的计算振型阻尼比小于真实振型阻尼比,而

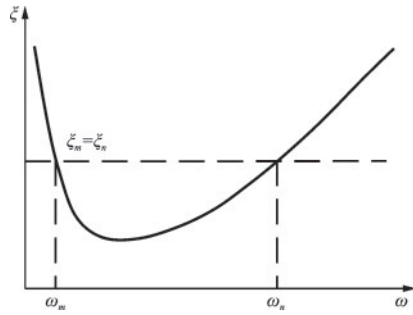


图6 各阶振型阻尼比

Fig.6 Damping for each mode

位于参数频率以外的计算振型阻尼比大于真实振型阻尼比。当对结构地震反应有主要贡献的相应振型的计算阻尼比存在较大误差时,结构的地震反应将会被高估或低估。这一问题在长周期振动系统中尤为突出,常常会严重低估长周期振动系统的地震反应。因此,选择合适的参考频率对于获得较为精确的长周期振动系统地震反应非常重要,尤其对于

参与振动振型较多的高拱坝,这类问题更加突出。

高拱坝地震反应的大小不仅与坝体自振特性有关,也与输入地震波的频谱特性密切相关。因此在选择两阶参数频率求解比例阻尼系数时,除了应计入高拱坝的低阶频率,还应选取地震波的特征频率,如地震波反应谱的峰值频率 f_p 和重心频率 f_c 。同时在以往的高拱坝地震反应分析中,通常选取第5阶或第6阶自振频率作为第二阶参数频率^[12-14]。由此可建立8种Rayleigh阻尼矩阵模型: $\omega_1 + \omega_2, \omega_1 + \omega_5, \omega_1 + \omega_p, \omega_1 + \omega_c, \omega_2 + \omega_3, \omega_2 + \omega_6, \omega_2 + \omega_p, \omega_2 + \omega_c$,其中, $\omega_1, \omega_2, \omega_5$ 和 ω_6 分别为结构第1、2、5和6阶自振频率, $\omega_p = 2\pi f_p, \omega_c = 2\pi f_c, f_c = \lambda_1 / \lambda_0, \lambda_i$ 为地震波反应谱的谱矩,即:

$$\lambda_i = \frac{1}{2\pi} \int_0^{\infty} f_i A(f) df, i = 0, 1 \quad (9)$$

式中,仅当 $A(f) \geq 0.1A(f)_{\max}$ 时参与计算。各工况下的频率值见表2。

表2 各工况下 ω_m 和 ω_n 的取值

Table 2 Values of ω_n under each condition

单位: rad/s

顺河向输入	ω_1	ω_2	ω_3	ω_5	ω_6	ω_p	ω_c
Koyna-x	10.629	12.037	14.528	22.680	23.412	52.358	19.097
Koyna-y	10.629	12.037	14.528	22.680	23.412	28.560	16.862

图7和图8分别给出了以Koyna-x波和Koyna-y波顺河向输入时,采用8种频率组合方式求得的结构各阶振型阻尼比曲线,其中水平实线代表各阶振型阻尼比均为0.05。为比较不同阻尼模型对结构地震反应的影响,需要确定结构的“实际”反应。在线性条件下,结构的实际地震反应可以采用全部模态叠加后的总反应。文中在假定各阶振型阻尼比均为0.05的条件下,选取全部振型应用振型叠加法计算结构的地震总反应,并以此作为分析比较的真实解。

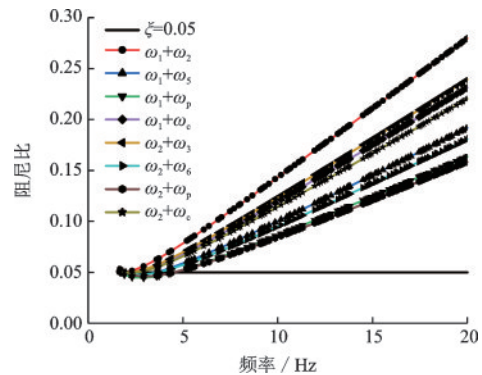


图8 Koyna-y波顺河向输入时各频率组合下振型阻尼比曲线
Fig.8 Damping ratio curves with different frequency configurations under the Koyna-y wave

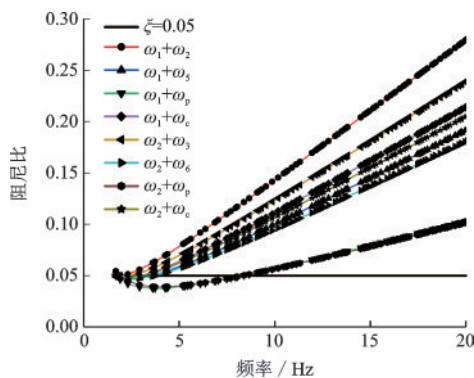


图7 Koyna-x波顺河向输入时各频率组合下振型阻尼比曲线
Fig.7 Damping ratio curves with different frequency configurations under the Koyna-x wave

3.2 地震反应

分别以Koyna-x波和Koyna-y波作为顺河向输入计算拱坝的地震反应,结果表明当Koyna-y波作为顺河向输入时得到的反应峰值更大,限于篇幅,仅将Koyna-y波顺河向输入时拱坝受双向水平地震和三向地震作用的反应峰值绝对值及相对于真实解的误差(括号内数值,单位:%)列于表3和4。

表3 不同阻尼矩阵下地震反应峰值比较(双向水平地震作用)

Table 3 Comparison of peak seismic responses with different damping matrices under the Taft wave (x- and y-directions)

工况	$\omega_1+\omega_2$	$\omega_1+\omega_5$	$\omega_1+\omega_p$	$\omega_1+\omega_c$	$\omega_2+\omega_3$	$\omega_2+\omega_6$	$\omega_2+\omega_p$	$\omega_2+\omega_c$	真实解
拱顶中心顺河向 位移/mm	20.463 (-3.23)	21.571 (2.01)	21.201 (0.26)	19.881 (-5.98)	19.842 (-6.17)	21.058 (-0.42)	23.161 (9.53)	21.734 (2.78)	21.146
拱顶中心顺河向 速度/(m·s ⁻¹)	0.461 (-9.43)	0.499 (-1.96)	0.492 (-3.34)	0.449 (-11.79)	0.449 (-11.75)	0.490 (-3.79)	0.550 (8.00)	0.503 (-1.21)	0.509
拱顶中心顺河向 加速度/(m·s ⁻²)	8.921 (-27.48)	10.211 (-16.99)	10.101 (-17.88)	8.765 (-28.75)	8.755 (-28.83)	10.059 (-18.23)	11.846 (-3.70)	10.259 (-16.60)	12.301
拱顶中心竖向加 速度/(m·s ⁻²)	5.147 (-38.73)	6.395 (-23.88)	6.335 (-24.59)	5.064 (-39.72)	5.059 (-39.78)	6.311 (-24.88)	8.118 (-3.37)	6.422 (-23.56)	8.401
拱冠梁底截面上 游拉应力/Pa	1 772 050 (-7.54)	1 870 860 (-2.39)	1 854 980 (-3.22)	1 747 190 (-8.84)	1 745 510 (-8.93)	1 848 810 (-3.54)	1 995 830 (4.13)	1 877 790 (-2.03)	1 916 610
拱冠梁底截面下 游拉应力/Pa	612 543 (-11.14)	662 669 (-3.87)	658 638 (-4.45)	604 687 (-12.28)	604 157 (-12.36)	657 079 (-4.68)	739 371 (7.26)	664 433 (-3.61)	689 333
顶拱左拱端上游 拉应力/Pa	17 721 (1.51)	17 983 (3.01)	17 992 (3.06)	17 731 (1.57)	17 732 (1.57)	17 995 (3.08)	19 759 (13.19)	17 977 (2.98)	17 457
顶拱左拱端下游 拉应力/Pa	14 267 (-1.97)	15 468 (6.28)	15 409 (5.87)	14 188 (-2.51)	14 183 (-2.55)	15 386 (5.71)	17 073 (17.3)	15 494 (6.45)	14 554
顶拱右拱端上游 拉应力/Pa	135 979 (-11.62)	142 670 (-7.27)	142 232 (-7.56)	135 359 (-12.03)	135 318 (-12.06)	142 063 (-7.67)	157 187 (2.16)	142 861 (-7.15)	153 861
顶拱右拱端下游 拉应力/Pa	180 668 (-16.30)	198 239 (-8.16)	196 988 (-8.74)	178 861 (-17.14)	178 740 (-17.19)	196 503 (-8.96)	222 709 (3.18)	198 784 (-7.91)	215 851

表4 不同阻尼矩阵下地震反应峰值比较(三向地震作用)

Table 4 Comparison of peak seismic responses with different damping matrices under the El-Centro wave (x-y-and-z-directions)

工况	$\omega_1+\omega_2$	$\omega_1+\omega_5$	$\omega_1+\omega_p$	$\omega_1+\omega_c$	$\omega_2+\omega_3$	$\omega_2+\omega_6$	$\omega_2+\omega_p$	$\omega_2+\omega_c$	真实解
拱顶中心顺河向 位移/mm	19.988 (-4.50)	21.045 (0.55)	20.911 (-0.09)	19.805 (-5.37)	19.792 (-5.39)	20.858 (-0.29)	20.286 (-3.02)	21.102 (0.88)	20.929
拱顶中心顺河向 速度/(m·s ⁻¹)	0.436 (-9.86)	0.470 (-2.73)	0.465 (-3.84)	0.428 (-11.50)	0.428 (-11.61)	0.463 (-4.26)	0.476 (-2.09)	0.473 (-2.25)	0.484
拱顶中心顺河向 加速度/(m·s ⁻²)	8.992 (-30.98)	10.115 (-22.36)	10.057 (-22.80)	8.909 (-31.62)	9.805 (-24.74)	10.346 (-20.59)	11.846 (-9.07)	10.522 (-19.24)	13.028
拱顶中心竖向加 速度/(m·s ⁻²)	6.893 (-35.69)	7.961 (-25.72)	7.931 (-26.00)	6.855 (-36.04)	3.853 (-36.06)	7.918 (-26.12)	8.118 (-24.26)	7.975 (-25.60)	10.718
拱冠梁底截面上 游拉应力/Pa	2 079 760 (-8.29)	2 249 660 (-0.80)	2 220 830 (-2.07)	2 038 220 (-10.13)	2 035 440 (-10.25)	2 209 700 (-2.57)	1 995 830 (-12.00)	2 262 300 (-0.25)	2 267 880
拱冠梁底截面下 游拉应力/Pa	671 025 (-10.72)	717 757 (-4.50)	707 732 (-5.84)	662 406 (-11.87)	661 826 (-11.94)	703 880 (-6.35)	739 371 (-1.63)	722 175 (-3.91)	751 598
顶拱左拱端上游 拉应力/Pa	20 151 (8.09)	20 320 (9.00)	20 339 (9.10)	20 176 (8.23)	20 178 (8.24)	20 346 (9.14)	19 759 (5.99)	20 311 (8.95)	18 642
顶拱左拱端下游 拉应力/Pa	15 016 (-5.10)	16 188 (2.31)	16 130 (1.94)	14 937 (-5.60)	14 932 (-5.63)	16 108 (1.80)	17 073 (7.90)	16 213 (2.46)	15 823
顶拱右拱端上游 拉应力/Pa	134 329 (-15.92)	142 934 (-10.53)	142 274 (-10.94)	133 086 (-16.70)	133 003 (-16.75)	142 018 (-11.10)	147 187 (-1.61)	143 221 (-10.35)	159 758
顶拱右拱端下游 拉应力/Pa	186 574 (-15.52)	197 529 (-10.56)	196 133 (-11.19)	184 131 (-16.63)	183 968 (-16.70)	195 594 (-11.44)	222 709 (0.84)	198 141 (-10.29)	220 858

计算结果表明:(1)在双向或三向地震输入下,各工况均存在低估结构动力反应的现象,且工况 $\omega_1 + \omega_2$ 、 $\omega_1 + \omega_c$ 、 $\omega_2 + \omega_3$ 和 $\omega_2 + \omega_c$ 的计算误差更大。由地震波的频谱特性结合振型阻尼比曲线可知,Koyna-x波和Koyna-y波中高频分量相对丰富(主要分量在0~10 Hz),使相对高阶振型对反应的贡献不可忽略。因这四种工况对应的阻尼比曲线明显高估了高阶振型阻尼比,故结构动力反应明显小于真实解;(2)对于工况 $\omega_1 + \omega_p$ 和 $\omega_2 + \omega_p$,因Koyna-x波和Koyna-y波的反应谱峰值频率分别接近结构第22阶和第8阶自振频率,使高阶振型的计算阻尼比更接近真实阻尼比,故能获得更准确的结构动力反应,且 $\omega_2 + \omega_p$ 的精度更高,可见采用顺河向第1阶振型频率作为 ω_m 更合理;(3)对比表3、4中拱顶中心竖向加速度、拱冠梁底截面应力的反应峰值可知,竖向地震作用对结构竖向反应的影响较大,说明当竖向地震输入的峰值频率 ω_{pV} 大于水平向地震输入的峰值频率 ω_{pH} 时,竖向地震作用对结构的影响不容忽视。可见利用Rayleigh阻尼模型进行地震反应分析时,若想得到更精确的结果,阻尼比例系数的选取非常关键,且对不同物理量的影响不同,应综合考虑地震波频谱特性及结构自振特性进行选取。

4 结 论

探讨了不同Rayleigh阻尼建模方式对时域内高拱坝地震反应计算准确度的影响。以一个高240 m的混凝土拱坝为研究对象,分析了结构的动力特性,并建立了8种Rayleigh阻尼矩阵模型,分别计算了结构在双向和三向地震作用下结构动力反应。计算结果表明:

(1)对于高拱坝这类长周期振动系统的动力分析问题,选取不同Rayleigh阻尼矩阵比例系数对结构动力反应计算结果的正确性影响很大。应综合考虑地震波的频谱特性和结构的自振特性选取两阶参数频率,使计算结果更加接近真实解。

(2)从拱坝抗震设计安全性考虑,当高拱坝的自振特性相比于输入地震波的频谱分布表现出长周期结构的动力特征时,建议采用拱坝顺河向基频和输入地震波反应谱峰值频率作为两个参数频率,由该模型计算所得的坝体地震反应的主要计算结果总体上计算误差为正,且误差值有限。但是当三向地震作用时,拱顶中心处的竖向加速度等仍被低

估并且计算误差较大,表明计算三向地震作用下拱坝的地震反应需要更多的计算振型阻尼比接近于真实振型阻尼比,但仅有2个频率参数的Rayleigh阻尼矩阵已难以满足,此时可采用柯西阻尼矩阵模型^[5]。但在一般大型结构力学分析或设计软件中不具有柯西阻尼模型的建模功能,因而这一模型没有得到广泛应用,尤其不被工程界所熟悉。

(3)文中没有考虑拱坝-基岩-库水间的动力相互作用的影响,若考虑了这一影响,坝体的自振频率将进一步降低,长周期特性带来的对Rayleigh阻尼矩阵建模的影响将更明显。

(4)本文就长周期拱坝的Rayleigh阻尼矩阵建模问题进行了初步讨论,今后应结合坝高更高的已建或拟建300 m左右的高拱坝开展多因素的相关研究,比如前述的拱坝-基岩-库水间的动力相互作用以及不同基岩输入记录等因素的影响。

参考文献:

- [1] 王海波,李德玉.拱坝抗震设计理论与实践[M].北京:中国水利水电出版社,2006.
Wang H B, Li D Y. Aseismic design of arch dam: theory & practice[M]. Beijing: China Water Power Press, 2006. (in Chinese)
- [2] 刘毅,杨波,张敬,等.基于性能仿真的特高拱坝设计研究与应用之一我国拱坝结构分析方法发展现状与展望[J].水利水电技术,2020,51(10):41-54.
Liu Y, Yang B, Zhang J, et al. Performance simulation-based study on design of super-high arch dam and its application Part I: development status and prospect of structural analysis method for arch dam in China[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2020, 51(10): 41-54. (in Chinese)
- [3] 楼梦麟.长周期动力时域分析中的阻尼矩阵[C]//北方七省市力学学会学术会议论文集.呼和浩特:[s.n.],2016:111-116.
Lou M L. Damping matrix of long period dynamic system for response analysis in time domain[C]// Proceedings of mechanics societies of seven northern provinces and municipalities. Huhehaote:[s.n.],2016:111-116. (in Chinese)
- [4] 殷琳,楼梦麟,康帅.比例阻尼矩阵构建方法对高重力坝地震反应的影响[J].地震工程学报,2020,42(6):1409-1416,1453.
Yin L, Lou M L, Kang S. Influence of construction method with proportional damping matrix on seismic re-

- sponse of high gravity dams[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2020, 42(6): 1409-1416, 1453. (in Chinese)
- [5] 楼梦麟, 张静. 大跨度拱桥地震反应分析中阻尼模型的讨论[J]. 振动与冲击, 2009, 28(5): 22-26.
Lou M L, Zhang J. Discussion on damping models for seismic response analysis of long span bridge[J]. Journal of Vibration and Shock, 2009, 28(5): 22-26. (in Chinese)
- [6] 董云, 楼梦麟. 基于结构基频确定 Rayleigh 阻尼系数的优化方法及其讨论[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2014, 41(2): 8-13.
Dong Y, Lou M L. An optimization solution for Rayleigh damping coefficient based on the fundamental frequency of structure [J]. Journal of Hunan University (Natural Science), 2014, 41(2): 8-13. (in Chinese)
- [7] 楼梦麟, 殷琳, 邵新刚. 高土石坝地震反应时域分析中阻尼矩阵数值建模问题的讨论[J]. 地震工程与工程振动, 2018, 38(6): 33-42.
Lou M L, Yin L, Shao X G. Discussions on numerical simulation problem of damping matrix of high-rise earth-rock filled dam seismic response analysis in time domain [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2018, 38(6): 33-42. (in Chinese)
- [8] 潘旦光. 地震反应分析中 Rayleigh 阻尼系数的优化解 [J]. 工程力学, 2013, 30(11): 15-20, 27.
Pan D G. An optimization solution for Rayleigh damping coefficients in seismic response analysis [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(11): 15-20, 27. (in Chinese)
- [9] 潘旦光, 程业, 李雪菊. 大跨网壳地震反应时 Rayleigh 阻尼构建方法比较[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2017, 49(12): 45-52.
Pan D G, Cheng Y, Li X J. Comparison study on Rayleigh damping construction methods for long-span reticulated shell seismic response[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2017, 49(12): 45-52. (in Chinese)
- [10] R. 克拉夫, J. 彭津. 结构动力学[M](2版). 北京: 高等教育出版社, 2006.
Clough R, Penzien J. Dynamics of structures[M]. 2nd ed. Beijing: Higher Education Press, 2016. (in Chinese)
- [11] 水工建筑物抗震设计标准: GB 51247—2018 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2018.
- [12] Wang J T, Zhang C H, Jin F. Nonlinear earthquake analysis of high arch dam-water-foundation rock systems [J]. Earthquake Engineering Structure Dynamics, 2012, 41: 1157-1176.
- [13] Chen J Y, Cao X Y, Xu Q, et al. Exploration on damage mechanism and equivalent damage model of high arch dams under earthquakes[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2020, 24(4): 1285-1306.
- [14] Li S, Wang J T, Jin A Y, et al. Parametric analysis of SSI algorithm in modal identification of high arch dams [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020: 105929.

(本文编辑: 池营营)