

大跨径缆索承重桥梁静力稳定性分析方法探讨

毛勇¹, 单彧诗², 黄侨^{2*}, 宋晓东²

(1. 南京市公共工程建设中心, 江苏 南京 200092; 2. 东南大学 交通学院)

摘要: 为深入研究大跨径缆索承重桥梁静力稳定性分析方法, 为大跨径缆索承重桥梁的发展提供参考, 该文论述了目前国内外对缆索承重桥梁稳定性分析的主要方法; 同时列举了4座缆索承重桥梁的稳定系数, 论证了非线性稳定计算的必要性, 并阐述了两大有限元软件进行非线性分析的基本方法; 最后从结构层次比较了独塔模型和全桥模型的特点, 从单元层次比较了杆系模型、实体模型和多尺度模型的特点, 并以南京仙新路长江大桥的稳定性分析为例, 检验了各种稳定系数分析结果间的数值关系。

关键词: 缆索承重桥梁; 非线性; 稳定系数; 杆系模型; 实体模型

1 引言

20世纪以来, 缆索承重桥梁以其独特的优势取得了飞速发展, 其主要类型包括斜拉桥和悬索桥。世界最大跨度的斜拉桥——俄罗斯岛大桥(主跨1 104 m), 跨度已经超过1 000 m。世界最大跨度的悬索桥——日本明石海峡大桥(主跨1 991 m), 跨度已接近2 000 m, 规划设计中的巽他海峡大桥主跨已经突破2 000 m, 直布罗陀海峡大桥跨度甚至突破3 000 m。

缆索承重桥梁的主桥跨径之所以不断刷新着世界纪录, 与其本身的结构特性息息相关。其原因主要可以总结为缆索承重桥梁的两个特点: ① 主要承重构件的受力以轴向力为主, 如缆索; ② 主要承重构件的材料多使用高强度材料, 如高强钢丝。此时, 强度对结构安全的决定作用逐渐弱化, 而刚度的重要性则逐渐凸显, 与结构刚度息息相关的稳定性计算分析在突破跨径极限的过程中将变得日益重要。

2 研究现状

由于斜拉桥和悬索桥属于两种不同的结构体系, 具有各自的桥型特点, 因此在稳定性分析过程中斜拉桥和悬索桥也具有不同的侧重点。

目前国内外对斜拉桥稳定性的研究主要集中在对斜拉桥施工阶段稳定性研究以及具有各自特点的斜拉桥的稳定性研究。斜拉桥的施工阶段主要包括裸塔成型、悬拼各梁端并张拉斜拉索、最大悬臂状态、跨中合龙以及二期恒载铺装至成桥状态, 涉及单塔斜拉桥、多塔斜拉桥、钢塔斜拉桥和叠合梁斜拉桥等。

对于斜拉桥, 施工阶段最大悬臂结构稳定性最低。此外, 虽然其主要的受压构件为桥塔, 即结构失稳时主要体现为桥塔失稳, 但由于拉索的承载力有限, 在荷载增加的过程中可能在结构整体失稳之前就发生了拉索破断, 因此在进行稳定计算时需考虑拉索破断力这一上限。

目前国内外对悬索桥稳定性的研究主要集中在对悬索桥施工阶段稳定性研究以及具有各自特点的悬索桥的稳定性研究。悬索桥的施工阶段主要包括空缆状态、悬拼各梁端并张拉吊索、合龙以及二期恒载铺装至成桥状态, 涉及自锚式悬索桥、多塔悬索桥、钢塔悬索桥等。

对于常规悬索桥, 桥塔为主要受压构件, 因此最易发生失稳。但对于近年来兴起的自锚式悬索桥, 其平衡主缆锚固力的加劲梁也成为主要受压构件, 这一种特殊的桥型所呈现出来的失稳模态与常规悬索桥明显不同, 其有可能在全桥整体失稳之前就发生主梁局部屈曲失稳, 因此对于特殊的桥型进行稳定性分析也很有必要。

收稿日期: 2019-12-30(修改稿)

作者简介: 毛勇, 男, 硕士, 高级工程师, E-mail: 532853179@qq.com

* 通信作者: 黄侨, 男, 博士, 教授, E-mail: qhuanghit@126.com

3 稳定性分析方法

3.1 基本理论

稳定问题通常可以划分为两类:第一类稳定问题假定结构处于理想状态,转化到数学分析中即为特征值求解问题,对应有限元求解中的线性稳定分析,线性稳定系数限值规范规定最低为 4.0;第二类稳定问题考虑现实中不可避免的误差或缺陷,需要求得荷载位移曲线及稳定承载力,其对应有限元求解中的非线性稳定分析,非线性稳定系数限值工程经验上认为最低为 2.0。

随着桥梁跨径的增大,缆索承重桥梁的非线性特性越来越明显,线性稳定分析的参考意义越来越有限,几何和材料非线性稳定分析在结构设计中的重要性越来越凸显。该文从有关文献中提取了 4 座缆索承重桥梁的稳定系数,包括株洲建宁大桥、普利特大桥、南京长江第五大桥和九江长江大桥。其中株洲建宁大桥为主跨 240 m,独塔高 140 m 的不对称索面混凝土斜拉桥,考虑“恒载+活载”荷载组合,即将恒载和活载作为不变量进行稳定计算荷载组合;普利特大桥为主跨 628 m,塔高平均 146 m 的地锚式钢箱梁混凝土塔悬索桥,考虑“恒载+风载”荷载组合;南京长江五桥为主跨 600 m,中塔高 177 m 的三塔组合梁组合塔斜拉桥,考虑“恒载+活载”荷载组合;九江长江大桥为主跨 818 m,塔高 242 m 的双塔混合梁斜拉桥,考虑“恒载+活载+风载”荷载组合。图 1 为这 4 座大桥的稳定系数。

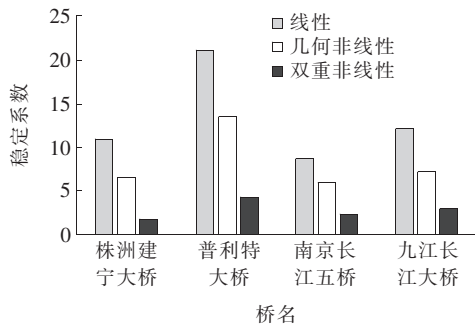


图 1 各大桥的稳定系数

由图 1 可见:几何非线性稳定系数相比于线性稳定系数降低了 1/3~1/2,双重非线性稳定系数又相比于几何非线性稳定系数降低了 1/2~3/4。随着跨径的增大,结构满足规范规定的 4.0 的线性稳定系数限值并不能保证非线性稳定系数也能满足要求,因此仅

仅计算线性稳定系数是不够的。

3.2 软件分析要点

工程上常用 Midas/Civil 进行初步的线性和几何非线性稳定分析,由于 Midas/Civil 的杆系单元不能进行材料非线性分析,因此常用 Abaqus 或其他通用软件进行进一步的材料和几何双重非线性稳定分析。

对于 Midas/Civil 桥梁专用有限元分析软件,非线性屈曲分析的具体分析要点如下:

(1) 线性屈曲分析:求得线性屈曲稳定系数和屈曲向量。

(2) 施加荷载:将自重、节点荷载、梁单元荷载等都乘以与线性屈曲稳定系数相近的荷载放大系数作为施加荷载。

(3) 施加初始缺陷:将屈曲向量中所有节点的屈曲模态分量乘以初始缺陷放大系数作为初始缺陷施加到所有节点坐标上。

(4) 几何非线性屈曲分析:打开几何非线性分析控制功能,进行几何非线性分析。

(5) 提取荷载位移曲线结果。

对于 Abaqus 大型通用有限元分析软件,非线性屈曲分析的具体计算步骤如下:

(1) 线性屈曲分析:修改线性屈曲模型的关键输出节点位移信息。

(2) 施加荷载:将自重、节点荷载、梁单元荷载等都乘以与线性屈曲稳定系数相近的荷载放大系数作为施加荷载。

(3) 施加初始缺陷:通过修改非线性屈曲模型的施加初始缺陷。

(4) 非线性屈曲分析:勾选几何非线性分析按钮以考虑几何非线性,在材料特性中输入非线性应力应变关系以考虑材料非线性。

(5) 提取荷载位移曲线结果。

4 数值分析模型

考虑几何非线性和材料非线性的数学本质即为几何刚度矩阵和应力刚度矩阵的更新,计算量相比于线性分析显著增加,因此为了平衡求解精度和计算量,建立合理的有限元模型非常关键。计算结构整体稳定性的有限元模型按照结构层次的分类主要有两种:独塔模型和全桥模型,而按照单元层次又可分为:全桥或主塔杆系模型、全桥或主塔实体模型和全桥多尺度模型。不同层次的模型各有优劣,需要根据实际情况进行选

用。为得到全桥结构的内力结果,以南京仙新路长江大桥为例建立 Midas/Civil 全桥杆系模型,并分析其在主要荷载组合“恒载+活载”下的线性及几何非线性稳定性;为精确分析其稳定性结果,将全桥模型中的主塔隔离出来,同时为考虑材料非线性并计入钢筋对结构刚度的贡献,又建立了 Abaqus 主塔实体模型,并在“恒载+活载”荷载组合下分析线性、几何、材料及双重非线性稳定性,最后计算比较了两种模型的稳定性计算结果。

4.1 结构层次

独塔模型是稳定性计算采用较多的一种模型,一方面,大跨度缆索承重桥梁最主要的受压构件就是主塔,因此全桥失稳实际上主要是主塔构件失稳。在一定程度上,仅仅建立主塔模型,计算得到的稳定系数就可以代表全桥计算结果;另一方面,同样的单元网格尺度下,主塔模型单元数量明显少于全桥模型,所需要的计算时间更少。但是采用独塔模型也存在不可避免的问题,主要体现为边界的简化问题,包括位移边界的简化问题和力边界的简化问题。

对于悬索桥,主索鞍在设计时需满足不能产生滑动的要求,即主索鞍基本固结于塔顶,依靠主缆对塔顶形成弹性支承点;塔顶的主索鞍传递主缆所承担的主桥荷载,中横梁上的支座传递加劲梁所承担的主桥荷载。对于斜拉桥,斜拉索对索塔的约束作用则可以看出弹性支承区;索塔在拉索锚固区段承受斜拉索所传递的主桥荷载,同样中横梁上的支座传递主梁所承担的主桥荷载。

为了使独塔模型与全桥模型的计算结果尽可能地相近,需要处理好独塔模型的边界,其边界简化原则为独塔模型中的主塔和全桥模型中的主塔具有相同的变形形状。

4.1.1 位移边界的简化

对于悬索桥,主缆的约束作用可以简化为塔顶纵向点约束,而对于斜拉桥,斜拉索的约束作用则对应拉索锚固区的区域约束,还需要考虑区域内的刚度分配情况。下文以悬索桥为例,阐述主缆对塔顶的纵向点约束刚度的简便计算方法及精确计算方法。

(1) 简便方法

简便方法的计算式如下:

$$K = K_1 + K_2$$

$$K_1 = EA/l_1$$

$$K_2 = EA/(l_2 + l_3)$$

式中: K 为主缆纵向约束刚度; K_1 为相邻边缆纵向约

束刚度; K_2 为中缆及不相邻的边缆纵向约束刚度; E 为主缆的弹性模量; A 为主缆的钢绞线总面积; l_1 、 l_2 、 l_3 分别为相邻边缆、中缆及不相邻边缆实际长度。

(2) 精确分析

在全桥模型中的塔顶—塔肢节点上施加一个纵向单位力,以单位力除以在此单位力作用下的塔顶位移,所得刚度 K_0 为主塔抗侧刚度及主缆约束刚度之和。另取塔顶自由的独塔模型,同样处理计算所得刚度 K_l 即为主塔抗侧刚度,两者相减即为主缆对主塔塔顶的纵向约束刚度 $K = K_0 - K_l$ 。

4.1.2 力边界的简化

对于力边界的简化,由于主塔抗侧刚度以及缆索约束刚度的存在,除了需要在塔顶加上从全桥杆系模型中所提取的主索鞍与塔顶连接的内力 F_0 之外,另外还需要补偿因克服主塔抗侧刚度和缆索约束刚度而损失的部分内力 F_l ,最终的等效作用力为 $F = F_0 + F_l$,其应使独塔模型中塔顶的变形形状与全桥模型中保持一致。

对于线性计算模型,刚度矩阵只求解一次,此时只用赋予独塔模型初始边界条件即可,但是对于计入了几何和材料非线性的计算模型,在后续迭代计算过程中,主塔的力边界和位移边界条件实际上处于不断更新的状态,因此独塔模型所得结果仍然存在一定的误差。

全桥有限元模型则不存在内部边界条件的简化问题,另外对于施工阶段的稳定性计算,如悬索桥的空缆状态和斜拉桥的悬拼状态,必须采用阶段整体模型进行计算,但其单元相比独塔模型将增加很多,计算代价也是不容忽视的一个重要因素。

4.2 单元层次

目前杆系单元多用于整体计算,而实体单元多用于局部精细化计算。一般采用杆系单元计算稳定系数,这样能够在计算量较小的情况下获得具有代表性的结果,但其也存在一些缺点。对于钢筋混凝土结构索塔,一方面,纵向钢筋的刚度贡献无法体现,非线性分析过程中钢筋与混凝土之间的内力重分布也无法得到精确模拟;另一方面,结构失稳时的破坏模态,如混凝土的拉裂和压碎也无法精确模拟。对于组合结构索塔,一方面,仅仅刚度的换算不能体现钢壳对内部混凝土的约束作用;另一方面,结构失稳时钢结构的屈服和混凝土的压碎也无法精确模拟。对于钢结构索塔,薄壁结构相比于整体失稳更容易发生局部屈曲失稳,而杆系模型同样难以体现局部屈曲失稳的情况。

若采用独塔实体模型,虽然计算量较小,但对于非线性稳定性计算,前述的边界模拟问题难以解决;若采用全桥实体模型,虽所得结果最为详细精确,但计算代价太大。考虑到缆索承重桥梁的主要承压构件为主塔,一般全桥失稳的诱因就在于主塔失稳,因此只需关注主塔中刚度的精细分配及其失稳破坏模态,此时全桥多尺度模型就具有较好的适用性。主塔部分采用实体单元,主桥的其余部分采用杆系单元,兼顾计算量以及结果的精确性。

4.3 计算结果

南京仙新路长江大桥为主跨 1 760 m,塔高 263.8 m,矢跨比 1/9 的地锚式单跨钢箱梁门式塔悬索桥。加劲梁为整体钢箱梁,采用 Q345qD 钢材,主缆采用标准强度为 2 100 MPa 的高强钢丝,吊索采用标准强度为 1 770 MPa 的高强钢丝,主塔采用 C60 混凝土,预应力筋采用 1 860 钢绞线,普通钢筋采用 HRB400。汽车荷载等级为城市 A 级,风荷载参考距离较近的南京长江四桥的风参数观测结果,并根据 JTG/T 3360—01—2018《公路桥梁抗风设计规范》进行设计风速的计算。

首先根据相关参数采用前述方法建立 Midas/Civil 全桥杆系模型,由于大跨度悬索桥稳定性主要体现在主塔稳定性上,为考虑材料非线性并计入钢筋对结构刚度的贡献进而进行精确分析,将主塔从全桥模型中分离出来,提取内力和位移边界条件,建立 Abaqus 主塔实体模型。

考虑其主要荷载组合“恒载+活载”,计算得到稳定系数如表 1 所示。

表 1 南京仙新路长江大桥在“恒载+活载”荷载组合下的稳定系数

计算模型	计算条件	稳定系数
全桥杆系模型	线性	12.11
	几何非线性	9.68
	线性	11.36
主塔实体模型	几何非线性	8.10
	材料非线性	2.27
	双重非线性	2.22

由表 1 可见:相比于线性稳定结果,南京仙新路长江大桥的几何非线性稳定系数降低了 1/3 左右,而相比于几何非线性稳定结果,其双重非线性稳定系数又

降低了近 3/4,与图 1 所说明的变化规律相符。另外,考虑非线性因素造成稳定系数的大幅下降,再次印证了缆索承重桥梁计算非线性稳定系数的必要性。

5 结论

根据对大跨径缆索承重桥梁稳定性的研究现状、计算方法和计算模型的分析讨论,可得如下结论:

(1) 目前国内外对斜拉桥稳定性的研究主要集中在对斜拉桥施工阶段稳定性研究如最大悬臂状态,以及特殊斜拉桥的稳定性研究如多塔斜拉桥等;对悬索桥稳定性的研究主要集中在对悬索桥施工阶段稳定性研究如主缆架设时的空缆状态,以及特殊悬索桥的稳定性研究如自锚式悬索桥等。

(2) 随着桥梁跨径的增大,缆索承重桥梁的非线性特性越来越明显,线性稳定分析的参考意义越来越有限,几何和材料非线性稳定分析在结构设计中的重要性越来越凸显。

(3) 独塔模型稳定性结果在一定程度上可以代表全桥模型的结果,但是需处理好力边界及位移边界的简化问题。

(4) 相比于线性稳定结果,南京仙新路长江大桥的几何非线性稳定系数降低了 1/3 左右,而相比于几何非线性稳定结果,南京仙新路长江大桥的双重非线性稳定系数降低了近 3/4。

参考文献:

[1] 李世伟,杨永清,谢宏伟,等.巽他海峡大桥悬索桥结构体系矢跨比优化设计研究[J].中外公路,2018(6).

[2] 项海帆.高等桥梁结构理论[M].北京:人民交通出版社,2001.

[3] 王星海.独塔斜拉桥的整体稳定性分析[D].长沙理工大学硕士学位论文,2007.

[4] 安彦卿.悬索桥桥塔稳定性影响因素分析[J].公路交通科技(应用技术版),2016(6).

[5] 赵东.大跨度多塔叠合梁斜拉桥稳定分析[D].西南交通大学硕士学位论文,2018.

[6] 李传习,张磊.九江长江大桥混合梁斜拉桥稳定分析[J].交通科学与工程,2010(4).

[7] 刘恩吉.悬索桥桥塔纵向稳定性分析[J].世界桥梁,2009(2).

[8] 洪健.基于 ANSYS 的钢筋混凝土框架非线性分析[D].中南大学硕士学位论文,2009.