

墩身惯性力对墩底地震剪力的影响及计算方法

蒋湘平¹, 沈禹², 李建中², 周建³, 徐晨⁴

(1. 中铁第四勘察设计院集团有限公司, 湖北 武汉 430063; 2. 同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 3. 京都大学防灾研究所, 日本 宇治 6110011; 4. 波鸿鲁尔大学结构力学研究所, 德国 波鸿 44801)

摘要: 为探究考虑墩身地震惯性力贡献的墩底剪力简化计算方法, 以某铁路简支梁桥为研究对象建立三维有限元模型, 在分析了墩身质量对结构动力特性影响基础上, 通过非线性时程分析方法研究了不同墩高、场地类型以及地震动峰值加速度(PGA)下墩身惯性力在桥墩地震剪力中的贡献比例, 给出墩身惯性力在计算墩底地震剪力时不可忽略的判别条件; 并采用模态 Pushover 分析法对墩底剪力进行简化计算, 对结果的准确性加以验证。结果表明: 桥墩进入塑性后, 墩身惯性力对墩底剪力的贡献比例受场地类别影响小, 主要影响因素为墩高, 当墩高小于 20 m 时, 可不考虑墩身惯性力作用, 而采用能力保护设计理念计算墩底剪力; 但当墩高大于 20 m 后, 不应忽略桥墩自身的惯性力贡献, 可按所提出的一阶模态 Pushover 方法简化计算墩底剪力。

关键词: 桥梁; 地震剪力; 静力 Pushover; 简化方法

中图分类号: U442.5+5 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2023)01-0217-08

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2023.01.023

引言

目前, 中国高速铁路运营里程居全球首位, 且铁路网线还在大规模建设中, 而将规划的铁路网与地震带对比可知中国多地高速铁路易受地震威胁。考虑到高速铁路线上桥梁占比大, 对此类桥梁进行精细的抗震分析和研究显得尤为重要。

自 2006 年《铁路工程抗震设计规范》^[1] 实施以来, 中国铁路桥梁抗震采用“三水准设防, 三阶段设计”的思想。此抗震设防思想允许桥墩某些部位在罕遇地震作用时进入塑性, 耗散地震能量, 但未对桥墩抗剪及桩基础抗震性能提出明确要求; 因此, 无法完全保证桥墩在罕遇地震作用下的延性。而桩基础所受到的地震力与墩底剪力密切相关, 所以正确计算墩底地震剪力十分重要^[2]。依据现行公路桥梁抗震设计规范^[3-4], 对梁桥进行罕遇地震(E2 地震)作用设计时, 可不考虑墩身质量, 采用能力保护设计理念进行盖梁和基础等构件的内力计算。Priestley 等^[5-6] 研究表明: 结构最不利地震响应与其有效质量近似成正比, 当墩身质量较小时, 可忽略其对结构地震响应影响; 当墩身质量超过上部结构 10% 时, 需在抗震分析中考虑其质量贡献。因公路桥的桥墩质

量相比上部结构很小, 因此忽略墩身地震惯性力贡献是可接受的; 但铁路梁桥的桥墩具有“粗大”的特点, 墩高较高时质量远大于主梁质量的 10%, 在抗震设计中若忽略桥墩自身地震惯性力可能对能力保护构件的内力计算产生较大误差。因此, 获取铁路桥墩考虑墩身惯性力后的地震响应是进行此类桥梁抗震设计的关键。

采用非线性时程分析能准确得到考虑墩身惯性力的墩底地震弯矩、剪力与轴力, 但运算时间长, 效率低。为此, 国内外学者对如何简便考虑墩身惯性力进行探索。Adhikari 等^[7] 提出了一种考虑墩身质量贡献的力学计算模型, 此模型可计算出大跨度连续梁桥的墩顶位移和墩底剪力。盛光祖等^[8] 以公路桥单墩为研究对象, 进行了四种墩身侧向力分布模式的 Pushover 适用性研究。但对截面较大的铁路桥墩, 如何有效考虑墩身地震惯性力贡献还缺少研究。

1 工程概况及其有限元模型

1.1 工程背景

本文以中国西部在建高速铁路网中某双线预应力混凝土简支梁桥为研究对象, 进行墩身惯性力对铁路桥墩地震响应影响规律分析。图 1 是研

收稿日期: 2021-04-30; **修订日期:** 2021-06-21

基金项目: 国家自然科学基金重点项目(51838010); 中铁第四勘察设计院集团有限公司科技研究开发计划项目(2021K011)。

究背景铁路简支梁桥的构造示意图,桥梁跨度为 32 m,其中梁体长度为 31.5 m,相邻两跨间伸缩缝宽度为 0.5 m。上部主梁结构为预制混凝土箱梁,截面如 B-B 所示,主梁高为 2.4 m,宽为 12.6 m;顶底板和腹板厚度分别为 0.29, 0.28 和 0.46 m,一跨梁体总质量约为 1120 t。每跨桥梁支承体系:横桥向在各墩处一侧固定、一侧活动;纵桥向一端为墩梁固定、一端为活动支座。桥梁下部采用壁厚

0.5 m 的钢筋混凝土圆端形空心墩,其中纵向配筋率为 0.72%,体积配箍率为 0.57%;墩身内外坡度分别为 1/50 和 1/40,墩颈处横截面如图 A-A 所示,纵横桥向尺寸分别为 4.6 m 和 8.4 m。墩底承台采用 8.0 m×12.0 m 矩形截面,由 15 根直径 1 m 的圆形钻孔灌注桩支撑(截面 C-C)。桥墩、承台以及桩基础采用 C35 混凝土,主梁采用 C50 混凝土。

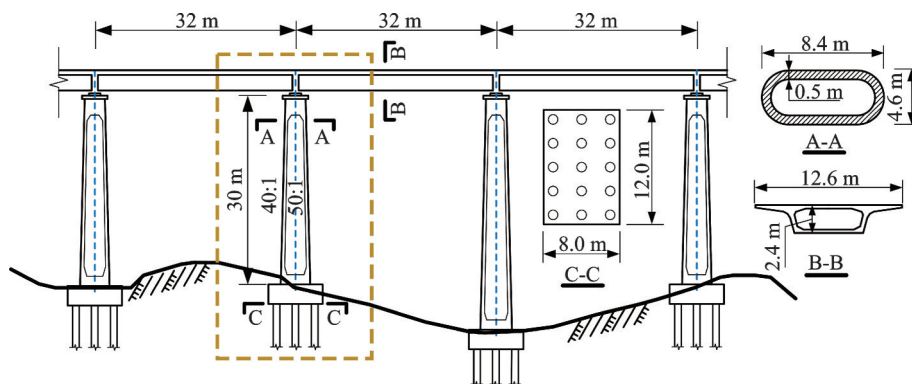


图1 铁路简支梁桥示意图

Fig. 1 Schematic diagram of railway simply supported beam bridge

1.2 有限元模型

本节依据背景工程资料,选择一跨桥梁结构在 SAP2000 软件中建立两组非线性有限元模型,如图 2 所示。一组需考虑墩身惯性力对地震响应影响,即考虑墩身分布质量,简记为模型 I;另一组则不考虑墩身质量,简记为模型 II。考虑到上部主梁结构在地震下能基本保持结构完整性^[9],且支座布置形式满足铁路桥抗震规范中单墩模型简化的要求^[1],因此两模型均将主梁简化为集中质量施加于主梁质心处。

下部墩柱采用集中塑性铰的弹塑性梁单元进行模拟,其中截面抗弯刚度取其有效刚度,计算公式

如下:

$$I_{\text{eff}} = M_y / (E_c \Phi_y) \quad (1)$$

式中 I_{eff} 为截面有效抗弯惯性矩; M_y 和 Φ_y 分别为墩身截面等效屈服弯矩和等效屈服曲率; E_c 为混凝土材料的弹模。墩身非线性则通过设置塑性铰来考虑^[10],如图 2(a)和(b)所示,在墩底设置塑性铰,其中塑性铰长度依据 AASHTO 规范公式确定^[11]:

$$l_p = 0.08l + 9d_{\text{bl}} \quad (2)$$

式中 l_p 为墩的塑性铰长度; l 和 d_{bl} 为墩高和纵筋直径。

图 2 中的上部给出了塑性铰的弯矩-曲率曲线,图中屈服弯矩和极限弯矩依据墩身截面尺寸、配筋和材料确定,且当截面超过极限点后承载能力降为 0.2 倍的极限弯矩^[12],此时混凝土压碎,部分钢筋拉断,结构濒临失效。模型 I 在定义墩柱截面材料特性时,输入实际材料密度用于考虑墩身分布质量,而模型 II 需将材料密度设为 0,作为不考虑墩身重量的工况。承台近似模拟为刚体,其质量集中于承台质心。地震时桩基础和周围土的相互作用采用六弹簧模型模拟,三个水平方向和三个转动方向的刚度由地质资料和桩基布置形式按静力等效原则确定^[2]。

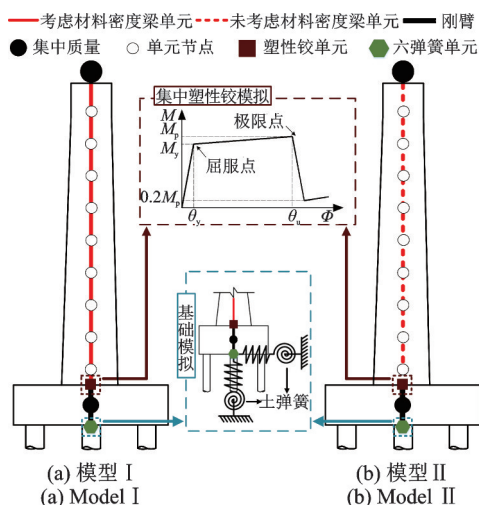


图2 单跨桥梁有限元模型图

Fig. 2 Finite element model of single span bridge

2 地震动选取

本文以《铁路工程抗震设计规范》(GB 50111—

2006)^[1]的动力放大系数曲线为目标加速度反应谱进行 II 类和 IV 类场地地下地震动的选取。基本加速度值取为 0.57g, 对应于设防烈度为 8 度区的罕遇地震; II 类场地与 IV 类场地的特征周期 T_g 分别为 0.45 s 和 0.9 s。每类场地选取 14 条地震动, 其中 7 条为太平洋地震研究中心强震数据库中的实际地震动, 另 7 条为依据目标加速度谱合成的人工地震动。地震动的挑选或合成原则是: 每种场地类型的地震动调幅后的加速度反应谱均值应与目标反应谱吻合较好, 二者的相对误差最大值小于 15%。依据此原则挑选和合成的地震动调幅后的反应谱如图 3 所示, 可以发现每种场地类型的 14 条地震动的反应谱均值与目标反应谱均能保持较好的一致性。表 1 列出了 14 条天然地震动的信息, 其中 1~7 号地震动是依据 II 类场地类型挑选, 峰值加速度介于 0.10g~0.70g; 8~14 号地震动是依据 IV 类场地挑选, 峰值加速度介于 0.09g~0.30g。可以发现: II 类场地 7 条天然地震动的 v_{30} (30 m 内土的平均剪切波速) 在 213.4~365.4 m/s 范围内波动, 而 IV 类场地 7 条天然地震动的 v_{30} 均小于 140 m/s, 分别对应于 ASSHTO 规范中的 D 类场地硬土和 E 类场地软黏土^[11]。在后续分析中, 每类场地的分析结果取 14

条地震动反应的均值。

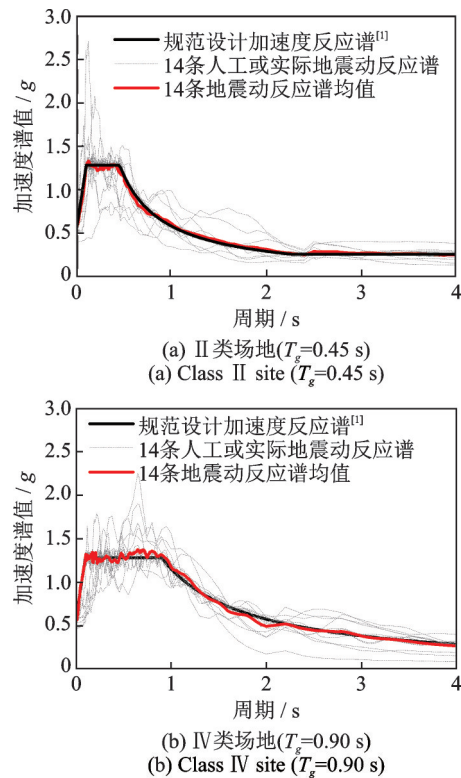


图 3 地震动反应谱及其均值谱与设计谱比较(阻尼比为 5%)
Fig.3 Comparison of seismic response spectrum, mean spectrum and design spectrum (damping ratio is 5%)

表 1 选取的天然地震波资料

Tab.1 Selected natural seismic wave data

场地类别	编号	地震名	站点	$v_{30}/(m \cdot s^{-1})$	PGA/g	调幅系数	震级
II	1	ImperialValley-02	El Centro Array 9 [#]	213.4	0.28	2.05	6.95
	2	Kern County	Taft Lincoln School	385.4	0.16	4.10	7.36
	3	San Fernando	LA-Hollywood Stor FF	316.5	0.23	2.73	6.61
	4	San Fernando	Santa Felita Dam	329.0	0.12	6.16	6.61
	5	San Fernando	Whittier Narrows Dam	298.7	0.10	7.55	6.61
	6	Gazli_ USSR	Karakyr	259.6	0.70	1.12	6.80
	7	Tabas_ Iran	Boshrooyeh	324.6	0.11	5.41	7.35
IV	8	Loma Prieta	Foster City-APEEL 1	116.4	0.24	3.27	6.93
	9	Loma Prieta	Foster City-Menhaden Court	126.4	0.11	5.40	6.93
	10	Tottori_ Japan	SMN002	138.8	0.15	4.58	6.61
	11	Tottori_ Japan	TTR008	139.2	0.30	2.59	6.61
	12	Niigata_ Japan	NIG014	128.1	0.12	4.60	6.63
	13	Chuetsu-oki_ Japan	NIG014	128.1	0.11	5.26	6.80
	14	Iwate_ Japan	MYG017	122.1	0.09	7.84	6.90

3 墩身质量及惯性力影响分析

3.1 墩身质量对动力特性的影响

以墩高为参数, 墩高变化范围为: 10, 15, 20, 25 和 30 m, 本节进行模型 I 和 II 的动力特性对比分析。其

中考虑墩身质量的模型 I 在 5 种墩高时的墩-梁质量比分别为 23%, 35%, 47%, 58% 和 70%。图 4 给出了两组桥梁模型的纵向与横向一阶周期随墩高的变化趋势; 此外, 模型 II 相对于模型 I 的周期相对误差也在图中表示出(置于相应柱状图的顶部)。从图中可以看出, 随着墩高的增加, 桥梁结构更柔, 两个模型的纵

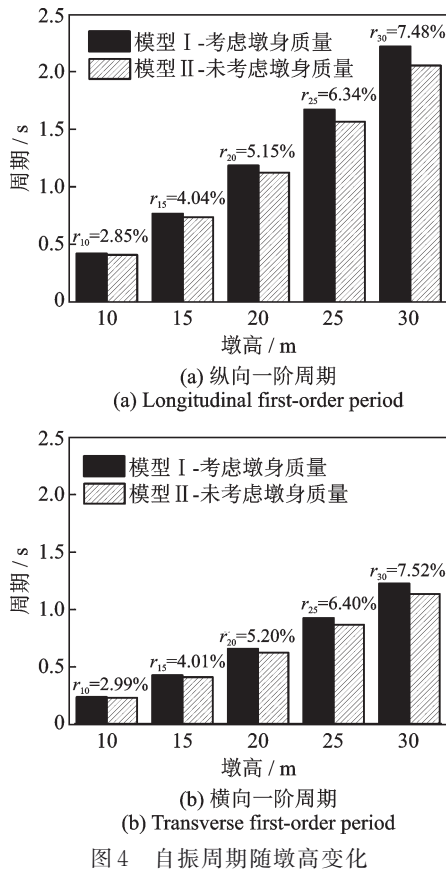


图4 自振周期随墩高变化

Fig. 4 Variation of natural vibration period with pier height
 纵向周期均逐步增大;且墩高一致时,模型 I 的周期高于模型 II 的周期,这表明考虑墩身质量会增大铁路梁桥的结构周期。此外,随着墩高的增大,两模型的周期差值逐步增大,考虑墩身质量模型 I 的周期增长速度明显高于不考虑墩身质量的模型 II,如在 10 m 墩高时,模型 I 的纵向一阶周期仅比模型 II 大 2.85%,而当墩高增高到 30 m 时,此差值增长到 7.48%;表明墩高越高,铁路梁桥墩身质量对结构动力特性影响越大,动力分析时越不能忽视墩身质量。

分析不同墩高下桥梁模型的振型可知,两模型各阶振型形状不受墩高影响。图 5 是墩高 20 m 时,两组模型的纵向振型示意图。模型 II 因不考虑墩身质量,纵向振型以单自由度无反弯点的变形为主。而模型 I 因墩身质量的引入需考虑高阶振型^[13-15]的影响,图中模型 I 表示的前三阶振型可以看出:除了无反弯点的一阶振型变形外,第二阶和第三

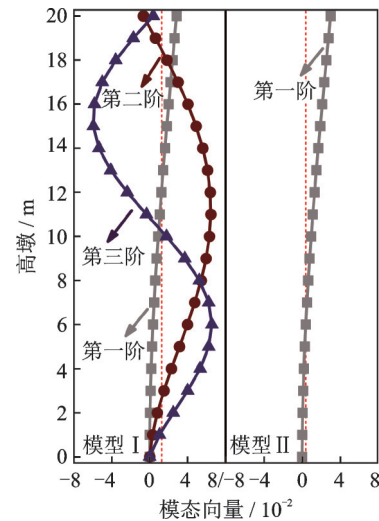


图5 墩高 20 m 模型纵向振型示意图

Fig. 5 Longitudinal vibration mode diagram of model with pier height of 20 m

阶振型模态分别有 1 个和 2 个反弯点。表 2 给出了模型 I 不同墩高下的纵横向前三阶振型参与质量系数。从表中可以看出,高速铁路简支梁桥的地震反应主要受前三阶振型影响,所有墩高下前三阶振型质量参与系数之和均大于 96%,其中第一阶振型起控制作用(参与质量系数 > 82%)。第二和第三阶振型对结构地震响应存在一定影响,特别是当墩高较高时,参与质量系数占比会增大,在 30 m 时纵向分别达到 14.1% 和 14.2%。但总体而言,30 m 以下墩高的铁路简支梁桥的地震响应,当考虑墩身质量时主要受第一阶振型影响。

3.2 墩身惯性力对墩底剪力的影响

延性抗震已是较为常用的抗震设计理念,桥墩具有足够的抗剪能力且基础具有足够的抗震性能才能保证结构在大震作用下发挥延性,而基础的地震内力与墩底剪力密切相关,因而正确计算墩底地震剪力十分关键。桥墩屈服前可直接采用振型叠加法计算得到墩底剪力^[1],因此本节重点研究不同墩高桥墩屈服后,墩身惯性力对墩底剪力的贡献比例。在研究中,对 1.2 节建立的有限元模型进行时程分析获取墩底地震剪力。为方便表述,将墩身剪力贡献率定义为:

表2 模型 I 前三阶振型参与质量系数

Tab. 2 Mass coefficient of the first three modes of model I

墩高/m	纵桥向				横桥向			
	第一阶	第二阶	第三阶	合计	第一阶	第二阶	第三阶	合计
10	95.06%	4.65%	0.27%	99.99%	95.10%	4.63%	0.26%	99.99%
15	90.09%	7.11%	2.03%	99.22%	90.12%	7.15%	2.00%	99.27%
20	86.35%	8.49%	2.72%	97.56%	86.37%	8.54%	2.73%	97.63%
25	84.09%	9.65%	3.10%	96.85%	84.11%	9.70%	3.12%	96.92%
30	82.34%	10.65%	3.45%	96.44%	82.35%	10.69%	3.47%	96.51%

$$P_s = (V_{with} - V_{without}) / V_{with} \quad (3)$$

式中 V_{with} 为考虑墩身惯性力贡献模型 I 的墩底剪力值, $V_{without}$ 为不考虑墩身惯性力贡献模型 II 的墩底剪力值。

图 6 给出了 II 类和 IV 类场地地震纵向输入下不同墩高模型 P_s 随 PGA 的变化规律。图中白色区域为模型 I 和 II 均保持弹性;青色区域为模型 I 进入塑性,模型 II 保持弹性;灰色区域为两模型均进入塑性状态。可以发现:随着地震动 PGA 的增大,模型 I 先于模型 II 进入塑性,表明考虑墩身质量会加速铁路梁桥桥墩的屈服;此外,当两组模型都进入塑性后,即在灰色区域,两种场地土质下的 P_s 均有随 PGA 增加而缓慢增大的现象,且这种增大现象随墩高增加而愈发明显;如在 IV 类场地时,当 PGA 由 0.4g 增大至 0.8g 时,15 m 墩高的 P_s 仅增大 3.4%,而 30 m 墩高的 P_s 却增大 15.6%,表明铁路桥墩高较高时需关注墩身质量对墩底剪力的影响。

对比两种类型场地地震动输入下计算结果可知:在桥墩屈服前,输入 IV 类场地(软土)地震动时,铁路桥墩产生的内力较大;但桥墩屈服后,对于同一墩高桥墩,输入 IV 类与 II 类场地地震动得到的墩身剪力贡献率 P_s 值较接近。这表明不同场地条件下的地震动对桥墩屈服前的地震内力响应影响较大,但结构进入屈服后,不同场地地震动对墩身剪力贡献率的影

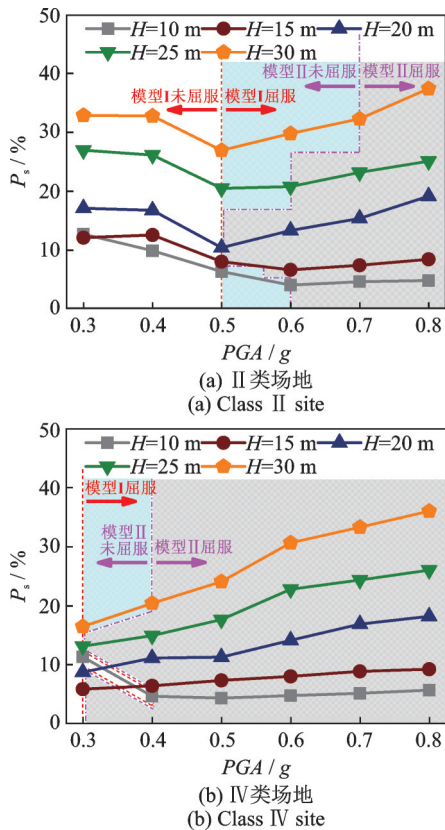


图 6 不同 PGA 下纵向桥向墩底剪力贡献率 P_s
Fig. 6 Contribution rate of longitudinal to pier bottom shear under different PGA

响较小。主要是因为:地震动的场地类别反映了不同场地条件对基岩地震动的影响效应,IV 类场地地震动的特征周期大于 II 类场地地震动的特征周期,从而导致 IV 类场地地震动输入下结构的地震响应大于 II 类场地地震动输入。但当桥墩进入塑性后,墩底形成塑性区,此时桥墩地震内力主要取决于桥墩塑性铰的屈服弯矩,受场地条件影响较小,因而不同场地类别地震动输入下的墩身剪力贡献率无显著差异。

在横向地震作用下,墩身剪力贡献率 P_s 随 PGA 以及墩高的变化规律均与纵向输入类似;因此,图 7 仅给出两种场地类别地震作用下,桥墩进入塑性后不同墩高 P_s 随 PGA 的变化曲线。10 m 墩高的工况因在 $PGA=0.8g$ 时都未进入塑性,因此图中并未表示出。从图中可看出,与纵向响应规律一致,当桥墩屈服后,墩身横向地震惯性力对墩底剪力的贡献 P_s 随 PGA 的增大和墩高的增高总体呈上升趋势。但需注意,除少数墩高(如 30 m)工况外,IV 类场地横向地震作用下的 P_s 均较 II 类场地大,表明相对于 II 类场地,软土地质下的铁路梁桥在大震作用下的横向墩底剪力中墩身质量所贡献的比例较高。

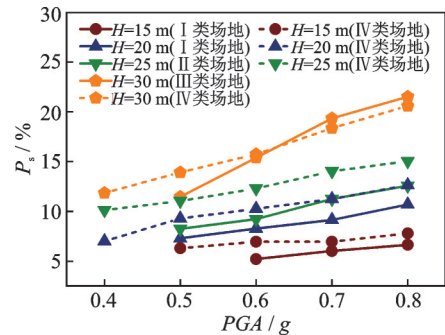


图 7 强 PGA 下桥墩屈服后横桥向墩底剪力贡献率 P_s
Fig. 7 Contribution rate of transverse pier bottom shear force after yielding of pier under strong PGA

通过上述分析可知,当墩高 < 20 m 时,在不同场地条件下纵横向的 P_s 均小于 10%,表明此时墩身惯性力对墩底剪力的贡献比较小,可以采用忽略墩身惯性力的能力保护设计理念计算墩底剪力;但当墩高 ≥ 20 m 后,墩身惯性力对墩底剪力的贡献较突出,地震分析时若忽略桥墩自身的惯性力会对墩底剪力响应产生较大误差。

4 墩底剪力静力弹塑性简化分析方法

以上结果表明,对于铁路桥墩,当墩高 ≥ 20 m 时,忽略墩身质量惯性力影响可能带来较大的误差,本节研究采用静力 Pushover 分析方法^[13]简化计算墩高 ≥ 20 m 墩底剪力值的可行性。选用 20, 25 及 30 m 三种墩高情况进行典型侧向力加载模式的静

力 Pushover 分析,并将计算结果与非线性时程分析值进行对比,验证选取侧向力加载模式的合理性和此简化方法的有效性。

4.1 模态 Pushover 简化分析方法

考虑墩身质量的铁路梁桥可以看成是一个质量沿墩高方向分布的多自由度体系,采用模态 Pushover 分析时,模态侧向地震力分布 s 可以表示为^[16]:

$$s = \sum_1^n s_n = \sum_1^n \Gamma_n M \phi_n \quad (4)$$

式中 s_n 为第 n 阶模态惯性力分布; M 为结构的质量矩阵; ϕ_n 为结构的第 n 阶固有振动模态; Γ_n 为与分布质量和模态有关的系数,可以通过下式计算^[17]:

$$\Gamma_n = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}^2} \quad (5)$$

式中 m_j 为第 j 个分布质量点的质量, ϕ_{jn} 为该分布质量点在第 n 阶模态的特征向量值。

依据 3.1 节分析可知:考虑墩身质量影响的 30 m 及以下墩高铁路梁桥地震响应,由一阶振型起主要作用。而相关研究^[18-20]表明,当墩身地震响应由一阶模态控制时,采用一阶模态静力 Pushover 分析方法可以较便捷且高效地预测桥梁结构的地震响应。因此,对于考虑墩身质量的铁路梁桥,本文可采用一阶模态 Pushover 方法计算墩底地震剪力。此时,地震侧向力分布式(4)可以简化为下式:

$$s = s_1 = \Gamma_1 M \phi_1 \quad (6)$$

结合以上分析,可以得到铁路梁桥模态 Pushover 分析方法计算地震剪力的简要步骤为:

(1) 建立考虑墩身质量的铁路梁桥弹性模型,进行模态分析。得到结构一阶自振周期 T_1 和一阶模态向量 ϕ_1 ;

(2) 计算目标位移。通过桥址设计反应谱分析得到墩顶的弹性位移,并按《公路桥梁抗震设计规范》^[4]进行修正,乘以式(7),(8)计算的地震位移修正系数 R_d ,将其作为墩顶弹塑性位移值,即目标位移。

$$R_d = \begin{cases} \left(1 - \frac{1}{u_d}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{u_d} \geq 1.0, & \frac{T^*}{T} \geq 1.0 \\ 1.0, & \frac{T^*}{T} \leq 1.0 \end{cases} \quad (7)$$

$$T^* = 1.25 T_g \quad (8)$$

式中 u_d 为桥墩延性系数,一般取 6.0; T 为结构的自振周期; T_g 为设计反应谱的特征周期。

(3) 计算侧向分布力。将高墩模型各自由度(即分布质量点个数)的一阶振型向量特征值与集中质量组合,依据式(6)得到一阶模态 Pushover 分析的

侧向力分布模式中每一个自由度的作用力为:

$$s_j = m_j \phi_j \quad (9)$$

式中 s_j 为对结构进行 Pushover 分析时第 j 个自由度(质量点)的作用力, ϕ_j 为第 j 个自由度(质量点)的一阶振型特征向量值, m_j 是第 j 个自由度(质量点)的质量,典型一阶模态侧向力分布模式如图 8 所示。

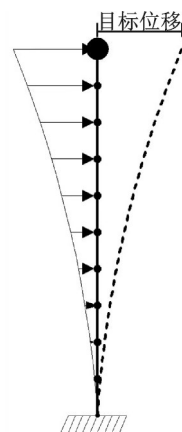


图 8 一阶振型加载模式示意图

Fig. 8 Schematic diagram of first mode loading mode

(4) 计算墩底剪力。按比例逐级扩大侧向分布力大小,直至将结构推至目标位移,此时判断桥墩是否进入塑性状态;若桥墩未进入塑性则墩底剪力取反应谱分析值;若桥墩发生塑性变形则墩底剪力取模态 Pushover 分析得到的剪力值。

从上述步骤可知简化分析方法仅需进行弹性分析和静力计算,过程简单,运算成本较低。对于单跨常规简支梁桥,单工况平均运算时间为 1 min 左右;而非线性时程分析运算量大,需要 40 min 以上,并且存在不收敛的风险,需进行调试,对于软件、硬件的要求也更高。

4.2 简化方法有效性验证

为验证 4.1 节模态 Pushover 分析简化计算铁路梁桥墩底地震剪力方法的可行性,选取三种大于 20 m 的墩高尺寸为研究对象,采用模型 I,考虑墩身惯性力贡献,以非线性时程方法的结果为基准,进行简化方法的误差分析。模态 Pushover 简化方法计算的墩底剪力误差定义为:

$$I_{er} = |V_p - V_l| / V_l \quad (10)$$

式中 V_p 为一阶模态 Pushover 简化分析方法计算的墩底剪力值, V_l 为非线性时程分析计算的墩底剪力值。

表 3 为 20、25 和 30 m 墩高模型在两种场地类别、不同地震 PGA 下采用本文提出的模态 Pushover 简化方法计算的墩底剪力误差值,表中横杠表示该工况桥墩未屈服。其中进行模态 Pushover 简化分析时的设计反应谱是将图 3 中 14 条地震动反应谱均值按不同工况的 PGA 缩放确定。从表中可看出,墩底剪

表 3 Pushover 方法计算的墩底剪力误差值 I_{er}
 Tab. 3 Error value of pier bottom shear force calculated by Pushover Method

场地类别	PGA/g	纵桥向地震输入			横桥向地震输入		
		H=20 m	H=25 m	H=30 m	H=20 m	H=25 m	H=30 m
II 类场地	0.5	5.1%	6.1%	6.8%	5.9%	6.1%	4.2%
	0.6	2.2%	7.9%	13.1%	7.9%	7.2%	2.4%
	0.7	1.4%	9.8%	15.8%	8.2%	6.2%	0.9%
	0.8	3.2%	12.4%	18.6%	7.2%	5.9%	3.4%
IV 类场地	0.3	6.7%	0.3%	1.8%	—	6.2%	8.1%
	0.4	6.1%	0.7%	2.4%	9.6%	7.8%	7.2%
	0.5	7.3%	2.8%	5.2%	8.9%	7.6%	6.4%
	0.6	4.9%	7.9%	12.3%	8.9%	8.2%	4.9%
	0.7	2.2%	9.2%	15.1%	7.7%	7.9%	3.2%
	0.8	1.2%	11.3%	17.9%	7.8%	6.1%	0.8%

力误差 I_{er} 除在 30 m 墩高纵向地震的工况下较大,最大误差为 18.6% 外,其他工况值均在小范围内波动,且绝大部分小于 10%,表明对于墩高在 20~30 m 的铁路梁桥,可采用本文提出的一阶模态 Pushover 简化分析方法快速预估大震下的墩底剪力需求。

5 结 论

对于 32 m 跨度的铁路梁桥,若利用桥墩延性进行强震下的抗震设计,可采用以下结论:

(1) 铁路梁桥的墩身质量可加速桥墩发生塑性变形,30 m 以下墩高桥梁的第一阶振型对地震响应起控制作用。

(2) 桥墩屈服后,墩身惯性力贡献受场地条件影响较小,随 PGA 增加而缓慢增大,主要影响因素为墩高。当墩高小于 20 m 时,墩身剪力贡献率小于 10%,此时墩身惯性力对墩底剪力的贡献比较小,可以忽略不计;但当墩高大于 20 m 后,墩身惯性力对墩底剪力的贡献较大,最大贡献率约为 37.40%,此时忽略桥墩自身的惯性力贡献会产生较大误差。

(3) 对于墩高位于 20~30 m 的铁路梁桥,采用提出的一阶模态 Pushover 简化分析法能有效计算出考虑墩身质量影响的地震剪力,与非线性时程分析结果的误差均小于 18.6%,尤其横桥向剪力的计算误差值仅在 10% 以内。

(4) 对于铁路简支梁桥,当墩高小于 20 m 和墩高介于 20~30 m 之间时,宜分别采用能力保护设计法和一阶振型加载模式的静力 Pushover 分析方法计算纵横向墩底地震剪力设计值。

参考文献:

[1] 铁路工程抗震设计规范:GB 50111—2006(2009 版)

[S]. 北京:中国计划出版社,2009.

Code for seismic design of railway engineering: GB 50111—2006 (2009 Edition)[S]. Beijing: China Planning Press, 2009.

[2] 许敏,陈克坚,罗立洋,等.地震作用下铁路桥墩设计参数对抗剪性能的影响[J].高速铁路技术,2020,11(1):41-46.

Xu Min, Chen Kejian, Luo Liyang, et al. Influence of design parameters of railway pier on shear performance under earthquake action [J]. High Speed Railway Technology, 2020, 11 (01): 41-46.

[3] 城市桥梁抗震设计规范:CJJ 166—2011[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.

Code for seismic design of urban bridges: CJJ 166—2011 [S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2011.

[4] 公路桥梁抗震设计规范:JTG/T 2231-01—2020[S]. 北京:人民交通出版社股份有限公司,2020.

Code for seismic design of highway bridges: JTG / T 2231-01—2020 [S]. Beijing: People's Communications Press, 2020.

[5] Priestley M J N, Seible F, Calvi G M. Seismic Design and Retrofit of Bridges [M]. New York: Wiley-Interscience, 1996.

[6] Priestley M J N, Calvi G M, Kowalsky M J. Direct displacement-based seismic design of structures [C]. 5th NZSEE Conference. Pavia, Italy, 2007.

[7] Adhikari G, Petrini L, Calvi G M. Application of direct displacement based design to long span bridges[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2010, 8(4): 897-919.

[8] 盛光祖,李建中,陈亮.桥梁单墩不同侧向力分布模式 Pushover 分析方法[J].振动与冲击,2010,29(2): 170-174.

Sheng Guangzu, Li Jianzhong, Chen Liang. Pushover analysis method for different lateral force distribution modes of single pier of bridge [J]. Journal of Vibration and Impact, 2010, 29 (2): 170-174.

[9] 肖旭红.汶川地震简支梁桥桥墩及主梁震害机理分析[J].重庆交通大学学报(自然科学版),2014,33(2): 15-20.

Xiao Xuhong. Mechanism analysis on seismic damage of piers and main beams of simply supported girder bridge

- in Wenchuan earthquake [J]. Journal of Chongqing Jiaotong University (Natural Science Edition), 2014, 33(2): 15-20.
- [10] 沈禹, 谈华顺, 王献攀, 等. 考虑行波效应的大跨度矮塔斜拉桥耐震时程分析[J]. 工程力学, 2020, 37(3): 131-141.
Shen Yu, Tan Huashun, Wang Xianzhi, et al. Seismic time history analysis of long span low pylon cable stayed bridge considering traveling wave effect [J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(3): 131-141.
- [11] AASHTO LRFD bridge design specifications[S]. John Horsley, Washington D.C., 2010.
- [12] Aviram A, Mackie K R, Stojadinović B. Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California [M]. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008.
- [13] 陈旭, 李建中, 刘笑显. 墩身高阶振型对高墩地震反应影响[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2017, 45(2): 159-166.
Chen Xu, Li Jianzhong, Liu Xiaoxian. Influence of pier height mode on seismic response of high pier [J]. Journal of Tongji University (Natural Science Edition), 2017, 45(2): 159-166.
- [14] Rahgozar Navid, Rahgozar Nima. Proposal of lateral forces for capacity design of controlled rocking steel cores considering higher mode effects [J]. Structures, 2021, 30: 1086-1096
- [15] Rahgozar Navid, Rahgozar Nima. Extension of direct displacement-based design for quantifying higher mode effects on controlled rocking steel cores [J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2020, 29(16): 1800.1-1800.16.
- [16] Chopra A K, Goel 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] Clough R W, Penzien J. Dynamics of Structures [M]. New York: McGraw-Hill, 1975.
- [18] EI-BETARS A. Seismic vulnerability evaluation of existing R.C. buildings [J]. HBRC Journal, 2018, 14(2): 189-197.
- [19] 康银庚, 刘保东, 任红伟, 等. 考虑地基柔性和侧向力分布模式的桥墩推倒分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2012, 34(2): 102-109.
Kang Yingeng, Liu Baodong, Ren Hongwei, et al. Analysis of pier overturning considering foundation flexibility and lateral force distribution mode [J]. Earthquake Resistance and Reinforcement of Engineering, 2012, 34(2): 102-109
- [20] 曹飒飒, 袁万城. 拉索支座减隔震桥梁自适应推倒分析方法[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2015, 43(5): 668-675.
Cao Sasa, Yuan Wancheng. Adaptive pushover analysis method of cable supported seismic isolation bridge [J]. Journal of Tongji University (Natural Science Edition), 2015, 43(5): 668-675.

Effects of the inertia forces of pier shaft on the seismic shear at pier bottom and its calculation method

JIANG Xiang-ping¹, SHEN Yu², LI Jian-zhong², ZHOU Jian³, XU Chen⁴

(1.China Railway Fourth Survey and Design Institute Group Co. Ltd., Wuhan 430063, China; 2.State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3.Institute of Disaster Prevention, Kyoto University, Yuji 6110011, Japan; 4.Institute for Structural Mechanics, Ruhr-Universität Bochum, Bochum 44801, Germany)

Abstract: In order to explore the simplified calculation method of pier bottom shear considering the contribution of seismic inertia force of pier, a three-dimensional finite element model of a railway simply supported beam bridge was established. Based on the analysis of the influence of pier mass on structural dynamic characteristics, the contribution proportions of pier inertia force to seismic shear force at pier bottom under different height of bridge pier, site type and peak ground acceleration (PGA) were studied with nonlinear time history analysis method. The criterion of inertia force of pier which can't be ignored in calculating seismic shear of pier bottom was also suggested. The modal pushover analysis method is used to simplify the calculation procedure of pier bottom shear, and its accuracy is also verified. The results show that when the pier was in plastic stage, the contribution of inertia force to the shear force at the bottom of the pier was seldom affected by the site type, and the key influence factor was the pier height. When the pier height was less than 20 m, the inertia force of the pier could be ignored, and the shear force demand at the bottom of the pier could be calculated by the concept of capacity protection. However, when the pier height was larger than 20 m, the contribution of inertia force of the pier itself should not be ignored. The shear force demand at the bottom of the pier could be obtained by the proposed first-order modal Pushover simplified method.

Key words: bridge; seismic shear; static Pushover; simplified method

作者简介: 蒋湘平(1994—),男,工程师。电话:18390726363;E-mail:2973558874@qq.com。

通讯作者: 李建中(1963—),男,教授。电话:13701975607;E-mail:lijianzh@tongji.edu.cn。