

文章编号: 1000-5013(2013)01-0082-05

连续梁桥地震行波输入下支承长度的设计方法

周光伟<sup>1</sup>, 李建中<sup>2</sup>, 陈昌萍<sup>1</sup>

(1. 厦门理工学院 土木工程与建筑系, 福建 厦门 361024;  
2. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:** 结合多跨连续梁桥的结构特点,把连续梁桥简化为两单自由度系统模型. 基于相对位移法和随机振动理论,推导出行波输入下由结构振动引起的最大墩梁相对位移公式,提出行波输入下基于规范反应谱的连续梁桥支承长度设计方法. 通过一座多跨连续梁桥工程实例说明支承长度设计方法的具体工程应用,并采用非线性时程分析方法对设计结果进行验证.

**关键词:** 支承长度; 连续梁桥; 行波效应; 两单自由度系统结构

**中图分类号:** U 448. 215      **文献标志码:** A

桥梁上部结构落梁是桥梁倒塌的主要原因之一,在地震作用下,当桥墩伸缩缝处墩梁相对位移超过梁体的支承长度时,就会发生落梁的破坏. 因此,避免落梁最简单的办法就是通过抗震设计预留足够的支承长度. 支承长度是假定不用限位装置时,在基于场地的最大置信地震作用下防止落梁的最小搁置长度. 近年来,地震动空间变化性对桥梁相对位移的影响引起了一些学者的关注,被认为是影响结构地震反应和抗震性能的一个重要因素<sup>[1-5]</sup>. Hong<sup>[1]</sup>采用两跨梁桥模型对考虑地震动空间变化性的支承长度需求进行了参数研究,得出当相邻两跨的基频接近时,地面运动的空间变化性是引起上部梁体相对位移的主要因素. 连续梁桥是我国广泛采用的一种桥型,它一般仅在中央桥墩设置固定支座,其余桥墩设置滑板支座. 在这种支座布置形式下,考虑地震动输入的空间变化性会产生更大的墩梁相对位移<sup>[6-7]</sup>,从而增加支承长度的需求;而中国《公路桥梁抗震设计细则》<sup>[8]</sup>中仅给出了一个只适用于简支梁的最小支承长度公式. 因此,本文系统研究连续梁桥行波输入下支承长度的设计方法.

1 墩梁相对位移计算方法

1.1 地震作用效应引起的最大墩梁相对位移公式

图 1 为典型的多跨连续梁桥在行波输入下的结构形式. 为了探讨行波输入下的最大墩梁相对位移,先做如下 3 个假定.

- 1) 桥面板轴向刚度为无穷大,没有压缩变形.
- 2) 将滑动支座的摩擦阻尼化为等效的粘滞阻尼,与结构材料的粘滞阻尼叠加在一起,作为结构的总阻尼<sup>[9]</sup>.
- 3) 地震输入仅考虑行波效应,各桥墩墩底的输入地震波只有一个相位差.

在行波输入下结构的地震振动方程一般写成分块矩阵形式. 把结构的总位移  $u$  写成拟静力位移  $u_{os}$  和振动位移  $u_s$  两项之和,可以直接得到结构拟静力位移和振动位移的运动方程<sup>[10]</sup>,即

$$u_{os} = Ru_g,$$
$$M_s \ddot{u}_s + C_s \dot{u}_s + K_s u_s = -M_s R \ddot{\delta}_g.$$

(1)(2)

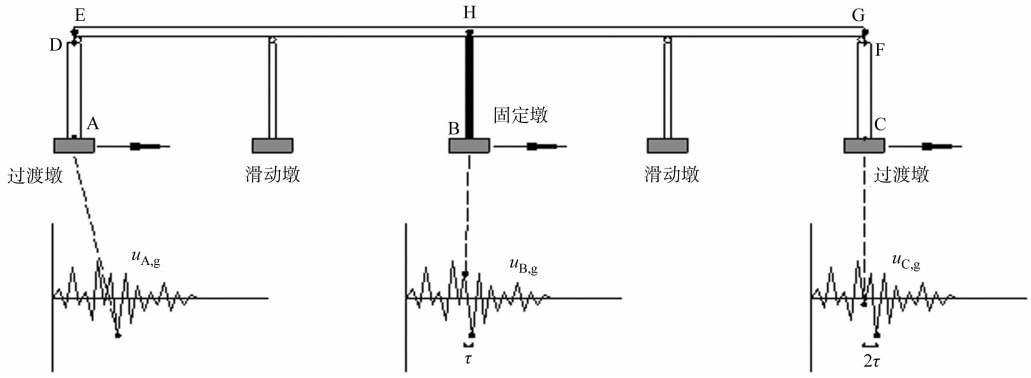


图 1 多跨连续梁桥分析模型

Fig. 1 Analytical model of multi-span continuous bridges

基于假定 2, 过渡墩与梁体没有水平约束力, 因此, 拟静力墩梁相对位移为过渡墩与固定墩地面支点处的拟静力相对位移. 对于行波输入的地震波  $\delta_g(t)$ , 当 2 个墩底输入的延时为  $\tau$  时, 拟静力墩梁相对位移为

$$u_{REL,os}(t) = \delta_g(t) - \delta_g(t - \tau). \quad (3)$$

对于结构振动墩梁相对位移, 为了进行更一般性的讨论, 基于前面 3 条假定, 可将固定墩、过渡墩体系的多跨连续梁桥简化为图 2 所示的两单自由度系统结构. 通过随机振动理论, 探讨行波输入下最大振动墩梁相对位移.

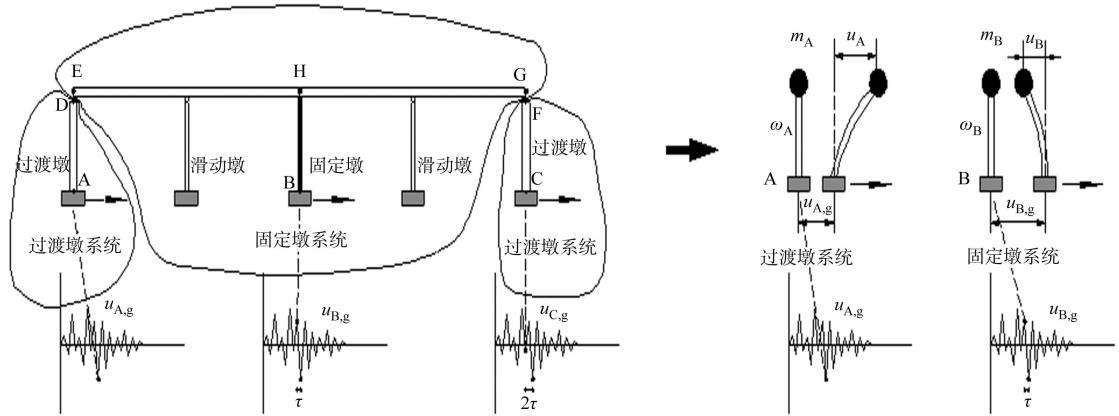


图 2 两单自由度系统结构简化分析模型

Fig. 2 Analytical model of two single-degree-of-freedom systems

于是, 方程可以简化为两单自由度的运动方程

$$\left. \begin{aligned} \ddot{u}_A(t) + 2\zeta_A\omega_A\dot{u}_A(t) + \omega_A^2u_A(t) &= \ddot{\delta}_g(t), \\ \ddot{u}_B(t) + 2\zeta_B\omega_B\dot{u}_B(t) + \omega_B^2u_B(t) &= \ddot{\delta}_g(t - \tau). \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式(4)中:  $u_A(t)$ ,  $u_B(t)$  分别为质点  $m_A$  和  $m_B$  相对于基础的动力反应位移; 它们频率分别为  $\omega_A$ ,  $\omega_B$ , 对应的阻尼比为  $\zeta_A$  和  $\zeta_B$ .

定义相关系数  $\rho_{AB}$  为

$$\rho_{AB} = \frac{E[u_A(t)u_B(t)]}{\sqrt{E[u_A^2(t)]} \sqrt{E[u_B^2(t)]}}. \quad (5)$$

显然, 这是一个双自由度的双输入双输出系统.

假定地震动输入是一白噪声的平稳随机过程, 利用 Chakravorty 围道积分的结论<sup>[11]</sup>可得

$$E[u_{REL,s,AB}^2(t)] = E[u_A^2(t)] + E[u_B^2(t)] - 2\rho_{AB} \sqrt{E[u_A^2(t)]} \sqrt{E[u_B^2(t)]}, \quad (6)$$

$$\rho_{AB} = 8 \sqrt{\zeta_A \zeta_B \omega_A^3 \omega_B^3} [p_1 \cos \omega_{d,A} \tau - p_2 \sin \omega_{d,A} \tau] \exp(-\zeta_A \omega_A \tau), \quad (7)$$

$$\omega_{d,A} = \omega_A \sqrt{1 - \zeta_A^2}, \quad \omega_{d,B} = \omega_B \sqrt{1 - \zeta_B^2}, \quad (8)$$

$$p_1 = \frac{\zeta_A \omega_A + \zeta_B \omega_B}{[(\omega_{d,A} - \omega_{d,B})^2 + (\zeta_A \omega_A + \zeta_B \omega_B)^2][(\omega_{d,A} + \omega_{d,B})^2 + (\zeta_A \omega_A + \zeta_B \omega_B)^2]}, \quad (9)$$

$$p_2 = \frac{\omega_{d,A}^2 - \omega_{d,B}^2 - (\zeta_A \omega_A + \zeta_B \omega_B)^2}{2\omega_{d,A}[(\omega_{d,A} - \omega_{d,B})^2 + (\zeta_A \omega_A + \zeta_B \omega_B)^2][(\omega_{d,A} + \omega_{d,B})^2 + (\zeta_A \omega_A + \zeta_B \omega_B)^2]}. \quad (10)$$

式(6)~(7)中: $\rho_{AB}$ 为考虑行波效应的相关系数,一般可以用位移的均方根值来表示它的位移峰值.于是,由式(6)可以得到行波输入下两自由度系统的最大振动相对位移公式为

$$u_{REL,s,max} = \sqrt{u_{A,max}^2 + u_{B,max}^2 - 2\rho_{AB}u_{A,max}u_{B,max}}. \quad (11)$$

式(11)中: $u_{A,max}$ 、 $u_{B,max}$ 分别为两自由度体系各自最大地震反应位移.由式(11)可知,振动相对位移的行波效应主要通过相关系数 $\rho_{AB}$ 来反应.

## 1.2 其他荷载或作用效应引起的墩梁相对位移

除地震作用外,温度、混凝土的收缩和徐变、汽车荷载的冲击力和制动力等其他的荷载或作用一般都会产生墩梁相对位移<sup>[12]</sup>,从而影响支承长度的需求.参考国外规范<sup>[13-15]</sup>以及中国桥梁设计习惯,建议其他荷载或效应引起的最大墩梁相对位移 $u_{sm}$ 的计算式为

$$u_{sm} = 0.3 + \Delta l_t^- + \Delta l_s^- + \Delta l_c^-. \quad (12)$$

式(12)中: $\Delta l_t^-$ 、 $\Delta l_s^-$ 、 $\Delta l_c^-$ 分别为温度、混凝土的收缩与徐变引起梁体的缩短量.根据文献<sup>[12]</sup>,各缩短量的计算为

$$\left. \begin{aligned} \Delta l_t^- &= \alpha(T_{set} - T_{min})l, \\ \Delta l_s^- &= \epsilon_\infty l\beta, \\ \Delta l_c^- &= \frac{\sigma_p}{E_c} \varphi_\infty l\beta. \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

式(13)中: $\alpha$ 为混凝土线膨胀系数; $T_{set}$ 为伸缩装置安装时的温度; $T_{min}$ 为桥梁环境最低温度; $l$ 为引起缩短量的梁体计算长度; $\epsilon_\infty$ 为收缩应变; $\varphi_\infty$ 为徐变系数; $\beta$ 混凝土收缩徐变折减系数; $\sigma_p$ 为预应力产生的平均截面应力; $E_c$ 为混凝土弹性模量.

## 2 连续梁桥的支承长度抗震设计

支承长度的设计本质上就是桥梁结构在地震作用下的墩梁相对位移计算.因此,如何有效、简便的计算结构的位移是支承长度设计的关键.弹性反应谱在较大程度上能够反映地震记录的特征,因此使用与弹性反应谱相结合的位移计算方法是一种较为实用的方法.

结合连续梁桥的结构特点和地震波输入的行波效应,提出了基于规范反应谱的支承长度设计方法.

1) 设计支承长度的计算公式为

$$S_E = u_{sm} + u_E. \quad (14)$$

式(14)中: $S_E$ 为设计支承长度; $u_{sm}$ 为其他荷载等引起的墩梁相对位移; $u_E$ 为地震作用引起的墩梁相对位移.

2) 地震作用下墩梁相对位移的计算公式为

$$u_E = u_{eg} + u_{es}. \quad (15)$$

式(15)中: $u_{eg}$ 为拟静力墩梁相对位移,参考欧洲规范<sup>[14]</sup>的相关规定计算; $u_{es}$ 为振动的墩梁相对位移.

3) 振动作用下墩梁相对位移的计算公式为

$$u_{es} = \sqrt{D_A^2 + D_B^2 - \rho_{AB}D_AD_B}. \quad (16)$$

式(16)中: $D_A$ 、 $D_B$ 分别为连续梁桥按弹性反应谱确定的过渡墩和固定墩顶最大地震反应位移.

由于规范反应谱的局限性,有些位移还不能进行很好地估计,如基础的变形、桥梁结构总体的非线性反应及墩台的转动等,所以有必要规定一个最小支承长度,以适应这些因素的影响.根据对各国规范最小支承长度的比较及多跨连续梁桥的结构特点,认为按文献<sup>[9]</sup>的计算公式是可行的.即 $S_{EM} = 70 + 0.5L$ (cm).将由式(14)计算得到的支承长度 $S_E$ 和由式(5)计算得到的最小支承长度进行比较,取两者中的较大值,即为连续梁桥的抗震设计支承长度.

3 工程分析实例

以一座四跨连续梁桥为例(图 1),按照上述设计过程进行支承长度的设计,并通过非线性时程的有限元分析对该方法予以验证.

设计模型中,跨径布置为  $4 \times 40\text{ m}$ ,各桥墩高均为  $15.75\text{ m}$ .上部结构为预应力混凝土连续箱梁,质量为  $49.21\text{ Mg} \cdot \text{m}^{-1}$ .每联正中间桥墩为固定墩,墩梁之间按铰接处理;其他墩顶均设滑动支座,滑动摩擦系数取  $0.02$ ;所有桥墩为双柱式桥墩,采用相同的截面尺寸,为  $2.2\text{ m} \times 2.2\text{ m}$  的实心钢筋混凝土截面,使用 C40 混凝土,桥墩的质量为  $24.2\text{ Mg} \cdot \text{m}^{-1}$ .桥梁所在地区最低温度为  $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;混凝土的线膨胀系数  $\alpha=10 \times 10^{-6}$ ;收缩应变  $\epsilon_{\infty}=20 \times 10^{-5}$ ;徐变系数  $\varphi_{\infty}=2.0$ ;混凝土徐变的折减系数  $\beta=0.45$ ;预应力产生的平均截面应力  $\sigma_p=8.0\text{ MPa}$ .地震波采用表 1 中的 4 条地震记录,均属于 C 类场地,加速度峰值调整为  $0.4\text{ g}(g=9.8\text{ m} \cdot \text{s}^{-2})$ ,所选地震波记录均由美国太平洋地震工程研究中心(PEER)提供.表 1 中,PGA 为地震波峰值加速度;PGD 为地震波峰值位移.4 条地震记录的拟合加速度弹性反应谱,如图 3 所示.图 3 中, $S_a$  为加速度反应谱.设计时参考欧洲规范<sup>[14]</sup>C 类场地的视波速取为  $150\text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ ,假定伸缩装置的安装温度为  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ .按照上述设计过程进行支承长度的设计,计算过程为

$$u_E=0.011 \times 0.4 \times 80 + \sqrt{0.227^2 + 0.011^2} - 2 \times 0.003 \times 0.227 \times 0.011 = 0.579\text{ (m)},$$
$$u_{sm}=0.3 + 0.020 + 0.007 + 0.018 = 0.345\text{ (m)},$$
$$S_E=u_{sm} + u_E = 0.345 + 0.579 = 0.924\text{ (m)},$$
$$u_{EM}=70 + 0.5 L = 70 + 0.5 \times 40 = 90\text{ (cm)} = 0.90\text{ (m)}.$$

表 1 分析中使用的地震波记录  
Tab. 1 Seismic wave records used in analyses

编号	地震名称	记录站点	震级/级	PGA/g	PGD/cm	场地
1	Chi-Chi	CHY088	7.6	0.216	14.21	C 类
2	Chi-Chi	CHY036	7.6	0.294	21.19	C 类
3	Chi-Chi	HWA034	7.6	0.142	8.72	C 类
4	Chi-Chi	CHY035	7.6	0.246	16.86	C 类

用设计支承长度  $S_E$  与最小支承长度  $u_{EM}$  进行比较取其较大值  $0.924\text{ m}$ ,最后设计时支承长度取整数  $1.0\text{ m}$ .为了验证桥梁在地震中的行为,将表 1 中 4 条地震波以视波速  $150\text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  沿纵桥向输入进行非线性时程分析.结果表明:最大墩梁相对位移的平均值为  $0.25\text{ m}$ ,小于本文设计中地震作用的墩梁相对位移  $u_E$ ,因此满足设计要求.

4 结论

- 1) 把连续梁桥简化为两单自由度系统模型,基于相对位移法和随机振动理论,推导了行波输入下由结构振动引起的最大墩梁相对位移公式.
- 2) 提出了行波输入下基于规范反应谱的连续梁桥支承长度设计方法,方法的物理意义明确.支承长度包括地震作用和其他荷载或效应引起的墩梁相对位移;地震作用引起的墩梁相对位移由两部分组成,即拟静力墩梁相对位移和动力响应部分的墩梁相对位移.
- 3) 提出的支承长度设计方法的计算结果满足抗震设计要求,适合工程上的应用.

参考文献:

[1] HONG Hao. A parametric study of the required seating length for bridge decks during earthquake[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics,1998,27(1):91-103.

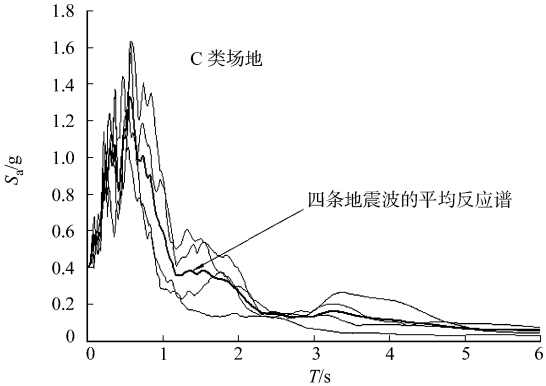


图 3 弹性加速度反应谱  
Fig. 3 Elastic acceleration response spectrum

- [2] BI Kai-ming, HONG Hao, NAWAWI C. Required separation distance between decks and at abutments of a bridge crossing a canyon site to avoid seismic pounding[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2010, 39(3): 303-323.
- [3] 陈兴冲, 吴海燕, 张永亮. 行波效应对铁路大跨长联连续刚构桥地震反应的影响[J]. 世界地震工程, 2010, 26(1): 191-196.
- [4] 魏凯, 郭平, 韩萍, 等. 行波效应下多联长跨组合结构桥梁地震响应分析[J]. 结构工程师, 2010, 26(2): 119-125.
- [5] 何庆祥, 沈祖炎. 结构地震行波效应分析综述[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(1): 50-57.
- [6] 周光伟, 李建中, 范立础. 连续梁桥行波输入下支承长度的参数分析[J]. 湖南大学学报: 自然科学版, 2008, 35(10): 6-10.
- [7] 张静娟, 高大峰, 刘伯栋. 多跨连续梁桥地震行波效应分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2009, 7(2): 114-116.
- [8] 中华人民共和国交通运输部. JTG/T B02-01—2008 公路桥梁抗震设计细则[S]. 北京: 人民交通出版社, 2008: 48-51.
- [9] 何度心, 黄龙生, 陆干文, 等. 桥梁抗震计算[M]. 北京: 地震出版社, 1991: 24-28.
- [10] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2002: 542-545.
- [11] 尼格姆 N C. 随机振动概论[M]. 何成慧, 等译. 上海: 上海交通大学出版社, 1985: 192-194.
- [12] 李杨海, 程潮洋, 鲍卫刚, 等. 公路桥梁伸缩装置实用手册[M]. 2 版. 北京: 人民交通出版社, 2007: 79-95.
- [13] CALTRANS. Seismic Design Criteria[S]. Version 1. 2. Sacramento: California Department of Transportation, 2001.
- [14] European Committee for Standardization. Eurocode 8 design of structures for earthquake resistance-part 2: Bridges [S]. Brussels: CEN, 2005.
- [15] Japan Road Association. Specifications for highway bridges-part V: Seismic design[S]. Tokyo: Maruzen Publishing Co Ltd, 2002.

## Research on the Required Seating Length for Continuous Bridges under Longitudinal Excitation of Traveling Waves

ZHOU Guang-wei<sup>1</sup>, LI Jian-zhong<sup>2</sup>, CHEN Chang-ping<sup>1</sup>

(1. Department of Civil Engineering, Xiamen University of Technology, Xiamen 361024, China;  
2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Based on the key dynamic characteristics of multi-span continuous bridges, using the relative displacement method and random vibration theory, the maximum relative vibration displacement of pier and beam was derived under the excitation of traveling waves. Using seismic response spectrum, a design method of the required seating length for multi-span continuous bridges considering traveling wave effects was put forward. Analyzing an example of multi-span continuous bridges, the engineering application of the design method of the required seating length is demonstrated, and the proposed design method is verified by the results of nonlinear time history analysis.

**Keywords:** required seating length; continuous bridges; traveling wave effect; two single-degree-of-freedom systems

(责任编辑: 黄晓楠      英文审校: 方德平)