

独塔非对称自锚式悬索桥合理约束体系研究

谷冬

[同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司,上海市 200092]

摘要: 自锚式悬索桥通过主缆与加劲梁锚固结合的方式,形成闭合传力路径。主缆的水平分力通过锚固区逐渐传递到主跨加劲梁,竖向分力则主要通过边跨自重平衡。在静力情况下,主梁为超静定体系;在动力情况下,通常为全漂浮或者半漂浮体系来达到减隔震目的。这样就会造成主梁约束转变的情况,这个问题在独塔非对称自锚式悬索桥中尤为凸显。以太原市通达街跨汾河的四跨独塔非对称自锚式悬索桥为背景工程,建立全桥有限元模型,分析了全桥在静力及动力情况下不同约束体系对全桥受力的影响,为今后同类型结构设计提供依据。

关键词: 自锚式悬索桥;独塔非对称;约束体系;有限元方法;超静定

中图分类号: U448.25

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2023)06-0099-04

0 引言

自锚式悬索桥不需要建造巨大昂贵的锚碇,而是将其主缆直接锚固在加劲梁的梁端,主缆中的水平力由主梁承担,适用于地质条件差的地区^[1],竖向分力则竖向力可通过设置拉压支座、设置额外的配重、利用引桥压重等进行平衡^[2]。在自锚式悬索桥中为了减轻桥梁上部结构的重量及改善结构的受力,主跨的主梁通常采用钢梁形式,边跨或引桥则多采用混凝土结构,以利用梁体自重平衡主缆竖向分力^[3-5]。为了解决加劲梁巨大的顺桥向地震力的问题,通常大跨径悬索桥采用的是半漂浮或者全漂浮体系^[6-10],即在主梁纵向地震时无固定约束。这与静力条件下主梁需要纵向约束有冲突。因此需要找到一种有效的解决办法。

1 工程概况

主桥为四跨单塔自锚式悬索桥,跨径布置为 36 m+133 m+208 m+39 m=416 m(西边跨+小主跨+大主跨+东边跨),东西两侧各设置一个锚固墩和一个边墩。主跨和副跨的加劲梁大部分采用钢箱梁,东、西边跨全部采用预应力混凝土梁以平衡主缆竖向分力,混凝土梁段外伸过渡墩 11.8 m,与钢箱加劲梁通过钢混结合段连接,立面布置如图 1 所示。

桥梁主塔为拱形,塔高 124 m。主塔处没有设置

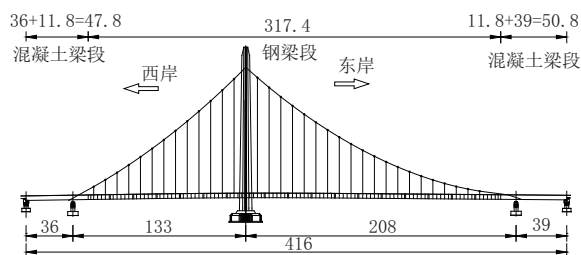


图1 主桥立面布置图(单位:m)

下横梁与竖向支座,主梁纵向在地震下为全漂浮体系。主塔断面如图 2 所示。主塔与主梁之间设置 2 个横向支座。主桥过渡墩及边墩采用立柱+横梁的框架形式,如图 3 所示。过渡墩及边墩上均设置 5 个支座,每个支座均设置纵向及横向阻尼器。

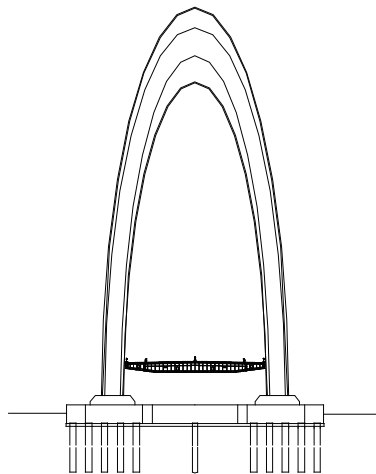


图2 主桥桥塔断面

2 有限元模拟

2.1 全桥模型

结构的计算采用 Midas Civil 进行计算。钢主塔、

收稿日期: 2022-06-24

作者简介: 谷冬(1990—),男,硕士,工程师,从事桥梁设计工作。

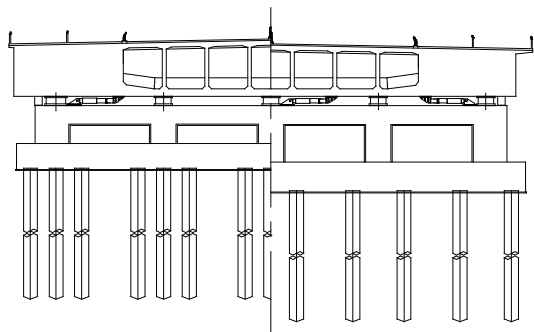


图3 主桥过渡墩断面

钢主梁、混凝土主梁及虚拟横梁采用梁单元进行模拟,吊杆及主缆采用桁架单元进行模拟。有限元模型如图4所示。

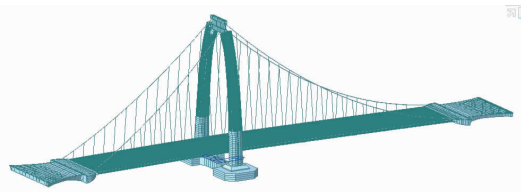


图4 主桥有限元模型

2.2 计算工况

静力分析计算工况见表1。

表1 静力分析计算工况

工况	主梁纵向约束位置	主梁横向约束位置	竖向支座形式
1	大锚跨支座纵向约束	主塔与主梁横向约束	一般单向/双向/固定球钢支座
2	小锚跨支座纵向约束	主塔与主梁横向约束	一般单向/双向/固定球钢支座
3	主塔与主梁纵向约束	主塔与主梁横向约束	一般单向/双向/固定球钢支座
4	主梁锚固墩及边墩支座均约束	主塔与主梁横向约束	铅芯橡胶支座

3 计算结果分析

3.1 整体升降温造成的全桥位移及受力情况

当我们固定大跨侧锚固墩上支座的顺桥向约束时,在桥梁整体升温 46.9℃的情况下,全桥的顺桥向变形情况如图5所示。



图5 工况一:大锚跨支座纵向约束时整体升温情况下全桥位移图

由图5可见,在大锚墩支座固定时,整体升温情况下,主梁向小跨侧伸长,并带动缆索、桥塔一起向小跨侧位移。此时塔顶位移为 100 mm(向小跨侧),主梁最大位移为 198 mm,出现在小跨侧梁端。此时大锚墩上固定支座顺桥向剪力为 2 286.5 kN,另加活载、梯度温度、风荷载及制动力的标准组合下大锚

墩的支座顺桥向剪力为 6 830 kN,占支座标准组合竖向反力 26 654.8 kN 的 25%左右。

显然这么巨大的支座顺桥向剪力和塔顶顺桥向位移都是不合理的。

当我们固定小跨侧锚固墩上支座的顺桥向约束时,在桥梁整体升温 46.9℃的情况下,全桥的顺桥向变形情况如图6所示。



图6 工况二:小锚跨支座纵向约束时整体升温情况下全桥位移图

由图6可见,在小锚墩支座固定时,整体升温情况下,主梁向大跨侧伸长,并带动缆索、桥塔一起向大跨侧位移。此时塔顶位移为 76 mm(向大跨侧),主梁最大位移为 200 mm,出现在大跨侧梁端。此时小锚墩上固定支座顺桥向剪力为 1 725.5 kN,另加活载、梯度温度、风荷载及制动力的标准组合下大锚墩的支座顺桥向剪力为 6 399.5 kN,占支座标准组合竖向反力 18 281.9 kN 的 35%左右。

显然这么巨大的支座顺桥向剪力和塔顶顺桥向位移都是不合理的。

当我们把桥塔和主梁之间的顺桥向位移约束时,在桥梁整体升温 46.9℃的情况下,全桥的顺桥向变形情况如图7所示。

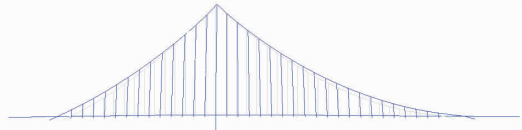


图7 工况三:桥塔处顺桥向约束时整体升温情况下全桥位移图

由图7可见,在桥塔处顺桥向约束时,整体升温情况下,主梁向两侧伸长,同时也通过主缆吊索带动主塔略微向大跨侧位移。此时塔顶位移为 7 mm(向大跨侧),主梁向大跨侧伸长 128 mm,向小跨侧伸长 85 mm。此时大、小锚墩上的支座顺桥向剪力均为 0。该处顺桥向约束在整体升温情况下顺桥向剪力为 164.2 kN,另加活载、梯度温度、风荷载及制动力的标准组合下,顺桥向剪力为 2 922 kN。

这样设置主梁的顺桥向约束是比较合理的。但是由于本次设计桥梁的特殊性,桥塔没有设置下横梁,也没有在桥塔位置处设置竖向支座,因此要实现这一目的,必须在桥塔和主梁连接处设置特定的顺桥向固定装置。但是在桥塔与主梁处增设该装置一定程度上也影响到了全桥整体的景观,并且使构造变得复杂。

为了解决此次设计的单塔非对称自锚式悬索桥静力和动力情况下主梁顺桥向约束情况不一致的问题,我们创新性的采用了在主梁锚固墩及边墩竖向支座处均设置铅芯橡胶减隔震支座的方式,即第四种荷载工况。

通达街主桥边墩及锚固墩墩顶均设置 5 个铅芯橡胶支座,支座型号及参数见表 2。

表 2 支座参数表

位置	承载力 / kN	竖向刚度 / (kN·mm ⁻¹)	屈前刚度 / (kN·mm ⁻¹)	屈后刚度 / (kN·mm ⁻¹)	水平等效 刚度 / (kN·mm ⁻¹)
P1 边墩	13 000	1 685	20.7	3.2	6.0
P2 小锚墩	28 500	2 887	36.8	5.7	10.0
P4 大锚墩	33 500	3 106	39.4	6.1	10.6
P5 边墩	10 000	1 432	17.9	2.8	5.2

通过我们对支座刚度的特殊设计,我们可以让大小锚固墩和左右边墩对应的支座在竖向承载力不一致的情况下无论是在竖向刚度还是在水平刚度上基本一致。可以让各个支座在静力荷载作用下变形协调,不会产生某一个支座在静力荷载作用下剪力过大而剪断的情况。

如图 8 所示,在全桥竖向支座采用铅芯橡胶支座后,整体升温情况下,主梁向大跨侧位移 111 mm,向小跨侧位移 105 mm。同时主梁也通过主缆吊索带动主塔略微向小跨侧位移。此时塔顶位移为 14 mm (向小跨侧)。此时大、小锚墩上支座顺桥向剪力分别为 1 617 kN 和 1 453 kN,大小跨侧边墩支座的顺桥向剪力分别为 975 kN 和 1 066 kN。另加活载、梯度温度、风荷载及制动力的标准组合下,大、小锚墩上支座顺桥向剪力为 2 739 kN、2 419 kN。大小跨侧边墩支座的顺桥向剪力分别为 1 715 kN 和 1 855 kN。此时温度力作用下的主塔位移较小,且主梁向两侧伸长量比较平均,是个理想的升温变形结果。

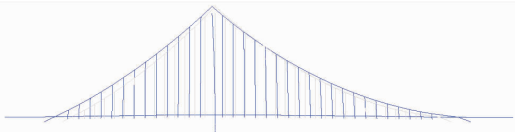


图 8 工况四:采用铅芯橡胶支座后整体升温情况下全桥纵向位移图

3.2 采用不同约束形式对全桥纵、横向地震响应的影响

该桥位于地震烈度 8 度区,经过计算主梁纵向地震力过大,普通球钢支座均会被剪坏,最终形成与铅芯橡胶支座类似的纵向全飘浮体系。进行动力分

析时增设支座处阻尼器。最后计算分析了表 3 所列三种工况。

表 3 动力分析计算工况

工况	主梁纵向约束体系	支座处是否设置阻尼器	竖向支座形式
1	纵向全飘浮	否	一般单向 / 双向 / 固定球钢支座
2	纵向全飘浮	是	一般单向 / 双向 / 固定球钢支座
3	纵向全飘浮	是	铅芯橡胶支座

经过计算,分别列出 3 种工况下,E2 地震作用产生的内力及位移,具体见表 4 至表 9。表中单位:力为 kN、力矩为 kN·m、位移为 m^[1]。

表 4 工况 1:主桥相关位置 E2 地震作用下产生内力 单位:kN

位置	顺桥地震		横向地震	
	纵向力 P	横向力 V	纵向力 P	横向力 V
P1 墩底	6 587	5 604	4 457	8 382
P2 墩底	16 607	3 180	12 667	2 781
塔柱底	45 552	70 285	72 907	148 271
P4 墩底	15 980	3 977	14 910	3 262
P5 墩底	7 518	6 175	5 588	4 875

表 5 工况 2:主桥相关位置 E2 地震作用下产生内力 单位:kN

位置	顺桥地震		横向地震	
	纵向力 P	横向力 V	纵向力 P	横向力 V
P1 墩底	5 626	5 038	4 471	9 353
P2 墩底	15 606	5 228	13 667	5 556
塔柱底	43 683	63 018	67 136	101 926
P4 墩底	13 282	5 806	12 618	5 197
P5 墩底	6 458	5 162	5 321	6 450

表 6 工况 3:主桥相关位置 E2 地震作用下产生内力 单位:kN

位置	顺桥地震		横向地震	
	纵向力 P	横向力 V	纵向力 P	横向力 V
P1 墩底	7 282	5 454	5 721	10 282
P2 墩底	18 937	6 368	16 823	6 287
塔柱底	43 548	62 258	66 966	104 836
P4 墩底	18 353	6 753	17 349	6 701
P5 墩底	8 871	5 348	7 009	6 175

铅芯橡胶支座通过刚度的调整可以使地震力在各墩与塔之间分配的更为均匀。此外球钢支座因具有较大的竖向刚度在地震作用下会产生显著的上拔力,采用竖向刚度较小的铅芯支座能减小支座在地震作用下产生的上拔力。

桥各墩位支座处设置阻尼器能显著改善结构在纵、横向地震作用下的位移。

4 结 论

本文对一座单塔非对称自锚式悬索桥的主桥进

表 7 工况 1:主桥相关位置 E2 地震作用下产生位移 单位:m

位置	顺桥向地震		横桥向地震	
	顺桥向	竖向	横桥向	竖向
塔顶	1.094	0.013	0.382	0.021
桥塔处主梁	1.324	0.659	0.249	0.64
塔梁相对位移	1.344	0.659	0.197	0.656

表 8 工况 2:主桥相关位置 E2 地震作用下产生位移 单位:m

位置	顺桥向地震		横桥向地震	
	顺桥向	竖向	横桥向	竖向
塔顶	0.435	0.013	0.34	0.018
桥塔处主梁	0.434	0.649	0.162	0.637
塔梁相对位移	0.479	0.65	0.124	0.644

表 9 工况 3:主桥相关位置 E2 地震作用下产生位移 单位:m

位置	顺桥向地震		横桥向地震	
	顺桥向	竖向	横桥向	竖向
塔顶	0.323	0.013	0.366	0.018
桥塔处主梁	0.335	0.65	0.15	0.636
塔梁相对位移	0.347	0.662	0.123	0.657

行了静力及动力有限元计算分析,得到以下结论:

(1)静力情况下,为了在整体升降温过程中桥梁各位置均匀变形,不在桥塔的塔顶或者主梁的梁端出现过大的位移,建议在桥塔处设置主梁的顺桥向约束,或采用铅芯橡胶支座等方式将主梁的温度 0

点尽可能布置在主塔附近。

(2)在地震烈度较高的地区,独塔自锚式悬索桥宜采用纵向全飘浮或半飘浮体系来达到减隔震目的,同时可采用铅芯橡胶支座来调整支座的竖向和纵向刚度,减少地震产生的上拔力,主动控制各个桥墩分配的地震力大小。

参考文献:

[1] 张元凯,肖汝诚,金成棣.自锚式悬索桥的设计[J].桥梁建设,2002(5):30-32.

[2] 邵旭东,邓军,李立峰,等.自锚式悬索桥主缆锚固结构研究[J].土木工程学报,2006(7):85-91.

[3] 邓军.自锚式悬索桥主缆系统计算和锚固区试验研究[D].长沙:湖南大学,2006.

[4] 苏庆田,周家兴,吴冲.自锚式悬索桥钢主梁主缆锚固结构力学性能分析与优化[J].结构工程师,2012,28(1):1-7.

[5] 谭冬莲.大跨径自锚式悬索桥合理成桥状态的确定方法[J].中国公路学报,2005(4):51-55.

[6] 周绪红,武隼,狄瑾.大跨径自锚式悬索桥受力分析[J].土木工程学报,2006(2):42-45,65.

[7] 吴海军,王邵锐,周志祥,等.超大跨自锚式悬索桥主梁配重研究[J].中外公路,2013(4):100-103.

[8] 郭锦良.独塔空间索面自锚式悬索桥结构设计[J].城市道桥与防洪,2012(4):49-53.

[9] 马志芳,黄才良,荆友彰.独塔双跨自锚式悬索桥设计与分析[J].低温建筑技术,2012(12):56-58.

[10] 孙东超,胡自忠,曾源,等.独塔自锚式悬索桥设计[J].中国市政工程,2007(10):24-28.

(上接第 93 页)

nology for present and future [C]. Fib Symposium 2017. Maastricht, 2017.

[13] 钟铁毅,刘志东,闫志刚,等.铁路 32 m 预应力活性粉末混凝土低高度梁力学性能研究[J].中国铁道科学,2012,33(6): 11-6.

[14] 闫志刚,季文玉,安明喆.活性粉末混凝土 T 形梁承载力试验与全过程分析[J].北京交通大学学报,2009,33(1): 86-90.

[15] 刘志东.铁路 32 m 预应力活性粉末混凝土 T 形梁设计及试验研究[D].北京:北京交通大学,2009.

[16] 寇佳亮,刘云昊,张浩博.活性粉末混凝土力学性能及耐久性能试验研究[J].建筑结构,2018,48(2): 48-54,47.

[17] 杨剑,方志.预应力超高性能混凝土梁的受弯性能研究[J].中国公路学报,2009,22(1): 39-46.