

# 墩身高阶振型对高墩地震反应影响

陈旭, 李建中, 刘笑显

(同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:** 采用增量动力分析的方法, 全面讨论了墩身高阶振型对桥梁结构地震反应的影响. 首先分析了现有规范中的桥梁抗震设计方法应用于高墩的局限性; 随后采用了增量动力分析方法, 在考虑墩身高阶振型效应的情况下, 对高墩桥梁结构在地震作用下的性能进行了研究. 结果表明: 由于墩身高阶振型贡献, 高墩在强震作用下可能沿墩身产生多个塑性区域; 墩顶位移与墩底曲率不再同步变化, 高墩墩顶极限位移不能采用规范中的方法进行计算; 高墩墩身的地震剪力及弯矩需求也会由于墩身高阶振型的显著影响而变得十分复杂. 最后提出了针对高墩抗震设计的一些改进措施.

**关键词:** 高墩桥梁; 抗震性能; 现有设计方法; 高阶振型效应

中图分类号: U441+.3

文献标志码: A

## Seismic Performance of Tall Piers Influenced by Higher-mode Effects of Piers

CHEN Xu, LI Jianzhong, LIU Xiaoxian

(College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** In this paper, incremental dynamic analysis was used to investigate the effects of higher modes on seismic responses of tall piers. Firstly the limitation of current design method focusing on conventional bridges was presented. Then the seismic performance of tall piers was investigated by incremental dynamic analysis method. The results show that with the contributions of higher modes of massive piers, multiple plastic zones are formed along the pier height under strong earthquake. The ultimate displacement at the pier top cannot be estimated by methods in current design codes, and the displacement varies out-of-phase with the curvature at the pier bottom. Further, the distribution patterns of shear force and bending moment along pier height are more complex than the linear and triangular distributions of conventional piers. Finally, some improvements for seismic design of tall piers

are proposed.

**Key words:** bridges with tall piers; seismic performance; current design method; higher-mode effects

随着西部大开发战略的推进, 我国西南山区桥梁建设项目不断增多. 由于地形、地貌特殊性, 该地区桥梁需跨越山谷, 其桥墩高度往往超过 40 m. 高墩桥梁地震反应通常会受到两种类型高阶振型的影响, 一是来自于桥梁结构质量及刚度分布的不规则性, 二是来自于高墩自身的高阶振型; 本文讨论的重点是墩身自身高阶振型对于高墩桥梁地震反应的影响.

目前各国桥梁抗震设计规范<sup>[1-2]</sup>所普遍采用的设计方法, 是允许桥墩在强震作用下出现损伤, 利用桥墩的延性性能进行抗震设计. 相关实验研究<sup>[3-4]</sup>表明, 若配置足够的箍筋对核心混凝土进行有效约束, 可以提高桥墩的延性能力以满足设计要求. 但现行计算桥墩屈服位移、极限位移及位移延性能力的方法, 都是在假设墩身质量和墩身高阶振型贡献可以忽略的前提下得到的, 这些假设对于墩身质量较小的中低高度桥墩是合理的.

对于高墩桥梁, 由于墩身的质量及柔度较大, 抗震性能将受到墩身高阶振型的显著影响, 若采用目前规范中的设计方法, 会对计算结果造成较大误差. 梁智焄<sup>[5]</sup>分别采用规范中的公式法及推倒分析(pushover)方法计算了高墩的位移延性能力, 指出由于难以考虑墩身高阶振型影响, 两种方法得到的结果均不准确. 李建中等<sup>[6]</sup>采用动力增量分析(incremental dynamic analysis, IDA)方法对高墩桥梁在地震作用下的反应进行了分析, 结果表明墩顶位移与最不利截面曲率不再同步出现, 变形与损伤不一定具有一一对应的关系.

收稿日期: 2016-05-19

基金项目: 国家“九七三”重点基础研究发展规划(2013CB036302)

第一作者: 陈旭(1989—), 男, 博士生, 主要研究方向为桥梁抗震. E-mail: 1410008cx@tongji.edu.cn

通讯作者: 李建中(1963—), 男, 工学博士, 教授, 博士生导师, 主要研究方向为桥梁抗震. E-mail: lijianzh@tongji.edu.cn

Tubaldi 等<sup>[7]</sup>研究了细长桥墩的动力特性及地震反应,结果表明墩身高阶振型对桥墩地震内力分布有显著影响.但文章仅讨论了高墩在弹性范围内的地震反应,并未就墩身高阶振型对结构非线性地震反应的影响进行进一步研究.

本文首先分析了现行抗震设计方法用于高墩桥梁可能产生的问题;在此基础上,采用 IDA 方法,研究了典型高墩桥梁从线弹性到非线性地震反应的全过程.基于 IDA 分析结果,全面探讨了墩身高阶振型对高墩地震性能的影响,并对改善高墩抗震性能提出了建议.

### 1 规范方法应用于高墩的局限性

对于常规中低墩桥梁,由于墩身质量较小,相应地震惯性力可以忽略,假设桥墩所受地震力仅由上部结构产生(图 1a).因此在弹性阶段(墩底曲率小于屈服曲率  $\phi_y$ ),截面曲率沿墩高为三角形分布;进入塑性阶段后,假设所有塑性变形(塑性曲率  $\phi_p$ )集中于墩底等效塑性铰长度  $L_p$  范围内,呈均匀分布(图 1b).图中, $H$  为墩高, $\phi_y$  为墩底截面等效屈服曲率; $\phi_m$  为墩底截面极限曲率, $u_y$  为墩顶屈服位移, $u_m$  为墩顶极限位移.

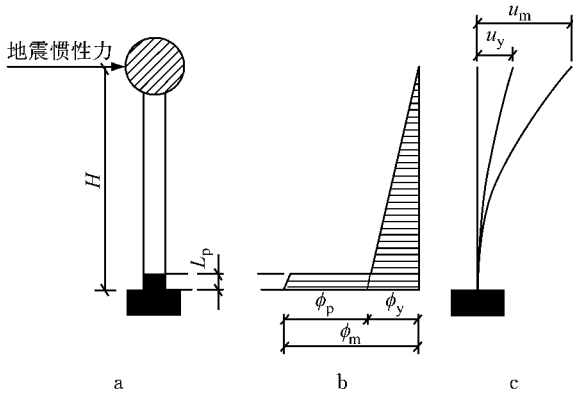


图 1 常规设计方法计算图示  
Fig.1 Diagram of conventional design method

根据以上假设,墩顶屈服位移  $u_y$ 、极限位移  $u_m$  可通过式(1)–(2)进行计算:

$$u_y = \frac{1}{3} \phi_y H^2 \quad (1)$$

$$u_m = L_p (\phi_m - \phi_y) \left( H - \frac{L_p}{2} \right) + u_y \quad (2)$$

式(1)–(2)中: $H$ ,  $\phi_y$ ,  $\phi_m$  均可通过对墩底截面进行  $M-\phi$  分析得到;等效塑性铰长度  $L_p$  可以根据相关经验公式<sup>[4]</sup>计算得到.

但对于高墩,由于墩身质量很大,且结构自振周

期较长,墩身高阶振型对地震反应的贡献不可忽略.当考虑墩身高阶振型效应后,在弹性反应范围内,高墩的地震反应是由各阶振型所对应的单自由度振动叠加而来,如图 2 所示.其运动方程用正则坐标表示为

$$M_n \ddot{q}(t) + C_n \dot{q}(t) + K_n q(t) = -\phi^T \ddot{m} u_g(t) \quad (3)$$

$t$  时刻桥墩变形为

$$u(t) = \phi \{q(t)\} \quad (4)$$

式(3)–(4)中: $q(t)$ 、 $\dot{q}(t)$ 、 $\ddot{q}(t)$  分别为振型的正则坐标向量及其一阶、二阶导数; $m$  为结构质量矩阵; $M_n$ 、 $C_n$ 、 $K_n$  分别为广义质量矩阵、广义阻尼矩阵及广义刚度矩阵; $u(t)$ 、 $\phi$  分别为位移向量及振型矩阵.由式(4)可见,在高阶振型影响下,高墩变形曲线是由各阶振型叠加而成.

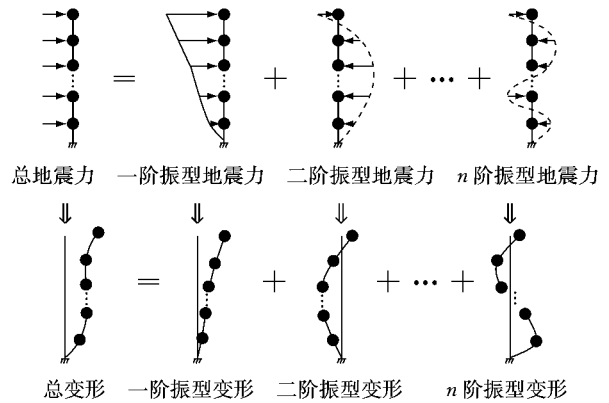


图 2 高墩地震反应示意图

Fig.2 Seismic response of tall piers

进入非线性反应后,叠加原理不再成立,随着非线性程度的加深,高阶振型对结构反应的影响往往进一步加大,墩身的变形曲线也包含了更多的高阶振型成分.因此由于墩身高阶振型的影响,对常规中低墩适用的公式,无法用于计算高墩的屈服及极限位移.

### 2 计算模型及分析方法

#### 2.1 计算模型

为了重点研究高墩自身高阶振型对桥梁抗震性能的影响,本文以一座  $4 \times 30$  m 一联连续刚构桥作为研究背景,如图 3 所示.上部结构宽 7.45 m,主梁采用预应力钢筋混凝土箱型梁,梁高 2.5 m;下部桥墩为薄壁空心结构,墩身净高 50 m,壁厚 0.6 m,横桥向宽 5 m,纵桥向为变宽度构造,墩顶宽 2.1 m,墩底宽 3.35 m,两侧坡度均为 1/80.桥墩截面纵筋配筋率为 1.10%,墩底轴压比为 0.105.墩下承台高

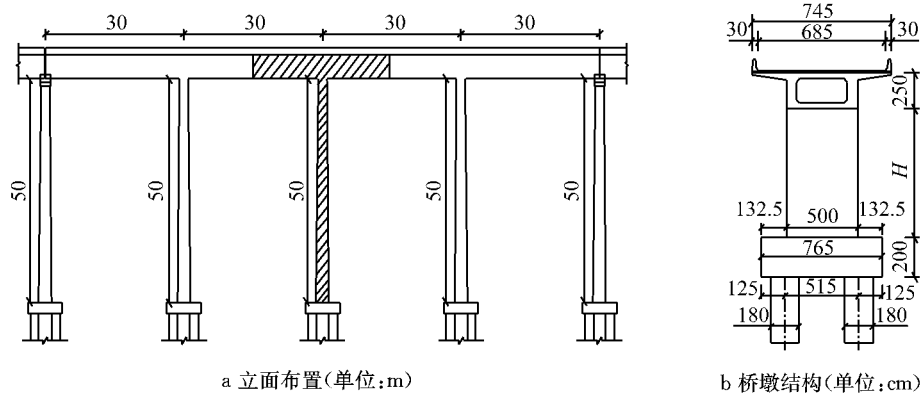


图 3 某四跨一联连续梁桥结构布置图

Fig.3 Configuration of a four-span continuous bridge

2.5 m, 下设 4 根 1.8 m 混凝土桩。

由于背景桥梁等墩高等跨径, 结构体系的质量及刚度分布均匀, 因此可将计算模型近似简化为单悬臂结构, 如图 4 所示。为了研究墩身高阶振型在高墩地震反应中的贡献, 本文针对该单悬臂结构, 采用非线性地震分析软件 Opensees, 分别建立了单自由度 (single degree of freedom, SDOF) 及多自由度 (multi-degree of freedom, MDOF) 模型 (图 4a)。

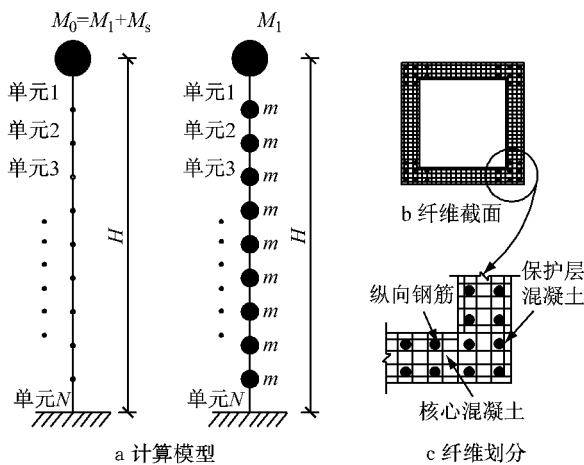


图 4 有限元计算模型

Fig.4 Finite element model

MDOF 模型中, 梁体质量 ( $M_1$ ) 等效于墩顶, 墩身分布质量采用施加于单元节点处的点质量 ( $m$ ) 进行模拟。SDOF 模型中, 仅在墩顶施加集中质量  $M_0$  表示梁体质量 ( $M_1$ ) 及墩身等效质量 ( $M_s$ ), 其中  $M_s$  按单自由度模型一阶周期与多自由度模型相等的原则确定。由于桥墩基础位于山区, 地质条件较好, 且高墩结构的刚度主要由桥墩控制, 因此将墩底约束考虑为固结, 忽略桩土相互作用的影响。

为了考虑地震作用下桥墩的非线性性能, 采用弹塑性纤维梁柱单元对桥墩进行模拟; 根据材料及约束程度的不同, 墩柱截面被具体划分约束混凝土、

非约束混凝土及钢筋纤维 (图 4c)。其中混凝土材料的本构关系采用 Kent-Scott-Park 模型<sup>[8]</sup>进行模拟 (图 5a); 非约束混凝土的抗压强度  $f_c$  取 26.8 MPa, 峰值应变  $\epsilon_0$  为 0.002, 屈曲时应变  $\epsilon_u$  取为 0.003 3; 屈曲应力  $f_{cu}$  取为  $0.4f_c$ , 约束混凝土相关参数则根据 Kent-Scott-Park 模型进行计算。钢筋的本构关系采用 Giuffre-Menegotto-Pinto 模型 (图 5b) 进行模拟<sup>[9]</sup>; 该本构关系修正了钢筋滞回变形计算模型, 是钢筋混凝土结构非线性地震反应分析中常用的计算模型形式<sup>[10]</sup>。图中屈服强度  $F_y$  取 335 MPa, 初始刚度  $E_0$  取 200 GPa, 屈后刚度比  $b$  取 0.02。数值计算模型其余相关参数见表 1。

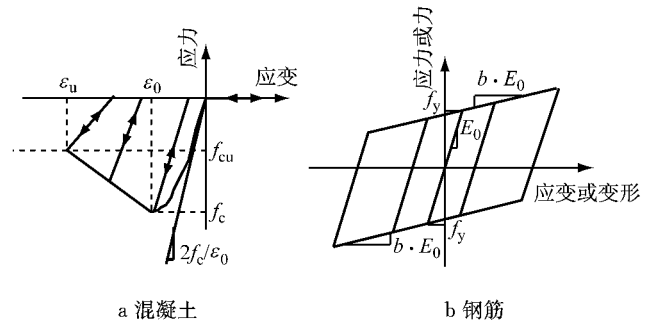


图 5 材料本构关系

Fig.5 Stress-strain relationship of materials

## 2.2 IDA 分析方法

IDA<sup>[11]</sup> 方法是一种对结构从初始弹性状态到塑性状态, 直至极限状态全过程进行分析的动力分析方法。该方法对一条 (或多条) 地震动记录乘以一系列地震强度系数, 生成一组 (或多组) 具有不同强度的地震动记录; 结构在每一强度地震下依次进行时程分析, 通过将结构地震反应参数与地震动强度系数绘成连续的 IDA 曲线, 分析结构在不同强度地震下的性能。

进行 IDA 分析时, 首先需要选择表征地震动大小的强度参数 (intensity measure, IM)。在本文的分

表 1 数值模型相关参数

Tab.1 Parameters of numerical models

模型名称	单元数	顶部质量 $M(t)$	节点质量 $m(t)$	纵筋配筋率/%	一阶周期/s
多自由度(MDOF)	20	723.01	46.3~55.5	1.10	2.155
单自由度(SDOF)	20	920.56	0	1.10	2.155

析中,选用高墩结构第一阶周期  $T_1$  所对应的 5% 阻尼比弹性加速度反应谱谱值( $S_a(T_1, 5\%)$ )作为 IM. IDA 方法的另一个重要方面在于选取合适的损伤参数(damage measure, DM) [11]来表征结构响应. 由于高墩地震反应会受到墩身高阶振型的影响,适用于常规桥墩的墩顶位移及位移延性系数并不一定能够反映高墩的地震响应,因此首先采用墩底截面的曲率作为 DM. 墩底截面屈服、极限曲率通过进行  $M-\phi$  分析得到,具体值见表 2.

表 2 墩底截面屈服及极限曲率

Tab.2 Yield and ultimate curvature for bottom section

屈服曲率/( $\text{rad} \cdot \text{m}^{-1}$ )	极限曲率/( $\text{rad} \cdot \text{m}^{-1}$ )
0.000 828	0.009 988

背景工程位于地震烈度 9 度区,基础场地分类属于 II 类,从太平洋地震工程中心(PEER)的强震数据库(PEER strong motion database)中选取 7 条

II 类场地波对模型进行加载. 所用地震动的弹性反应谱(阻尼比 5%)如图 6 所示,其中地面加速度峰值(peak ground acceleration, PGA)均已调整至  $1 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ ;各条地震波具体信息见表 3.

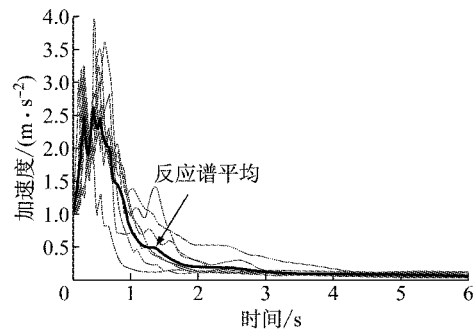


图 6 地震波弹性反应谱(PGA 为  $1 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ )

Fig.6 Elastic response spectra of ground motions (PGA is  $1 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ )

表 3 所选地震波信息

Tab.3 Information of selected ground motions

地震动编号	事件	测站	震级	PGA/g
E1	San Fernando	Tehachapi Pump	6.61	0.051 3
E2	Taiwan SMART1	SMART1 E02	6.50	0.019 9
E3	Taiwan SMART4	SMART1 E02	7.30	0.136 0
E4	Loma Prieta	Berkeley LBL	6.93	0.048 9
E5	Northridge	Rancho Palos Verdes-Hawth	6.69	0.098 2
E6	Kobe	OKA	6.90	0.078 8
E7	Kobe	OKA	6.90	0.060 3

### 3 墩身高阶振型效应

#### 3.1 曲率 IDA 曲线与墩身塑性区发展

图 7 给出了墩底截面曲率 IDA 曲线,图中数据为 7 条地震动输入下的平均值;表 4 给出了  $S_a(T_1, 5\%) = 0.9g$  时,各条地震动输入下单自由度及多自由度模型所对应的墩底截面曲率. 图 7 表明,单自由度及多自由度模型得到的墩底曲率 IDA 结果存在显著差异;由表 4 数据可以看出,当  $S_a(T_1, 5\%) = 0.9g$  时,单自由度模型计算得到的墩底截面曲率需求小于多自由度模型,误差最大甚至接近 70%. 表明在对高墩进行地震分析时,若忽略墩身质量及墩身高阶振型的贡献,会显著低估结构的地震需求,从而在设计中得到偏于不安全的结果.

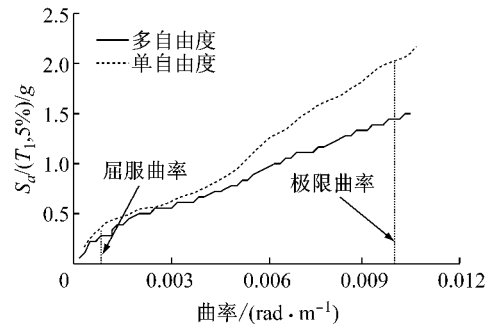


图 7 墩底曲率 IDA 曲线(平均值)

Fig.7 IDA curves for curvature at pier bottom (Average)

图 8 为多自由度模型在 E2 地震动作用下,不同地震动强度输入时截面曲率沿墩身分布的包络图. 当  $S_a(T_1, 5\%) = 0.244g$  时,墩底截面首次达到屈

表 4 墩底截面曲率 ( $Sa(T_1, 5\%) = 0.9g$ )

Tab. 4 Curvature at the pier bottom ( $Sa(T_1, 5\%) = 0.9g$ )

地震波编号	墩底曲率/ $(10^{-3} \text{rad} \cdot \text{m}^{-1})$		误差/%
	单自由度模型	多自由度模型	
E1	3.47	5.87	40.9
E2	2.72	5.36	49.3
E3	3.62	5.64	35.8
E4	4.65	5.12	9.18
E5	2.49	7.61	67.3
E6	8.17	9.87	17.2
E7	6.21	7.47	16.9

服;  $Sa(T_1, 5\%) = 0.452g$  时,墩身中部区域进入屈服状态;  $Sa(T_1, 5\%) = 1.76g$  时,墩底截面达到极限曲率,并且在 40%~85%墩高区域内出现了显著的塑性变形. 图中同时给出单自由度模型墩底曲率达到相应值时的曲率分布情况.

从图 8 可以看出,多自由度模型得到的高墩墩身曲率响应与单自由度模型结果差异显著,具体表现为:墩身中上部出现明显的塑性区域,但其发展程度小于墩底区域,高墩在地震中的破坏状态仍由墩底截面曲率控制. 由于墩身一阶振型贡献仅会引起

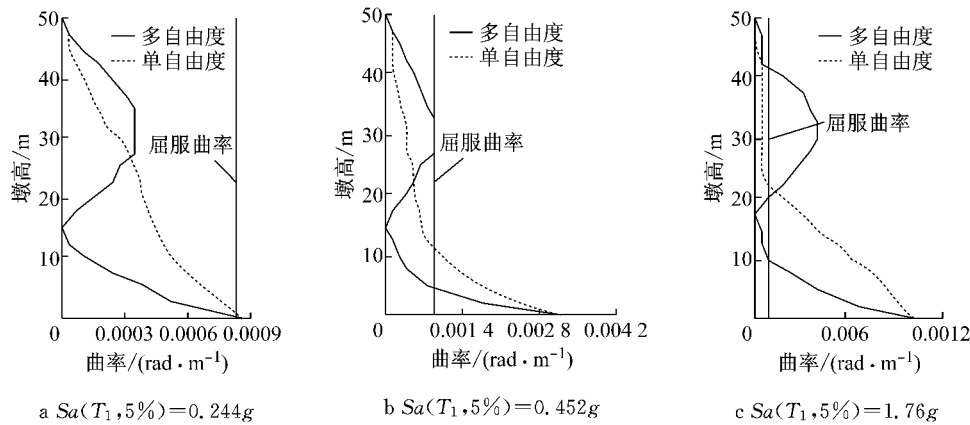


图 8 高墩截面曲率发展过程 (E2)

Fig. 8 Curvature progress of tall pier (E2)

墩底区域的屈服,因此这种现象突出体现了墩身高阶振型对于高墩结构地震反应的影响.

### 3.2 位移 IDA 曲线及位移能力

图 9 给出了墩顶位移的 IDA 曲线,图中数据同样为 7 条地震动输入下的平均值. 其中,图 9 中的屈服和极限位移的定义如下:当墩底截面曲率达到屈服和极限曲率时,相应的墩顶位移称为屈服和极限位移. 例如对于多自由度模型,从图 7 中可以看出,当  $Sa(T_1, 5\%)$  分别为 0.25g 及 1.44g 时,墩底截面曲率达到屈服及极限值,由此从图 9 中可得到多自

由度模型相应的屈服及极限位移分别为 0.43 m ( $Sa(T_1, 5\%) = 0.25g$ ) 及 2.07 m ( $Sa(T_1, 5\%) = 1.44g$ ).

从图 9 中曲线可以看出,IDA 分析的全过程中,单自由度及多自由度模型对高墩位移需求估计的最大误差为 18.2%;而单自由度模型计算得到的屈服位移及极限位移均大于多自由度模型结果,误差分别为 34.9% 及 64.3%.

表 5 给出了不同地震动输入下,单自由度及多自由度模型计算得到的屈服及极限位移值. 为了进行比较,表中同时给出了采用 Pushover 方法及规范中公式法计算得到的相应屈服及极限位移值. 其中 Pushover 方法采用的是沿墩身节点施加相应于一阶振型分布力的加载方式,即  $s^* = m\phi^{[10]}$ ; 公式法中的等效塑性铰长度采用 Berry<sup>[12]</sup> 提出的公式进行计算.

从表中可以看出,多自由度模型得到的桥墩屈服及极限位移与 Pushover 方法区别显著,某些情况下差别甚至高达 400% 以上 (E5). 由于上述 Pushover 过程中的水平力加载模式只考虑了一阶振型惯性力的贡献,这种差异可以归结于墩身高阶振

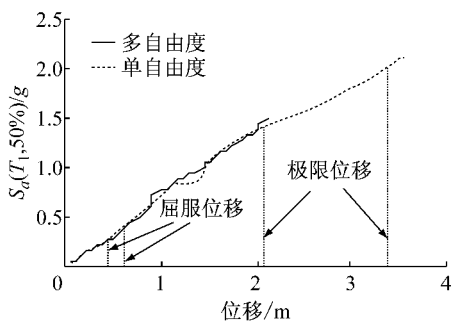


图 9 墩顶位移 IDA 曲线 (平均值)

Fig. 9 IDA curves for displacement at pier top (Average)

表 5 桥墩顶部关键位移比较

Tab.5 Comparison of critical displacement at pier top

地震动编号	IDA 分析结果				Pushover 结果		公式法计算结果	
	屈服位移/m		极限位移/m		屈服位移/m	极限位移/m	屈服位移/m	极限位移/m
	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF				
E1	0.69	0.28	4.18	2.31				
E2	0.68	0.05	4.09	1.05				
E3	0.65	0.28	4.51	1.85				
E4	0.67	0.20	4.37	0.72	0.59	3.56	0.69	3.84
E5	0.65	0.01	4.33	0.68				
E6	0.68	0.04	4.52	2.39				
E7	0.61	0.18	4.69	3.01				

型对于高墩地震反应的影响。

本文中单自由度模型的假设与公式法相同,即忽略墩身质量的贡献.但是从表 5 中可以看出,这两种方法的得到的结果也有一定的差别,各条地震波作用下两者对于极限位移的估计结果最大误差约为 20%(E7).

### 3.3 墩底曲率与墩顶位移不同步现象

图 10 给出了多自由度模型在 E2 地震输入下,  $Sa(T_1, 5\%) = 1.76g$  时,墩底截面曲率达到最大值

时刻(4.20 s)和墩顶位移达到最大值时刻(8.43 s)截面曲率及墩身位移沿墩高分布的包络图.为了便于对比,图中同时给出了单自由度模型的计算结果;由于单自由度模型墩顶最大位移与墩底最大曲率同时发生,因此墩顶最大位移时曲率沿墩高的分布曲线与墩底曲率最大时的曲率沿墩高的分布曲线相重合.其余地震波输入时,多自由度模型结果与 E2 类似.

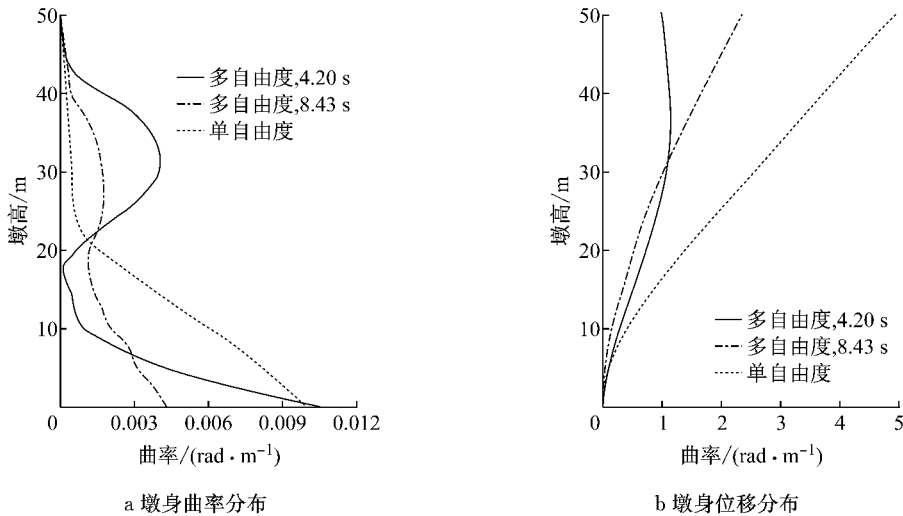


图 10 墩身曲率、变形分布曲线图

Fig.10 Distribution of curvature and displacement along pier height

由图 10 可以看出,由于考虑墩身高阶振型的贡献,多自由度模型的墩顶位移及墩底曲率最大值并不在同一时刻出现.例如对 E2 地震动,当墩底曲率于 4.20 s 达到最大值(0.010 46  $\text{rad} \cdot \text{m}^{-1}$ )时,墩顶位移为 0.995 m;当墩顶位移于 8.43 s 达到最大值(2.32 m)时,墩底曲率仅为 0.004 267  $\text{rad} \cdot \text{m}^{-1}$ .这些现象说明,由于墩身惯性力及高阶振型的贡献,高墩的墩底曲率及墩顶位移之间不存在同步变化的关系.因此对于高墩桥梁,墩顶位移已不能表征结构损伤,需要利用截面曲率作为性能指标.

### 3.4 地震力需求

图 11、图 12 给出了多自由度模型墩底截面达到极限曲率时,相应的弯矩及剪力响应沿墩身分布的包络图.为了便于对比,图中同时给出了单自由度模型的计算结果.

从图 12 可以看出,单自由度模型中,由于忽略了墩身分布质量,桥墩各截面的剪力仅由墩顶质量产生,因此剪力需求沿墩高呈均匀分布;这也导致单自由度模型的弯矩沿墩身呈三角形分布(图 9),桥墩塑性区出现在墩底附近.随着地震动的增强,墩底截

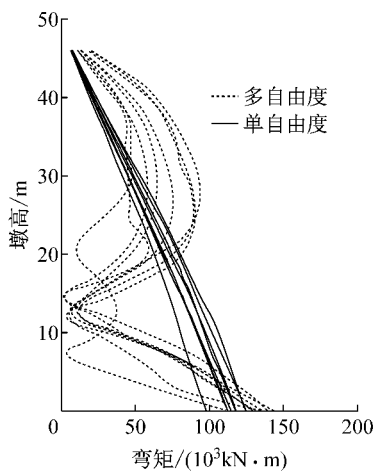


图 11 墩身弯矩分布

Fig.11 Moment along pier height

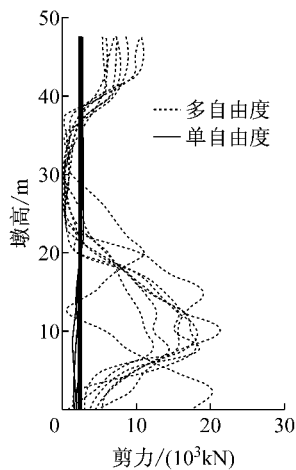


图 12 墩身剪力分布

Fig.12 Shear force along pier height

面屈服之后,其弯矩、剪力响应不再增加,受力需求基本保持恒定;此时墩底弯矩  $M$  及剪力  $V$  可按式(5)计算:

$$M = M_y \quad (5a)$$

$$V = \frac{M_y}{H} \quad (5b)$$

式中: $M_y$  为墩底截面屈服弯矩; $V$  为墩底截面相应的剪力需求; $H$  为墩高.若在采用式(5)计算剪力时考虑一定的超强系数,就得到常规桥墩设计中用于能力保护设计的剪力需求值.

对于多自由度模型,由于考虑了墩身质量及高阶振型的贡献,墩身剪力的分布不再均匀(图 12);弯矩也不再沿墩身呈三角形分布,可能在墩身中部区域出现较大弯矩需求(图 11);这些现象表明在高墩中,墩身中上部某些区域也有可能进入塑性,与常规设计方法中塑性区域集中于墩底的假设相悖.此外在考虑墩身质量及高阶振型贡献后,即使墩底截

面进入屈服,弯矩不再增加,但墩身其他未屈服部分的弯矩还会继续上升,使高墩地震响应更加复杂.

由图 11—12 还可以看出,在相同的地震动输入下,考虑墩身高阶振型影响得到的墩身最大剪力响应可达单自由度模型计算结果的 5 倍以上,表明若在高墩设计时采用常规桥墩中的假设进行能力保护设计,会得到偏于不安全的结果.

## 4 高墩屈服后性能

常规桥墩在地震作用下进入屈服状态后,还可以继续保持承载能力,因而在抗震设计中可以利用桥墩的延性;其延性能力一般可以通过位移延性系数表示.

由于墩身高阶振型贡献,高墩墩顶位移及位移延性能力已不能作为损伤指标,因此本文采用如下地震加速度比  $R$ <sup>[13]</sup> 来定义高墩延性性能:

$$R = \frac{a_u}{a_y} \quad (6)$$

此前分析结果(图 8)表明,高墩破坏状态由墩底截面曲率控制,因而式(6)中  $a_y$  表示墩底截面达到屈服曲率时的  $Sa(T_1, 5\%)$ ,  $a_u$  表示墩底截面达到极限曲率时的  $Sa(T_1, 5\%)$ .若该加速度比  $R$  接近于 1,表明高墩属于脆性结构;若  $R$  值大于 3 则说明结构具有一定的延性能力<sup>[13]</sup>.

图 13 给出了在各条地震波输入下,多自由度模型相应加速度比  $R$  的分布情况(实心点),同时也给出了其平均值( $\bar{R}$ ,实线)以及平均值加减一倍标准差的范围( $\bar{R} \pm \sigma$ ,虚线).

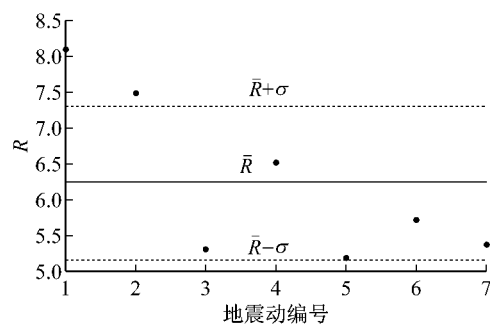


图 13 各条地震波  $R$  值分布

Fig.13 Distribution of  $R$  value for each ground motion

由图 13 可以看出,7 条地震波所对应的加速度比  $R$  约为 5~8,平均值约为 6.2,甚至略高于常规桥墩 ( $R=4\sim 5$ <sup>[14]</sup>);并且各条地震动作用时  $R$  值的离散性不大.该现象说明高墩在地震作用下具有一定的延性能力;在高墩抗震设计时完全可以考虑对其

加以利用,避免完全弹性设计所带来的高成本。

## 5 结论

本文通过对高墩桥梁动力模型进行 7 条实际地震动作用下的 IDA 分析,研究了墩身高阶振型对高墩桥梁地震反应的影响,得到如下结论:

(1) 由于高墩墩身质量不可忽略,并且自身柔度较大,其地震反应会受到墩身高阶振型的显著影响,与常规桥墩主要受一阶控制的情况明显不同;在强震作用下沿墩身有可能出现多个塑性区域,设计时需要特别加以注意。

(2) 若忽略高墩墩身高阶振型贡献,单自由度模型所得到的墩底地震曲率需求明显小于多自由度模型;最大误差可达 70% 以上。

(3) 通过与 IDA 方法计算结果的对比表明,由于未考虑墩身高阶振型贡献,传统方法计算的墩顶屈服位移及极限位移与多自由度模型结果误差可达 400% 以上。

(4) 由于墩身高阶振型的显著贡献,高墩墩顶位移与墩底曲率不在同步变化;此时墩顶位移无法表征结构破坏状态,需要采用截面曲率作为损伤指标。

(5) 高墩地震弯矩及地震剪力需沿墩身的分布情况与常规桥墩区别显著。高墩墩身中部区域同样会出现较大的弯矩需求;墩身实际地震剪力需求远大于按常规能力保护设计方法所得的结果,误差可达 5 倍以上。

(6) 高墩在地震中同样具有一定的延性,在达到屈服状态后完全可以进入塑性阶段继续工作。因此在针对该高墩进行抗震设计时,可以适当考虑利用其屈服后的能力储备,降低建设成本,获得更好的经济效益。

### 参考文献:

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. CJJ 166—2011 城市桥梁抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
- The Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. CJJ 166—2011 Code for seismic design of urban bridges[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.
- [2] Imbsen R A. AASHTO guide specification for LRFD seismic bridge design[M]. [S.l.]: AASHTO, 2007.
- [3] Priestley M J N, Seible F, Calvi G M. Seismic design and retrofit of bridges[M]. New York: John Wiley & Sons, 1996
- [4] Kowalsky M J. Deformation limit states for circular reinforced concrete bridge column[J]. Journal of Structural Engineering ASCE, 2000, 126(8): 869.
- [5] 梁智垚. 桥梁高墩位移延性能力计算方法研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2006, 27(5): 57.
- LIANG Zhiyao. Study on calculational methods of displacement ductility capacity of tall pier [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2006, 27(5): 57.
- [6] 卢皓, 李建中. 强震作用下高墩桥梁抗震性能特点分析[J]. 地震工程学报, 2013, 35(4): 858.
- LU Hao, LI Jianzhong. Analysis of seismic performance characteristics of bridge with high piers under strong earthquake motion[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2013, 35(4): 858.
- [7] Tubaldi E, Tassotti L, Dall'Asta A, *et al.* Seismic response analysis of slender bridge piers[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2014, 43(10): 1503.
- [8] Scott B D, Park R, Priestley M J N. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates[C]//ACI Journal Proceedings. [S.l.]: ACI, 1982, 79(1): 13-27.
- [9] Guirguis J E B, Mehanny S S F. Evaluating code criteria for regular seismic behavior of continuous concrete box girder bridges with unequal height piers [J]. Journal of Bridge Engineering, 2012, 18(6): 486.
- [10] Chopra A K, Goel R K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 31(3): 561.
- [11] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491.
- [12] Berry M P, Lehman D E, Lowes L N. Lumped-plasticity models for performance simulation of bridge columns[J]. ACI Structure Journal, 2008, 105(3): 270.
- [13] Wilson J L. Earthquake response of tall reinforced concrete chimneys[J]. Engineering Structures, 2003, 25(1): 11.
- [14] 叶爱君. 桥梁抗震[M]. 北京:人民交通出版社, 2008.
- YE Aijun. Seismic design of bridges [M]. Beijing: China Communications Press, 2008.