

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2018.03.004

地震作用下重力坝非线性振型响应的耦合性分析

钱向东,景 洋

(河海大学力学与材料学院,江苏 南京 210098)

摘要:以结构初始弹性振型为基向量,将地震荷载向量展开为振型荷载的组合。以 Koyna 重力坝为例,采用混凝土损伤塑性模型和非线性时程分析法,计算各振型荷载引起的大坝非线性响应。取地震加速度峰值为 $0.5g$,给出了 Koyna、El Centro 实测地震波和 1 种人工地震波作用下大坝前 5 阶振型荷载引起的坝顶位移响应。结果表明,非线性情况下,坝顶位移响应依然由与荷载分布相同的振型分量主导,重力坝振型响应具有弱耦合性。

关键词: Koyna 重力坝;地震;非线性响应;振型耦合性;模态 Pushover 法

中图分类号: TU311.3 文献标志码: A 文章编号: 1000-1980(2018)03-0211-08

Modal coupling analysis of nonlinear seismic response of gravity dams

QIAN Xiangdong, JING Yang

(College of Mechanics and Materials, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The effective seismic load is expanded into the initial elastic modal vector of the structure as a combination of modal loads. Taking the Koyna dam as an example, a plastic damage concrete model and nonlinear time-history analysis method are used to calculate the nonlinear response of the dam caused by various modal loads. Subjected to the Koyna, El Centro and artificial ground motion with a peak value of earthquake acceleration $0.5g$ respectively, the displacement responses of dam crest caused by the first 5 modal loads are provided. The results show that the nonlinear displacement response is still dominant by the same mode as modal load, and the weak coupling of modal response can be ignored for the calculation of nonlinear seismic response of gravity dams.

Key words: Koyna gravity dams; earthquake; nonlinear response; modal coupling; modal pushover

极限承载能力是工程结构安全评价的重要指标之一。增量非线性分析和塑性极限分析是用于确定结构极限承载能力的 2 种常用方法^[1-2]。地震作用下,结构的安全评价通常采用增量非线性分析法,包括增量动力分析(incremental dynamic analysis, IDA)法和静力推覆(static pushover, SPO)法,估算结构的极限承载能力^[3]。IDA 法采用了非线性时程分析,理论上它是最严密的方法^[4-5],但由于地震的不确定性、场地和试验资料的有限性,工程结构实际的地震作用难以准确给出,因此工程实践中较多地采用 SPO 法^[6]。随着基于性能、位移的结构抗震设计理论的发展和应用, SPO 法由于概念简单、计算便捷,已广泛地应用于建筑和桥梁工程领域^[7-8]。在大坝工程领域,近年来已开始基于大坝性能、位移的地震易损性分析研究^[9-13],以及应用 SPO 法对重力坝进行抗震性能分析^[3,14]。

Alembagheri 等^[3]、Azizan 等^[14]采用的 SPO 法为常规 Pushover 法,假定结构的地震响应主要由第 1 阶振型控制,地震荷载的分布完全由第 1 阶振型确定,且在加载过程中保持荷载分布不变。但是,根据线弹性情况下的振型叠加法分析可知,重力坝的地震响应只考虑第 1 阶振型的贡献是不够的,必须考虑高阶振型的贡献。Gupta 等^[15]提出了一种基于反应谱的自适应 Pushover 法,加载过程中荷载为自适应分布,得到了比常规 Pushover 法更好的结果,但由于概念复杂、计算繁琐,不便于工程应用。Chopra 等^[6]从结构动力学理论出发,

基金项目: 国家自然科学基金(11132003);“十二五”国家科技支撑计划(2015BAB07B10)

作者简介: 钱向东(1963—),男,教授,博士,主要从事工程力学、水工结构工程研究。E-mail: xdqing@hhu.edu.cn

引用本文: 钱向东,景洋. 地震作用下重力坝非线性振型响应的耦合性分析[J]. 河海大学学报(自然科学版),2018,46(3):211-218.

QIAN Xiangdong, JING Yang. Modal coupling analysis of nonlinear seismic response of gravity dams[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences),2018,46(3):211-218.

借鉴弹性振型分解反应谱法的基本思想,提出了一种考虑高阶振型影响的模态静力非线性分析方法,称为振型(模态)Pushover法(MPA)。MPA将地震荷载按结构初始弹性振型进行展开,并作如下假定:(a)结构进入非线性后振型坐标的耦合作用可以忽略;(b)每个振型的最大地震响应可以由常规Pushover法确定;(c)结构的总响应可由多个振型的响应组合确定。分别按各振型荷载的分布进行常规Pushover法分析,忽略振型响应间的耦合,将各振型荷载对应的常规Pushover法分析结果用SRSS方式进行组合,以此评价结构的抗震性能。显然,非线性情况下MPA的假定在理论上不能成立,特别是其中的第1个假定。Chopra等^[6,16]通过对框架结构的计算发现,即使在强非线性情况下,某振型荷载引起的其他振型响应依然可以忽略不计,从而第1个假定近似成立。本文以Koyna重力坝为例,计算非线性情况下大坝振型荷载引起的各振型响应情况,分析振型响应的耦合性,探讨将MPA推广应用于大坝抗震性能分析的可行性。

1 计算原理与方法

地震作用下结构离散化后的振动方程为

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t) \tag{1}$$

式中: M 、 C 、 K ——结构的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵; $u(t)$ 、 $\dot{u}(t)$ 和 $\ddot{u}(t)$ ——结构的位移向量、速度向量和加速度向量; $\ddot{u}_g(t)$ ——地震加速度; I ——与地震加速方向相关的单位向量。

线弹性情况下, M 、 C 、 K 在振动过程中均保持不变;非线性情况下,一般假定 M 、 C 保持不变,而 K 则是结构运动状态的函数,由非线性本构关系确定,是时间的函数。采用时程积分法求解式(1)可以获得结构的地震响应。

式(1)的右端项可以表示为有效地震荷载^[6]:

$$P_{\text{eff}}(t) = -M\ddot{u}_g(t) = -s\ddot{u}_g(t) \tag{2}$$

式中, s 、 $\ddot{u}_g(t)$ 分别用来反映地震荷载的空间分布和大小。

设 $\varphi_i(i=1,2,\cdots,N)$ 是结构初始状态的 N 个振型(N 为离散结构体系的自由度数),则 s 可以用振型展开为

$$s = \sum_{i=1}^N s_i = \sum_{i=1}^N \Gamma_i M \varphi_i \tag{3}$$

其中

$$\Gamma_i = \frac{\varphi_i^T M I}{\varphi_i^T M \varphi_i}$$

式中: Γ_i ——第 i 阶振型参与系数。

则式(2)可表达为

$$P_{\text{eff}}(t) = -\sum_{i=1}^N s_i \ddot{u}_g(t) = \sum_{i=1}^N P_{\text{eff},i}(t) \tag{4}$$

称 $P_{\text{eff},i}(t) = -s_i \ddot{u}_g(t)$ 为地震作用下的第 i 阶振型荷载。由式(5)确定的结构响应称为第 i 阶振型荷载引起的结构响应。

$$M\ddot{u}_i(t) + C\dot{u}_i(t) + Ku_i(t) = P_{\text{eff},i}(t) \tag{5}$$

式中: $u_i(t)$ 、 $\dot{u}_i(t)$ 、 $\ddot{u}_i(t)$ ——第 i 阶振型荷载引起的结构位移向量、速度向量和加速度向量。

线弹性情况下,结构总响应可以由各阶振型荷载响应的线性叠加得到。利用振型分解及正交性原理可以证明,第 i 阶振型荷载引起的结构响应完全由第 i 阶振型控制,也即振型响应是完全非耦合的。位移响应可表示为

$$u_i(t) = u_{ii}(t) = \varphi_i q_i(t) \tag{6}$$

式中: $u_{ii}(t)$ ——第 i 阶振型荷载引起的第 i 阶振型位移向量; $q_i(t)$ ——第 i 阶广义位移。
 $q_i(t)$ 由式(7)确定。

$$\ddot{q}_i(t) + 2\xi_i \dot{q}_i(t) + \omega_i^2 q_i(t) = -\Gamma_i \ddot{u}_g(t) \tag{7}$$

式中: ξ_i 、 ω_i ——第 i 阶振型对应的阻尼比和振动圆频率。

非线性情况下,由于 K 不再保持初始状态,故初始振型与 K 的正交性不再时时满足,第 i 阶振型荷载引起的结构响应不能简单地由式(6)(7)求解,需由式(5)直接求解。但仍可以将位移响应用初始振型向量展开为

$$\boldsymbol{u}_i(t)=\sum_{j=1}^N\boldsymbol{u}_{ij}(t)=\sum_{j=1}^N\boldsymbol{\varphi}_j q_j(t)$$

(8)

如果由式(5)已解出 $\boldsymbol{u}_i(t)$,则由式(8)可以导出计算 $q_j(t)$ 、 $\boldsymbol{u}_{ij}(t)$ 的公式:

$$q_j(t)=\frac{\boldsymbol{\varphi}_i^T\boldsymbol{M}\boldsymbol{u}_i(t)}{\boldsymbol{\varphi}_i^T\boldsymbol{M}\boldsymbol{\varphi}_i}$$

(9)

$$\boldsymbol{u}_{ij}(t)=\boldsymbol{\varphi}_j q_j(t)$$

(10)

线弹性情况下,当 $j\neq i$ 时 $\boldsymbol{u}_{ij}(t)=0$ 。据此,Chopra 等^[6]提出了一个大胆的假设:即使非线性情况下 $\boldsymbol{u}_i(t)$ 依然由 $\boldsymbol{u}_{ii}(t)$ 主导。以一个 9 层框架结构为例,采用 El Centro 地震波分别计算了第 1 阶、第 2 阶振型荷载作用下的第 1~3 阶振型响应。计算表明:第 1 阶振型荷载引起的第 2、第 3 阶位移响应最大值只有第 1 阶位移响应最大值的 7% 和 1%;第 2 阶振型荷载引起的第 1 阶、第 3 阶位移响应最大值只有第 2 阶位移响应最大值的 12% 和 7%,验证了此假设的合理性,从而认为 MPA 的第 1 个假定近似成立。

基于文献[6],以重力坝为例,验证 Chopra 假设的合理性,为 MPA 应用于重力坝抗震性能的评估奠定基础。

2 计算模型与参数

2.1 研究对象及其几何模型

以具有实际震害的印度 Koyna 重力坝为研究对象,该坝坝高 103 m,底宽 70 m,满库水位 91.7 m,大坝断面几何形状如图 1(a)所示。1967 年 12 月 11 日 Koyna 重力坝遭受 6.5 级地震(加速度峰值约为 0.5g)^[17-18],大坝颈部出现开裂破坏。鉴于本文的研究重点在于非线性情况下振型响应的相关性,因此,为了便于计算取刚性地基模型,采用平面应变模型,重力坝有限元网格如图 1(b)所示。

2.2 本构关系与材料参数

对于大坝混凝土材料,采用混凝土损伤塑性模型(CDP)^[19]模拟动荷载作用下的非线性行为。该模型也是 ABAQUS 中的一种混凝土非线性本构模型^[20]。大坝的材料参数如下:初始弹性模量为 30 GPa,泊松比为 0.2,密度为 2 630 kg/m³,单轴抗压强度为 24.1 MPa,单轴抗拉强度为 2.9 MPa,膨胀角为 32°,偏心率为 0.1,双轴抗压强度与单轴抗压强度之比 $f_{b0}/f_{c0}=1.16$,拉伸与压缩子午面上第二应力不变量之比 $K_c=0.667$,黏性参数为 0.000 5,关于损伤塑性模型中的参数取值参见文献[21-22],振型阻尼比取 5%。

2.3 地震加速度与荷载参数

计算主要采用实测的 Koyna 重力坝地震加速度,由坝底输入顺河向(x 方向)地震波。作为补充,采用了 El Centro 实测波和人工地震波进行计算,输入时调整峰值加速度为 0.5g。3 种地震波形如图 2 所示,其中上游面动水压力采用 Westgaard 附加质量法进行考虑。

3 计算结果与分析

3.1 大坝自振特性

以 Koyna 重力坝满库时的弹性状态计算自振特性,采用 ABAQUS 计算得到的 10 阶自振特性见表 1。

根据 DL5073—2000《水工建筑物抗震设计规范》^[23],混凝土重力坝地震作用效应响应不超过 5% 的高阶振型可略去不计,振型累积质量参与系数达到 90% 以上时精度满足要求。由表 1 可知,取 Koyna 重力坝的前 5 阶振型即可满足精度要求。

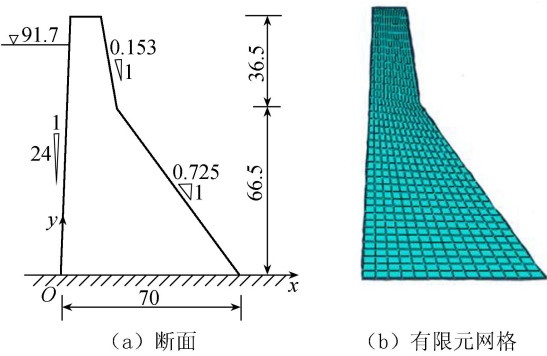


图 1 Koyna 重力坝断面和有限元网格(单位:m)

Fig.1 Section and finite element mesh of Koyna Dam (units:m)

表 1 Koyna 重力坝自振特性
Table 1 Natural-vibration characteristics of Koyna Dam

阶次	频率/s ⁻¹	x 方向振型参与系数/%	
		本阶	累积
1	2.953	51.371	51.371
2	7.959	13.704	65.075
3	10.179	5.375	70.450
4	15.507	15.698	86.148
5	23.140	6.226	92.374
6	23.683	1.123	93.497
7	32.281	0.871	94.368
8	33.527	0.285	94.653
9	36.151	0.747	95.400
10	38.900	1.102	96.502

3.2 振型响应

取 Koyna 重力坝的前 5 阶振型,分别对大坝施加振型荷载 $P_{\text{eff},i}(t) = -s_i \ddot{u}_g(t)$ ($i=1,2,3,4,5$),由式(5)采用非线性时程法计算大坝的动力响应,再由式(9)(10)计算振型位移响应。

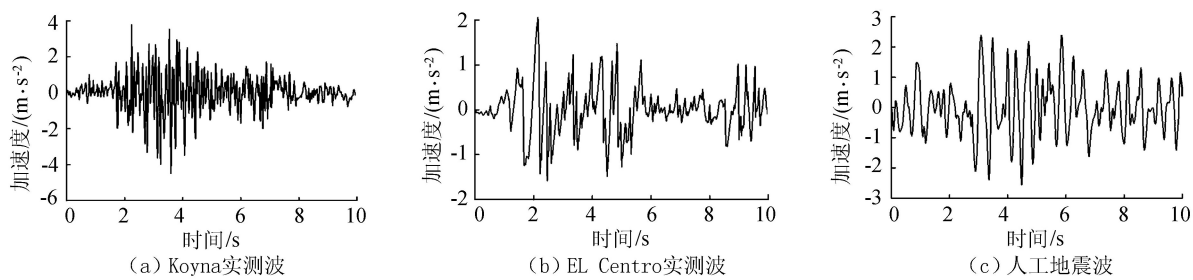


图2 地震波波形
Fig.2 Seismic waveform

3.2.1 Koyna 实测波的振型响应

取地震加速度 $\ddot{u}_g(t)$ 为 Koyna 地震波,5 组振型荷载分别作用,计算得到坝顶位移响应的 5 个振型分量 r_i ($i=1,2,\cdots,5$),如图 3 所示。

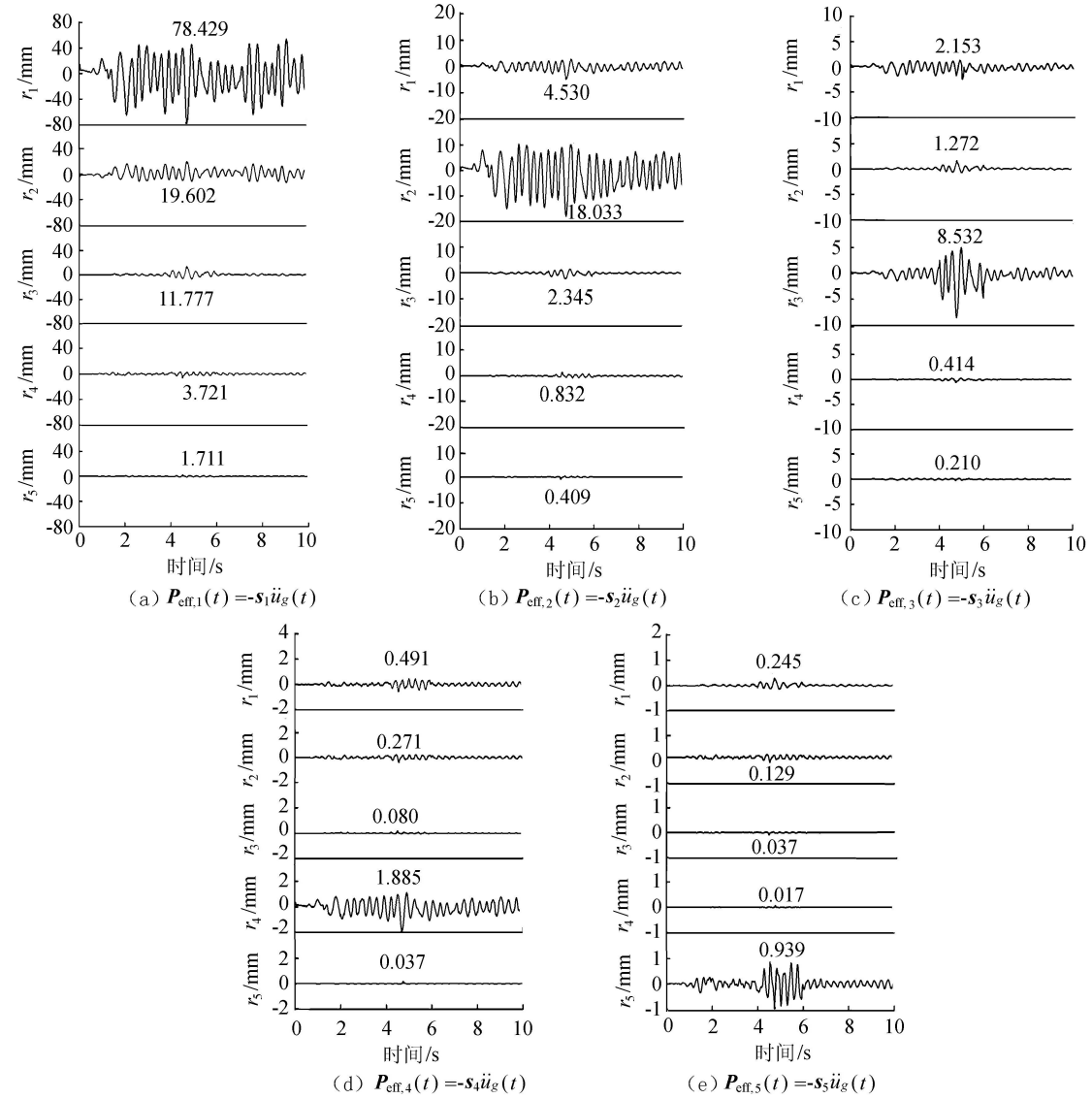


图3 Koyna 地震波作用下坝顶位移的振型分量

Fig.3 Modal components of displacement for the dam crest under Koyna Earthquake

3.2.2 El Centro 波的振型响应

取地震加速度 $\ddot{u}_g(t)$ 为 El Centro 地震波,调整峰值加速度为 0.5g,5 组振型荷载分别作用下,计算得到坝顶位移响应的 5 个振型分量见图 4。

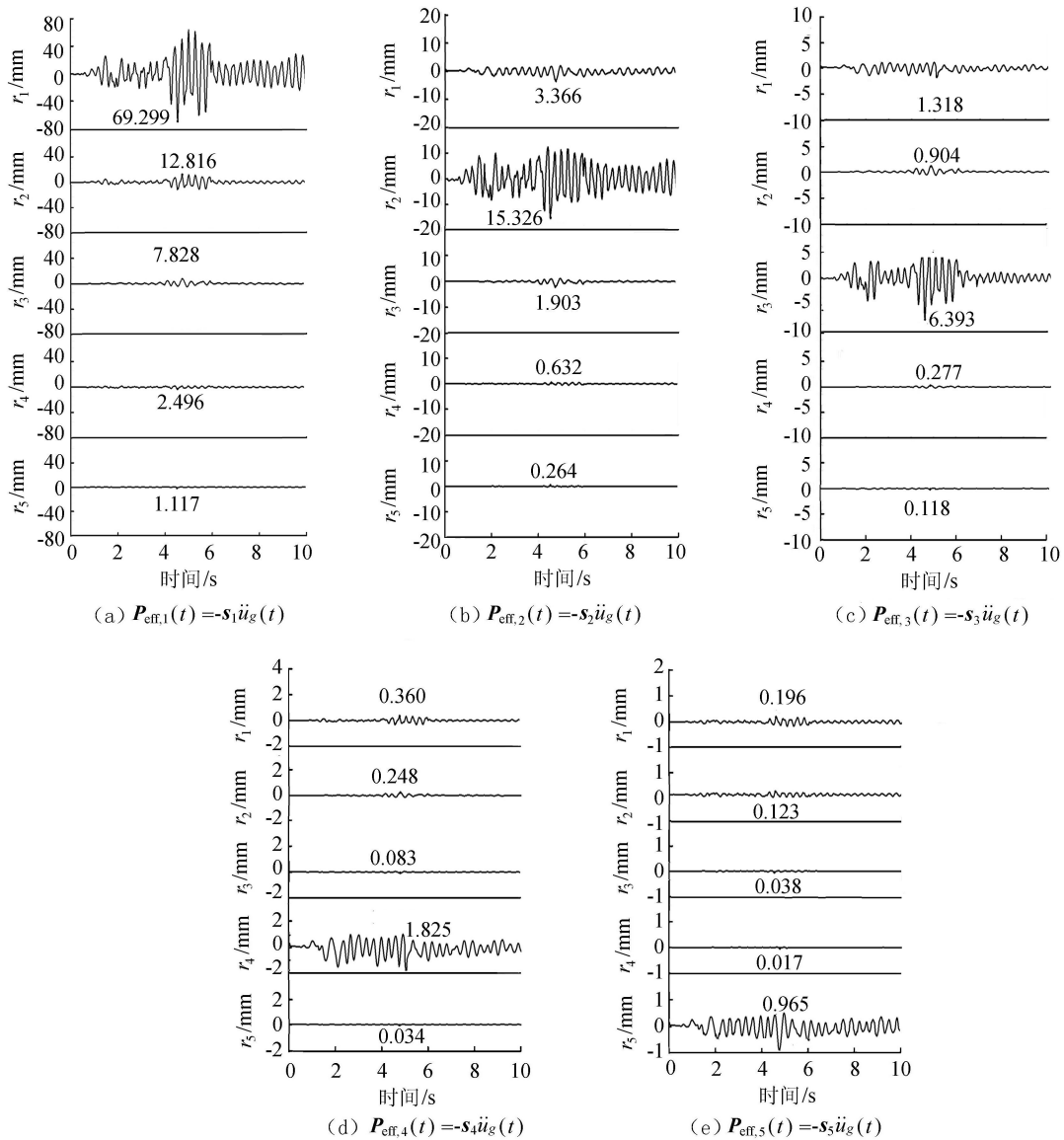


图 4 El Centro 地震波作用下坝顶位移的振型分量

Fig. 4 Modal components of displacement for the dam crest under El Centro Earthquake

3.2.3 人工波的振型响应

取地震加速度 $\ddot{u}_g(t)$ 为人工地震波,调整峰值加速度为 0.5g,5 组振型荷载分别作用下,计算得到坝顶位移响应的 5 个振型分量见图 5。

3.2.4 结果分析

根据现场震害调查和计算分析可知,在峰值为 0.5g 的地震加速度作用下,Koyna 重力坝出现了严重的破损^[17],属于强非线性振动过程。同时,本文计算也表明当峰值加速度为 0.4g 时大坝就发生局部破损,达到非线性状态,限于篇幅没有列出相关计算结果,在此只讨论非线性程度更强的峰值加速度为 0.5g 时的情况。

由图 3 ~ 5 可知,第 i 阶振型荷载作用下,坝顶位移响应由 i 阶振型分量主导,其他振型的贡献明显小于 i 阶振型的贡献,与 Chopra 等^[6]的假说相一致。

参照文献[6]的判别规则,比较振型荷载作用下结构主要部位(如顶部)位移响应振型分量最大值占主振型分量最大值的比例,据此分析振型响应间的耦合性。统计图 3 ~ 5 中各响应曲线的最大值,分别计算了 3 种地震波作用下坝顶位移响应最大值的振型分量占比情况,见表 2。

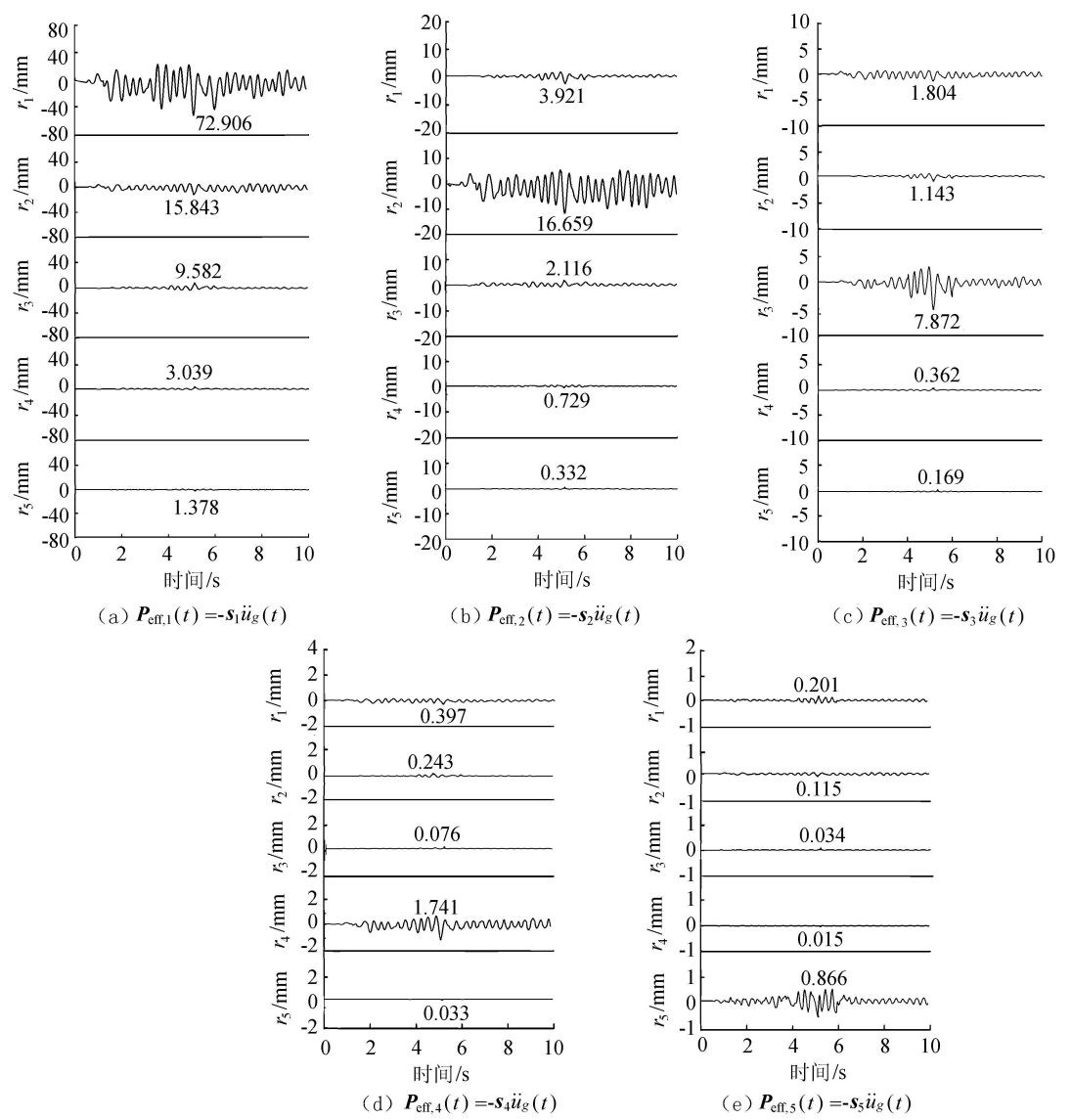


图5 人工地震波作用下坝顶位移的振型分量

Fig.5 Modal components of displacement for the dam crest under artificial earthquake

表2 振型荷载作用下坝顶位移各振型分量占主振型分量的比例

		Table 2 Proportions of modal displacement components for the dam crest under modal loads															%
振型	$P_{\text{eff},1}$			$P_{\text{eff},2}$			$P_{\text{eff},3}$			$P_{\text{eff},4}$			$P_{\text{eff},5}$				
	Koyna 地震波	El Centro 地震波	人工 地震波	Koyna 地震波	El Centro 地震波	人工 地震波	Koyna 地震波	El Centro 地震波	人工 地震波	Koyna 地震波	El Centro 地震波	人工 地震波	Koyna 地震波	El Centro 地震波	人工 地震波		
1	100	100	100	25.12	21.96	23.54	25.23	20.62	22.92	26.05	19.73	22.8	26.09	20.31	23.21		
2	24.99	18.49	21.73	100	100	100	14.91	14.14	14.52	14.38	13.59	13.96	13.74	12.75	13.28		
3	15.01	11.3	13.14	12.98	12.42	12.7	100	100	100	4.24	4.55	4.37	3.94	3.94	3.93		
4	4.74	3.6	4.17	4.62	4.12	4.38	4.85	4.33	4.6	100	100	100	1.81	1.76	1.73		
5	2.18	1.61	1.89	2.27	1.72	1.99	2.46	1.85	2.15	1.96	1.86	1.89	100	100	100		

从表2可以看出,考虑 Koyna 地震波时,第1阶振型荷载作用下,第2~5阶振型的位移贡献分别是第1阶振型位移的24.99%、15.01%、4.74%、2.18%;第2阶振型荷载作用下,第1、3、4、5阶振型的位移贡献分别是第2阶振型位移的25.12%、12.98%、4.62%、2.27%;第3阶振型荷载作用下,第1、2、4、5阶振型的位移贡献分别是第3阶振型位移的25.23%、14.91%、4.85%、2.46%;第4阶振型荷载作用下,第1、2、3、5阶振型的位移贡献分别是第4阶振型位移的26.05%、14.38%、4.24%、1.96%;第5阶振型荷载作用下,第1、2、3、4阶振型的位移贡献分别是第5阶振型位移的26.09%、13.74%、3.94%、1.81%。不同的地震波得到的结果差别不大,规律性基本一致,其中第1阶、第2阶振型的占比优势明显。

对照图 3~5 可以看出,在某振型荷载作用下,坝顶位移响应最大值的各振型分量并非完全出现在同一时刻、方向也非完全一致。由此可见,其他振型对坝顶位移响应最大值的贡献实际并不明显,依然可以忽略不计。如果按最大值的 SRSS 组合,则 26% 的平方与 1.0 相比也可以忽略不计。从而可以认为,非线性情况下 Koyna 重力坝的振型响应应具有弱耦合性,在进行响应最大值计算时依然可以忽略振型耦合性。

4 结 论

- a. 在按初始弹性振型分布的地震荷载作用下,坝顶非线性位移响应依然由与荷载分布相同的振型分量主导,其他振型的贡献明显小于该振型的贡献,与 Chopra 等^[6]针对建筑结构的假说一致。
- b. 不同的地震波对振型耦合性的影响不大,坝顶位移响应最大值各振型的占比差别不大,规律性基本一致,其中第 1 阶、第 2 阶振型的占比优势明显。
- c. 非线性情况下,重力坝振型响应应具有弱耦合性,在进行响应最大值计算时可以忽略振型耦合性,将 MPA 推广应用于大坝抗震性能分析是有可能。下一步将对其他大坝开展相应的分析研究,为开展重力坝 MPA 分析奠定基础。

参考文献:

- [1] 陈钢,刘应华. 结构塑性极限与安定分析理论及工程方法[M]. 北京:科学出版社,2006.
- [2] 钱向东,钮如嵩. 求解拱坝极限荷载的增量弹性有限元迭代法[J]. 河海大学学报(自然科学版),2016,44(3):203-208. (QIAN Xiangdong, NIU Rusong. Incremental elastic finite element iterative method for solution of ultimate load of arch dams [J]. Journal of Hohai University(Natural Science), 2016,44(3):203-208. (in Chinese))
- [3] ALEMBAGHERI M, GHAEMIAN M. Seismic assessment of concrete gravity dams using capacity estimation and damage indexes [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2013, 42(1):123-144.
- [4] VAMVATSIKOS D. Incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 31(3):491-514.
- [5] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Applied incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Spectra, 2004, 20(2):523-553.
- [6] CHOPRA A K, GOAL R K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002,31(31): 561-582.
- [7] 陆新征,叶列平,廖志伟,等. 建筑抗震弹塑性分析[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2009.
- [8] 谢旭. 桥梁结构地震响应分析与抗震设计[M]. 北京:人民交通出版社,2006.
- [9] 沈怀至,金峰,张楚汉. 基于性能的重力坝-地基系统地震易损性分析[J]. 工程力学, 2008, 25(12):86-91. (SHEN Huaizhi, JIN Feng, ZHANG Chuhan. Erformance-based seismic fragility analysis of concrete gravity-foundation system [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(12):86-91. (in Chinese))
- [10] TEKIE P B, ELLINGWOOD B R. Seismic fragility assessment of concrete gravity dams [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2010, 32(14):2221-2240.
- [11] 钟红,李晓燕,林皋. 基于破坏形态的重力坝地震易损性研究[J]. 大连理工大学学报, 2012,52(1):60-65. (ZHONG Hong, LI Xiaoyan, LIN Gao. Analyses of failure modes-based seismic fragility of gravity dams[J]. Journal of Dalian University of Techmology, 2012,52(1):60-65. (in Chinese))
- [12] HARIRI-ARDEBILI M A, SAOUMA V E. Seismic fragility analysis of concrete dams; a state-of-the-art review[J]. Engineering Structures, 2016, 128:374-399.
- [13] 马智勇,张伟,周强,等. 基于位移的重力坝地震易损性分析方法[J]. 振动与冲击, 2017, 36(22),51-58. (MA Zhiyong, ZHANG Wei, ZHOU Qiang, et al. A deformation-based method for seismic fragility analysis of gravity dam [J]. Journal of Vibration and Shock, 2017, 36(22),51-58. (in Chinese))
- [14] AZIZAN N Z N, MAJID T A, NAZRI F M, et al. Static pushover analysis for Koyna Dam[J]. International Journal of Civil Engineering & Geo-Environmental, 2017(1):33-37.
- [15] GUPTA B, KUNNATH S K. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures[J]. Earthquake Spectra, 2000,16(2):367-392.
- [16] CHOPRA A K, GOAL R K. A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2004,33(8): 903-927.
- [17] CHOPRA A K, CHAKRABARTI P. The Koyna earthquake and damage to Koyna Dam[J]. Bulletin of the Seismological Society of America,1973,63(2):381-397.
- [18] 杜成斌,苏擎柱. 混凝土坝地震动力损伤分析[J]. 工程力学,2003,20(5):170-173. (DU Chengbin, SU Qingzhu. Dynamic

damage of concrete gravity dams under earthquake excitation[J]. Engnieering Mechanics, 2003,20(5):170-173. (in Chinese))

[19] LEE J, FENVES L G. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1998,124(3):892-900.

[20] Dassault Systèmes Simulia Corp, Providence. Abaqus analysis user's manual volume 3: materials [M]. Pawtucket: East Providence Dassault Systèmes Simulia Corp, Providence,2012.

[21] 刘巍,徐明,陈忠范. ABAQUS 混凝土损伤塑性模型参数标定及验证[J]. 工业建筑, 2014 (增刊1):167-171. (LIU Wei, XU Ming, CHEN Zhongfan. Parameters calibraton and verification of concrete damage plasticity model of ABAQUS [J]. Industrial Construction, 2014 (Sup1):167-171. (in Chinese))

[22] 王佩珏. 基于 ABAQUS 的高混凝土坝的动力损伤分析[D]. 大连:大连理工大学, 2014

[23] 中国水利水电科学研究院. 水工建筑物抗震设计规范:DL5073—2000[S]. 北京:中国电力出版社,2001.

(收稿日期:2018-03-11 编辑:刘晓艳)

· 简讯 ·

中组部全面推行河长制专题研究班在河海大学开班

2017年5月8日,中组部委托水利部举办的全面推行河长制专题研究班在河海大学开班。水利部副部长周学文、中组部干部教育局副巡视员邵建红出席开班式并讲话。水利部建设与管理司司长、河长办主任祖雷鸣,水利部水资源司司长陈明忠,水利部建设与管理司副司长徐元明,水利部党校专取副校长、人才资源开发中心主任陈楚,南京水利科学研究院院长张建云,江苏省水利厅厅长陈杰出席开班式。河海大学党委书记唐洪武出席开班式并致辞,河海大学总会计师张兵、副校长郑金海出席开班式。开班式由水利部人事司副司长王新跃主持。

周学文副部长在开班式上强调,要以习近平新时代中国特色社会主义思想 and 党的十九大精神为指导,扎实推进河湖长制这一加快生态文明体制改革、建设美丽中国的重要战略部署。他通报了全面建立河长制和湖长制的进展情况,对全体学员提出三点要求:一是要深刻领会全面推行河湖长制的重大意义,深入贯彻党中央、国务院关于落实绿色发展理念、推进生态文明建设的重大决策部署,管理保护好江河湖泊。二是要准确把握全面推行河湖长制的核心要求,履行好河湖保护第一责任人和直接责任人的职责,确保工作落到实处、见到实效。三是要切实解决河湖长制有关任务的推动落实,将此次学习成果转化为谋划工作的思路、领导工作的本领和促进工作的措施,为加强河湖管理保护、维护河湖健康生命作出新贡献。

邵建红副巡视员代表中组部干部教育局向全体学员表示欢迎,向水利部和河海大学表示感谢。他介绍了中组部委托部委办班的基本情况,并强调指出,全体学员要提高政治站位,珍惜学习机会,以高度的责任感和使命感高质量完成各项培训任务;要坚持问题导向,潜心学习研讨,不断提升全面推进河湖长制的专业素养、专业思维和专业方法;要严守培训纪律,树立优良学风,充分展现地方党政领导干部的良好形象;要通过本次培训真正实现理论上有所进步,知识上有所增长,能力上有所提高,在贯彻落实党中央重要决策部署、团结带领人民群众达到小康过程中发挥重要作用。

唐洪武书记代表学校向各位领导、专家的到来表示欢迎。他指出,本次研究班的举办,必将进一步凝聚起保护河湖的强大合力,加快河湖长制工作在全国各地的全面实施。他表示,学校将借助本次研究班,加强与行业专家、各地河湖长的互动交流,面向行业发展需要,以“双一流”建设为契机,进一步完善学科和专业设置,强化人才和科技支撑,更好地对接服务好国家重大需求。

来自全国31个省(区、市)的60名市(县)一级党政负责同志参加了本期研究班。本期研究班设有专题讲座、案例教学、经验交流、分组讨论和现场教学等环节,旨在深入学习领会习近平总书记关于生态文明建设、水资源管理的重要论述,研讨当前全面推行河湖长制的重点、难点问题,学习掌握解决复杂水问题、维护河湖健康生命的理念和方法,帮助地方党政领导干部提高依法依规抓好工作的思想认识和工作水平,推动中央重大决策部署落到实处。

开班式后,周学文副部长为全体学员、河海大学师生代表、南京水利科学研究院和江苏省水利厅相关代表作了全面推行河(湖)长制专题讲座,并与各位河湖长进行了交流。

(本刊编辑部供稿)