

大跨度悬索桥有限元建模策略和易损性分析*

黄浩^{1,2}, 蒋鑫^{1,2}, 杜召华^{1,2}

(1.湖南省交通科学研究院有限公司, 湖南 长沙 410015; 2.交通建设工程湖南省重点实验室, 湖南 长沙 410015)

摘要: 为描述大跨度地锚式悬索桥服役前结构性能, 以湖南矮寨特大悬索桥为例, 采用基于适度精细理念的建模策略建立有限元模型开展静力分析及动力特性计算, 分析其静动力特性和易损性, 为结构损伤识别及安全评定提供依据。

关键词: 桥梁; 悬索桥; 适度精细; 有限模型; 易损性

中图分类号: U455.7

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2019)05-0133-04

地锚式悬索桥是一种以主缆为主要承重构件的桥型, 主缆穿越索塔并锚固于两岸的锚碇或山体以承受自重和二期荷载, 其跨度较大、受力复杂, 管理和养护难度较高。尤其是山区大跨度地锚式悬索桥, 桥面与地面落差悬殊, 对其长期性能的掌控难度更大。刘芳亮等阐述了千米级悬索桥结构健康评价系统的设计原则; 刘毅等建立了润扬长江大桥面向结构健康监测的有限元模型, 优化了建模策略。大跨度悬索桥恒载作用下的内力占据其内力的主导地位, 因而有限元模型可描述结构完好服役时的结构性能。对于大跨度桥梁的健康描述, 通过模型正演分析和实测信息的反演识别, 可分析和评价桥梁日

常工作状态和安全健康性能。该文以湖南矮寨特大悬索桥为例, 建立有限元模型开展静力和动力分析, 并对其易损性进行分析。

1 工程概况

矮寨大桥为三跨单孔塔梁分离式地锚悬索桥, 主线采用双向四车道, 设计车速为 80 km/h。主缆的孔跨布置为 242 m+1 176 m+116 m, 桥面系宽 24.5 m; 钢桁加劲梁全长 1 000.5 m, 宽 27 m; 主桥设 2% 横坡; 主索中心间距为 27 m, 采用平面索布置。全桥吊索共有 71 对, 间距为 14.5 m; 主跨梁高 7.5 m (见图 1)。

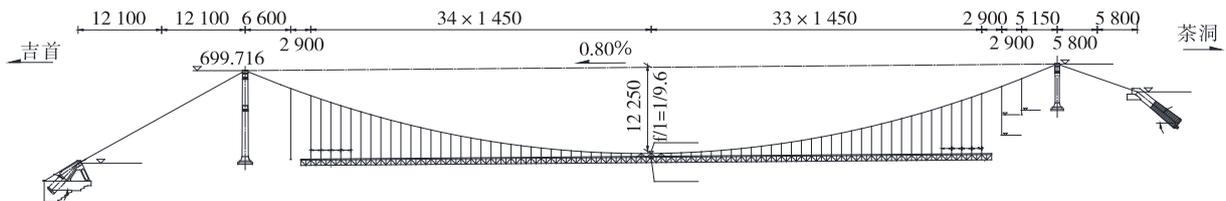


图 1 矮寨大桥桥型布置 (单位: 标高为 m, 其他为 cm)

2 根主缆的承受力为 60 000 t。单根主缆直径为 820 mm, 由 169 束通长索股组成, 每束索股由 127 根 $\phi 5.25$ mm、抗拉强度为 1 670 MPa 的高强镀锌钢丝组成, 单根主缆由 21 463 根钢丝组成。吊索均采用抗拉强度为 1 870 MPa 的镀锌钢芯钢丝绳, 分为两种规格, 分别为 $\phi 62$ mm 和 $\phi 88$ mm, 对应的最小破断力分别为 2 490 和 5 010 kN。预张拉后, 钢丝绳的宏观弹性模量不小于 1.15×10^5 MPa。钢桁加劲梁采用 Q345 低合金钢。

2 适度精细有限元模型的建立

大跨度悬索桥结构复杂, 超静定次数较高, 需精确建模方能准确反映其静动力特征。但过度精细的模型会增加计算成本、降低计算效率。因此, 建立适度精细的有限元模型是顺利开展健康评价的前提。

采用 ANSYS 软件建立包含 7 884 个单元和 5 775 个节点的全桥模型, 主要考虑主缆、吊杆、钢桁梁、桥塔, 忽略锚碇和桩土相互作用 (见图 2)。

* 基金项目: 湖南省交通科技进步与创新计划项目 (201127; 201250)



图2 矮寨大桥三维有限元模型

2.1 主缆和吊杆

根据杆件受力特征,主缆和吊杆通过只受拉的 Link10 杆单元模拟,该单元为空间弹性单元,当定义为只受拉时,其受压时的单元刚度矩阵为零,用来模拟拉索松弛效应。该模型采用初应变方式获得悬索桥成桥线形。将主缆分为 104 个单元,主缆内钢丝的弹性模量为 2.0×10^5 MPa,横向变形系数为 0.3,密度为 $7\ 850\ \text{kg/m}^3$ 。主缆索夹质量通过质量单元 Mass21 考虑,并依次按照索夹类型进行定义。

吊杆单元与吊杆数量一致,共 177 个,初始刚度同样以初应变计入。吊杆弹性模量为 1.15×10^5 MPa,横向变形系数为 0.3,密度为 $7\ 850\ \text{kg/m}^3$ 。主缆与吊杆和主梁的连接处按铰接处理。

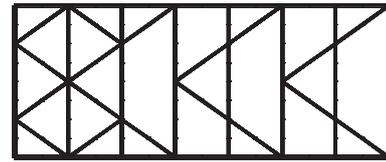
2.2 加劲梁

钢桁加劲梁采用梁单元 Beam44 建立,全桥加劲梁共有 3 628 个单元。加劲梁弹性模量为 2.06×10^5 MPa,密度为 $7\ 850\ \text{kg/m}^3$,横向变形系数为 0.3。用刚接方式考虑杆件间的连接,桥面铺装及其他附属设施的质量用 Mass21 单元施加。钢桁加劲梁细部见图 3。

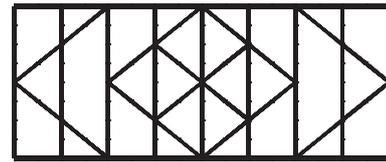
2.3 桥面铺装和主塔

桥面板铺装等通过质量单元 Mass21 施加。用梁单元 Beam188 建立共含 262 个单元的砼桥塔,根据实际施工图的主塔截面性质,对主塔变截面属性

进行设置,充分考虑塔柱和横梁的截面曲线变化。主塔砼强度设计值为 55 MPa,弹性模量为 3.55×10^4 MPa,密度为 $2\ 600\ \text{kg/m}^3$,横向变形系数为 0.167。塔底的约束方式为固结,并于塔顶设置刚臂单元用于主缆和主索鞍的连接模拟。



(a) 下平联端部



(b) 上平联跨中

图3 桁梁细部图

3 静力分析结果

3.1 主缆线形计算

采用自编主缆有限元分析程序 cable.exe 精确计算主缆的成桥线形。该程序的主要特点为:用悬链线单元模拟主缆单元,主缆空间线形模拟精度高;可考虑主索鞍和散索鞍对成桥线形的影响,并计算主索鞍偏移量等参数。相比 ANSYS 中 Link10 单元,其具有明显优势。

全桥主缆单元的收敛误差为 1×10^{-6} ,表 1 为理想成桥状态下主缆高程和主塔索鞍预偏量的设计值、计算值及其偏差。

表1 主缆节点高程和主塔索鞍预偏量

项目	左边跨跨中高程	主缆跨中高程	右边跨跨中高程	左塔预偏量	右塔预偏量
设计值	602.657	581.79	689.068	1.042	0.335
计算值	602.638	581.92	689.057	1.045	0.333
偏差值	-0.019	+0.013	-0.009	+0.003	-0.002

从表 1 可看出:主缆节点高程和索鞍预偏量的计算值与设计值极为接近,可将求得的主缆节点高程作为实桥主缆空间参数的已知量输入 ANSYS 中作为后期计算和建模的依据。

3.2 恒载工况分析

基于以上所得主缆线形与初始应力数据,在 ANSYS 中建立全桥三维有限元分析程序进行结构静力分析。采用 Newton-Raphson 迭代法求解静

力,计入结构初始几何刚度和大变形效应的影响,求解收敛准则为力和弯矩同时收敛。图 4 为结构在恒载作用下的初始变形,表 2 为部分关键点的位移。从图 4、表 2 可看出:结构在恒载作用下的变形很小,加劲梁跨中挠度仅 4.43 mm,吉首侧主塔产生约 4 cm 压缩量,表明该模型的计算结果较优。

图 5 为恒载作用下主缆应力。从图 5 可看出:主缆拉应力分布较均匀,应力集中在 577~639 MPa,

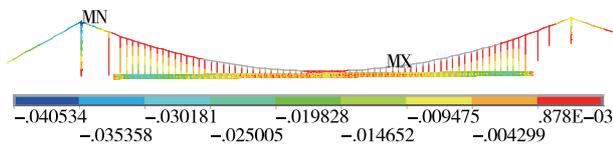


图4 恒载作用下结构初始变形(单位:m)

表2 恒载作用下结构位移 mm

位置	位移			
	顺桥向	竖向	横桥向	
主缆	左边跨跨中	11.01	21.71	8.54
	中跨左1/4处	36.58	1.04	11.80
	中跨跨中	15.14	4.44	9.61
	中跨右1/4处	9.68	2.54	7.48
	右边跨跨中	2.04	6.54	1.38
	中跨左1/4处	20.82	8.18	9.25
钢桁梁	中跨跨中	14.89	4.44	9.87
	中跨右1/4处	9.01	3.73	9.57

且主缆应力在跨中处最小,在吉首侧最大。如图6所示,跨中斜吊杆和岩锚吊杆的应力较小,较低的岩锚吊杆应力易引起强烈的自振效应,故岩锚吊杆需引起特别关注。其他吊杆的应力分布均匀,为270~288 MPa。

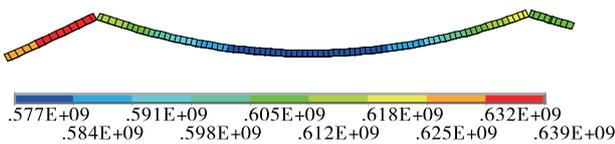


图5 恒载作用下主缆应力(单位:Pa)

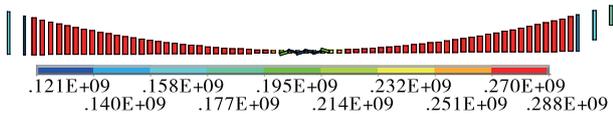


图6 恒载作用下吊杆应力(单位:Pa)

图7为恒载作用下跨中截面主桁应力分布。从图7可看出:直腹杆出现拉压交替现象,相比之下,斜腹杆处主要为拉应力;钢桁加劲梁在设有吊杆处承受拉应力、在非吊杆处承受压应力作用。

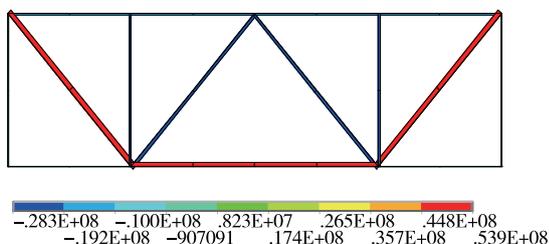
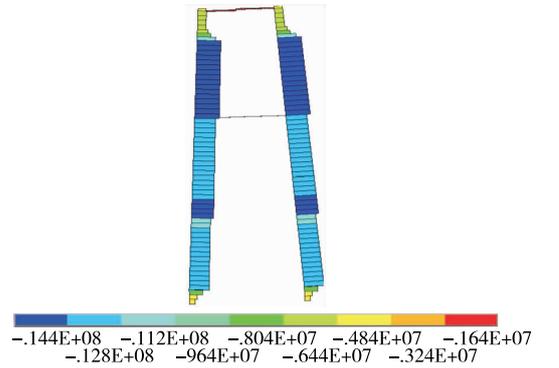
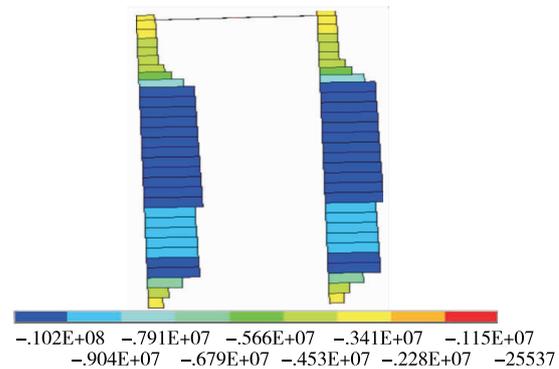


图7 恒载作用下跨中处主桁杆件应力(单位:Pa)

图8为恒载作用下主塔应力分布。由于主塔既要承受自身重量又要承受主缆压力,主塔全截面处于较高压应力状态。上部实心段主要承受主缆压力作用,故上部压应力较小;塔高方向的中上部位置为箱形截面段,其受力面积较小,压应力较大;主塔底部为实心段,压应力也相对较小。



(a) 吉首塔应力



(b) 茶洞塔应力

图8 恒载作用下主塔应力(单位:Pa)

4 结构振动特性分析

结构的动力特性是结构的自身属性,主要取决于结构刚度、质量和阻尼特性。即便结构仅发生部分损伤,也将导致结构动力特性改变。因此,明确结构的动力特征对于结构损伤评价和安全修复具有重要工程意义。

4.1 钢桁梁动力特性

依据上述适度精细的三维有限元模型,采用子空间迭代方法研究结构初始恒载状态,并计算成桥自振特性,结果见表3。从表3可看出:有限元模型的实测模态和理论模态的相对误差均在5.12%以内,说明模型具有较高精度。图9为主梁一阶振型。

4.2 主塔动力特性

对矮寨大桥两侧裸塔进行动力分析,精准计入主塔自身重力和主缆压力,并考虑结构刚度。表4

表3 矮寨大桥的自振特性

阶次	振型	计算频率/Hz	理论频率/Hz	相对误差/%
1	一阶对称横弯	0.055 20	0.056 42	2.21
2	一阶反对称竖弯	0.115 46	0.111 25	3.65
3	一阶反对称横弯	0.135 27	0.132 33	2.17
4	一阶对称竖弯	0.157 11	0.165 15	5.12
5	二阶对称竖弯	0.207 78	0.216 57	4.23
6	一阶对称横弯加扭转	0.241 93	0.250 86	3.69
7	二阶反对称竖弯	0.250 24	0.246 51	1.49
8	主缆振动	0.261 97	0.257 36	1.76
9	一阶对称扭转	0.277 32	0.279 23	0.69
10	主缆振动	0.278 53	0.282 18	1.31
11	二阶对称扭转	0.282 96	0.271 05	4.21
12	一阶反对称扭转	0.284 40	0.293 24	3.11
13	二阶反对称扭转	0.327 83	0.324 68	0.96

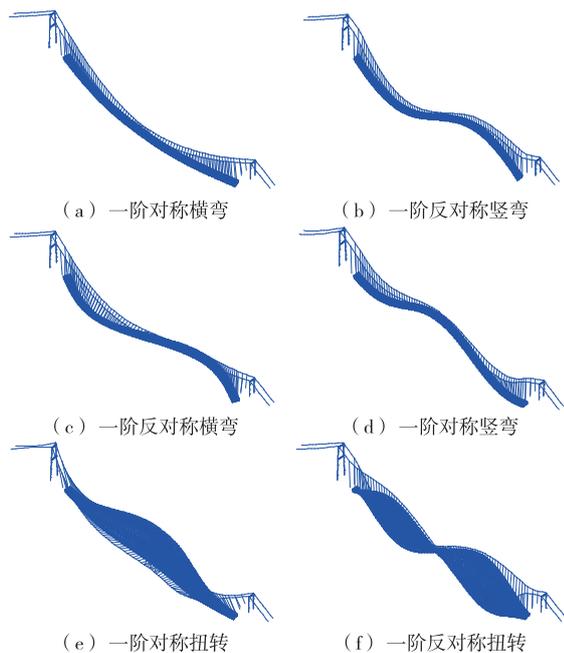


图9 钢桁梁一阶振型

为两侧裸塔的前五阶频率和振型,图10为其前三阶振型。从表4和图10可看出:矮寨大桥主塔基频较低,前三阶模态较密集;振型多以面外侧弯和面内横弯为主。因此,对于可能发生的面内和面外失稳,在实桥运营阶段应将此作为主要关心节点。

5 结语

该文基于适度精细理念建立矮寨大桥有限元模型,进行静力分析和动力特性计算及易损性分析。结果显示,该模型能较好地反映矮寨大桥的静动力

表4 主塔的自振特性

阶次	频率/Hz		振型	
	吉首塔	茶洞塔	吉首塔	茶洞塔
1	0.336	0.887	面外侧弯	面外侧弯
2	0.647	1.780	面内横弯	面内横弯
3	1.207	2.303	面外两塔柱	面外两塔柱
4	1.997	6.992	反向侧弯	反向侧弯
5	2.241	8.398	面外侧弯	面外两塔柱 反向侧弯

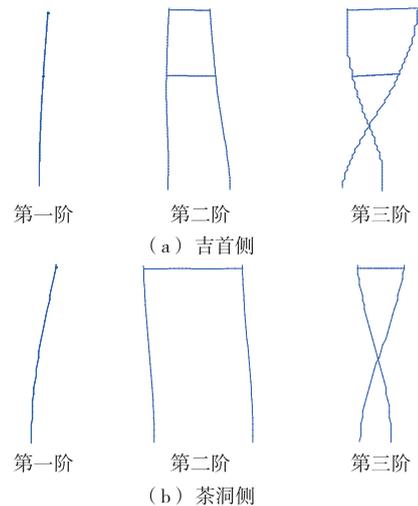


图10 主塔前三阶振型

特性,模型计算结果可为后期结构损伤评价提供依据。后期成桥试验数据及监测系统自身采集的数据可用于该模型修正和完善,使该模型在结构损伤识别及安全评定中发挥更大作用。

参考文献:

- [1] 许红胜,黄娟,杨红,等.地锚式悬索桥锚固系统施工定位支架优化研究[J].公路,2016(11).
- [2] 袁慧芳,王培晓,龚慈中.地锚式悬索桥加固拓宽方案比选实例[J].中国市政工程,2008(2).
- [3] 柯红军,李传习.基于ANSYS的自锚式悬索桥有限元建模和分析方法[J].交通与计算机,2008,26(5).
- [4] 孙雅琼,赵作周.桥梁结构动应变监测的温度效应实时分离与动荷载识别[J].工程力学,2019,36(2).
- [5] 杨志峰,曾国良,江祥林.基于挠度指标的中小跨径桥梁健康监测系统设计[J].中外公路,2018,38(6).
- [6] 陆萍,王涛,韦跃,等.时间序列模型在桥梁健康监测数据预测中的应用[J].重庆科技学院学报:自然科学版,2018,20(6).

(下转第140页)

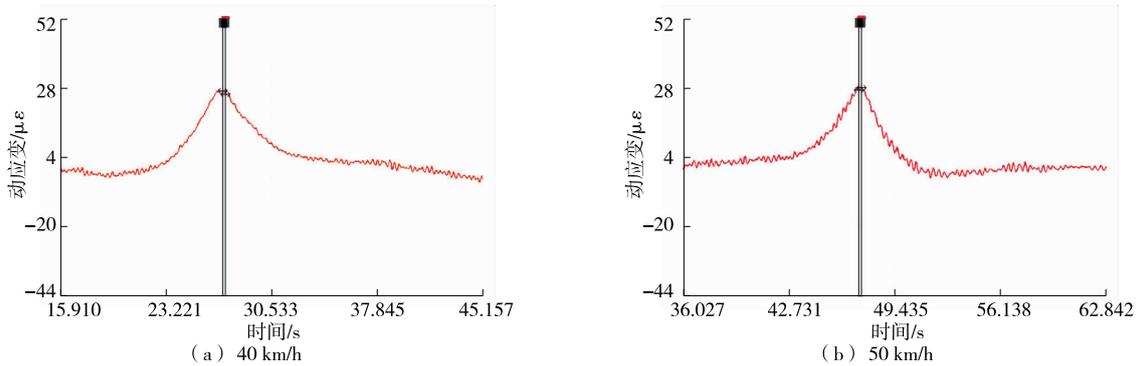


图 8 双台载重汽车以 40、50 km/h 的速度通过时测试截面的动应变时程响应曲线

表 2 实测动应变和冲击系数

行驶车速/ (km · h ⁻¹)	动应变/με		冲击系数	
	单台车	双台车	单台车	双台车
20	5.96	26.14	1.016	1.014
30	7.08	27.68	1.032	1.025
40	5.80	26.72	1.036	1.023
50	6.18	27.91	1.050	1.021

由图 6、图 7~8 和表 2 可知：单台车和双台车无障碍行车试验所测冲击系数均小于规范要求的 1.05，表明该桥的行车舒适性和在设计荷载作用下结构动力响应较好；动应变和冲击系数的大小与行车速度无必然关系；双台车作用下的动应变比单台车的大，说明动应变大小与荷载重量有关，与静力受力情况一致。

4 结论

(1) 岳阳洞庭湖大桥前九阶实测自振频率均大于理论频率，其实际结构刚度较大，运营 20 年后仍能满足设计要求。

(2) 动应变和冲击系数的大小与行车速度无必然关系，该桥冲击系数满足规范要求，结构在设计荷载作用下的动力响应较好。

参考文献：

[1] 曾特新.大跨径斜拉桥荷载试验及静动力分析[J].湖南交通科技,2005,31(3).

[2] 谢志恒,张玉平,武娟.株洲湘江四桥部分斜拉桥静载试验研究[J].公路与汽运,2008(3).
 [3] 曹少辉,田仲初,陈剑.马岭河大桥成桥荷载试验研究[J].中外公路,2012,32(5).
 [4] 王凌波,贺拴海,蒋培文,等.大跨径桥梁荷载试验加载方案算法设计[J].武汉理工大学学报,2011,33(2).
 [5] 曹少辉,谢勇.双塔斜拉桥的动力特性研究[J].公路与汽运,2014(2).
 [6] 谢勇,曹少辉.思南乌江三桥成桥动载试验研究[J].交通世界:建养.机械,2013(11).
 [7] 刘海.桥梁动荷载特性[J].交通世界,2014(7).
 [8] 姚远,王旭东.基于动力荷载试验的某斜拉桥动力性能评估[J].建筑监督检测与造价,2009(8).
 [9] 王雅俊.城市公路双索面斜拉桥荷载试验研究[D].济南:山东大学,2018.
 [10] 肖阳剑,周建庭,黎小刚.轨道专用斜拉桥动力荷载试验与评价[J].科学技术与工程,2015,15(18).
 [11] 张力文,曹文婷.贵州乌江三桥成桥动力特性试验研究[J].公路与汽运,2016(3).
 [12] 杨茂华,黎东龙.某矮塔单索面斜拉桥荷载试验分析[J].公路与汽运,2019(4).
 [13] JTG/T J21-01-2015,公路桥梁荷载试验规程[S].
 [14] JTG D60-2015,公路桥涵设计通用规范[S].
 [15] 苗峰,张哲,赵维贺,等.独塔双索面斜拉桥动力特性分析[J].公路交通科技:应用技术版,2009(7).
 [16] 刘立红.双塔双索面斜拉桥动力特性分析[J].中外建筑,2012(6).

收稿日期:2019-04-13

(上接第 136 页)

[7] 刘芳亮,李宏哲,毛幸全,等.千米级悬索桥结构安全监测系统设计综述[J].公路交通科技:应用技术版,2018(7).
 [8] 刘毅,李爱群,丁幼亮,等.大跨悬索桥面向结构健康监测

测的基准有限元模型[J].公路交通科技,2007,24(8).
 [9] 郁胜.悬索桥有限元模型修正的响应面方法[D].大连:大连理工大学,2014.

收稿日期:2019-04-11