

基于不同结构形式的钢箱梁锚固区力学行为研究

党 栋¹, 贺拴海¹, 高小妮²

(1. 长安大学公路学院, 陕西 西安 710064; 2. 交通运输部公路科学研究院, 北京 100088)

摘 要:为提高索梁锚固区数值分析的准确性,根据陕西汉中某斜拉自锚式悬索组合体系桥吊杆锚固区的结构特点,对两种锚固构造和不同锚固区节段长度,建立了8个单元模型.对不同模型中的应力、变形和结构整体屈曲特性进行对比分析.分析结果表明:采用相同锚固结构形式时,不同锚固区节段长度对锚固区应力分布情况影响较大;随着节段长度的增加,锚固区整体变位的变化趋于稳定;节段长度的选取对锚固区结构屈曲特性影响明显.无论采用哪种锚固构造设置,当锚固区节段长度选取远离锚固区2倍梁高时,能较准确反应结构的受力情况.所得结论可供锚固区数值模拟及模型试验节段选取时参考.

关键词:桥梁工程;锚固区;非线性;应力分布;稳定性分析

中图分类号:U448

文献标志码:A

文章编号:1006-7930(2012)06-0818-06

锚固区是索梁之间的重要传力构件,是缆索体系重要的构造之一.目前,对于吊杆锚固区局部分析多采用有限元数值模拟进行研究.大量国内外学者对锚固区应力分布情况^[1-4]、边界条件^[5-6]和极限承载能力^[7-8]等进行了有限元数值模拟.对锚固区结构进行有限元分析时,锚固区节段长度选取的合理性,决定计算结果的准确性.选取节段长度时既要遵守圣维南原理保证计算结构的准确性,又要尽量节省计算时间,避免资源浪费.而在实际有限元模拟分析中节段长度的选取存在着分歧.因此,本文依据某在建缆索桥锚固区构造特点,采取横桥向和顺桥向2类锚固区构造形式,选4种锚固区节段长度,建立8个模型进行有限元分析,分别对比分析不同节段长度对不同锚固构造形式的锚固区结构应力、变形和稳定特性的影响,并针对构件的分析要点,提出合理的锚固区节段长度的选取,为今后锚固区空间分析及模型试验提供参考.

1 工程概况

陕西汉中某桥为三塔斜拉-自锚式悬索组合体系桥,主桥长555 m,包括主塔斜拉索体系段与自锚式悬索体系段.主桥跨径组合为:25 m(边跨自锚段)+90 m(悬索段)+2×162.5 m(斜拉索区段)+90 m(悬索段)+25 m(边跨自锚段).自锚式悬索体系段为自锚式悬索组合斜拉索背索结构体系,由主缆、柔性斜吊杆、刚性钢吊杆和斜拉背索组成,主塔斜拉索体系段为单塔斜拉桥结构体系.该桥桥型布置见图1所示.

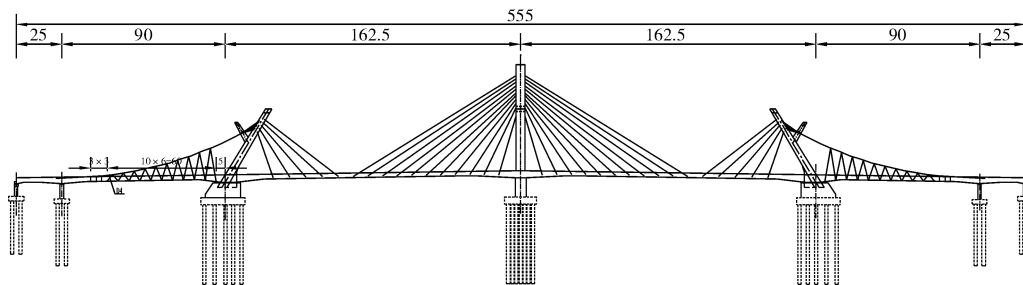


图1 桥型布置图(单位:m)

Fig. 1 Arrangement diagram of bridge

收稿日期:2012-09-10 修改稿日期:2012-11-26

基金项目:国家交通运输部西部交通建设项目(2011318812970);中央高校基本科研业务费专项资金项目(CHD2011ZY003)

作者简介:党 栋(1982-),男,陕西西安人,博士研究生,主要研究方向桥梁结构可靠度及安全评价.

根据锚固区构造特点及传力特性,锚固区初设采用 2 种构造方式,除了传统的横桥向设置锚固区外,本依托工程另采用锚固区顺桥向设置,如图 2 所示. 锚固区横桥向设置其传力途径^[9]主要是通过钢锚箱将索力传递给钢锚梁,再由钢锚梁传递给钢箱梁腹板;锚固区顺桥向设置其传力途径是钢锚箱将索力传递到钢锚梁,钢锚梁将荷载传递给横隔板,最后由横隔板将力传递到腹板.

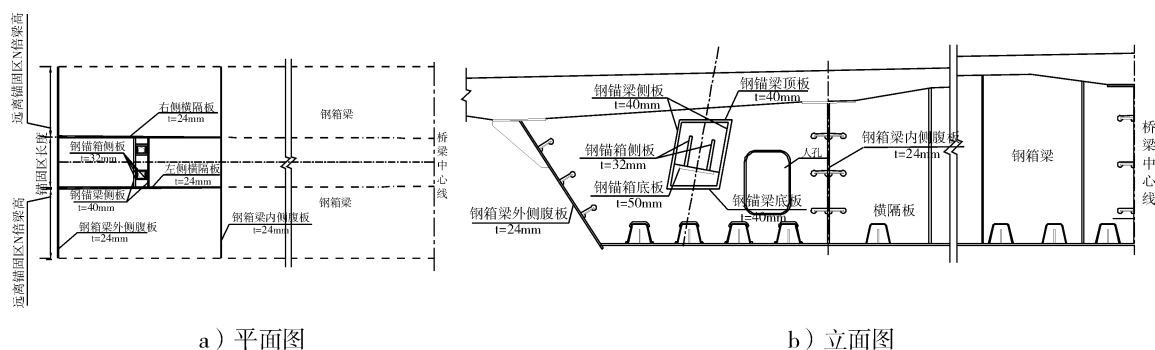


图 2 锚固区顺桥向构造图

Fig. 2 Anchorage zone along the bridge

2 吊杆锚固区有限元分析模型

2.1 有限元模型

有限元分析软件采用大型结构通用软件 ANSYS, 选用壳单元 Shell43 建立吊杆锚固区空间应力分析模型, 选用壳单元 Shell93 建立吊杆锚固区空间稳定分析模型. 由于吊杆锚固区构件多, 空间位置关系复杂, 建模工作量大, 本文采用 APDL 参数化设计语言, 使用该语言能大大减小重复劳动, 提高建模效率, 便于修改和调整模型.

根据所选取的有限元单元,并结合两种锚固区构造及不同锚固区节段长度,锚固区节段长度分别取锚固区长度和远离锚固区 1 倍、2 倍、3 倍梁高(L), 共建 8 个有限元模型,有限元模型的确定如表 1 所示。

表 1 有限元模型的确定

Tab. 1 Determination of finite element models

锚固区构造设置		横桥向					纵桥向		
模型	1	2	3	4	5	6	7	8	
节段长度(梁高为 L)	L	$2L$	$3L$	$4L$	L	$2L$	$3L$	$4L$	

2.2 边界条件及荷载确定

由于主梁构造及材料均沿主梁中线对称,因此计算模型取 1/2 模型进行分析.在局部模型分析时,应力边界条件与位移边界条件同时存在.由于二者有联系,因此不可同时施加到局部模型中去,本文采用应力边界条件.

对全桥整体分析后,在最不利荷载组合下,D4 吊杆(见图 1)处吊杆力最大,其值取 $P=1\,500\text{ kN}$. 选取 D4 吊杆对应的锚固区为分析对象. 考虑到锚箱垫板的分配作用,作用荷载根据锚箱垫板的尺寸均布作用于锚箱底板上.

3 计算结果分析

3.1 应力计算结果分析

3.1.1 钢锚箱应力比较分析

通过分析各模型锚固区钢锚箱部件的主拉应力、主压应力及 Von Mises 等效应力分布情况和幅值,可以判断钢锚箱最大应力发生在钢锚箱底板,限于篇幅,不同模型钢锚箱底板应力分布仅给出 Von Mises 等效应力分布,如图 3 所示. 为了进一步说明不同模型计算情况的差异,给出了不同模型锚固区钢锚箱最大应力的数值,如表 2 所示.

表2 钢锚箱最大应力(单位:MPa)

Tab.2 The maximal stress of steel anchor box

构件	锚固区横桥向设置				锚固区顺桥向设置			
	模型1	模型2	模型3	模型4	模型5	模型6	模型7	模型8
最大主拉应力	24.3	23.7	23.8	23.8	16	16.1	16	16
最大主压应力	-44.9	-43.8	-44	-44	-53.6	-53.6	-53.5	-53.5
最大 Von Mises 等效应力	58.3	57.1	57.3	57.3	52.4	52.4	52.3	52.3

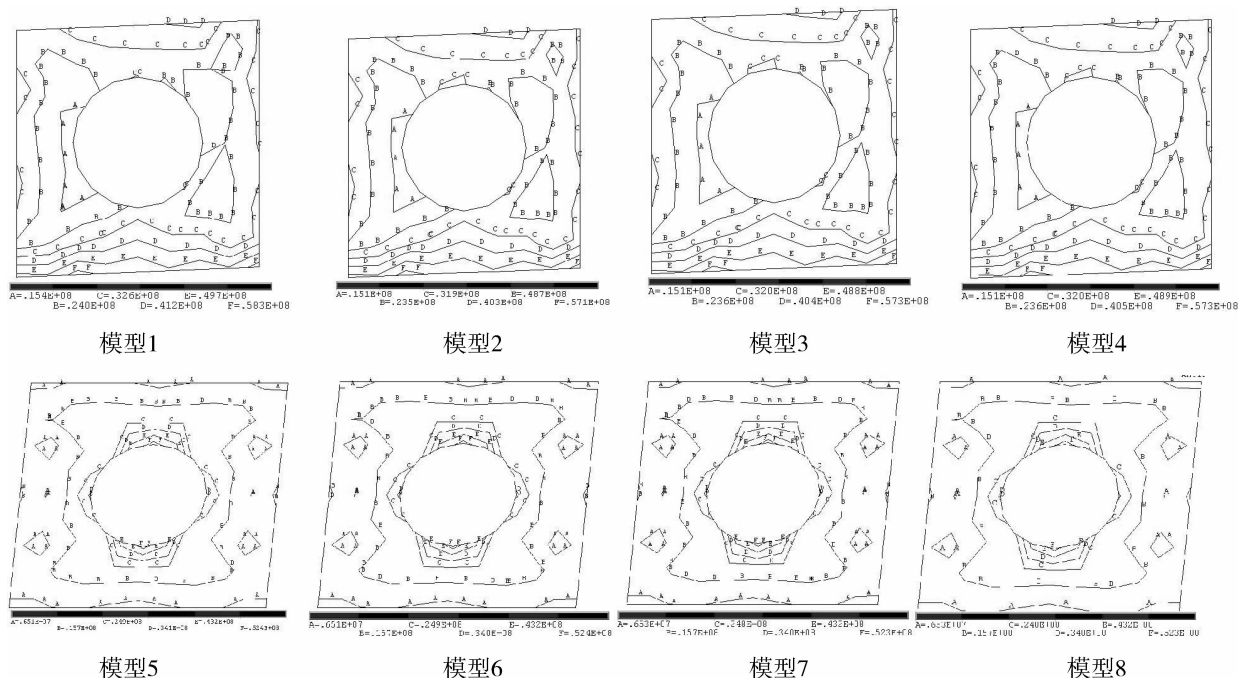
图3 钢锚箱底板 Von Mises 应力分布图(单位: N/m^2)

Fig.3 Von Mises stress distribution of steel anchor box bottom

由图3及表2分析可见:

(1)锚固区横桥向设置时,在模型1~模型4中,钢锚箱底板受力均匀,应力集中现象发生在底板与侧板焊接的部位,应力集中范围较小.在模型2~模型4的有效应力等值线图中,相同部位应力分布基本一致,且数值接近.模型1的6级等值线与其他3个模型的应力等值线数值相差较大,B、C级应力分布情况的应力分布与其他模型相同级别的应力分布情况有明显差异.

(2)锚固区顺桥向设置时,在模型5~模型8的有效应力等值线图中,钢锚箱底板受力较均匀,应力集中范围较小.等效应力主要集中在6~55 MPa范围内.由应力等值线可反映出相同位置应力分布情况基本一致,且数值较接近.

(3)锚固区横桥向设置时,由表2可见,最大主拉应力值、主压应力及等效应力计算值中,模型1最大,模型2最小,模型3和模型4计算结果相同.模型2与模型3应力差异最大比值约0.4%.

(4)锚固区顺桥向设置时,由表2可见,最大主拉应力值计算值中,模型6最大,模型5、模型7和模型8计算结果相同.最大主压应力计算值中,模型5和模型6较大均为53.6 MPa,模型7和模型8计算数值均为53.5 MPa,;等效应力计算值中,模型5和模型6计算结果一致,模型7和模型8计算结果相同.4个模型中最大主拉应力相差0.7%,最大主压应力相差0.2%,等效应力相差0.2%.

3.1.2 钢锚梁应力分析

通过分析各模型锚固区钢锚梁部件的主拉应力、主压应力及 Von Mises 等效应力分布情况和幅值,给出不同模型锚固区钢锚箱的最大应力,如下表3所示.

表 3 钢锚梁最大应力(单位:MPa)
Tab. 3 The maximal stress of steel anchor beam

构件	锚固区横桥向设置				锚固区顺桥向设置			
	模型 1	模型 2	模型 3	模型 4	模型 5	模型 6	模型 7	模型 8
最大主拉应力	389	399	398	398	29.8	34.2	34.3	34.3
最大主压应力	−330	−332	−332	−332	−38.6	−49.6	−49.7	−49.7
最大 Von Mises 等效应力	388	398	397	397	58.7	66.9	70.1	70.1

(1)锚固区横桥向设置时,由表 3 可以看出:
最大主拉应力分析结果中,模型 1 计算值较小为 389 MPa,模型 2 计算值为 399 MPa,模型 3 和模型 4 计算结果一致为 398 MPa,三个计算数据相差较小;最大主压应力分析结果中,模型 1 较小为 330 MPa,模型 2、模型 3 和模型 4 计算结果一致为 332 MPa;最大主压应力计算结果相差不大;等效应力分析结果中,模型 1 计算值较小为 388 MPa,模型 2 计算值为 398 MPa,模型 3 和模型 4 计算结果一致为 397 MPa. 模型 1 计算值较模型 4 相差 2.6%,较模型 2 和模型 4 相差 0.25%. 模型 3 与模型 4 计算值一致.

(2)锚固区顺桥向设置时,由表 3 可以看出:
最大主拉应力分析结果中,模型 5 较模型 6 小 13%,较模型 5 和模型 7 小 13.11%,模型 7 计算值较模型 6 计算值大 0.29%,模型 7 和模型 8 计算结果一致;最大主压应力分析结果中,模型 5 较小为 38.6 MPa,模型 6 计算值为 49.6 MPa,模型 7 和模型 8 计算结果一致为 49.7 MPa;模型 6 较模型 5 大 22.2%,较模型 7 和模型 8 小 0.2%;等效应力分析结果中,模型 5 计算值较小为 58.7 MPa,模型 6 计算值为 66.9 MPa,模型 7 和模型 8 计算结果一致为 70.1 MPa. 模型 7 和模型 8 计算值较模型 5 大 16.26%,较模型 6 大 4.56%.

可见,综合考虑最大主拉应力、主压应力及 Von Mises 等效应力的计算结果,锚固区横桥向设置时,模型 1 与其余 3 个模型计算结果差别较大,模型 3 和模型 4 计算结果一致. 锚固区顺桥向设置时,模型 5 和其余 3 个模型计算结果差别较大,模型 7 和模型 8 计算结果一致. 模型 6 与模型 7 等效应力相差 4.56%. 造成钢锚箱、钢锚梁应力差异的主要原因是锚固区节段长度选取的不同,使得钢锚梁的应力受边界条件的影响有显著变化,随着节段长度的增加,应力差异越来越小.

3.2 变形计算结果分析

表 4 节段整体最大变位(单位:mm)

Tab. 4 The maximal deformation of overall segment

模型	1	2	3	4	5	6	7	8
横桥向	0.97	1.58	1.687	1.692	1.61	0.231	0.322	0.332
顺桥向	2.032	2.39	2.629	2.708	2.784	2.21	2.074	2.103
竖向	2.24	2.592	2.827	2.911	0.47	0.687	0.923	0.972

锚固区横桥向设置时,即模型 1~模型 4,由表 4 可见,模型 2 横桥向变位较模型 1 增大 38%,模型 3 较模型 2 增大 6%,模型 4 较模型 3 增大 3%;模型 4 顺桥向变位最大,较模型 3 大 3%,较模型 2 大 9%,较模型 1 大 15%;模型 1~模型 4 竖向变位随着模型节段增加在不断增大,模型 4 较模型 3 大 2.8%. 可见,锚固区横桥向设置,节段整体横桥向、顺桥向和竖向的变形随着模型节段的生长而增大,但增长趋势在逐渐下降.

锚固区顺桥向设置时,即模型 5~模型 8,由表 4 可见,锚固区节段整体横桥向、顺桥向和竖向的变形中,模型 5 和模型 6 的变位与其它两组数据相差较大. 模型 7 和模型 8 竖向变形相差最大,模型 8 较模型 7 大 5%. 锚固区顺桥向设置变形趋势与锚固区横桥向设置变形趋势接近,随着节段增长,变位变化趋于稳定.

可见,锚固区节段的变形随着节段长度的增加,变形趋于稳定,受边界影响逐渐减弱,计算结果更为可靠.

3.3 特征值屈曲分析

本文通过 ANSYS 软件对 8 个模型进行第一类稳定性计算分析,其计算结果如下表 5 所示.

从特征值计算结果可见:

(1)锚固区横桥向设置,模型 4 的临界荷载较模型 1 小 87%,较模型 2 小 30%,较模型 3 小 5%.模型 4 和模型 3 计算结果较接近.可见,随着锚固区节段的增长,计算结果逐渐趋于稳定.

(2)锚固区顺桥向设置,模型 8 的临界荷载较模型 5 小 89%,较模型 6 小 41%,较模型 3 小 4.8%.模型 7 和模型 8 计算结果较接近.

由此可见,当计算模型选区长度为远离锚固区 2 倍梁高的节段时,可以较准确的反映结构的整体稳定特性.

4 结 论

针对吊杆锚固区构造形式多样化,应用大型有限元通用软件 ANSYS,以某在建斜拉—自锚式悬索组合体系桥吊杆锚固区为研究对象,通过建立不同锚固节段的有限元模型,对锚固区的应力、变形和结构稳定性比较分析,得出如下结论:

(1)钢锚箱的应力分布情况受锚固区节段长度的影响较小,为了使计算结构合理化,建议在对钢锚箱应力分析时,锚固区域长度应至少选取远离锚固区 1 倍梁高的节段.

(2)不论锚固区选取何种形式设置,钢锚梁的应力情况受锚固区节段影响较大,当模型节段选取远离锚固区 2 倍以上梁高的计算长度时,应力情况基本趋于稳定,边界对计算结果的影响较小.

(3)锚固区节段变位受节段长度影响明显.当锚固区节段选取远离锚固区 2 倍梁高时,结构整体变位趋于稳定,随着节段长度增长,结果计算差值在 5%之内.

(4)对锚固区一类稳定对比结果表明,不论锚固区采用何种方式设置,对锚固区建立有限元稳定性分析模型时,模型节段应至少选取远离钢锚梁 2 倍梁高的长度.

参考文献 References

- [1] 刘庆宽,强士中,张 强,等.斜拉桥锚箱式索梁锚固区应力分析[J].桥梁建设,2001(5):14-16.
LIU Qing-kuan, QIANG Shi-zhong, ZHANG Qiang, et al. Analysis of Stress in Anchorage Zone between Box-shaped Steel Beam and Cable in Cable-stayed Bridge[J]. Bridge Construction, 2001(5):14-16.
- [2] 韩富庆,杨成斌,娄 建,等.安庆长江公路大桥索塔锚固区受力分析[J].合肥工业大学学报:自然科学版,2002,26(6):1167-1170.
HAN Fu-qing, YANG Cheng-bin, LOU Jian, et al. Mechanical analysis of anchorage area of cable support tower of Anqing Changjiang Highway Bridge [J]. Journal of Hefei University of Technology: Natural Science, 2002, 26 (6): 1167-1170.
- [3] 彭 苗,陈升平,余天庆,等.巴东长江大桥索塔锚固区节段模型试验与空间应力分析[J].武汉理工大学学报,2004,28(5):759-762.
PENG Miao, CHEN Sheng-ping, YU Tian-qing, et al. Anchorage Zone of Cable-stayed Tower in Badong Changjiang Highway Bridge: Model Test and Spatial Stress Analysis [J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2004, 28 (5): 759-762.
- [4] 熊 刚,谢 斌,黄思勇,等.天津保定桥索塔锚固区钢锚箱空间分析[J].华中科技大学学报:城市科学版,2009,26(4):80-83.
XIONG Gang, XIE Bin, HUANG Si-yong, et al. Space Analysis of Steel Anchor Box for Cable-tower Anchorage of Tianjin Baoding Bridge [J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology: Urban Science Edition, 2009, 26(4): 80-83.
- [5] 万 臻,李 乔,毛学明.大跨度斜拉桥钢锚箱式索梁锚固结构空间有限元模型比较研究[J].四川建筑科学研究,

- 2006,32(1):26-31.
- WAN Zhen, LI Qiao, MAO Xue-ming, Comparison and analysis of 3D-finite-element models of steel anchor-box at the cable-girder anchorage zone for long-span cable-stayed bridge [J]. Sichuan Building Science, 2006,32(1):26-31.
- [6] 彭 霞,王行耐. 钢锚箱式索梁锚固区段有限元仿真分析[J]. 公路,2009(9):28-33.
- PENG Xia, WANG Xing-nai. Finite Element Analysis of Cable-Girder Anchorage Zone for Cable-Stayed Bridge with Steel Anchor Box[J]. Highway, 2009(9):28-33.
- [7] 狄 谨,周绪红,游金兰,等. 钢箱梁斜拉桥索塔锚固区的受力性能[J]. 中国公路学报,2007,20(4):48-52.
- DI Jin, ZHOU Xu-hong, YOU Jin-lan, Mechanical Property of Cable-pylon Anchorage Zone of Cable-stayed Bridge with Steel Box Girder[J]. China Journal of Highway and Transport, 2007,20(4):48-52.
- [8] 吴 冲,韦杰鼎,曾明根,等. 上海长江大桥斜拉桥索梁锚固区静力试验研究[J]. 桥梁建设,2007(6):30-33.
- WU Chong, WEI Jie-ding, ZENG Ming-gen, et al. Experimental Study of Static Force in Cable and Girder Anchor Zone of Cable-Stayed Bridge of Shanghai Changjiang River Bridge [J]. Bridge Construction, 2007(6):30-33.
- [9] 郑 刚,王天亮. 猎德大桥吊索锚箱传力和疲劳性能试验方案设计[J]. 世界桥梁,2009(1):49-52.
- ZHENG Gang; WANG Tian-liang. Testing Scheme Design for Load Transferring and Fatigue Performance of Suspender Anchor Boxes of Liede Bridge [J]. World Bridges, 2009(1):49-52.

Mechanical behavior analysis on different structural forms of steel box girder anchorage zone

DANG Dong¹, HE Shuan-hai¹, GAO Xiao-ni²

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China;

2. Research Institute of Highway Ministry Transport, Beijing 100088, China)

Abstract: According to the deficiency of numerical simulation analysis on segment selection in exiting suspender anchorage zone and the characteristic of suspender anchorage zone structure in exiting cable-stayed and self-anchored suspension combination bridge, 8 shell element models analysis of two anchorage zone structures about four different anchor segment length were established. Stress distribution, displacement and buckling behavior of anchorage zone on the 8 models were brought into comparison, which showed that, when the same anchorage structure form is adopted, the influences of anchor segment length on the stress distribution of anchorage zone are large; the variation of overall deflection in the anchorage zone tends to be stable with the segment length increase. The segment length section have significant effect on buckling behavior of anchor structure. No matter what kind of anchor construction set, the selection length of anchor segment is at least 2 times the height of girder away from anchorage zone in order to response mechanical characteristics of anchor structure. The results can be used as a reference for numerical simulation and model tests of anchor structure.

Key words: bridge engineering; anchorage zone; nonlinear; stress distribution; stability analysis