

大跨径斜拉钢管混凝土拱桥空间稳定性分析

赵跃宇, 刘伟长, 杨相展

(湖南大学土木工程学院 长沙市 410082)

摘 要: 在考虑几何和材料非线性基础上, 运用大型通用有限元软件 ANSYS, 对某座大跨径斜拉钢管混凝土拱桥进行了空间稳定性分析。采用 3 种稳定分析方法, 分别对 3 种不同工况进行了稳定性分析, 计算结果表明, 几何非线性和材料非线性对其稳定性影响很大。

关键词: 钢管混凝土拱桥; 稳定性; 几何非线性; 材料非线性

斜拉钢管混凝土拱桥是以钢管混凝土拱为主要受力构件, 辅以斜拉索受力的新型组合桥梁。虽然在 2002 年, 马来西亚就建成了跨径为 300 m 的世界第一座斜拉拱桥, 但其理论研究还处于起步阶段。文献 [1, 2] 分别研究了斜拉拱桥的静力性能和动力特性, 对于斜拉钢管混凝土拱桥的空间稳定性还未见有文献研究。我国很多学者对拱桥的稳定性进行了研究, 主要研究方法可分为线弹性稳定和非线性稳定。由于线弹性稳定分析没有考虑结构的非线性和结构初始缺陷的影响, 所以线弹性稳定往往会过高地估计拱桥的失稳临界荷载, 因此要准确评估拱桥的失稳临界荷载, 必须采用考虑了几何和材料非线性的非线性稳定分析方法。

本文运用大型通用有限元软件 ANSYS, 对某座正在建设的大跨径斜拉钢管混凝土拱桥进行了稳定性分析, 并分析了在不同工况下, 几何非线性和材料非线性对稳定性的影响。

1 稳定分析理论

1.1 线弹性方法

按照线弹性稳定理论, 结构在临界荷载作用下的平衡方程为:

$$([K_0] + \lambda[K_\sigma]) \{\Delta D\} = \{0\} \quad (1)$$

式中: $[K_0]$ 为结构弹性刚度矩阵; $[K_\sigma]$ 为参考荷载 $\{P\}$ 作用下结构的几何刚度矩阵; λ 为结构的稳定系数; $\{\Delta D\}$ 为节点位移增量。

方程组 (1) 为特征值问题, 通过子空间迭代法、

逆迭代法等方法可解得 λ , 这样结构临界荷载 $\{P\}_{cr} = \lambda_{\min} \{P\}$ 。

由于线弹性方法没有考虑结构的几何非线性和材料非线性, 因此用线弹性方法得出的临界荷载是实际临界荷载的上限。但由于其概念清晰, 计算简便, 在很多实际工程中仍然采用线弹性方法分析其稳定性, 取用较大的稳定系数进行验算。

1.2 几何非线性方法

按照有限元方法的理论, 考虑几何非线性, 利用虚位移原理得到 T. L 列式下结构的增量平衡方程:

$$([K_0] + [K_\sigma] + [K_I]) \{\Delta D\} = \{\Delta P\} \quad (2)$$

式中: $[K_I]$ 为结构的大位移矩阵; $\{\Delta P\}$ 为外荷载增量。

式 (2) 为非线性方程组, 可通过增量法或迭代法求解。当结构的切线刚度矩阵对应的行列式值为零时, 表明结构失稳, 此时的荷载即为临界荷载。

1.3 几何和材料非线性方法

考虑几何和材料非线性的结构增量平衡方程为:

$$([K_0]_{ep} + [K_\sigma] + [K_I]_{ep}) \{\Delta D\} = \{\Delta P\} \quad (3)$$

式中: $[K_0]_{ep}$ 为结构弹塑性刚度矩阵; $[K_I]_{ep}$ 为结构大位移弹塑性刚度矩阵。

从式 (2) 和式 (3) 可以看出, 考虑几何和材料非线性的结构增量平衡方程与考虑几何非线性相类似, 只是用弹塑性本构关系代替了弹性本构关系, 其求解方法和结构失稳判断准则也与考虑几何非线性相类似。

2 材料本构关系

2.1 钢管混凝土组合材料的本构关系

钢管混凝土组合材料的本构关系采用文献[7]中的单轴应力—应变关系,见图1所示。其中, oa 为线弹性阶段; ab 为弹塑性阶段,按二次抛物线变化; bd 为塑性强化阶段。

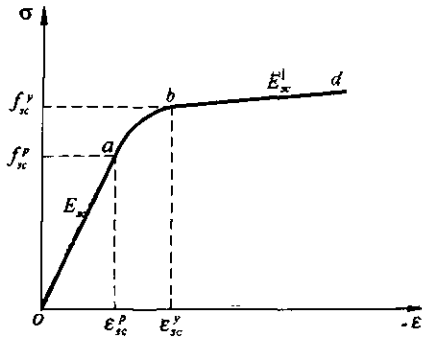


图1 钢管混凝土组合材料本构关系

$$\sigma = \begin{cases} E_s \varepsilon & (\varepsilon \leq \varepsilon_{sc}^p) \\ \frac{A_1 f_{sc}^y Q}{1 + B_1 Q} & (\varepsilon_{sc}^p < \varepsilon \leq \varepsilon_{sc}^y) \\ f_{sc}^y + (\varepsilon - \varepsilon_{sc}^y) E_{sc}^l & (\varepsilon > \varepsilon_{sc}^y) \end{cases} \quad (4)$$

式中:

$$f_{sc}^y = (1.212 + B\zeta + C\zeta^2) f_{ck};$$

$$f_{sc}^p = (0.192 f_y / 235 + 0.448) f_{sc}^y;$$

$$\varepsilon_{sc}^p = 0.67 f_y / E_s;$$

$$B = 0.974 + 0.1759 f_y / 235;$$

$$C = 0.0309 - 0.1038 f_{ck} / 20;$$

$$\varepsilon_{sc}^y = \varepsilon_{sc}^p + 2(f_{sc}^y - f_{sc}^p) / (E_{sc} + E_{sc}^l);$$

$$E_{sc} = f_{sc}^p / \varepsilon_{sc}^p;$$

$$Q = f_{sc}^p / (A_1 f_{sc}^y - B_1 f_{sc}^p) \times \exp(A_1 f_{sc}^y (E_{sc} \varepsilon - f_{sc}^p) / (f_{sc}^y - f_{sc}^p) / f_{sc}^p);$$

$$E_{sc}^l = 5000\alpha + 550 (\text{MPa});$$

$$A_1 = 1 - (E_{sc}^l / E_{sc}) (f_{sc}^p / f_{sc}^y)^2;$$

$$B_1 = 1 - (E_{sc}^l / E_{sc}) (f_{sc}^p / f_{sc}^y);$$

$$\zeta = A_s f_y / A_c f_{ck}.$$

式中: f_y 为钢材屈服极限; f_c 、 f_{ck} 分别为混凝土抗压强度设计值和标准值; A_s 、 A_c 为钢材、混凝土截面积; ζ 为钢管混凝土套箍系数值。

2.2 钢材的本构关系

对于空钢管材料,采用理想弹塑性应力—应变关系以及双线性随动强化准则来模拟,应力—应变关系为:

$$\sigma = \begin{cases} E \cdot \varepsilon & (\varepsilon \leq \varepsilon_y) \\ \sigma_y & (\varepsilon > \varepsilon_y) \end{cases} \quad (5)$$

式中: σ_y 和 ε_y 分别为钢材屈服应力和应变。

3 算例分析

3.1 实桥算例简介

某座主桥为120 m+400 m+120 m斜拉飞燕式系杆钢管混凝土拱桥,主跨主拱肋采用中承式双肋无铰平行拱,拱轴线采用7次抛物线,拱肋中心距为34 m,净跨径388 m,矢高74.7 m,矢跨比为1/5.19,桥面总宽27 m,主拱拱肋采用双肋六管桁架截面,且截面为变高度(拱脚为 $H=5.0$ m,拱顶 $H=9.0$ m)等宽度截面。弦管直径为850 mm,弦管壁厚从拱脚到拱顶逐次变化,上弦钢管壁厚分别为28 mm、24 mm、22 mm;下弦钢管壁厚分别为28 mm、24 mm、20 mm。上弦钢管内均灌注C50高强混凝土,下弦钢管距拱脚中心水平距离0~116 m范围内灌注C50高强混凝土,其余为空钢管。桥塔采用直线和圆曲线组成的花瓶形混凝土桥塔。斜拉索的布置采用空间扇形。边拱拱肋为上承式,双肋横向内倾,截面为混凝土箱形截面,计算跨径为62 m。边跨主梁采用双边主梁截面形式,边主梁采用箱形截面。该桥桥型布置见图2所示。

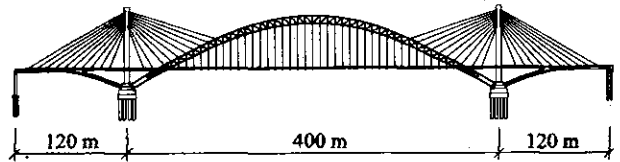


图2 主桥桥型布置示意

3.2 有限元模型

按设计图纸在桥梁各构件交接处设置空间节点,全桥共有4185节点,全桥划分各类单元6802个,其中拱肋、塔、边梁、边拱、桥面系用空间梁单元(BEAM188单元)模拟,吊杆、斜拉索和系杆用空间杆单元模拟(LINK10单元),建立的全桥三维有限元分析模型见图3所示。考虑斜拉拱桥的失稳主要是拱肋的失稳,所以计算中仅考虑拱肋的双重非线性,其余单元只考虑几何非线性。

3.3 稳定性分析

预先对结构进行特征值屈曲分析,在恒载作用下,全桥的一阶失稳模态为面外对称失稳,如图4、图5所示,其稳定安全系数为8.117。按照它的屈曲形状,给结构施加一定的初始几何缺陷,并考虑其几何和材料非线性,分析全桥在3种工况下的稳定性:(1)全桥均布活载;(2)半桥均布活载;(3)集中荷

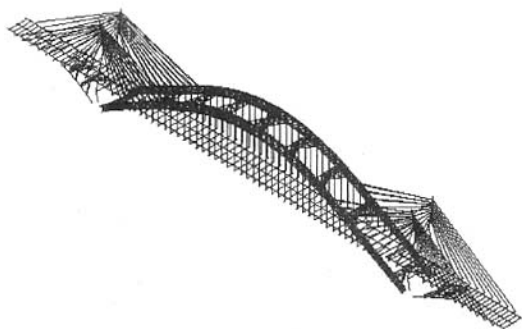


图3 全桥三维有限元分析模型

载。分析时先加恒载,然后逐级施加活载来求解结构的稳定性。

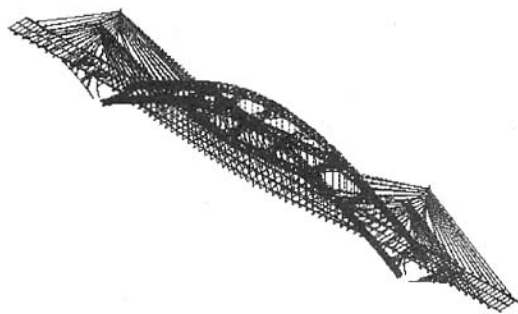


图4 线弹性一阶失稳立面



图5 线弹性一阶失稳俯视

(1)全桥均布荷载。

均布活载分级施加于全桥内,每级荷载为 50 kN/m ,拱肋拱顶处的荷载—位移曲线见图6所示。从图中可以看出,在荷载小于 800 kN/m 时,结构基本处于弹性状态,随后拱肋 $1/4$ 、 $3/4$ 处的上弦管开始进入弹塑性状态,随着荷载的增加,拱顶上弦管也进入了弹塑性状态。当荷载加载到 946 kN/m 时,拱顶处的横向位移迅速增大,结构由于发生横向失稳而破坏;破坏时,横撑和腹管的钢材还处于弹性状态。该临界荷载相对于全桥满布人群荷载 (94.5 kN/m) 的安全系数为 10.01 。

(2)半桥均布荷载。

均布荷载分级施加于左半桥内,每级荷载为 50 kN/m ,拱肋拱顶处的荷载—位移曲线见图7所示。计算结果表明,在荷载小于 470 kN/m 时,结构基本处于弹性状态,之后右边拱肋中没有浇注混凝土的下弦管开始进入塑性状态。当荷载加到 650 kN/m 时,上弦 $1/4$ 处的弦管开始进入弹塑性状态,随后该处

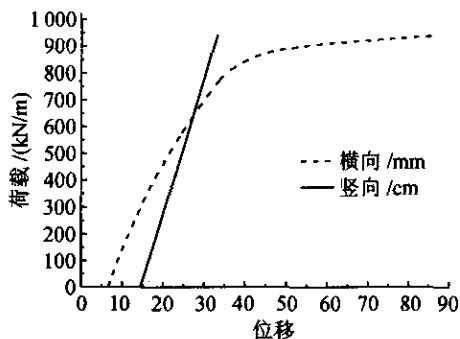


图6 工况1拱肋拱顶处的荷载—位移曲线

的斜腹管也进入塑性状态。当荷载加载到 920 kN/m 时,结构由于横向失稳而破坏。该临界荷载相对于满布人群荷载 (94.5 kN/m) 的安全系数为 9.73 。

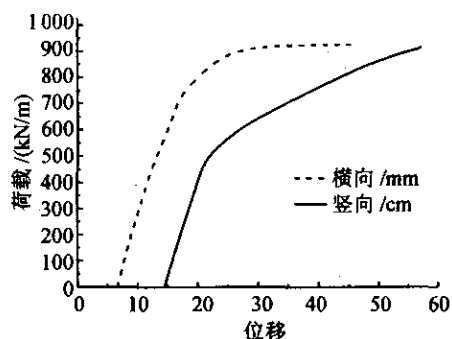


图7 工况2拱肋拱顶处的荷载—位移曲线

(3)集中荷载。

集中荷载对称分级施加于跨中桥面上,每级荷载为 2000 kN ,拱肋拱顶处的荷载—位移曲线见图8所示。从图中可以看出,在荷载小于 33000 kN 时,结构基本处于弹性状态,之后拱肋拱顶处的斜腹管,拱顶下弦管相继进入塑性状态;当荷载加到 36898 kN 时,由于拱顶处的腹管、下弦管都进入了塑性状态,使结构的竖向位移急剧增加,此时结构达到其极限承载力,并没有出现横向失稳。

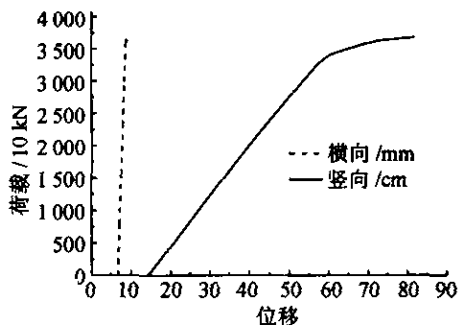


图8 工况3拱肋拱顶处的荷载—位移曲线

为了进行比较,分别采用线弹性和几何非线性方法对前面 3 种工况进行了稳定性分析,计算结果见表 1。由表 1 可见,用线弹性方法分析所得的临界荷载比考虑几何非线性和考虑几何和材料非线性大许多,并且在不同的加载工况下,几何非线性对临界荷载影响程度不同。在全桥均布活载作用下,几何非线性对临界荷载影响较小,只减少了 10.88%,而在半桥均布活载和集中荷载作用下,几何非线性对其临界荷载影响较大,其临界荷载分别减少了 35.38% 和 74.08%。

表 1 不同工况和方法下结构的临界荷载

工 况	线弹性	几何非线性	几何和材料 非线性
全桥均布活载/(kN/m)	1 875	1 671	946
半桥均布活载/(kN/m)	3 200	2 068	920
集中荷载/(10 kN)	14 800	3 836	3 689.8

4 结论

通过对该座斜拉钢管混凝土拱桥的稳定性分析,可以得出以下几点结论。

(1) 由于斜拉索及桥塔的影响,斜拉钢管混凝土拱桥在恒载作用下的一阶稳定安全系数比一般的大跨径钢管混凝土拱桥要高。

(2) 在不同的加载工况下,几何非线性对结构的临界荷载影响程度不同。在全桥均布活载作用下,几何非线性影响较小,而在半桥均布活载和集中荷载作用下,几何非线性对临界荷载影响很大。

(3) 在均布荷载作用下,考虑双重非线性的临界荷载远小于线弹性和仅考虑几何非线性临界荷载,因此,采用线弹性和仅考虑几何非线性方法均会过高地估计结构的极限承载力,要准确评估出结构的极限承载力必须考虑双重非线性。

参考文献:

[1] 赵跃宇,吕建根,易壮鹏. 斜拉拱桥的力学性能及经济性能的研究[J]. 世界桥梁,2005,(1).

[2] 赵跃宇,杨相展,康厚军. 斜拉拱桥动力特性分析[J]. 公路,2005,(11).

[3] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京:中国铁道出版社,1996.

[4] 杨永清. 钢管混凝土拱桥横向稳定性分析[D]. 西南交通大学,1998.

[5] 崔军,王景波,孙柄楠. 大跨度钢管混凝土拱桥非线性稳定性分析[J]. 哈尔滨工业大学学报,2003,35(7).

[6] 颜全胜,骆宁安,韩大建,王卫锋. 大跨度拱桥的非线性与稳定分析[J]. 华南理工大学学报,2000,28(6).

[7] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 北京:清华大学出版社,2003.

Spatial Stability Analysis of Long Span Cable-Stayed Concrete Filled Steel-Tublar Arch Bridge

ZHAO Yue-yu, LIU Wei-chang, YANG Xiang-zhan
(College of Civil Engineering, University, Hunan, Changsha 410082, China)

Abstract: The spatial stability of a long span cable stayed concrete filled steel-tublar arch bridge is analyzed by the common finite element method software-ANSYS, on the basis of consideration of geometric nonlinearity and material nonlinearity. The stability of three load cases is studied by three types of methods. The results indicate that the influences of geometrical nonlinearity and material nonlinearity on the stability is greater.

Key words: concrete filled steel-tublar; arc bridge; stability; geometric nonlinearity; material nonlinearity