

竖向地震作用下大跨柔性高墩连续刚构桥动力响应研究

张志明

(广州市公路工程公司, 广东 广州 510075)

摘要: 为研究大跨柔性高墩连续刚构桥的竖向振动分量在地震响应分析中所起的作用, 以最大墩高 100 m、主跨布置为 130 m+3×235 m+130 m 的某柔性高墩大跨连续刚构桥为研究对象, 分别采用反应谱法和动力时程分析法对其开展研究, 以一致激励与非一致激励两种不同地震输入并考虑行波效应对其的影响, 比较分析了反应谱、一致激励及非一致激励对竖向分量的影响, 讨论了几何非线性对结构的影响。

关键词: 桥梁; 大跨度连续刚构; 竖向地震; 反应谱; 行波效应; 一致激励; 非一致激励

中图分类号: U446.1

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2017)02-0149-05

中国是一个多地震自然灾害的国家, 桥梁结构等生命线工程的地震响应问题自然而然成为研究热点。与中小跨径普通桥梁相比, 大跨度桥梁地震响应的影响因素更多且相互耦联在一起, 因而其地震响应更为复杂。目前关于竖向地震分量对大跨柔性高墩桥梁影响的研究鲜有报道, 有待进一步深入。该文以贵州省镇宁至胜境关公路上某特大预应力砼

箱梁连续刚构桥为对象, 分别采用反应谱法与时程分析法进行地震反应研究。

1 有限元模型

该桥 9[#]~13[#] 墩的高度分别为 57、59、97、79、100 m, 主跨布置为 130 m+3×235 m+130 m, 为典型的大跨度柔性高墩连续刚构桥(见图 1)。

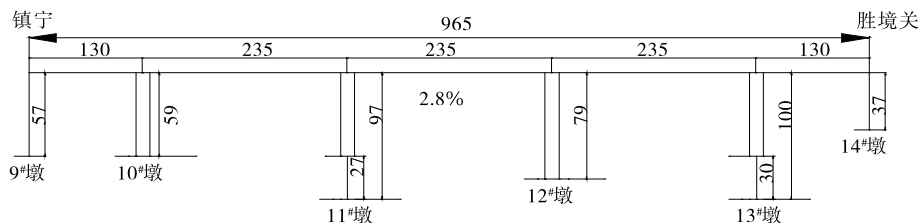


图 1 某特大预应力砼箱梁连续刚构桥的总体布置(单位:m)

考虑到大跨度刚构桥的特点及地震作用方向的随机性, 地震反应分析采用空间有限元模型, 着重于结构刚度、质量和边界条件的模拟, 并使它们尽量与实际结构相符。采用 ANSYS 建立模型(见图 2), 主梁、主墩及边墩墩身采用梁单元 Beam44 模拟, 桥面铺装及附属物采用沿主梁纵向均匀分配的质量单元 Mass21 模拟; 主墩墩顶与主梁刚性连接, 边墩墩顶设两盆式橡胶支座与主梁相连, 仅设竖向和横向约束; 在边墩墩底、主墩墩底采用完全固结形式。

2 场地特性

2.1 规准水平加速度反应谱

为消除地震动强度对反应谱纵轴坐标值的影

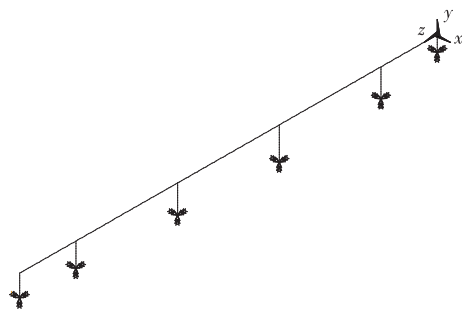


图 2 大桥有限元模型

响, 将反应谱规准化。根据中国地震局地壳应力研究所《贵州镇宁至胜境关公路重点工程场地地震安全性评价及工程场区地震动区划报告》, 该桥规准水平加速度反应谱 $\beta(T)$ 形式如下:

$$\beta(T) = \begin{cases} 1 & T \leq T_0 \\ 1 + (\beta_m - 1) \frac{T - T_0}{T_1 - T_0} & T_0 < T \leq T_1 \\ \beta_m & T_1 < T \leq T_g \\ \beta_m \left(\frac{T_g}{T} \right)^C & T_g < T \leq 5.0 \end{cases} \quad (1)$$

式中: T 为反应谱周期; $T_0 = 0.04$; $T_1 = 0.1$; β_m 为反应谱最大值, $\beta_m = 2.5$; T_g 为反应谱特征周期, $T_g = 0.45$; C 为反应谱衰减系数, $C = 1.0$ 。

2.2 地震动加速度时程

根据中国地震局地壳应力研究所《贵州镇宁至胜境关公路重点工程场地地震安全性评价及工程场区地震动区划报告》提供的 3 条地震加速度波(见图 3)进行时程计算。

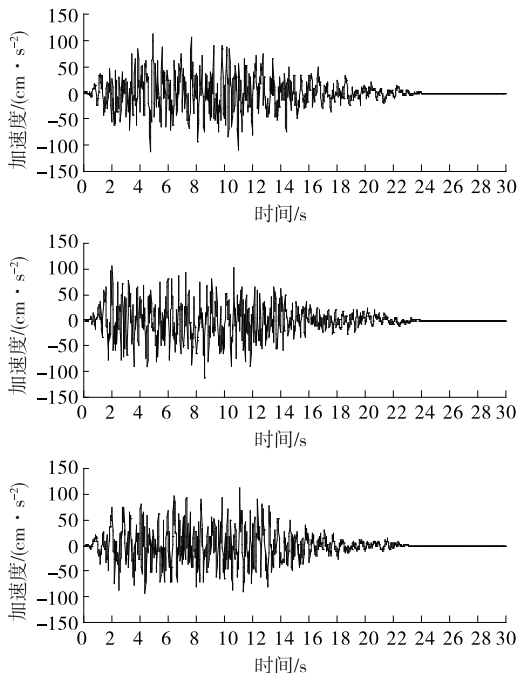


图 3 地震动加速度时程

3 计算结果与分析

3.1 自振特性分析

自振特性是工程结构的自身固有属性,是工程结构动力分析的基本,也是反应谱分析的基础。表 1 为根据上述有限元模型计算所得前 10 阶自振频率和振型特征。

根据表 1,对结构地震反应影响较大的振型其周期均较长,较长的自振周期对结构抗震有利。根据反应谱曲线,自振周期越长反应谱值越小,故自振周期较长的结构受到的地震荷载较小。

表 1 桥梁前 10 阶自振频率与振型特征

阶次	自振频率/Hz	振型特征
1	0.195 3	主梁对称侧弯
2	0.202 5	主梁反对称侧弯
3	0.248 1	主墩纵向弯曲
4	0.263 1	主梁对称侧弯
5	0.357 6	主梁反对称侧弯
6	0.437 3	主梁对称侧弯
7	0.543 0	主梁对称竖弯
8	0.553 4	主梁反对称侧弯
9	0.649 6	主梁反对称竖弯
10	0.713 1	主梁对称侧弯

3.2 反应谱分析

为保证计算精度,取前 200 阶振型进行叠加,并考虑高阶振型的影响。计算中假定结构一直在弹性范围内工作,对结构内力未乘综合影响系数;竖向反应谱取水平反应谱的 2/3。振型组合方法采用 CQC 法进行模态组合,其表达式为:

$$R_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} R_{i,\max} R_{j,\max}} \quad (2)$$

式中: ρ_{ij} 为模态组合系数。

各地震分量的组合是反应谱法中尚未圆满解决的问题之一,常用的组合方法多为经验方法,该文纵向、竖向地震动分量组合采用文献[1]中提到的各分量反应最大值绝对值之和(SUM)的组合方法,给出反应最大值的上限估计值。纵向反应谱与纵向+竖向反应谱计算结果比较见表 2、表 3。

表 2 纵向位移值比较

结构位置	纵向输入/cm	增加百分比/%
跨中	6.50	0.87
左边墩顶梁端	6.25	6.44
右边墩顶梁端	6.55	5.66
11# 墩左墩顶	6.65	2.66
11# 墩右墩顶	6.65	2.84
12# 墩左墩顶	6.33	5.88
12# 墩右墩顶	6.29	5.90

注:“左”对应图 1 中镇宁方向,“右”对应图 1 中胜境关方向;“增加百分比”为纵向+竖向输入相对纵向输入的增加比值。下同。

由表 2、表 3 可知:竖向地震分量对桥内力的影响比对位移的影响大;就内力而言,竖向分量对墩剪力、弯矩的影响较小,对主梁的影响较大,需注意主梁在地震作用下的抗剪和抗弯能力。

表 3 内力值比较

结构位置	轴力		剪力		弯矩	
	纵向输入/kN	增加百分比/%	纵向输入/kN	增加百分比/%	纵向输入/(kN·m)	增加百分比/%
跨中	2 117.94	300.8	401.67	37.0	4 711.43	372.3
11# 墩顶左端	1 088.73	542.0	777.92	403.2	36 339.78	267.4
11# 墩顶梁截面右端	2 205.27	248.8	769.18	367.0	29 049.03	283.3
12# 墩顶左端	1 789.75	161.2	836.44	336.9	37 168.76	202.4
12# 墩顶梁截面右端	1 807.52	111.2	895.12	367.8	34 234.12	218.8
墩底 12# 墩	1 288.69	763.2	3 834.56	15.9	192 700.53	12.2
截面 14# 墩	1 888.38	538.5	4 428.32	27.1	211 971.69	23.6

3.3 时程分析

大跨度桥梁结构在多点不同步地震激励下的运动方程可采用分块的形式表达为:

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_s \\ \ddot{y}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_s & C_{sb} \\ C_{sb}^T & M_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_s \\ \dot{y}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_s & K_{sb} \\ K_{sb}^T & K_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_s \\ y_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_b \end{Bmatrix} \quad (3)$$

式中:[M]、[C]、[K]分别为结构的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵;{ \ddot{y}_s }、{ \dot{y}_s }、{ y_s }分别为非支承处自由度的绝对加速度、速度和位移向量;{ \ddot{y}_b }、{ \dot{y}_b }、{ y_b }分别为支承处自由度的绝对加速度、速度和位移向量; F_b 为支承反力。

多点激振下总结构反应位移可分离为动力反应位移和拟静力位移,可表示为:

$$\begin{Bmatrix} y_s \\ y_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_s^d \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} y_s^s \\ y_b^s \end{Bmatrix}$$

从而得运动方程如下:

$$\begin{aligned} [M_s] \{\ddot{u}_s^d\} + [C_s] \{\dot{u}_s^d\} + [K_s] \{u_s^d\} = \\ - [M_s] [K_s]^{-1} [K_{sb}] \{\ddot{y}_b\} = \\ - [M_s] [R] \{\ddot{y}_b\} \end{aligned} \quad (4)$$

式中:[R]为影响矩阵,一致激励作用时,[R]=[I]。

把式(4)右端的各支座处地面运动加速度向量{ \ddot{y}_b }按具有一定时间差的同一条地震加速度进行取值,即可考虑行波效应的影响。

采用图 3 所示地震波,预应力砼结构的阻尼比按规范取 5%。用对结构动力特性影响较大的第 1 阶和第 10 阶频率计算瑞利阻尼系数,得到质量系数为 0.090 24,刚度系数为 0.021 56。

该桥总长大于 600 m,为特大跨度桥梁,在地震时程分析时需考虑地震动的空间变化(地震动沿桥纵轴向先后到达各支承处的时间差)即行波效应的影响,故分别对一致激励和非一致激励(考虑行波效应)两种情况进行地震时程响应计算,并对两种情况下 3 条地震波分别作用的主要控制截面的位移及内力平均值进行比较。

3.3.1 一致激励分析结果

不考虑行波效应时,各墩底输入的地震波无时间差,计算所得主要控制截面的位移及内力见表 4、表 5。

表 4 不考虑行波效应时纵向位移值比较

结构位置	纵向输入/cm	增加百分比/%
跨中	9.53	-0.34
11# 墩左边墩顶梁端	9.35	-1.21
11# 墩右边墩顶梁端	9.55	0.69
12# 墩左墩顶	9.25	-0.42
12# 墩右墩顶	9.24	-0.44
14# 墩左墩顶	9.38	0.63
14# 墩右墩顶	9.37	0.63
跨中/左边墩相对位移	10.15	1.11
跨中/右边墩相对位移	9.91	-0.12

3.3.2 非一致激励分析结果

根据该桥桥址处场地土的情况,取波速为 1 000 m/s,计算所得主要控制截面的位移及内力见表 6、表 7。

由表 6、表 7 可知:时程分析结果比反应谱分析结果略小,且部分位移结果在考虑竖向分量时出现负增长,主要是由于时程分析能更深入地考虑纵向地震分量与竖向地震分量的相关性,其分析结果更接近实际情况。

表 5 不考虑行波效应时内力值比较

结构位置	轴力		剪力		弯矩	
	纵向输入/	增加百分比/	纵向输入/	增加百分比/	纵向输入/	增加百分比/
	kN	%	kN	%	(kN·m)	%
跨中	2 176.64	170.43	507.08	1.90	5 762.62	205.90
11 [#] 墩顶左端	613.38	696.61	622.46	251.29	53 839.24	115.43
11 [#] 墩顶梁截面右端	2 601.23	95.77	615.78	218.23	36 423.81	162.15
14 [#] 墩顶左端	1 117.54	127.5	495.71	283.55	43 687.49	88.89
14 [#] 墩顶梁截面右端	1 857.83	34.82	564.66	380.66	42 180.67	115.25
墩底 12 [#] 墩	403.99	1 780.22	5 597.23	-0.04	271 898.76	0.58
截面 14 [#] 墩	389.32	1 866.77	5 819.80	-0.51	286 716.91	3.10

3.4 几何非线性分析

以一致激励工况为例,考虑几何非线性对桥梁结构地震响应的影响,同时与线性情况进行对比,计算结果见表 8。

由表 8 可知:1) 几何非线性对该桥抗震的影响不显著,影响最大的构件为边跨主梁、14[#]墩顶左端、截面 12[#]墩,最大值为 7.66%~5.45%;对于主跨跨中、13[#]墩顶等构件,几何非线性的影响不足 5%。2) 对于高墩刚构桥,尽管柔性高墩具有强烈的非线性,但由于墩梁固接,非线性对地震激励的影响并不明显,这类桥梁结构仍属于刚性体系结构,而非柔性体系结构。

表 6 考虑行波效应时纵向位移值比较

结构位置	纵向输入/cm	增加百分比/%
跨中	8.95	-1.89
跨中/左边墩顶梁端	10.62	-1.33
跨中/右边墩顶梁端	10.69	2.17
12 [#] 墩左墩顶	8.64	-1.82
12 [#] 墩右墩顶	8.64	-1.84
14 [#] 墩左墩顶	9.54	1.85
14 [#] 墩右墩顶	9.54	1.86
跨中/左边墩相对位移	11.99	-0.42
跨中/右边墩相对位移	11.20	-4.06

表 7 考虑行波效应时内力值比较

结构位置	轴力		剪力		弯矩	
	纵向输入/	增加百分比/	纵向输入/	增加百分比/	纵向输入/	增加百分比/
	kN	%	kN	%	(kN·m)	%
跨中	3 507.76	8.94	418.06	110.38	6 556.01	92.53
13 [#] 墩顶左端	2 550.70	19.09	527.31	357.53	51 283.47	112.71
13 [#] 墩顶梁截面右端	3 498.25	15.50	544.86	300.82	43 600.47	81.87
14 [#] 墩顶左端	2 145.99	4.48	538.36	287.47	43 282.30	109.76
14 [#] 墩顶梁截面右端	1 756.37	0.71	472.86	307.33	47 395.25	77.71
墩底 12 [#] 墩	416.23	1 627.74	5 489.53	0.78	253 959.79	0.07
截面 14 [#] 墩	255.51	2 796.45	5 829.77	1.60	321 770.92	2.05

表 8 考虑几何非线性时内力值比较

控制截面	轴力			横向剪力/kN			横向弯矩		
	几何线	几何非	偏差/	几何线	几何非线	偏差/	几何线性/	几何非线性/	偏差/
	性/kN	线性/kN	%	性/kN	性/kN	%	(kN·m)	(kN·m)	%
截面 12 [#] 墩	3 620.00	3 450.00	-4.83	425.00	402.00	-5.45	8 220.00	8 050.00	-2.04
截面 14 [#] 墩	3 010.00	2 930.00	-2.50	499.00	514.00	3.07	4 110.00	4 230.00	2.83
13 [#] 墩顶左端	185.00	184.00	-0.60	2.77	2.72	-1.88	1.55	1.50	-3.22
13 [#] 墩顶梁截面右端	416.00	411.00	-1.31	5.10	4.92	-3.51	21.80	21.80	0.00

续表 8

控制截面	轴力			横向剪力/kN			横向弯矩		
	几何线性/kN	几何非线性/kN	偏差/%	几何线性/kN	几何非线性/kN	偏差/%	几何线性/(kN·m)	几何非线性/(kN·m)	偏差/%
14# 墩顶左端	90.80	92.30	1.69	1.93	2.06	6.70	5.41	5.77	6.67
14# 墩顶梁截面右端	2.82	2.96	4.81	53.60	54.30	1.26	22.50	21.50	-4.34
边跨跨中	1 500.00	1 490.00	-0.85	532.00	573.00	7.66	2 810.00	2 850.00	1.44
主跨跨中	2 190.00	2 110.00	-3.56	11 000.00	11 000.00	0.00	1 750.00	1 770.00	1.09

4 结论

- (1) 竖向地震对横向位移的影响不明显,但对纵向位移的影响显著。
- (2) 竖向地震对主梁轴力、竖向剪力、竖向弯矩的影响较大;对墩轴力的影响较大,对墩竖向剪力、竖向弯矩的影响较小;对主梁及墩横向剪力、横向弯矩的影响很小。
- (3) 反应谱法计算所得结构位移增加值与结构内力增加值明显大于一致激励计算结果,计算得到的相同部位各截面较一致激励更为平均。主要是因为反应谱法在不同地震分量引起的结构地震反应组合时未考虑各分量的相关性,计算结果比一致激励的结果粗糙。
- (4) 对大跨度桥梁必须考虑非一致激励效应。一致激励下位移比值、剪力比值一般小于非一致激励下的比值,但主梁轴力、弯矩比值一般大于非一致激励下的比值;一致激励下墩轴力、剪力比值一般小

于非一致激励下的比值,但弯矩比值一般大于非一致激励下的比值。

(5) 由于结构主要是墩梁固结,几何非线性对地震激励的响应并不明显,与不考虑非线性的情况最大差值不到 8%,高墩刚构桥仍属于刚性体系。

参考文献:

[1] 范立础.桥梁抗震[M].上海:同济大学出版社,2001.

[2] 范立础,胡世德,胡爱君.大跨度桥梁抗震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.

[3] 李忠献,史志利.行波激励下大跨度连续刚构桥的地震反应分析[J].地震工程与工程振动,2003,4(2).

[4] 郑史雄,奚绍中,杨建忠.大跨度刚构桥的地震反应分析[J].西南交通大学学报,1997,32(6).

[5] 中国地震局地壳应力研究所.贵州镇宁至胜境关公路重点工程场地地震安全性评价及工程场区地震动区划报告[R].北京:中国地震局地壳应力研究所,2004.

收稿日期:2016-12-20

(上接第 148 页)

别为 2.46、2.80、3.23、2.80、2.47 mm,为加固前的 79.9%、81.4%、77.5%、81.2%、80.2%。加固后各主肋在汽-15、挂-80 荷载作用下主肋跨中挠度比加固前最大减小 22.5%,提高了主梁的抗弯刚度。

由表 2 可以看出:加固前 1#~5# 主肋跨中计算应变分别为 143、188、240、185、143 $\mu\epsilon$,加固后分别为 116、148、182、144、114 $\mu\epsilon$,为加固前的 81.1%、78.7%、75.8%、77.8%、80.3%。加固后桥梁的强度显著提高。

4 结语

该文以某双曲拱桥为工程实例,通过对桥梁结构裂缝、钢筋锈蚀、局部砼破损等病害的修补,有效抑制了裂缝的发展,增强了结构的耐久性;通过对拱肋、横系梁等构件采用增大截面法加固,增大了拱桥的强度和刚度,提高了结构的安全性。加固后桥梁

的抗变形能力和承载能力显著提高,效果明显。

参考文献:

[1] 郭大进,廖锦翔.桥梁加固维修技术应用[J].公路交通科技,2004,21(8).

[2] 史青峰.桥梁加固的研究与应用[D].合肥:合肥工业大学,2010.

[3] 彭晖,尚守平,金勇俊,等.预应力碳纤维板加固受弯构件的试验研究[J].工程力学,2008,25(5).

[4] 刘丽娜,王伟超,丁亚红.预应力加固法在土木工程中的研究应用[J].混凝土,2012(4).

[5] 韩继东.拱桥病害分析与增大截面法加固技术研究[D].重庆:重庆交通大学,2013.

[6] 贺国京,仝秋果,叶光华,等.已加固钢筋混凝土双曲拱桥承载能力评定[J].中南林业科技大学学报,2010,30(12).

收稿日期:2016-06-15