

连续梁桥纵桥向缆索限位装置参数分析

罗 征, 李建中

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要:目前国内所采用的缆索限位装置一般是作为构造措施,没有经过计算和设计,在地震作用下限位装置很难起到真正的防落梁效果。通过非线性时程方法对缆索限位装置进行了参数研究分析了不同周期比、限位装置刚度与缆索的松弛量对两联连续梁桥响应的影响,结果表明,连续梁桥采用缆索限位装置模式能有效的减小连续梁与过渡墩的相对位移反应。

关键词:连续梁;缆索限位装置;落梁;参数分析

中图分类号:U448 **文献标识码:**A **文章编号:**2095-0373(2010)02-0074-07

0 各国规范对防落梁装置的规定及设计方法

目前国内所采用的防落梁装置一般作为构造措施,没有经过计算和设计,在地震作用下很难起到真正限位效果。对于防落梁装置的结构模式,美国、日本等国的许多学者对减轻伸缩缝处相邻梁体间的碰撞、限制相邻梁体间和墩梁间相对位移的方法与措施曾进行大量研究。在连续梁桥中,通常使用的限位装置主要有两类:①弹性连接装置;②阻尼器,其中在桥梁中应用较为成熟的是黏滞阻尼器。弹性连接装置用于限制在预期地震作用下桥梁伸缩缝或支座处产生过大的变位,一种方式是美国经常采用的墩梁连接的限位装置(如图1(a),以下简称限位装置);另一种方式是日本经常采用的直接连接梁体的连梁装置(如图1(b),以下简称连梁装置)。在地震作用下,对于连梁装置,允许主梁脱座但不落梁,由防落梁装置承担桥跨一半的重量;对于限位装置,是通过限制梁墩的相对位移而不使主梁落梁。对于两种防止落梁的方式所采用的设计方法也不同,连梁装置的设计主要是采用日本的连梁的设计^[1]从两个设防水平防止上部结构在地震作用下发生落梁破坏,即规定支撑宽度的设计值和按两个设防水平设计的第一道约束装置和第二道约束装置。第一道约束装置为限位装置,设计移动间隙(即松弛长度)要大于支座在小震等级下的变形量,即在小震和正常使用时约束装置不起作用。第二道约束装置的抗拉力为支座反力的1.5倍。此道装置是防止梁体坍塌破坏。日本关于防落梁系统的设计与AASHTO^[2]方法类似,也是一种静力设计,没有考虑相邻框架的相对位移^[3], $w/2$ 法通过增大系数来考虑落梁的动力影响。

限位装置的设计方法比较多,主要考虑的因素有伸缩缝处相邻结构单元的周期、伸缩缝间隙、限位装置松弛量等。Caltrans规范^[4]建议,对于墩梁相连的限位装置,由于限位装置被设计在弹性范围,墩梁之间最大可能允许位移就是限位装置的屈服位移与拉索松弛量之和,可利用的支座宽度必须大于限位装置的屈服位移与拉索松弛量之和。当使用限位装置时,通过限位装置传递到桥墩的附加力可能使桥墩失效,此时采用连梁装置的防落梁模式是较合适的。另外,当桥梁跨数较少和支座宽度较大的情况下,也可采用连梁装置。Caltrans规范这种方法的缺点是忽略了支座的作用;对于一个非常刚的框架和一个非常柔的框架,计算的相邻框架相对位移较小;Caltrans规范对于非协调框架(两框架自振周期相差较大)的设计偏于不安全,而对于协调框架(两框架自振周期比接近1)的设计又是保守的。

Saiidi^[5]等人对一座九跨的桥梁进非线性时程分析,研究了限位装置的横截面积与间隙长度对限位装置设计的影响。指出了设计时应基于有无限位装置两种不同的工况用于确定限位装置的设计力与位移Trochalakis^[6]对于桥跨、桥台与限位装置的特性进行参数分析,表明两跨最大相对位移与相邻两跨的刚度

收稿日期:2010-05-05

作者简介:罗征,男,1980年出生,博士研究生。研究方向:大跨度桥梁抗震。

基金项目:国家自然科学基金(90815007)

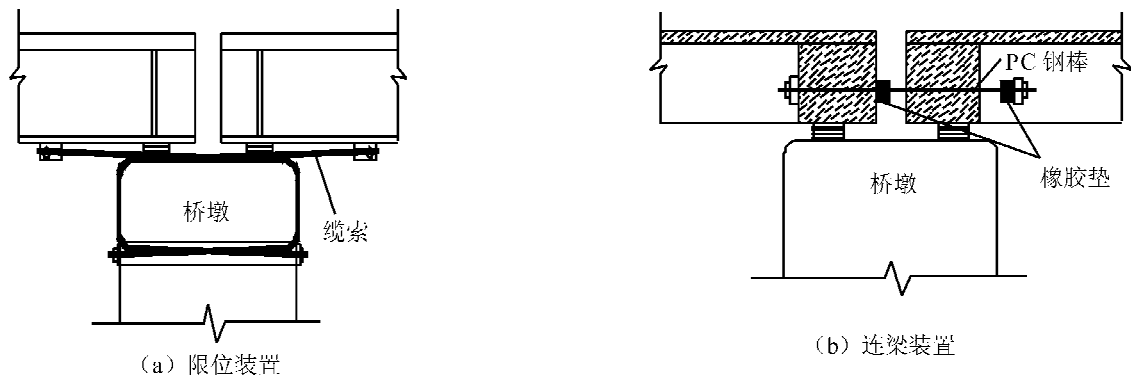


图1 不同的防落梁模式

比、等效周期及限位装置的特性有关。Abdel-Ghaffar^[7]等人研究缆索限位装置发现限位装置对全桥的反应影响不是很大,但是在强震作用下限位装置能明显的减少结构的力与位移反应。

实验表明,限位装置能有效的防治落梁。然而由于限位装置的作用会改变相邻跨的碰撞作用,将作用力传递到桥墩。利用有限元程序 opensees 考虑地基、桥墩弹塑性建立两种有无缆索限位装置的两联变高墩桥梁分析模型,并参数分析了伸缩缝处相邻两联基本周期比(通过变换固定墩的高度);支座摩擦的影响;限位器的刚度(限位装置拉索的数量);缆索的松弛长度。对缆索限位装置的限位效果进行分析探讨。

1 结构计算模型

某典型多跨变墩高两联连续梁($(3 \times 30 + 4 \times 30)$ m)如图2和图3所示,桥墩采用C30混凝土,主梁采用C50混凝土,桥墩墩号1~8对应墩高分别为5、10、15、20、25、20、10、5 m,桩基础采用 $6\Phi 1.2$ m钻孔灌注桩。梁的参数:截面积

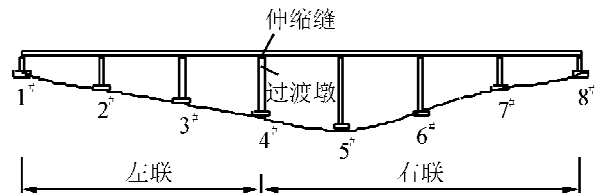


图2 连续梁立面布置图

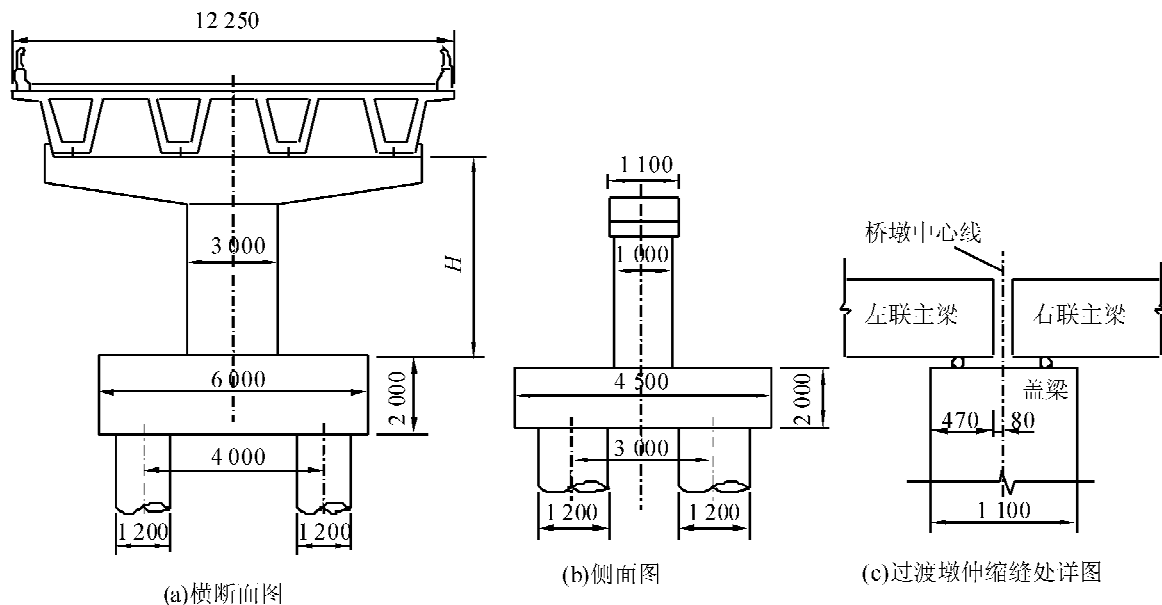


图3 连续梁桥桥墩图及过渡墩伸缩缝处详图(单位:mm)

5.711 m^2 ;扭转惯性矩 2.081 m^4 ;横向惯性矩 68.782 m^4 ;竖向惯性矩 1.737 m^4 。墩的参数:截面积 3.000 m^2 ;扭转惯性矩 1.010 m^4 ;横向惯性矩 0.360 m^4 ;竖向惯性矩 1.563 m^4 。2[#]墩和6[#]墩墩顶纵向设固定支座,其余各墩纵向为滑动支座。伸缩缝 Δ_c 间隙取为16 cm。桥墩采用纤维梁单元进行模拟,主梁采用一

般梁单元模拟,通过在承台底采用六个弹簧模拟桩基础的作用。

1.1 碰撞模型

研究采用 Kelvin^[8]碰撞模型进行相邻梁体的碰撞模拟。Kelvin 碰撞模型采用一个刚度为 K_k 的线性弹簧与阻尼器 c_k 并联来模拟刚体的碰撞(如图 4 所示)。其中接触力 F_c 如下:

$$\begin{cases} F_c = K_k(u_1 - u_2 - \Delta_G) + c_k(\dot{u}_1 - \dot{u}_2) & u_1 - u_2 - \Delta_G \geq 0 \\ F_c = 0 & u_1 - u_2 - \Delta_G < 0 \end{cases} \quad (1)$$

式中, Δ_G 为伸缩缝初始间隙; K_k 为接触刚度,取为梁体的轴向刚度。碰撞过程中的能量损失采用阻尼器来反映,阻尼的大小与碰撞过程的恢复系数 e 有关,对于完全弹性碰撞,恢复系数 $e = 1$;对于完全塑性碰撞,恢复系数 $e = 0$ 。对于混凝土材料 e 取 0.65。根据恢复系数,可得到阻尼 c_k 的计算公式为

$$c_k = 2\xi \sqrt{k \left(\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} \right)} \quad (2)$$

式中, ξ 为阻尼比。 u_1, u_2 分别为伸缩缝处相邻主梁的位移; $\dot{u}_1, \dot{u}_2$ 分别为伸缩缝处相邻主梁的速度。

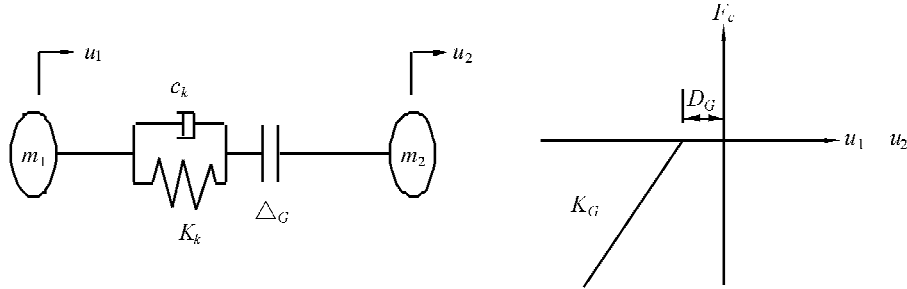


图 4 Kelvin 碰撞模型及其接触力关系

1.2 滑动支座的模拟

(1) 对于固定墩上的固定支座假设地震作用下不发生破坏,因此采用用墩-梁铰接连接方式模拟支座的效应;

(2) 对于其它的单向滑动支座,近似采用理想弹塑性连接单元进行模拟,滞回曲线屈服力 F_y (即滑动起始摩擦力取支座恒载轴压力 R 乘以动摩擦系数,在桥梁初始模型中动摩擦系数对所有滑动摩擦支座均取 0.02

$$F_y = 0.02R \quad (3)$$

初始刚度 K 为屈服力 F_y 与屈服位移 X_y (即滑动起始静位移,取 $\delta_y = 0.002$ m) 之比

$$K = F_y / \delta_y \quad (4)$$

$$f = \begin{cases} K_r(D_r - D_s) & D_r - D_s > 0 \\ 0 & D_r - D_s \leq 0 \end{cases} \quad (5)$$

1.3 防落梁模式的模拟

连续梁伸缩缝处的防落梁装置(如图 1)的分析模型如图 5。 D_s 为连梁装置的松弛量, K_r 为连梁装置的刚度, D_{s1}, D_{s2} 分别为左联连续梁和右联连续梁的限位装置松弛量, K_{r1}, K_{r2} 分别为左联连续梁和右联连续梁的限位装置刚度。

2 地震动输入

在多条地震波(见表 1)纵向输入下,对连续梁桥进行非线性时程分析,地震波加速度峰值调整至 0.7g,代表结构危险性评估的地震波峰值。计算结果均取表 1 中地震波输入计算的平均值。PGA 为地震波加速度峰值, T_g 为地震波的特征周期。

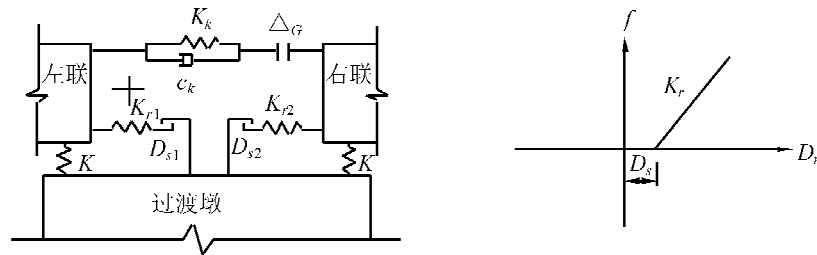


图5 防落梁体系与缆索限位装置恢复力模型

表1 使用的地震波

编号	地震名称	记录位置	震级	PGA/g	T_g/s	调幅系数
1	1940 El Centro	Imperial Valley	6.9	0.357	0.58	1.96
2	1994 Northridge	Lake Hughes	6.7	0.217	0.18	3.23
3	1995 Kobe	KJMA	6.9	0.821	0.84	0.85
4	1999 chi-chi	HWA033	7.3	0.167	0.40	4.19

3 限位装置初始值

限位装置初始值采用 Desroches 和 Fenves^[9] 提出的叠代方法(The Iterative Method)进行限位装置的设计,设计所采用的加速度谱为表1的4条地震波(加速度峰值调整至0.7g)的平均加速度谱。限位装置采用直径19 mm的缆索(面积143 mm²),缆索长度 L 取为5.4 m,缆索的弹性模量 $E=6\,900$ MPa,缆索屈服应力 $F_y=1\,214$ MPa,限位装置松弛量 D_{s1} 和 D_{s2} 均取为80 mm。由于限位装置被设计在弹性范围内,限位装置的设计目标位移 D_r 。

$$D_r = D_y + D_0 \quad (6)$$

式中, D_y 为缆索的屈服位移, D_0 为限位装置的松弛量。采用的缆索限位装置的设计目标位移 $D_r=175$ mm。经过设计,对于变墩高连续梁桥的限位装置,左右联梁体与过渡墩的缆索限位装置刚度 K_{r1} 和 K_{r2} 均为992 kN/m,屈服力为173.6 kN。

4 参数分析

这里主要分析参数如下:①伸缩缝处相邻两联基本周期比(通过变换固定墩的高度);②限位器的刚度;③限位装置的松弛长度。

4.1 伸缩缝处相邻两联基本周期比

本节借鉴国外学者的研究经验,通过改变连续梁桥一联的基本周期而保持过渡墩与另外一联的动力特性不变,来探讨基本周期比对墩-梁相对位移的影响。通过改变左联2[#]墩的高度来改变左联的基本周期,此时,左联与过渡墩的周期比便随2[#]墩高度的改变而改变,同时,左联与右联基本周期比也随3[#]墩高度改变,通过非线性时程直接积分方法计算不同周期比下右联主梁与过渡墩的最大相对位移,得出左右两联基本周期比对墩-梁相对位移的影响规律。其中,2[#]墩高及基本周期比关系以及各个工况下的墩-梁最大相对位移的结果如表2~表5所示。

左联的纵向周期为1.122 s,右联的纵向周期为3.944 s,左右联的周期比为0.28;过渡墩的纵向周期为0.762 s。在表格中为了表达方便,设 β 为有限限位装置效果,采用(无限限位装置反应-有限限位装置反应)/有限限位装置反应。

由表4可见,限位装置对梁体与过渡墩相对位移有明显的限位效果,同时随着左联与过渡墩周期比的增大,右联与过渡墩相对位移的限位效果减小。右联在无限限位装置时,右联与过渡墩的相对位移随着周期比的增大而减小。右联在有限限位装置时,右联与过渡墩的相对位移基本保持不变。左联由于周期变大,梁体的相对位移将变大,限位效果不随着左联与过渡墩周期比的增大而减小。

由表6可见,限位装置对固定墩顶位移的限位效果不明显,固定墩顶位移由于左联的周期变大而变大,右联的固定墩顶位移保持不变。而相比于无限限位装置时,过渡墩的墩顶位移会增大。由表5可见,限

位装置对左右联相对离开位移与碰撞力有明显的限位效果。在周期比增大到 0.87 时,左右联之间非同向振动减小到 0.12 小于伸缩缝的宽度 0.16,不会发生梁体碰撞,碰撞力减小为零。

表 2 各工况周期比

工况	2 [#] 墩高/m	左联基本周期/s	周期比(左联/过渡墩)	周期比(左联/右联)
1	10	1.122	1.47	0.28
2	15	2.168	2.85	0.55
3	20	3.437	4.51	0.87
4	21	3.716	4.88	0.94

表 3 梁体与过渡墩相对离开位移

m

周期比 (左联/过渡墩)	无落梁装置		限位装置		β	
	左联	右联	左联	右联	左联	右联
1.47	0.32	0.43	0.24	0.32	0.25	0.26
2.85	0.37	0.42	0.31	0.31	0.16	0.26
4.51	0.42	0.37	0.31	0.29	0.26	0.22
4.88	0.39	0.39	0.31	0.31	0.21	0.21

表 4 左右联相对离开位移与碰撞力

周期比 (左联/右联)	无落梁装置		限位装置		β	
	相对位移/m	碰撞力/kN	相对位移/m	碰撞力/kN	相对位移/m	碰撞力/kN
0.28	0.38	5.71E+05	0.37	2.66E+05	0.03	0.53
0.55	0.33	4.97E+05	0.28	2.39E+05	0.15	0.52
0.87	0.12	0.00E+00	0.15	0.00E+00	0.25	
0.94	0.07	0.00E+00	0.11	0.00E+00	0.57	

表 5 固定墩与过渡墩墩顶位移

m

周期比 (左联/右联)	无落梁装置			限位装置			β		
	左联	过渡墩	右联	左联	过渡墩	右联	左联	过渡墩	右联
0.28	0.24	0.13	0.38	0.24	0.16	0.38	0.00	-0.23	0.00
0.55	0.35	0.14	0.38	0.33	0.16	0.37	0.06	-0.14	0.03
0.87	0.34	0.13	0.38	0.35	0.16	0.37	-0.03	-0.23	0.03
0.94	0.36	0.13	0.38	0.37	0.16	0.37	-0.03	-0.23	0.03

表 6 各工况周期比刚度、屈服力

刚度倍数	工况 1		工况 2		工况 3		工况 4	
	周期比(左联/右联)0.28		周期比(左联/右联)0.55		周期比(左联/右联)0.87		周期比(左联/右联)0.94	
	刚度/	屈服力/	刚度/	屈服力/	刚度/	屈服力/	刚度/	屈服力/
	(kN·m ⁻¹)	kN	(kN·m ⁻¹)	kN	(kN·m ⁻¹)	kN	(kN·m ⁻¹)	kN
1 倍刚度	992	173.6	992	173.6	992	173.6	992	173.6
2 倍刚度	1 984	347	1 984	347	1 984	347	1 984	347
4 倍刚度	3 968	694	3 968	694	3 968	694	3 968	694
8 倍刚度	7 936	1 388.8	7 936	1 388.8	7 936	1 388.8	7 936	1 388.8

4.2 限位器的刚度

在表 4 装有限位装置的梁体与过渡墩相对离开位移左右联与墩的相对位移都大于了 175 mm,说明按照 Desroches 和 Fenves 提出的叠代方法设计的限位装置都已经超过设计目标位移,说明限位装置中缆索数量偏少,因此针对计算实例,对限位装置中缆索的数量进行参数分析,限位装置中缆索的数量 N 分别取 Desroches 和 Fenves 叠代方法设计的限位装置缆索数量 dN 的整数倍,即限位装置的刚度和屈服强度是 Desroches 和 Fenves 叠代方法设计的限位装置刚度和屈服强度的整数倍。左右限位装置的刚度 K_1 与 K_2 相等,初始缆索松弛量 80 mm 不变。选择的参数见表 6。

由表 7 可见,右联在有限位装置刚度不变时,右联与过渡墩的相对位移基本保持不变,随着限位装置刚度的增大,左、右联梁体与过渡墩相对位移减小。

由表 8 可见,在两联周期比相差较大时,增加限位装置的刚度对减小两联相对位移效果明显,在周期比为 0.28 与 0.55 与 8 倍的限位装置刚度时,两联的相对位移分别为 0.26 与 0.20,限位装置屈服。在两

联周期比相差较大时难以保证限位装置不屈服。在两联周期比相差较小时,如果限位装置没有屈服,增加限位装置的刚度不会减小两联的相对位移。由表 9 可见,随着限位装置刚度的增大,左联与过渡墩的墩顶位移基本不变,而右联的固定墩墩顶位移有所减小。

表 7 梁体与过渡墩相对离开位移 m

刚度倍数	工况 1 周期比		工况 2 周期比		工况 3 周期比		工况 4 周期比	
	(左联/过渡墩)1.47		(左联/过渡墩)2.85		(左联/过渡墩)4.51		(左联/过渡墩)4.88	
	左联	右联	左联	右联	左联	右联	左联	右联
1 倍刚度	0.24	0.32	0.31	0.31	0.31	0.29	0.31	0.31
2 倍刚度	0.21	0.25	0.31	0.26	0.23	0.24	0.26	0.26
4 倍刚度	0.16	0.26	0.30	0.25	0.18	0.26	0.20	0.24
8 倍刚度	0.18	0.26	0.23	0.26	0.18	0.25	0.18	0.25

表 8 左右联相对离开位移与碰撞力

刚度倍数	工况 1		工况 2		工况 3		工况 4	
	周期比(左联/右联)0.28		周期比(左联/右联)0.55		周期比(左联/右联)0.87		周期比(左联/右联)0.94	
	相对位 移/m	碰撞力/ kN	相对位 移/m	碰撞力/ kN	相对位 移/m	碰撞力/ kN	相对位 移/m	碰撞力/ kN
1 倍刚度	0.37	2.66E+05	0.28	2.39E+05	0.15	0.00E+00	0.11	0.00E+00
2 倍刚度	0.33	3.94E+05	0.25	1.08E+06	0.17	4.86E+04	0.15	0.00E+00
4 倍刚度	0.30	1.15E+06	0.22	1.03E+06	0.17	1.20E+05	0.17	1.79E+04
8 倍刚度	0.26	6.26E+05	0.20	2.91E+05	0.17	7.07E+03	0.17	8.29E+04

表 9 固定墩与过渡墩墩顶位移 m

刚度倍数	工况 1 周期比			工况 2 周期比			工况 3 周期比			工况 4 周期比		
	(左联/右联)0.28			(左联/右联)0.55			(左联/右联)0.87			(左联/右联)0.94		
	左联	过渡墩	右联	左联	过渡墩	右联	左联	过渡墩	右联	左联	过渡墩	右联
1 倍刚度	0.24	0.16	0.38	0.33	0.16	0.37	0.35	0.16	0.37	0.37	0.16	0.37
2 倍刚度	0.26	0.16	0.35	0.33	0.17	0.36	0.35	0.18	0.36	0.37	0.18	0.36
4 倍刚度	0.26	0.17	0.34	0.33	0.18	0.35	0.35	0.18	0.35	0.37	0.18	0.35
8 倍刚度	0.22	0.19	0.33	0.28	0.21	0.34	0.35	0.22	0.34	0.37	0.22	0.34

表 10 不同松弛长度梁体与过渡墩相对离开位移 m

松弛长度/mm	工况 1 周期比		工况 2 周期比		工况 3 周期比		工况 4 周期比	
	(左联/过渡墩)1.47		(左联/过渡墩)2.85		(左联/过渡墩)4.51		(左联/过渡墩)4.88	
	左联	右联	左联	右联	左联	右联	左联	右联
50	0.21	0.31	0.29	0.27	0.28	0.30	0.31	0.30
80	0.24	0.32	0.31	0.31	0.31	0.29	0.31	0.31
100	0.19	0.32	0.33	0.32	0.29	0.32	0.32	0.32
120	0.26	0.33	0.34	0.33	0.29	0.32	0.32	0.32

表 11 不同松弛长度左右联相对离开位移与碰撞力

松弛长度	工况 1		工况 2		工况 3		工况 4	
	周期比(左联/右联)0.28		周期比(左联/右联)0.55		周期比(左联/右联)0.87		周期比(左联/右联)0.94	
	相对位 移/m	碰撞力/ kN	相对位 移/m	碰撞力/ kN	相对位 移/m	碰撞力/ kN	相对位 移/m	碰撞力/ kN
50	0.34	7.67E+05	0.28	3.74E+05	0.17	6.27E+04	0.13	0.00E+00
80	0.37	2.66E+05	0.28	2.39E+05	0.15	0.00E+00	0.11	0.00E+00
100	0.35	5.21E+05	0.29	9.55E+05	0.15	0.00E+00	0.10	0.00E+00
120	0.35	9.41E+05	0.29	3.13E+05	0.14	0.00E+00	0.10	0.00E+00

4.3 间隙比的影响

对于缆索限位器的松弛长度 S 分别取为 50、80、100、120 mm 四个不同的值,刚度均取 992 kN/m 屈服力 173.6 kN。这样缆索限位装置的设计目标位移分别为 $D_r = 145\text{ mm}$ 、 175 mm 、 195 mm 、 215 mm 。

由表 10 可见,松弛长度变大时,右联与过渡墩的相对位移基本保持不变,在两联动力特性相差大时,

左联与过渡墩的相对位移随着松弛长度的增加而变大。在两联动力特性相差小时,左联与过渡墩的相对位移随着松弛长度的增加而保持不变。由表 11 可见,松弛长度的变化对左右联的相对位移基本没有影响。

5 结论

通过详细的分析,可以得到以下结论:①对于连续梁桥采用墩梁连接的限位装置模式来设计防落梁装置能有效的减小梁体与过渡墩相对位移,限位装置对固定墩与过渡墩顶位移的限位效果不明显。②增加限位装置的刚度能使左、右联梁体与过渡墩相对位移减小。在两联周期比相差较大时难以保证限位装置不屈服。在两联周期比相差较小时,如果限位装置没有屈服,增加限位装置的刚度不会减小两联的相对位移。③缆索松弛长度的变化对左右联的相对位移和左、右、过渡墩墩顶位移基本没有影响。

参 考 文 献

- [1] 日本道路协会. 道路桥示方书·同解说:V 耐震设计篇[S]. 东京:道路构造物道路委员会,2002.
- [2] American Association of State Highway and Transportation Officials(AASHTO). Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design[S]. American:American Association of State Highway and Transportation,2007.
- [3] Saiidi M, Randall M, Maragakis E, et al. Seismic restrainer design methods for simply supported bridges[J]. Journal of Bridge Engineering,2001,6(5):307.
- [4] California Department of Transportation. CALTRANS Seismic design criteria [S]. State of California:Business Transportation and Housing Agency,2001.
- [5] Saiidi, Maragakis M, Feng E. Parameters in bridge restrainer design for seismic retrofit [J]. Journal of Structural Engineering ASCE, 1996,122:61-68.
- [6] Trochalakis P, Eberhard MO, Stanton JF. Design of seismic restrainers for in-span hinges[J]. Structural Engineering ASCE, 1997,123(4):469-478.
- [7] Abdel-Ghaffar SM, Maragakis E, Saiidi. Effects of the hinge restrainers on the response of the Aptos Creek Bridge during the 1989 Loma Prieta Earthquake[J]. Earthquake Spectra, 1997,13: 167-189.
- [8] 黄小国. 连续梁桥防落梁装置试验和理论研究[D]. 上海:同济大学土木工程防灾国家重点实验室,2009.
- [9] DesRoches R, Fenves G L. Design of seismic cable hinge restrainers for bridges [J]. Journal of Structural Engineering,2000, 126(4):505.

Parameter Analysis on Longitudinal Cable Restrainer for Continuous Bridge

Luo Zheng, Li Jianzhong

(State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Domestic cable restrainer prevention system without design is usually adopted as construction measures, which can't ascertain the effect of unseating prevention system. Cable restrainer prevention system for the continuous girder bridges is compared by nonlinear time-history method. Different period ratio, restrainer stiffness and relaxation of two continuous-beam bridge are considered for the modes of unseating prevention system. The results shows that continuous beam bridge with cable restrainers model can effectively reduce relative displacement between girder and pier for the continuous bridges.

Key words: continuous bridge; cable restrainers; unseating; parameter analysis