

拉索支座减隔震桥梁自适应推倒分析方法

曹飒飒^{1,2}, 袁万城¹

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 广州大学 土木工程学院, 广东 广州 510006)

摘要: 以拉索支座减隔震桥梁为研究对象, 提出了自适应推倒分析方法(AMPP), 对比多模态推倒分析方法(MPA)和一阶模态推倒分析方法(Po-1), 研究 AMPP 方法应用于这类桥梁抗震性能评估的可行性及效果. 结果表明: 推倒分析方法可以成功应用于拉索支座减隔震桥梁的抗震性能评估, AMPP 方法对关键参数的计算精度高于一阶模态推倒分析和多模态推倒分析, 但多模态推倒方法对下部构件的内力评估精度较好.

关键词: 拉索减隔震支座桥梁; 自适应推倒分析方法; 多模态推倒分析; 斜拉桥

中图分类号: U442.5⁺5

文献标志码: A

Pushover Analysis Method of Cable-sliding Friction Aseismic Bearing Bridges

CAO Sasa^{1,2}, YUAN Wancheng¹

(1. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. College of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou 510006, China)

Abstract: An adaptive mass proportional pushover (AMPP) analysis method is proposed for pushover analysis of aseismic bridges with cable-sliding friction bearing. Compared with modal pushover analysis (MPA) and first mode pushover analysis (Po-1) method, the applicability and effectivity of AMPP method for seismic performance evaluation of aseismic bridges with cable-sliding friction bearing are studied. It turns out that pushover analysis method can be applied to evaluate seismic performance responses of aseismic bridges with cable-sliding friction bearing. Compared with Po-1 and MPA, AMPP can lead to the attainment of improved predictions of key response parameters. MPA provides a good estimation for internal forces of substructure elements.

Key words: aseismic bridges with cable-sliding friction bearing; adaptive mass proportional pushover (AMPP) analysis method; modal pushover analysis (MPA); cable-stayed bridge

2008 年“5.12”汶川地震后, 落梁震害在国内引起了广泛关注. 为了有效防止落梁, 从简单与经济的角度出发, 袁万城等提出了一种新型的拉索减隔震支座^[1-3]. 这种拉索支座由普通盆式支座(或球钢支座等)和钢索组合而成. 作为一种新型减隔震支座, 拉索支座在国内的九堡大桥、泉州高架桥、南昌朝阳大桥等多座桥梁中得到了应用.

减隔震桥梁抗震性能评估的简化计算方法有替代结构法和推倒分析方法等. 根据减隔震桥梁的支座位移确定等效刚度和等效阻尼比, Tsai 等将其简化为相对应的一系列等效线性单自由度体系, 通过迭代的方法计算出了这种体系的地震动响应, 这就是替代结构法^[4-7]. 替代结构法由于需要进行迭代, 计算过程略显繁琐. Saadeghvaziri 等采用推倒分析方法对 3 跨的减隔震桥梁在纵桥向进行了分析^[8]. 但是, 他们只比较了梁体的位移, 并未对桥梁下部结构的内力响应进行分析. 截至目前, 国内外对桥梁结构进行推倒分析方法的研究主要集中在延性设计的桥梁上, 对其在减隔震桥梁方面进行的研究较少.

Kim 等提出的与质量成比例的推倒分析方法 (MPP) 以结构各节点的质量作为侧向力模式^[9]. 基于 MPP 方法, 结合减隔震桥梁推倒分析过程中支座等效刚度不断变化的特点, 本文提出自适应的 MPP 方法 (AMPP), 用于对拉索支座减隔震桥梁进行推倒分析. AMPP 方法以结构各节点的质量作为侧向力模式, 以自适应的模态周期、模态形状和振型参与系数等参数完成实际桥梁体系和等效单自由度体系之间的转化. 最后, 以某 6 塔斜拉桥为工程实例, 采用 AMPP 方法、一阶模态推倒分析方法 (Po-1), 多模态推倒分析方法 (MPA) 方法和非线性动力时程方法 (THA) 评估其抗震性能. 以 THA 方法的计算结果为基准, 对各种方法的适用性和优缺点进行评

收稿日期: 2013-04-26

基金项目: 国家自然科学基金(51478339, 51278376); 土木工程防灾国家重点实验室基金(SLDRCE14-B-14)

第一作者: 曹飒飒(1982—), 男, 博士生, 主要研究方向为桥梁抗震. E-mail: 1010020101@tongji.edu.cn

通讯作者: 袁万城(1962—), 男, 研究员, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为桥梁振动与抗震. E-mail: yuan@tongji.edu.cn

价。

1 拉索支座减隔震桥梁推倒分析的特点

减隔震设计桥梁与延性设计桥梁最大的不同点是“塑性铰”的形式和位置不同。延性设计桥梁的“塑性铰”一般发生在墩底或墩顶,而减隔震设计桥梁的“塑性铰”为减隔震支座,位于墩顶。延性设计桥梁的“塑性铰”是轴力弯矩耦合的铰。而减隔震设计桥梁的“塑性铰”是剪切铰。对拉索支座减隔震桥梁的推倒分析方法进行研究,必须了解它的特点。与延性设计桥梁的推倒分析不同,拉索支座减隔震桥梁的推倒分析主要具有如下两个特点。

1.1 推倒分析过程中支座刚度变化较大

与延性设计桥梁不同,拉索支座减隔震桥梁的推倒分析过程中支座刚度变化较大。拉索支座的本构由普通盆式支座和拉索的本构叠加而成,如图1所示。图1中, F_{\max} 为拉索支座最大滑动摩擦力; $F_{\max} + F_m$ 为拉索支座极限拉力; u_y 为拉索支座屈服位移; u_0 为拉索支座的自由行程; u_m 为拉索支座极限位移。 A, B, C 为拉索支座变形过程中的3个拐点, K_0, K_{sec1} 和 K_{sec2} 为3个拐点对应的割线刚度, K_1 为拉索刚度。

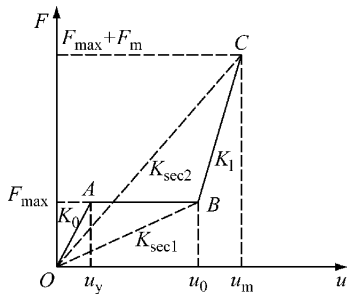


图1 拉索支座的恢复力-位移关系

Fig.1 Restoring force-displacement relationship of cable-sliding friction bearing

随着推倒分析的进行,支座的刚度变化很大。在拉索支座开始滑动之前($u < u_y$),支座刚度不变,为静摩擦刚度。从支座开始滑动到支座位移达到自由行程这个过程中($u_y < u < u_0$),拉索支座是剪切刚度为零,处于随遇平衡状态。而在支座位移超过自由行程之后($u > u_0$),拉索处于张紧状态,给予支座一个大刚度。此时,在纵桥向主梁做刚体运动,而在横桥向主梁的受力特征类似于简支梁,传力途径分为两

部分:一部分是通过主梁弯曲、拉索传递到桥台;另一部分是中间普通支座传递到桥墩。实际上这3个阶段对应于3种不同的桥梁结构体系,动力特性截然不同。

如果仍像延性设计的桥梁那样,以初始刚度对应的模态形状确定与各阶模态相应的侧向力模式、振型参与系数、振型参与质量等参数,采用式(1)进行多自由度结构体系与等效单自由度体系之间的转换,虽然在支座滑动之前可以得到较为精确的结果,但是在支座发生滑动之后将会引起较大的误差。

$$\frac{F_s}{L} = \frac{V_b}{M^*} \quad (1a)$$

$$D = \frac{u_r}{\Gamma \phi_r} \quad (1b)$$

式中: F_s, L 分别为等效单自由度体系的恢复力,振型参与系数; V_b 为多自由度结构的基底剪力; $M^* = L\Gamma$ 可以理解为与结构假定振型相应的有效质量; $\Gamma = \frac{\Phi^T m_i}{\Phi^T m \Phi}$ 可理解为结构的振型参与系数; Φ, Φ^T 分别为结构假定的振型及其转置向量; u_r, ϕ_r 分别为结构假定振型*i*点的计算位移和振型位移。

根据上面的分析,对拉索减隔震支座桥梁进行推倒分析时,如何选取拉索减震支座合理的刚度用于计算弹性模态形状及振型参与系数需要进行研究。

1.2 推倒分析曲线与延性设计桥梁不同

根据拉索支座的本构曲线(图1),可以预测拉索支座减隔震桥梁的推倒分析曲线也将呈现类似的3段性,在横桥向和纵桥向将得到如图2所示的推倒分析曲线。图2中, A_1, B_1, C_1 分别为拉索支座桥梁推倒分析曲线上的3个拐点; V_a, V_b, V_c 和 u_a, u_b, u_c 分别为3个拐点对应的基底剪力和控制点位移。

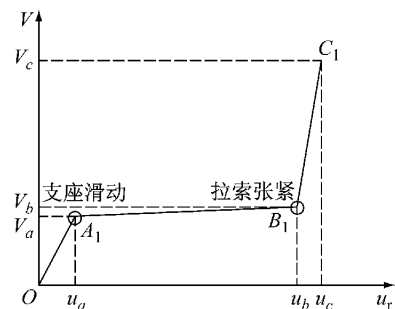


图2 拉索支座桥梁的推倒分析曲线

Fig.2 Pushover curves of aseismic bridges with cable-sliding friction bearing

图2中的各拐点与拉索支座本构曲线上的拐点是——对应的: A_1 点对应于各活动盆式支座到达屈服位移 u_y ; B_1 点对应于拉索支座位移到达自由行程 u_0 ; C_1 点对应于支座到达极限位移 u_m .

图2所示拉索支座减隔震桥梁的推倒分析曲线与延性设计桥梁的推倒分析曲线截然不同:延性设计桥梁的推倒分析曲线刚度一直平缓地减小,甚至出现了负刚度,而拉索支座减隔震桥梁在第三段的推倒分析曲线中出现了较大的正刚度.一些计算目标位移的方法在这种推倒分析曲线形式下不再适用.目前常用的确定目标位移的方法主要有等效线性化、常延性反应谱、位移系数法和等效单自由度体系的非线性动力时程分析方法等.等效线性化方法精度较差而且有时不收敛^[10],常延性反应谱方法、位移系数法只适用于双折线的推倒分析曲线.因此,只能采用等效单自由度体系的非线性动力时程分析来计算拉索支座减隔震桥梁的目标位移.

2 拉索支座减隔震桥梁 AMPP 方法

下面将根据拉索支座减隔震桥梁推倒分析的特点,提出自适应的 MPP 方法.

2.1 AMPP 的提出

拉索支座减隔震桥梁的推倒分析需要确定两个因素:①合理的侧向力分布模式;②多自由度桥梁结构响应和等效单自由度体系响应之间的转化关系.

对拉索支座减隔震桥梁进行推倒分析时,在支座变形超过屈服位移 u_y 后的每一步,拉索支座的等效刚度(割线刚度)都在发生变化.最合理的侧向力分布模式是自适应的,即在推倒分析的每一步根据实施的刚度计算模态特性,升级自适应侧向力分布模式.但是,这将使推倒分析变得过于复杂,而且采用一般的计算软件(如 Sap2000)无法实施.参考 MPP 方法,本文将结构各节点的质量作为侧向力模式,以期获得较好的计算结果.

在拉索支座减隔震桥梁的推倒分析过程中,支座刚度变化较大.采用式(1)进行多自由度结构体系和等效单自由度体系之间的转换时,应根据拉索支座的实时刚度,计算相应的基本模态形状、模态参与系数和模态质量参与系数.也就是说,式(1)的参数根据实时刚度进行计算,采用自适应的模式.

推倒分析过程中,直接计算这些参数将非常繁琐.本文根据拉索支座减隔震桥梁的推倒分析曲线

和拉索支座本构曲线的相似性,结合替代结构法的思想,建立拉索支座减隔震桥梁与等效单自由度结构体系之间相互转化的关系,从而避开计算实时的基本模态特性.

将与实时位移相应的拉索支座的割线刚度作为线性连接单元的刚度,将桥梁结构的其他构件视为弹性构件,构建成相应的线性替代结构体系.每个拐点对应于一个线性替代结构体系,对应于3个拐点,建立3个线性替代结构体系.假定在这3个线性结构体系之间,拉索支座减隔震桥梁结构的周期、振型参与系数和模态形状等动力特性是线性变化的.在这种条件下,只要根据拉索支座减隔震桥梁的推倒分析曲线,确定了这3个拐点对应的等效单自由度体系本构曲线上的坐标,则相应的等效单自由度体系的本构曲线就完全确定.获得等效单自由度体系的本构曲线后,就可以通过非线性动力时程分析计算某个地震动输入下的最大位移响应.最后根据这个最大位移响应在等效单自由度体系本构曲线上与两侧拐点之间的距离比例,采用内插的办法确定在相应推倒分析曲线上的位移,作为推倒分析时的目标位移.这样就完成了拉索支座减隔震桥梁与等效单自由度结构体系之间的相互转化.

取结构各节点的质量作为侧向力模式,以拐点对应的办法建立多自由度结构体系与等效单自由度体系之间的转换关系,这就是 AMPP 方法的理论基础.需要指出的是,“自适应”不是指随实时动力特性的变化更新侧向力分布模式,而是指在推倒分析过程中随实时动力特性的变化不断更新基本模态的周期、模态形状和振型参与系数等参数,用于对等效单自由度体系和多自由度桥梁体系之间位移和基底剪力的转化.

2.2 AMPP 方法

AMPP 方法基于两个基本假定:①拉索支座减隔震桥梁的地震动响应主要由与实时支座位移相对应的基本模态控制;②推倒分析过程中,当支座位移处于其本构曲线上的直线段时,假定桥梁结构的动力特性(周期、模态形状、模态参与系数和模态质量等)是线性变化的.

由于减隔震支座发生滑动后,支座割线刚度很小,桥梁结构的变形主要以支座上部结构的刚体滑动为主,以支座变形为主的基本模态对桥梁结构主梁位移响应的贡献将远远大于其他阶模态的贡献.Kunde 等研究了模拟减隔震桥梁的3种数学模

型^[7]. 采用3种模型计算得到的桥梁结构的整体响应基本是一致的. FEMA273和ICBO规范中指出,减隔震设计结构的位移响应集中于减隔震装置,减隔震装置上的结构几乎作刚体运动^[11-12]. 以上分析表明减隔震桥梁在地震动的作用下,振动响应以主梁相对于墩的振动为主. 假定减隔震桥梁的振动响应主要由其基本模态贡献是合理的,采用推倒分析方法计算减隔震桥梁的整体响应时,可以只考虑基本模态的贡献.

AMPP方法与其他推倒分析方法最大的不同点是实际结构的推倒分析曲线和等效单自由度体系本构曲线之间的转化方法之间的差别. 其他推倒分析方法采用式(1)进行转化,而AMPP方法根据拉索支座本构曲线与结构推倒分析曲线之间拐点一一对应的关系:采用等效线性结构计算出拐点处对应坐标的关系,拐点之间的坐标以直线内插的方式计算. 下面给出AMPP方法的具体分析过程.

基于本小节的基本假定,结构基本振型的参与质量 M_1^* 将总是等于结构的总质量 M . 从而式(1)可转化为

$$S_a = \frac{F_s}{L} = \frac{V_b}{M} \quad (2a)$$

$$D = \frac{u_r}{I\phi_r} \quad (2b)$$

式中, S_a 和 D 分别为等效单自由度体系的谱加速度和谱位移.

在推倒分析中,由式(2)得到的谱加速度-谱位移(A-D)格式的能力曲线形状与简化的推倒分析曲线(V_b-u_r)形状一般都是一致的,均为双折线、三折线或四折线. 假定推倒分析过程中结构的动力特性是线性变化的,则根据式(2b)转化得到的A-D格式的能力曲线基本形状(图3)与图2相同. 图3中, A_2, B_2 和 C_2 分别为能力曲线上的3个拐点, S_{a1} ,

S_{a2}, S_{a3} 和 D_1, D_2, D_3 分别为3个拐点对应的谱加速度和谱位移, K_a, K_b, K_c 为3个拐点对应的割线刚度.

对图3所示的A-D格式的能力曲线来说,只要确定了点 A_2, B_2, C_2 对应坐标的值,则能力曲线的形状就可以完全确定. S_{a1}, S_{a2}, S_{a3} 的值可以通过式(2a)结合图2直接计算. 此时,只需要计算 D_1, D_2 和 D_3 .

由图2可以看出结构的推倒分析曲线和拉索支座的本构曲线(图1)完全一致,推倒分析曲线上的点 A_1, B_1, C_1 和 A, B, C 一一对应. 结构在 A_1, B_1, C_1 点对应状态的基本周期 T_a, T_b, T_c 完全可以通过以刚度为 K_0, K_{secl}, K_{sec2} 的线性支座取代拉索支座形成的3种线弹性替代结构体系分别计算.

根据图1, K_0, K_{secl}, K_{sec2} 可以表示为

$$K_0 = \frac{F_{\max}}{u_y} \quad K_{secl} = \frac{F_{\max}}{u_0} \quad K_{sec2} = \frac{F_{\max} + F_m}{u_m} \quad (3)$$

图3中, OA_2 段是弹性段, D_1 的值可以通过式(4)直接计算.

$$D_1 = \frac{T_a^2}{4\pi^2} S_{a1} \quad (4)$$

线性段 OA_2 的刚度为

$$K_a = \frac{S_{a1}}{D_1} \quad (5)$$

对于各拐点的等效单自由度体系来说,各种体系对应的基本周期可以表示为

$$T_a = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K_a}}, \quad T_b = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K_b}}, \quad T_c = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K_c}} \quad (6)$$

式中: K_a, K_b, K_c 分别为A-D格式的能力曲线初始刚度, B_2 点和 C_2 点的割线刚度, m 为等效单自由度体系的质量,式(6)中取值为单位质量1^[13].

由式(6)可得

$$K_b = K_a \left(\frac{T_a}{T_b} \right)^2, \quad K_c = K_a \left(\frac{T_a}{T_c} \right)^2 \quad (7)$$

由式(7)可以求得 K_b 和 K_c . 从而, D_2 和 D_3 可以表示为

$$D_2 = \frac{S_{a2}}{K_b}, \quad D_3 = \frac{S_{a3}}{K_c} \quad (8)$$

至此,减隔震桥梁A-D格式的能力曲线完全确定. 将其作为等效单自由度体系的恢复力-位移关系,进行非线性动力时程分析可以确定等效单自由度体系的最大位移 D_p . 目标位移 u_{rp} 可以通过性能点在A-D格式的能力曲线中距 A_1 点的相对距

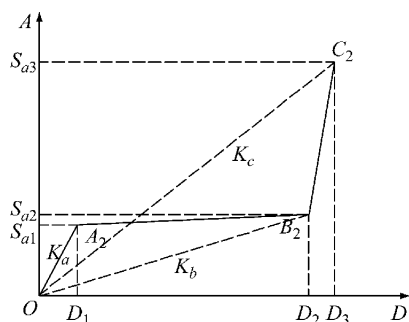


图3 A-D格式的能力曲线

Fig.3 Pushover curves in A-D format

离内插确定

$$u_{rp} = u_a + \frac{D_p - D_1}{D_2 - D_1} (u_b - u_a) \quad (9)$$

当 D_p 在 B_2C_2 段时, u_{rp} 可以通过性能点在 $A-D$ 格式的推倒分析曲线中距 B_1 点的相对距离内插确定,即

$$u_{rp} = u_c + \frac{D_p - D_2}{D_3 - D_2} (u_c - u_b) \quad (10)$$

根据式(9)或式(10)计算出了目标位移,就可以对桥梁进行推倒分析,从而计算各个响应量的值。

可以看出,根据拉索支座本构和拉索支座减隔震桥梁推倒分析曲线的对应关系,可以通过替代结

构法获得 $A-D$ 格式的推倒分析曲线,从而进一步确定目标位移。AMPP 方法采用一系列等效的线性单自由度结构体系,较好地保持了推倒分析过程中结构刚度的变化过程。

3 工程背景

以某安装有拉索减隔震支座的6塔斜拉桥作为工程实例。

3.1 6塔斜拉桥

该桥主桥为6塔7孔单索面斜拉桥,见图4。

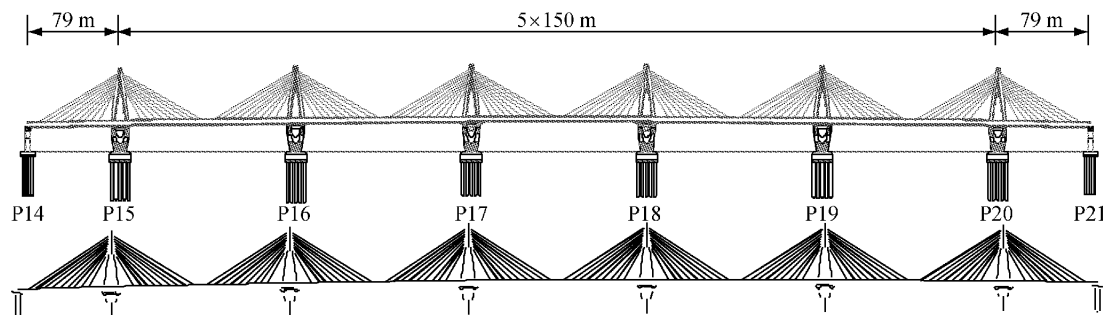


图4 某6塔斜拉桥及 Sap2000 模型

Fig.4 A 6-tower cable-stayed bridge and its Sap2000 model

主梁为单箱多室,采用钢-混凝土组合梁结构。主梁钢材采用 Q345-D。斜拉索材料采用 $\Phi 15.24$ mm 钢绞线,波形钢腹板 PC 箱梁桥中的混凝土部分采用 C50 混凝土。桥塔与梁固结,塔墩分离。群桩基础,每个主墩下设 14 根直径为 2.5 m 的桩基,过渡墩下设 10 根直径为 1.5 m 的桩基。塔身采用 C60 混

凝土,墩身采用 C50 混凝土,承台采用 C40,钻孔桩采用 C35 水下混凝土。

主桥下各墩的支座布置如图5所示。每个主墩下设8个支座,仅在 P15 和 P20 墩下设拉索支座,每个墩设4个拉索支座(在图中用○标出)。拉索支座的自由行程设为 0.15 cm。

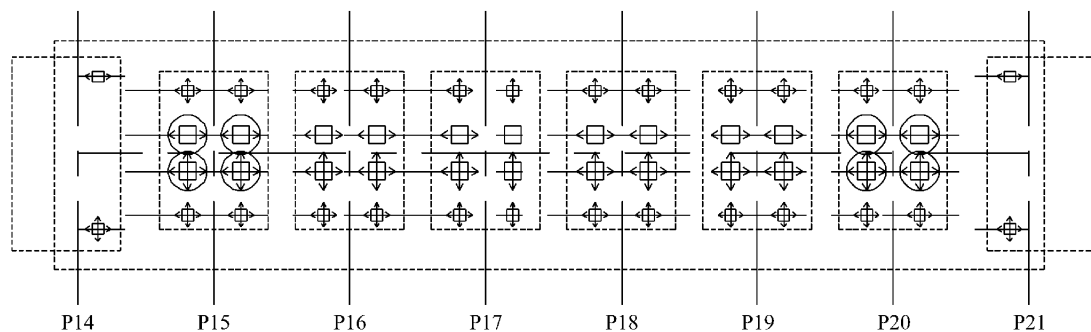


图5 主桥支座布置

Fig.5 Arrangement of bearings in the bridge

3.2 地震波

根据该桥的地震安全性评价报告,选取其中一条第二(E2)水准下的地震波作为地震动输入进行分析。

3.3 建立模型

因为本文的主要目的是对拉索支座减隔震桥梁推倒分析方法的研究,不直接应用于工程实践,所以从简化的角度出发,不考虑相邻边界联的影响,计算

时只考虑主桥的地震动响应。

采用 Sap2000 建立主桥的三维有限元模型,见图 4。主梁、横梁和桥墩用弹性框架梁单元模拟;斜拉索采用空间桁架单元,考虑拉索垂度效应和恒载作用对结构刚度的影响(P-Delta 效应),主梁节点和斜拉索吊点以及桥塔与拉索锚固区用主从关系模拟;桩基础采用等效的六弹簧单元模拟土-桩基础的相互作用;支座均采用三维支座单元进行模拟,在 E2 水准的地震动输入下,推倒分析和时程分析时滑动支座滑动方向采用非线性单元模拟,考虑支座的摩擦耗能作用;拉索减震支座采用 Plastic(Wen)单元与多折线弹性单元组合模拟。该 6 塔斜拉桥的拉索支座本构如图 6 所示。拉索支座的自由行程 u_0 设定为 0.15 m,拉索刚度 K_1 设定为 $1\,020\,000\text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ 。极限位移 u_m 预定为 0.18 m,这个值不是唯一的,仅仅是为了计算时表达需要而设置的,若实际计算的支座位移大于该值时,可以根据拉索刚度增大 u_m 值。

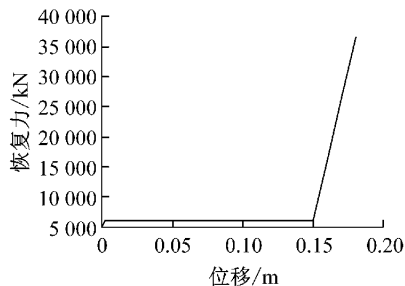


图 6 拉索支座本构

Fig. 6 Constitutive-curve of cable-sliding friction bearing

4 计算结果及分析

根据所选的 E2 水的地震动输入,采用 AMPP 法、一阶模态推倒分析(Po-1)、振型参与质量最大的 4 阶振型的多模态推倒分析(MPA)方法和时程分析方法(THA),分别对 6 塔斜拉桥在纵桥向和横桥向的抗震性能进行计算。

AMPP 方法在横桥向和纵桥向的推倒分析曲线如图 7 所示,这验证了之前的判断:拉索减隔震支座桥梁在横桥向和纵桥向将得到如图 2 所示的推倒分析曲线。

6 塔斜拉桥拉索支座设置在两边塔。在 E2 水准的地震动输入下,最关键的响应量为边塔塔底的弯

矩和剪力,以及拉索支座的变形和拉索索力。下面对各种分析方法的评估结果进行对比分析。

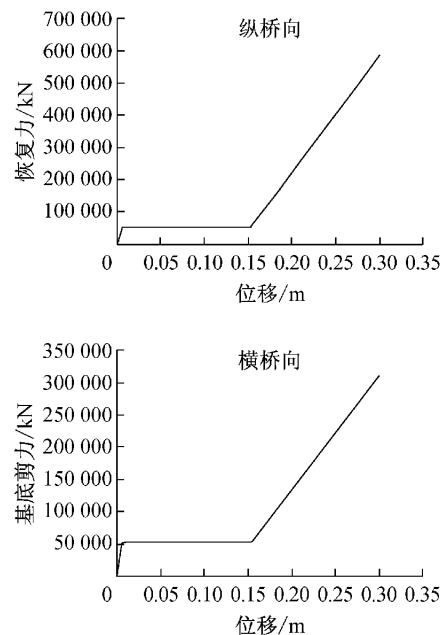


图 7 AMPP 法推倒分析曲线

Fig. 7 Pushover curves in AMPP method

4.1 塔底剪力

采用各种分析方法计算得到的各墩墩底最大剪力如图 8 所示。横坐标为各墩编号,从 P15 到 P20,纵坐标为剪力。

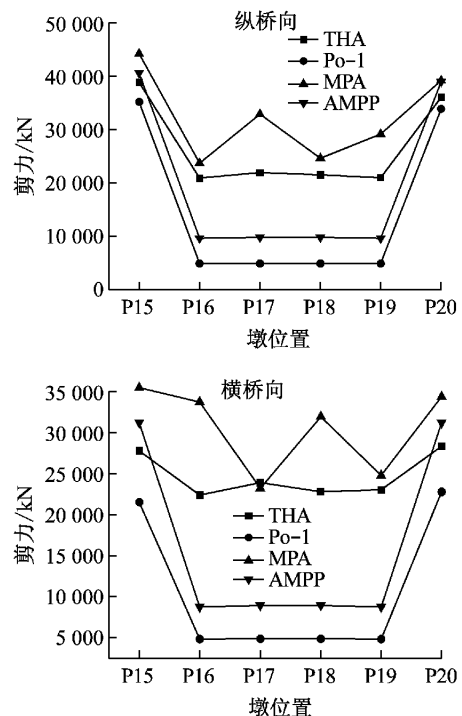


图 8 墩底剪力

Fig. 8 Shear forces in piers bottom

从整体上来说,MPA 计算得到的墩底剪力精度远远优于其他三种方法. Po-1 方法评估的墩底剪力远远小于精确值. 从拉索支座所在的墩来说,AMPP 法的计算精度最好,要优于 MPA 方法(采用参与质量最大的 4 阶振型)的精度.

4.2 拉索力及拉索支座位移

在 E2 水准的地震动沿横桥向和纵桥向输入下,采用各种方法计算的 P15 和 P20 上的拉索支座的最大拉力如图 9 所示.

MPA 和 Po-1 方法对拉索内力的评估完全一

致,说明拉索支座的拉力主要由一阶模态的响应提供,高阶振型振动时拉索无内力. AMPP 法对拉索内力的评估精度较其他三种方法更接近时程分析计算的精确值. 纵桥向地震动输入时,AMPP 法计算的拉索拉力略小于精确值;横桥向地震动输入时,AMPP 法计算的拉索拉力略为保守. 由于拉索张紧后,拉索位移与其拉力成正比,拉索支座的变形趋势与图 9 所示的内力图完全一致,因此本文不再赘述拉索支座位移的具体结果.

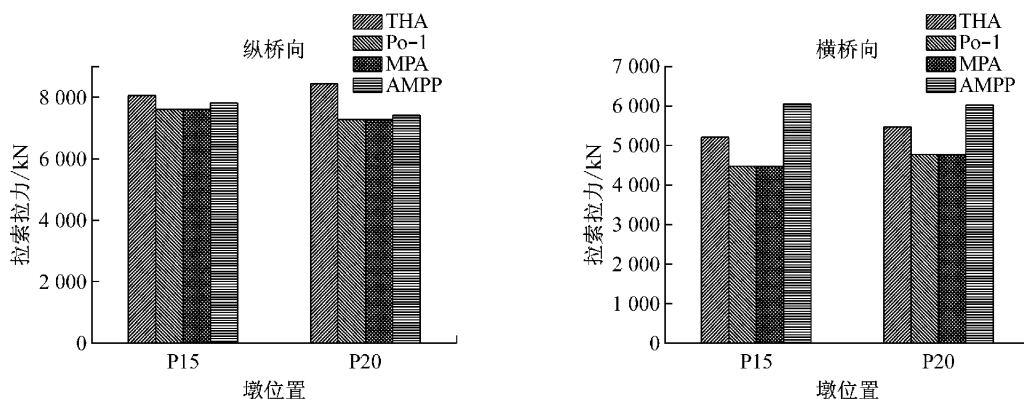


图 9 最大拉索支座位移

Fig.9 Maximum forces of cable of cable-sliding friction bearings

4.3 梁体位移

在纵桥向输入 E2 的地震动时,采用各种方法计算的梁体各节点的位移基本一致. 在横桥向输入 E2 的地震动时,采用各种方法计算的梁体各节点的位移如图 10 所示. 横坐标为节点编号.

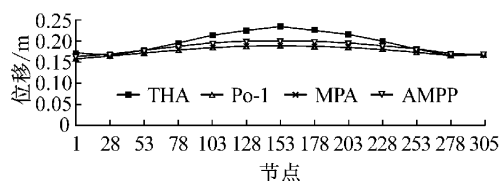


图 10 横桥向梁体位移

Fig.10 Beam displacement in transverse direction

由图 10 知,纵桥向地震动输入时,各种简化计算方法均能对梁体的位移做出精确的评估;但是在横桥向输入时,Po-1 方法、MPA 方法对梁体侧向位移的评估稍差,本文提出的 AMPP 法相对稍好,各种简化方法的评估精度在拉索支座所在的桥墩处都比较高,在主桥中心处的误差最大;MPA 方法对梁体位移的预测和 Po-1 方法的结果基本一致,这说明高阶模态对梁体位移的贡献很小,计算梁体位移时

可以忽略.

纵桥向输入时,梁体轴向刚度较大,各节点位移趋于一致,均由拉索支座的位移控制,因此各种简化方法评估精度均较高. 横桥向输入时,拉索约束两边墩侧移,梁体在侧向相当于简支梁,由于梁体简支跨度较长(750 m),侧向刚度变小,因此各简化方法对梁体中心侧移的计算误差稍大,但精度仍可以接受 (AMPP 法误差 14.5%,MPA 方法误差 19.6%,Po-1 方法误差 19.5%).

5 结论

(1) 推倒分析方法可以成功地应用于拉索支座减隔震桥梁的抗震性能评估.

(2) 对于拉索支座减隔震桥梁来说,拉索支座的位移和拉索拉力、主梁的位移主要由一阶振型控制,Po-1 方法即可对上述响应量做出有效评估;但是对于桥梁下部结构的内力来说,如果仅采用 Po-1 方法会远远低估墩或桩的内力值,MPA 方法由于考虑了高阶振型的贡献,对下部构件的内力评估精度较好.

(3) AMPP法由于考虑了整个推倒分析过程中拉索支座刚度的变化,与仅考虑自由行程处割线刚度的MPA方法相比,对拉索支座减隔震桥梁的关键参数(拉索支座的内力和位移、梁体位移、拉索支座所在墩的内力)的评估精度更高。

(4)在减隔震桥梁设计时,除特大跨径的桥梁外,一联桥各个桥墩的尺寸通常情况下是一致的。此时,拉索支座所在桥墩的内力是最大的,比其他墩的剪力大的多(图8),控制截面设计。在这种情况下,AMMP方法计算的关键参数就可以用于桥墩尺寸设计。如果想根据桥墩受力设计截面尺寸,拉索支座所在墩采用较大截面,其他墩的尺寸采用较小截面,AMMP方法对中间墩内力评估精度较差,此时应根据MPA方法的计算结果进行设计。

参考文献:

- [1] 袁万城,曹新建,荣肇骏. 拉索减震支座的开发与试验研究[J]. 哈尔滨工程大学学报, 2010, 31(12): 1593.
YUAN Wancheng, CAO Xinjian, RONG Zhaojun. Development and experimental study on cable-sliding friction aseismic bearing[J]. Journal of Harbin Engineering University, 2010, 31(12): 1593.
- [2] 袁万城,王斌斌. 拉索减震支座的抗震性能分析[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2011(8): 1126.
YUAN Wancheng, WANG Binbin. Numerical model and seismic performance of cable-sliding friction aseismic bearing [J]. Journal of Tongji University: Natural Science Edition, 2011, 39(8): 1126.
- [3] 袁万城,韦正华,曹新建,等. 拉索减震支座及桥梁抗震设计应用研究[J]. 工程力学, 2011, 28(2): 204.
YUAN Wancheng, WEI Zhenghua, CAO Xinjian, *et al.* Cable-sliding friction aseismic bearing and its application in bridge seismic design[J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(2): 204.
- [4] Tsai M H. Transverse earthquake response analysis of a seismically isolated regular bridge with partial restraint[J]. Engineering Structures, 2008, 30(2): 393.
- [5] Tubaldi E, Dall'Asta A. A design method for seismically isolated bridges with abutment restraint [J]. Engineering Structures, 2011, 33(3): 786.
- [6] Della Corte G, De Risi R, Di Sarno L. Approximate method for transverse response analysis of partially isolated bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 2013, 18(11): 1121.
- [7] Kunde M, Jangid R. Effects of pier and deck flexibility on the seismic response of isolated bridges [J]. Journal of Bridge Engineering, 2006, 11(1): 109.
- [8] Saadeghvaziri M A, Yazdani-Motlagh A. Seismic behavior and capacity/demand analyses of three multi-span simply supported bridges[J]. Engineering Structures, 2008, 30(1): 54.
- [9] Kim S P, Kurama Y C. An alternative pushover analysis procedure to estimate seismic displacement demands [J]. Engineering Structures, 2008, 30(12): 3793.
- [10] Chopra A K, Goel R K. Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems [R]. Berkley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 1999.
- [11] Federal Emergency Management Agency. NHERP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings[R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [12] International Building Council. Uniform building code [S]. Whittier: International Building Council, 1997.
- [13] Chopra A K. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering[M]. Eaglewood Cliffs: Prentice Hall, 2001.