

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2021.08.069

高烈度区纵横向抗震体系比选分析

曾冠锋

(广东省交通规划设计研究院有限公司, 广东 广州 510640)

摘要:高烈度区斜拉桥的地震响应较大,选择合适的纵横向约束体系是十分关键的。基于一座混凝土双塔斜拉桥实例,分别建立索塔和主梁纵横向固结、自由和设置阻尼约束体系的有限元模型,得到纵桥向设置粘滞阻尼器、横向设置钢阻尼器是相对最优约束体系的结论,并通过参数比选设置合理的阻尼器参数,使得大桥关键截面内力和位移都能得到较好的控制。另外,由于大跨度斜拉桥与相邻引桥自振周期相差较大,强震作用下容易发生碰撞或落梁,在模型梁端设置碰撞接触单元,并分别讨论碰撞刚度和初始间隙对截面受力和碰撞力的影响。结果表明,设置适当参数的弹性限位装置可减弱过渡墩处的地震反应。

关键词:高烈度区;斜拉桥;纵横向约束体系;参数比选;碰撞;弹性限位装置

中图分类号: U442.5 + 5

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)08-0266-05

0 引言

斜拉桥是桥面受压、支承体系受拉的桥型体系。自1975年我国开始对斜拉桥体系进行研究以来,经过40多年的发展,已经达到国际领先水平,苏通大桥和鄂东长江公路大桥等大跨度斜拉桥已成国内外知名的桥梁名片^[1]。若斜拉桥建在高烈度区,抗震分析是其设计中至关重要的环节,选择合适的抗震体系是斜拉桥抗震分析的关键一步。桥面系质量占体系质量的大部分,不同的塔梁连接方式,会使桥面系地震力传递的方式不同,其地震响应将有较大差异;不合理的连接方式,则会恶化结构的受力^[2]。

斜拉桥约束体系主要分为纵横两个方向。若为非纵向塔梁固结体系,两个方向具有正交分离的特性。纵向约束体系是约束体系的重要特征,对结构受力影响较大。斜拉桥的纵向受力体系主要分为四类:全飘体系、半飘体系、塔梁弹性约束体系和刚构体系^[3]。横向约束体系直接影响体系横向受力,且从某种程度上说,横向地震比纵向地震更复杂,选择全飘体系或半飘体系可显著减少纵向地震反应^[4],而横向地震一般通过选用抗风支座以限制横向位移,但塔底受力会显著增大,近年来也有学者提出强震区桥梁设置减隔震装置以优化结构受力和位移^[5]。一般情况下,地震下内力和位移存在自相矛盾的关系,不

同的塔梁连接方式,体系刚度不同,结构刚度越小,则周期越长,加速度越小,但位移是增大的。

值得注意的是,历次大地震造成的桥梁破坏事故大多是由相邻桥梁碰撞而引起的,大跨度斜拉桥和引桥周期相差较大,主引桥之间振动是耦合的,其地震反应会相互影响。研究^[6-8]表明,若伸缩缝间隙不足,在地震作用下可能会发生碰撞或落梁。如果只关注墩柱的强度和变能力,不对此种碰撞效应加以考虑,可能会造成严重的后果。

对于高烈度区大跨度桥梁抗震研究,尤其是冲刷深度较大的,减隔震设计尚未达到一致的认识。本文中将以一高烈度区斜拉桥为工程背景,阐述减隔震设计中参数设计分析原理,以及如何通过合理的构造措施来减少主引桥的碰撞效应带来的不利影响。

1 工程概况与抗震分析参数

1.1 工程概况

东风大桥为广东省潮州市重点项目——S504线江东至东风迂回线新改建工程的控制性工程。综合本项目景观要求高、抗震烈度高、通航要求高、软基深厚、被交道路多等特点,本桥确定为半飘式双塔混凝土梁斜拉桥方案,跨径组合为(115+260+115)m,主梁断面采用构造简单、易养护和经济性较优的双边肋截面;索塔采用造型美观、能体现潮汕地方文化特色的花瓶型曲线塔。桥型布置如图1所示。

1.2 动力分析模型与抗震参数

采用桥梁专用大型有限元软件 Midas Civil 建立

收稿日期: 2020-12-28

作者简介: 曾冠锋(1993—),男,硕士,工程师,从事桥梁设计工作。

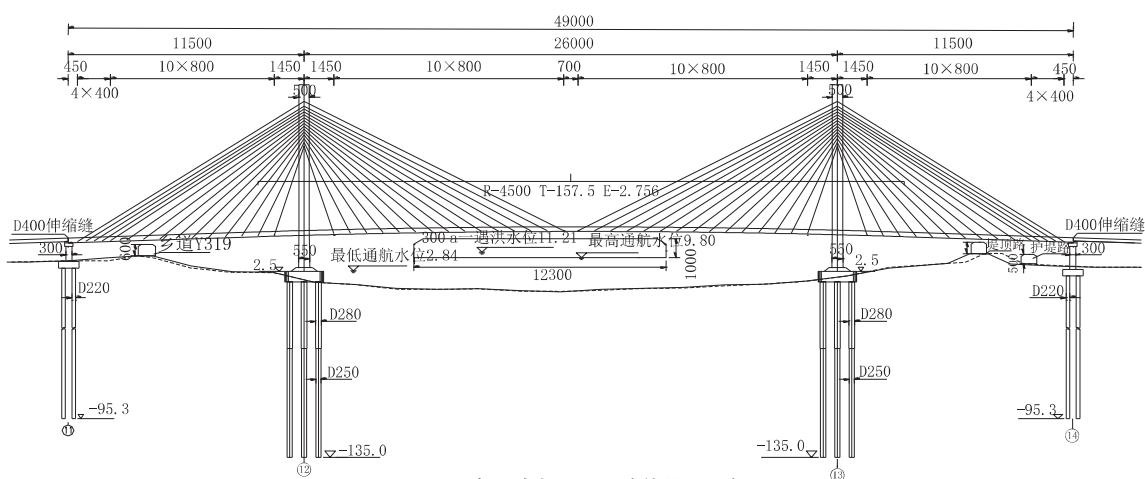


图1 东风大桥立面图(单位:cm)

东风大桥和相邻边界联的全桥模型。索塔和主梁采用梁单元模拟,梁单元添加转动方向质量以考虑主梁的扭转效应。

斜拉索用索单元中的只受拉单元模拟,考虑其垂度效应。桩-土-结构相互作用根据实际地质钻孔,用等效的六节点弹簧刚度进行模拟。全桥及边界联有限元模型如图2所示。



图2 全桥抗震验算有限元模型

东风大桥场地地震动峰值加速度为0.2g,地震基本烈度为8度。根据《公路桥梁抗震设计细则》(JTG/T B02-01—2008)规定,东风大桥主桥的抗震设防措施等级为9度。采用时程分析法计算主桥地震反应,参考安评报告给出的时程地震波,E1和E2工况取100a超越概率10%和100a超越概率4%的7条水平向地震加速度曲线平均值。

2 阻尼参数体系参数设计

2.1 纵桥向抗震体系研究

2.1.1 纵向抗震体系对比

在E2地震下,分别求解全飘体系(塔梁间不设限位)、减隔震体系和固结体系3种不同的纵桥向体系关键位置的内力和变形,对比结果见表1。根据减隔震思想和相关工程经验,本桥减隔震体系沿桥塔纵向设置4个粘滞阻尼器,横向设置4个刚阻尼器。

表1 纵向约束方案对比分析

纵向工况	塔底弯矩/(kN·m)	主墩支座位移/m
减隔震体系	350 098	0.42
全飘体系	780 598	0.97
固结体系	1 216 078	0

斜拉桥的抗震性能一般由内力和位移两个指标来评定。由表1可知,固结体系塔底弯矩最大,全飘体系纵向位移最大,减隔震体系内力最小,位移也在限值范围内,在地震下表现最优。

2.1.2 纵向粘滞阻尼器参数优化

如上所述,减隔震体系由于阻尼器提供运动阻力,起到耗散能量和约束结构的作用,在高烈度区有良好的抗震性能。阻尼力与装置运动速度的关系为:

$$F=Cv^\alpha$$

由公式可知,纵向粘滞阻尼器的阻尼指数C和速度指数α的变化对性能影响较大。以下对两个指标进行参数敏感性分析。

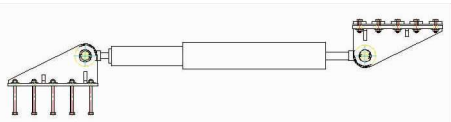


图3 纵向粘滞阻尼器

(1)阻尼指数C值

主桥拟在每个主墩处设4个粘滞阻尼器,保持速度指数α=0.4不变,将每个阻尼器C值从2 000~4 500变化取值,讨论结构和装置的反应,结果如表2、图4所示。

表2 阻尼指数C值参数分析

阻尼器参数	最大阻尼力/kN	塔底弯矩/(kN·m)	主墩支座位移/m
C=2 000	2 010	373 554	0.49
C=2 500	2 498	359 330	0.45
C=3 000	2 977	350 098	0.42
C=3 500	3 444	344 610	0.39
C=4 000	3 898	343 404	0.36
C=4 500	4 340	344 431	0.34

如上所示,保持速度指数不变,随着阻尼系数C值增大,塔底剪力不断增大、支座位移不断减小;塔

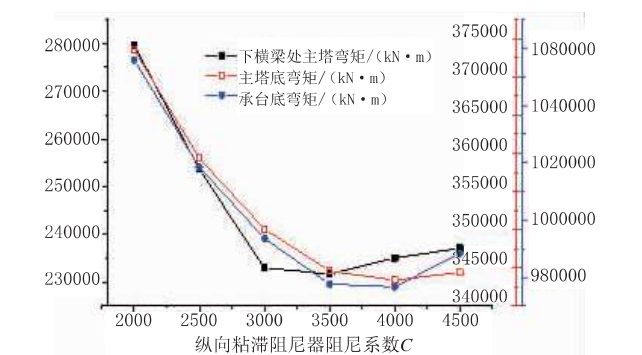


图 4 结构内力随 C 值变化图(单位:kN·m)

底弯矩在 $C=3\ 500$ 处出现拐点。粘滞阻尼器吨位大,容易漏油。综合结构受力、阻尼器安装难度和养护方便,本桥每个桥塔纵向选用 4 个 $C=3\ 000$ 粘滞阻尼器。

(2)速度指数值

从结构抗震使用角度分析, α 值范围一般为 $[0.2,1.0]$ 。根据工程经验,此处保持 $C=3\ 000$ 不变, α 分别取 $0.2,0.3,0.4,0.5,0.6$,主要研究其对主塔内力和支座位移的影响。结果如表 3、图 5 所示。

表 3 速度指数 α 值参数分析

阻尼器参数	阻尼力 /kN	塔底弯矩 / (kN·m)	主墩支座位移 /m
$\alpha = 0.2$	3 010	381 517	0.39
$\alpha = 0.3$	2 997	362 772	0.40
$\alpha = 0.4$	2 977	350 098	0.42
$\alpha = 0.5$	2 952	362 474	0.43
$\alpha = 0.6$	2 921	374 625	0.45

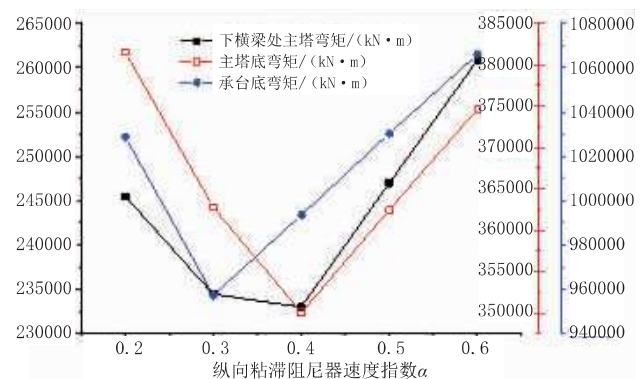


图 5 结构内力随 α 值变化图(单位:kN·m)

保持阻尼系数不变, $\alpha=0.4$ 是结构内力的拐点;支座位移和阻尼力随 α 值增大而减小,故 α 取 0.4 时,结构反应较理想。

2.2 横桥向抗震体系研究

2.2.1 横向抗震体系对比

斜拉桥横桥向约束由主塔和过渡墩共同提供,常见约束形式有塔梁固结(横向设抗风支座)、塔梁自由、塔梁间设减隔震体系 3 种。本桥选取横向刚阻尼装置,如图 6 所示,该装置在静力情况下不承担竖

向力,不会对主梁在温度作用下等产生的位移和转角有影响,而在地震作用下有良好的耗能作用,能有效减少桥墩内力和支座变形能。

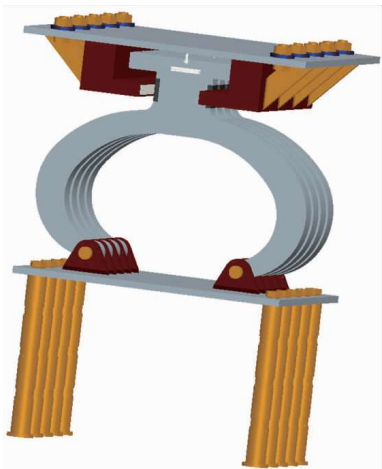


图 6 横向刚阻尼装置

为寻求横向约束最佳体系,以下将分别对主墩、过渡墩的约束形式进行比选优化,分为 4 种不同的约束形式:方案一为主墩、过渡墩均设横向阻尼;方案二为主墩、过渡墩设抗风支座;方案三为主墩设抗风支座、过渡墩设刚阻尼;方案四为主墩不约束、过渡墩设横向刚阻尼。其中,刚阻尼器暂定为桥塔处布置 4 个,过渡墩处布置 2 个。研究 4 种约束方案塔底弯矩、塔底剪力和支座位移的变化。

从表 4 可以看出,抗风支座的设置不利于地震能量耗散,而横向刚阻尼减震效果明显,塔底弯矩和剪力可减少 30% 以上。若主墩横向不约束,就会使支座位移过大,可知方案一(即主墩、过渡墩均设横向刚阻尼)较合理。

表 4 横向约束方案对比分析

约束方案	塔底弯矩 / (kN·m)	塔底剪力 /kN	主墩支座位移 /m
方案一	711 823	56 482	0.27
方案二	1 161 439	100 284	0.00
方案三	1 407 786	121 372	0.00
方案四	834 469	66 143	0.72

2.2.2 横向刚阻尼参数优化

横向刚阻尼的滞回模型由屈服荷载确定。为研究屈服荷载 F 与本桥结构内力和位移的响应值关系,确定最优的阻尼器参数。以下分别对取值范围 $[2000,5000]$ 的屈服荷载求解结构的地震响应,按 500 kN 递增。结果如表 5、图 7 所示。

由上可知,塔底内力随屈服荷载的增大而逐渐减小,墩、梁相对位移也有同样的规律。故对于本桥而言,屈服力越大,结构地震响应越小。综合结构受力、

表 5 横向刚阻尼屈服力分析

阻尼器参数	塔底弯矩 (kN·m)	塔底剪力 /kN	主墩支座位移 /m
$F=2\ 000$	729 357	58 021	0.345
$F=2\ 500$	724 365	57 186	0.310
$F=3\ 000$	711 823	56 482	0.270
$F=3\ 500$	691 750	55 202	0.270
$F=4\ 000$	676 215	54 007	0.260
$F=4\ 500$	661 830	53 022	0.260

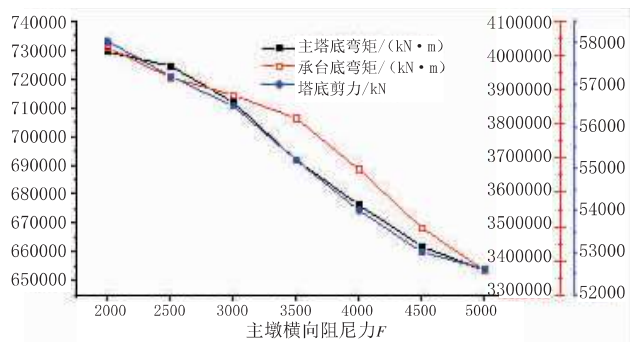


图 7 截面弯矩随刚阻尼屈服力变化图(单位:kN·m)

安装和造价等方面考虑,桥塔处采用 4 个 $F=3\ 000$ 的横向刚阻尼。

3 主引桥间碰撞分析

3.1 主引桥梁端碰撞效应

减隔震体系在减小地震反应的同时,可能会带来别的问题。由于大跨度斜拉桥与相邻引桥的自振周期相差较大,地震作用下主引桥易发生较大的相对位移和碰撞,可能会对结构抗震不利。未考虑碰撞时,主引桥的纵向位移互不约束,此时梁端位移差远大于实际的伸缩缝间隙。为正确分析东风大桥与相邻小箱梁引桥的碰撞效应,利用 Midas Civil 中自带的间隙单元来模拟主引桥间的接触碰撞单元。

接触碰撞单元的力-位移关系式:

f = { k(Δd-Δg), Δd-Δg>0; 0, Δd-Δg≤0 }

式中:Δd 为相邻梁体的相对位移;Δg 为伸缩缝初始间隙;k 为接触刚度。

根据主桥、引桥的实际质量,模型中主桥左右侧接触单元的碰撞刚度 $k_1=2.22 \times 10^6$ kN、 $k_2=2.13 \times 10^6$ kN,未考虑碰撞时的阻尼耗能,接触单元的初始间隙设为 25 cm。

图 8 为伸缩缝有否设置碰撞单元的时程对比结果。不设置时,梁端最大相对位移值为 0.84 m;设置后,对梁端位移有较大约束,对应梁端最大相对位移

为 0.28 m。同时主引桥间最大碰撞力为 55 000 kN。

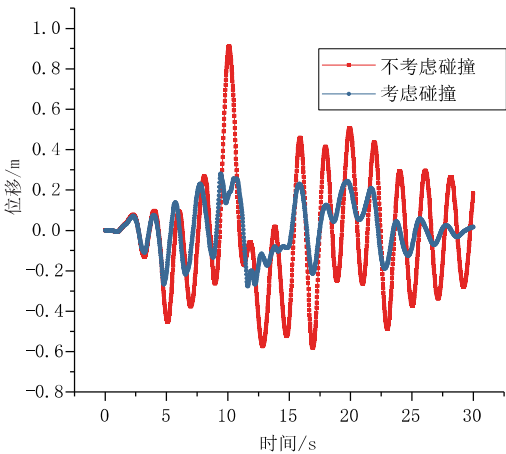


图 8 梁端位移时程对比

表 6 为伸缩缝处有否设置碰撞单元的两种体系的塔墩控制截面内力。表中规律为引桥侧和主桥过渡墩墩底考虑碰撞后内力有较大幅度减少,而主塔塔底内力变化不大。

表 6 两个体系控制截面内力对比

截面位置	未考虑碰撞/(kN·m)	考虑碰撞/(kN·m)
引桥侧墩底	20 023	10 740
过渡墩墩底	104 623	63 318
主塔塔底	390 614	387 937

通过以上结果比较可知,在较大地震动输入下,伸缩缝设置碰撞单元可削弱过渡墩处的运动趋势,使其地震反应减小。

3.2 弹性限位装置参数分析

由 3.1 可知,主引桥梁端间隙设置不足时,相邻梁体可能会发生碰撞或落梁。为减小大跨度斜拉桥与相邻引桥的碰撞效应,限制主引桥间的相对位移,拟在梁端设置弹性限位装置,如液压缓冲装置和钢绞线拉索。在程序中分别采用间隙单元和钩单元来模拟弹性限位装置的作用,当超过或小于某设定的初始限值时,连接单元将发挥该方向刚度作用,以下对弹性限位装置作参数比选。

对于弹性限位装置初始缝宽的取值,以下在一定范围内对参数进行变化取值。间隙单元的初始间隙分别取 0.15 m、0.25 m、0.4 m,对不同结果进行分析比较。

表 7 反映出随着弹性限位装置初始缝宽值的增大,主塔底弯矩变化量较小,而过渡墩弯矩有一定程度的增大,梁端碰撞力变化趋势则相反。

弹性限位装置碰撞刚度值的选取对结果差异影响同样较大,一些分析梁桥碰撞相关的文献建议选

表 7 弹性限位装置缝宽分析

初始缝宽 /m	过渡墩弯矩 /(kN·m)	主塔底弯矩 /(kN·m)	碰撞力 /kN
0.15	74 195	378 313	70 024
0.25	80 868	378 441	64 560
0.40	89 245	392 330	61 536

取梁体刚度作为碰撞轴向刚度^[9]。本工程中引桥梁体的轴向刚度为 $k=2.1 \times 10^6$ kN/m。拟取的碰撞刚度参数在 $k=2.0 \times 10^6$ 、 $k=4.0 \times 10^6$ 、 $k=8.0 \times 10^6$ 之间变化,结果见表 8。过渡墩和主塔底弯矩受碰撞轴向刚度的变化影响较小,而轴向刚度越大,相邻梁端的碰撞力越大。

表 8 碰撞轴向刚度分析

碰撞刚度 /(kN·m)	过渡墩弯矩 /(kN·m)	主塔底弯矩 /(kN·m)	碰撞力 /kN
2.0×10^6	74 195	378 313	59 827
4.0×10^6	72 689	373 873	70 024
8.0×10^6	71 956	399 053	83 440

综上所述,缝宽取 0.25m、碰撞轴向刚度取引桥轴向刚度时,截面受力和梁端碰撞力较优。

4 结 语

以双塔混凝土斜拉桥东风大桥为例,讨论了高烈度区塔梁纵横向、主引桥梁端不同的连接方式和参数比选对地震反应的影响,得出如下结论:

(1)纵桥向塔梁间采用粘滞阻尼器比固结体系塔底内力减少 30%,地震下位移也较全飘体系大幅下降;通过参数比选,本桥中采用 $C=3\ 000$ 、 $\alpha=0.4$,主塔受力、主梁位移等最优。

(2)在高烈度区,塔梁间横向设置全滑动和固结

体系均不是理想的抗震体系。前者在地震作用下,塔梁的相对位移过大,后者则会使塔底产生较大的内力。采用安装方便、非地震工况下产生位移和转动较小的横向刚阻尼器,屈服力取 $F=3\ 000$ kN 时结构内力和位移可得到较好的控制。

(3)大跨度斜拉桥在强地震输入下,若伸缩缝间距设置不够,梁端很可能发生碰撞,并产生较大的碰撞力;在连接处设置弹性限位装置,可对地震内力有削弱作用,并减少发生落梁和碰撞的可能性。

(4)随着初始缝宽的增大,过渡墩弯矩有一定程度的增大,而梁端碰撞力的趋势则相反。随着碰撞单元刚度的增大,碰撞力数值增大,而截面内力变化较小,碰撞刚度取引桥梁体轴向刚度较合适。

参考文献:

[1] 林元培.斜拉桥[M].北京:人民交通出版社,2004.
[2] 叶爱君,胡世德,范立础.斜拉桥抗震结构体系研究[J].桥梁建设,2002(4):1-4.
[3] 彭伟,彭天波,李建中.多塔斜拉桥纵向约束体系研究[J].同济大学学报(自然科学版),2009,37(8):1003-1008.
[4] 杨玉民,袁万城,范立础.大跨度斜拉桥横向地震反应及其分形特征[J].同济大学学报,2001,29(1):15-19.
[5] 童中家,袁世营,谢祥兵,等.高烈度区大跨斜拉桥横向约束方案优化分析[J].公路工程,2017,42(1):39-45.
[6] P.K.Malhotra, M.J.Huang, A.F.Shakal. Seismic interaction at separation joints of an instrumented concrete bridge[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.1995,24(8):1055-1067.
[7] 王斌斌.大跨度斜拉桥和引桥的地震动耦联性分析研究[D].上海:同济大学,2007.
[8] 洪浩.大跨度悬索桥抗震分析中几个问题的讨论[D].成都:西南交通大学,2013.
[9] 李建中,范立础.非规则桥梁纵向地震反应及碰撞效应[J].土木工程学报,2005,38(1):84-90.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站: <http://www.csdqyfh.com> 电话:021-55008850 联系邮箱: cdq@smeti.com