

吊杆张拉过程中拱肋稳定性分析

应明¹, 郑一峰¹, 王德军²

(1. 吉林大学 建设工程学院, 130026 长春, whlhitb@163.com; 2. 哈尔滨工业大学 交通科学与工程学院, 150090 哈尔滨)

摘要: 拱桥是一种主要承受压力的平面曲杆体系, 实际工程中常常因材料、施工工序等原因受偏心压力。本文基于第二类稳定问题, 根据实际工程中吊杆张拉方案进行线性和非线性稳定性分析, 得到各工况的稳定安全系数。通过分析结果进行张拉方案比选。考虑双重非线性, 稳定安全系数降低较大。因此, 在施工过程的稳定性分析中应重点考虑非线性的影响。

关键词: 拱桥施工控制; 稳定性分析; 非线性

中图分类号: TH133; TP 183 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2011)04-0142-03

Stability analysis of arch rib in the process of drawing boom

YING Ming¹, ZHENG Yi-feng¹, WANG De-jun²

(1. Civil Engineering Department, Jilin University, 130026 Changchun, China, whlhitb@163.com;

2. School of Transportation Science and Engineering, Harbin Institute of Technology, 150090 Harbin, China)

Abstract: In practical, arch bridge, as a major stress plane curving pole system, would be eccentrically pressured by engineering materials, construction process and other reasons. Based on the nonlinear properties, the linear and nonlinear stability analysis, we obtained the various modes of the stability safety coefficient. From the analysis of results, we choose a tension scheme. Taking two nonlinear reasons into account, the stable safety coefficient would be reduced largely, so that the nonlinear effect must be considered in the stability analysis of construction.

Key words: arch bridge construction control; stability analysis; nonlinear

我国国民经济的迅速发展离不开交通土建工程的投入, 伴随着公路网络的发达和需要, 拱桥在跨越能力的提高和结构形式的优化方面有了充分的发展。中承式提篮拱桥是大跨拱桥的一种较理想的结构形式, 给人以宏伟的感觉。但是, 随着跨度的增加, 稳定性成为制约拱桥发展的主要因素之一。桥梁规范是通过宽跨比来保证拱桥的横向稳定性的, 这一规定并不能完全保证拱桥施工中和成桥后的横向稳定性, 也不能保证局部稳定。本文以葫芦山湾跨海大桥工程为例, 研究拱桥吊杆张拉过程中拱肋的稳定性。

1 工程概况

1.1 工程背景

葫芦山湾跨海大桥位于辽宁省大连市西南

部, 为长兴岛疏港高速铁路跨越葫芦山海湾的一座大型桥梁。主桥的上部结构形式采用飞鸟式中承系杆拱, 主跨标准跨径为 100 m, 计算跨径为 93.9 m, 拱轴线形式为 4 次抛物线, 矢跨比 $F/L = 1/4.44$ 。桥面以上拱肋采用钢箱结构, 断面形式采用带倒角的单箱 3 室箱形截面, 截面高度为 1.5 m, 横向宽度为 3.5 m, 钢箱中的所有构件均使用 Q345q-E 制作。钢箱拱肋在与箱梁相交处做钢砼连接段, 此段钢拱肋长 767 cm, 其中 263 cm 钢拱肋伸入箱梁, 593 cm 长的钢拱肋内浇筑小石子混凝土, 通过开孔加劲肋和焊钉使钢箱拱肋与混凝土箱梁连接在一起。主桥设置 13 对 OVM 吊杆, 如图 1, 2。

1.2 施工过程

施工时在水中临时钢管桩上放置贝雷桁架, 搭设混凝土箱梁及桥面以下混凝土拱肋现浇支架。箱梁及桥面以下混凝土拱肋现浇施工放样, 分

段浇筑箱梁混凝土,按先中后支的顺序对称进行.将钢混连接段钢箱梁预埋于主梁之中,并在其中浇筑混凝土,待主梁混凝土达到设计强度后张拉相应的预应力束.浇筑中跨钢筋混凝土拱肋靠近拱脚处后浇带混凝土.搭设钢箱拱肋架设支架,顺

序从两边到中间对称吊装,安装就位后焊接连接件.拆除拱圈临时支架,安装吊杆并张拉吊杆.拆除边跨临时支架并浇筑边跨后浇带混凝土.拆除中跨临时支架并进行全桥二次调索.浇筑桥面铺装和防撞护栏等.

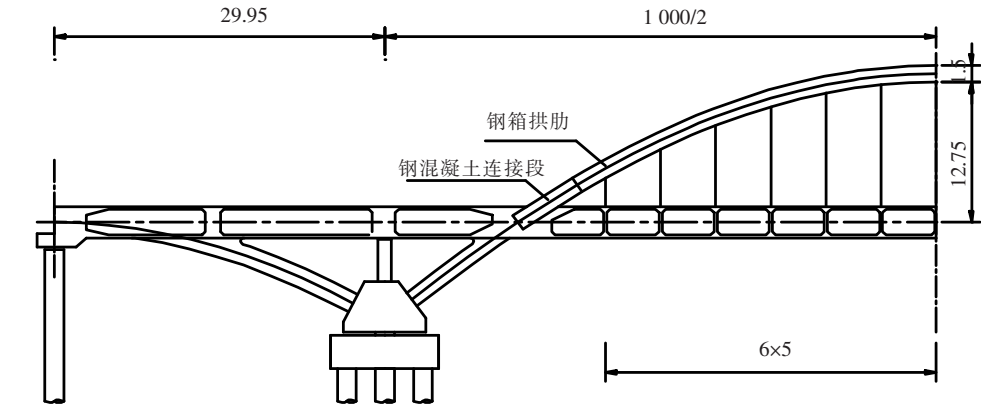


图 1 主桥布置图 (m)

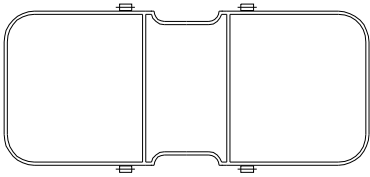


图 2 钢拱肋断面图

2 结构分析基本理论

2.1 分析方法^[1-2]

拱肋是一种主要承受压力的平面曲杆体系,面内屈曲存在两种形式:一是分支点失稳形式,拱轴线和压力线重合,失稳前平衡状态只有压缩,不存在弯曲变形,只有到临界状态平衡才出现弯曲变形分支;第二种形式是极值点失稳形式,非对称荷载作用下,竖向位移和横向位移并存,当达到临界荷载,位移继续变大,直至失稳破坏.

实际结构当中,设计理论是拱轴线和压力线重合,但在吊杆张拉过程中,压力线是变化的,也可以理解为吊杆张拉是非对称作用力加载过程,所以,失稳形态为第二类失稳(极值点失稳).实际的临界力低于压屈理论值,通常按几何非线性和材料非线性理论求解拱桥失稳极限荷载,即压溃荷载,这样就把拱桥的稳定问题与强度问题趋于统一.

几何非线性表现在结构几何变形引起结构刚度改变^[3].结构平衡方程必须在未知变形后的位置上建立.通常几何非线性包括大应变、大位移和应力刚化效应.材料非线性表现在塑性、超弹和材料非线性对刚度的影响.

本文中考虑大位移效应,不考虑材料非线性.

2.2 有限元理论概述^[4]

结构静力计算方程为 $([K_D] + [K_G]) \cdot \{\delta\} = \{F\}$, 通过此方程求得在 $\{F\}$ 作用时的位移.当结构的力与位移不再是线性关系时,存在 $\{F\}$ 达到 $\lambda \{F\}$ 时,结构出现平衡状态,推出

$$([K_D] + \lambda [K_G]) \{\Delta\delta\} = \lambda \{F\}. \quad (1)$$

如果 λ 足够大,将 $\{\delta\} + \{\Delta\delta\}$ 代入式(1),平衡方程依然满足,即

$$([K_D] + \lambda [K_G]) \{\{\delta\} + \Delta\delta\} = \lambda \{F\}. \quad (2)$$

满足式(1)和(2)的条件就是计算稳定安全系数的特征方程式,即

$$([K_D] + \lambda [K_G]) \{\Delta\delta\} = 0.$$

式中: $[K_D]$ 为弹性刚度矩阵; $[K_G]$ 为几何刚度矩阵; λ 为特征值.当 $\{\Delta\delta\}$ 不为 0 时,说明 $([K_D] + \lambda [K_G])$ 为 0,刚度为 0,即失去了抵抗变形能力.解出最小特征值.

拱桥结构的非线性方程为

$$([K_0] + [K_L] + [K_o]) \{\delta\} = \{F\}.$$

式中: $([K_0] + [K_L] + [K_o])$ 为切线刚度矩阵; $[K_0]$ 为小位移弹性刚度矩阵; $[K_L]$ 为总大位移矩阵; $[K_o]$ 为总初应力刚度矩阵; $\{\delta\}$ 为节点总位移列阵; $\{F\}$ 为等效节点总荷载矩阵.求解非线性方程多采用增量法,其实质是使用分段线性的折线非线性曲线,将荷载分为许多荷载增量.作为微小单元,就可以假设方程是线性的,刚度是常数,求得一个位移增量,增量累加为总位移.

3 工程应用

3.1 吊杆张拉方案

主桥拱肋为钢结构单箱 3 室拱,位于桥中线

上,共有 13 对吊杆,从起点至终点方向编号为 1—13,每排 2 根吊杆,桥梁前进方向左边编号为 1#,右边为 2#. 考虑张拉过程对拱肋的影响,设计两种张拉方案.

方案 1:根据吊杆设计张拉力张拉,从跨中开始向两端张拉,从概念上分析考虑,此方案可以保证拱肋在张拉过程中不发生大的变形(见表 1).

方案 2:采用相同的设计初张力、每个位置 2 根吊杆同时张拉,从两端向中间张拉,如表 2 所示. 由于从两端开始施工,材料运送比较方便安全.

表 1 方案 1 吊杆张拉顺序

张拉序号	吊杆编号
1	7—1 7—2
2	6—1 6—2 8—1 8—2
3	5—1 5—2 9—1 9—2
4	4—1 4—2 10—1 10—2
5	3—1 3—2 11—1 11—2
6	2—1 2—2 12—1 12—2
7	1—1 1—2 13—1 13—2

表 2 方案 2 吊杆张拉顺序

张拉序号	吊杆编号
1	1—1 1—2 13—1 13—2
2	2—1 2—2 12—1 12—2
3	3—1 3—2 11—1 11—2
4	4—1 4—2 10—1 10—2
5	5—1 5—2 9—1 9—2
6	6—1 6—2 8—1 8—2
7	7—1 7—2

3.2 有限元模型^[5]

特征值屈曲分析采用几何建模,定义材料的弹性模量. 在单元选择时,应考虑荷载模拟和边界条件以及单元刚性和特性.

平面拱桥模型只可以进行面内分析,而实际拱桥两排吊杆,张拉过程中既可能发生面内失稳,也可能发生面外失稳,所以,应该建立空间模型进行分析,求得最小特征值. 拱轴线是抛物线形的创建模型时以直代曲.

弹性阶段稳定性分析采用特征值分析功能,非线性因素主要考虑 $P-\Delta$ 效应和大变形效应.

3.3 稳定性分析

3.3.1 特征值屈曲分析

方案 1 张拉过程中的整体稳定安全系数如表 3 所示,最小的稳定系数出现在第一次张拉时,为

30.08,此时拱肋的自由长度最大,但仍远大于 4,是安全的.

表 3 方案 1 结构整体稳定安全系数

张拉序号	整体稳定安全系数
1	26.56
2	27.94
3	33.85
4	38.33
5	44.75
6	43.24
7	42.85

方案 2 张拉过程中的整体稳定安全系数如表 4 所示,最小的稳定系数出现在第一次张拉时,为 45.73,此时拱肋的自由长度最大,但仍远大于 4,是安全的.

表 4 方案 2 结构整体稳定安全系数

张拉序号	整体稳定安全系数
1	45.73
2	47.75
3	51.34
4	52.75
5	53.37
6	50.67
7	50.16

3.3.2 考虑非线性的稳定性分析

考虑 $P-\Delta$ 效应和大变形效应后,方案 1 张拉过程中的整体稳定安全系数如表 5 所示. 考虑 $P-\Delta$ 效应和大变形效应后,方案 2 张拉过程中的整体稳定安全系数如表 6 所示.

将表 5 与表 3、表 6 与表 4 进行比较,考虑 $P-\Delta$ 效应和大变形效应之后,稳定系数明显下降,但仍大于 4,是安全的.

表 5 方案 1 几何非线性稳定安全系数

张拉序号	整体稳定安全系数
1	20.08
2	23.34
3	25.65
4	30.25
5	35.69
6	37.56
7	38.23

(下转第 148 页)