

文章编号: 1002-0268 (2005) 07-0078-04

南京长江二桥斜拉桥施工过程中稳定性分析

赵 雷, 杨兴旺

(西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要: 针对南京二桥南汊钢斜拉桥, 考虑结构的非线性和构件的极限承载能力, 计入施工过程的变形和应力的叠加效应, 用包含梁和索单元的空间组合结构模型, 进行了大桥的结构行为分析, 着重研究了在施工全过程中的结构稳定性问题。

关键词: 斜拉桥; 施工; 非线性; 稳定性; 有限元法; 结构分析

中图分类号: U448.27

文献标识码: A

Stability Analysis of the Second Nanjing Yangtze River Cable-Stayed Bridge During Construction

ZHAO Lei, YANG Xing-wang

(School of Civil Eng., Southwest Jiaotong University, Sichuan Chengdu 610031, China)

Abstract: For the steel cable-stayed bridge of second Nanjing Yangtze River Bridge, a 3-dimensional compound structural calculation model constructed by beams and rope elements was used to analyze the structural behavior of the bridge. In the analysis, the structural nonlinearity and ultimate bearing capacity of members were considered, and the deformations during construction and the superposition effect of stresses were also taken into account. The emphasis of the study was focused on the structural stability during construction.

Key words: Cable-stayed bridge; Construction; Nonlinear; Stability; Finite element method; Structural analysis

随着施工技术的发展、分析理论的完善以及新材料、新的预应力工艺的广泛应用, 当前斜拉桥的发展具有“跨大塔高”的鲜明特点。大跨度斜拉桥的塔、梁承受巨大的轴向压力, 其在施工过程中的稳定性, 尤其是采用悬臂施工时随着悬臂长度的逐渐增大时结构的稳定性, 一直是设计和施工单位十分关注的问题。本文针对南京长江第二大桥南汊斜拉桥, 考虑结构的非线性和构件的极限承载能力, 计入施工过程的变形和应力叠加效应, 用包含梁单元和索单元的空间组合结构模型, 着重研究了斜拉桥在施工全过程中的结构稳定问题。

1 工程概况

南京二桥南汊桥是双塔钢斜拉桥, 主跨 628m,

桥跨布置为 $(58.5 + 246.5 + 628 + 246.5 + 58.5)$ m。大桥采用倒 Y 型索塔, 主梁为全封闭断面的扁平钢箱梁。

本文按照该桥的钢箱梁施工流程, 将该桥的施工全过程结构非线性稳定分析划分为 72 个计算工况, 即

(1) 工况 1: 斜拉桥索塔施工结束 (裸塔)。

(2) 工况 2 ~ 工况 69: 钢箱梁的吊装、焊接以及斜拉索的安装及张拉, 其中工况 35 为最大双悬臂状态; 工况 36 将主梁与临时墩连接, 形成临时拉压支承, 在工况 54 拆除该支承; 工况 50 为边跨合龙阶段; 工况 61 对辅助跨进行第一次压重施工, 压重量约为 2×5000 kN; 工况 68 为最大单悬臂状态。

(3) 工况 70: 拆除主塔处与主梁间的临时支承, 安装塔处永久性支座。

收稿日期: 2004-04-27

作者简介: 赵雷 (1956-), 男, 四川西充人, 教授, 博士生导师, 主要研究方向为大跨度桥梁结构行为。(zhaolei@swjtu@sina.com)

(4) 工况 71: 拆除全桥 4 部吊机。

(5) 工况 72: 进行桥面铺装及其它设施安装(荷载集度 $q=60.512\text{kN/m}$), 并对辅助跨进行第二次压重施工, 压重量约为 $2\times 10000\text{kN}$, 全桥施工结束。

2 斜拉桥施工过程稳定性分析的有限元方法

2.1 计算方法

大跨径斜拉桥是柔性结构体系, 非线性的影响较为突出, 体现在几何非线性和材料非线性两个方面。柔性的斜拉桥在施工阶段产生较大的变形, 结构的平衡方程必须在变形后的、但事先未知的几何位置上建立; 斜拉桥的索塔、主梁承受较大的轴向力, 轴力对结构刚度的影响不能忽略; 斜拉索受垂度的影响, 表现出明显的非线性。这 3 个方面是大跨径斜拉桥几何非线性的表现, 而材料非线性一般表现为非线性的应力-应变关系。本文将钢箱梁的材料非线性按理想弹塑性模式处理, 混凝土的材料非线性按分段线性化的折线模式处理。

由于斜拉桥的钢箱梁、索塔以及斜拉索在施工过程中不可避免地具有初弯曲、初偏心、残余应力等初始缺陷, 其稳定问题是第二类稳定问题。本文考虑了上述的非线性效应及单根构件极限承载力的影响, 并计及施工和加载过程的位移和应力(内力)叠加效应, 采用荷载增量方法求解非线性有限元增量平衡方程, 按第二类稳定(极值点失稳)问题完成斜拉桥施工阶段的结构稳定性分析。

稳定安全系数 K 定义为结构达到极限承载能力(极值点)时关于本阶段总荷载(结构自重、施工荷载等)的加载倍数。失稳模式为结构达到极限承载能力时的结构位形, 按加载过程中结构沿面内、面外的位移变化倍数大小分为面内失稳、面外失稳和组合失稳^[1]。

2.2 大桥的有限元离散

考虑到南汉斜拉桥的主梁为全闭口断面的钢箱梁, 且横向抗扭刚度较大, 因此将该桥主梁离散为单主梁带刚性短悬臂的“鱼骨式模型”, 其“鱼刺”单元为大刚度杆件, “鱼脊”单元体现钢箱梁的横截面刚度^[2]。根据该桥施工图及钢箱梁梁段划分, 主桥施工全过程结构稳定性分析模型的桥梁计算长度为 1233.9m , 桥跨布置为 $(0.9+55.55+246.5+628+246.5+55.5+0.9)\text{m}$ 。按结构设计图纸在该桥构件连接处、主要施工荷载(如吊机、检修车等)作用处设置空间结点, 共有 663 个结点(含墩、塔、主梁以及主从结点)。全桥划分各类单元 814 个, 其中空间梁单元 654 个, 空间索单元 160 个; 按照各构件的几

何特性及工作状态区分为 30 类单元, 其中空间梁单元 20 类, 空间索单元 10 类。大桥采用有限元方法离散后如图 1 所示。

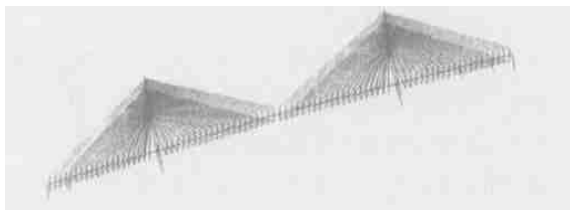


图1 结构有限元离散图

按静力等效原则将结构自重、主要施工荷载(吊机和检修车自重、主梁吊装支反力、辅助跨压重等)及风力(设计风速 32.6m/s , 横向风荷载基本风压 651.5Pa)等处理为等效结点力以构成有限元平衡方程中的荷载项。

3 计算结果及分析

3.1 施工过程的结构稳定性

目前试行的斜拉桥规范要求斜拉桥的“结构稳定安全系数应大于 4”, 该值是“参照拱桥的稳定安全系数取用”^[3]。在公路桥梁中, 传统的对拱桥整体稳定安全系数 K 要求大于 4~5 的概念来源于第一类稳定问题, 本质上是针对简化的平面计算模型所给出的弹性稳定安全系数^[4]。考虑到国内公路或铁路《桥规》均未对桥梁结构的非线性稳定安全系数的取值作出规定, 为了对该桥在施工全过程中的结构稳定性作出符合现行《桥规》的评价, 本文在结构非线性稳定性分析的基础上, 还计算了该桥施工过程各计算工况的结构弹性稳定安全系数。在结构的弹性稳定性分析中, 考虑了施工过程的位移和应力(内力)叠加, 但没有考虑结构的非线性因素以及单根构件极限承载力的影响。该桥的非线性、弹性稳定安全系数随施工过程的变化曲线如图 2 所示, 图例中的 K_N 表示结构非线性稳定安全系数, K_L 表示结构弹性稳定安全系数。

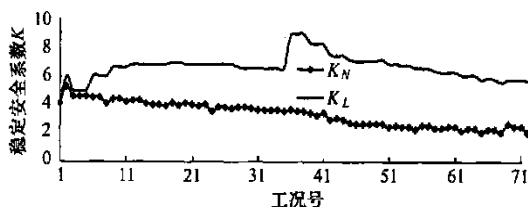


图2 施工过程非线性、弹性稳定分析结果

(1) 弹性稳定性

图2表明, 该桥按第二类稳定问题所得的各计算工况的弹性稳定安全系数均大于 4, 满足规范中关于

斜拉桥的“结构稳定安全系数应大于4”的要求。可见,从《桥规》的角度而言,在施工全过程中,南汉钢斜拉桥的弹性稳定性是满足要求的。

(2) 非线性稳定性

计入非线性及单根构件极限承载力的影响后,该桥施工过程结构非线性稳定安全系数 $K_N = 2.0 \sim 5.3$ 。按第二类稳定即丧失承载能力的概念,用极限状态法设计桥梁时,稳定与最终的极限承载能力是统一的,按现行《桥规》(JTJ023-89),要求结构的整体安全系数不小于1.58^[4]。依此标准,南汉钢斜拉桥施工过程的结构非线性稳定性也是满足要求的。该桥在施工过程各计算工况的失稳模态均以面内失稳占优,图3为最大双悬臂状态及成桥状态的失稳模态。

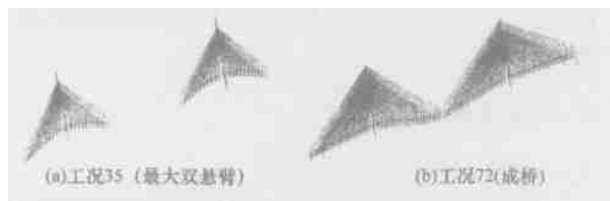


图3 典型工况的失稳模态空间透视图

(3) 稳定性较差的施工阶段

分析结果表明,一般在主梁梁段吊装、而相应的斜拉索尚未张拉时的施工阶段的结构稳定性较差,尤其在悬臂长度较大时更为明显,如工况65(接近最大单悬臂施工状态)、工况68(最大单悬臂施工状态)的 $K_N = 2.0$,是施工过程中非线性稳定安全系数最小的工况。施工时对这些工况应予以重视,采取一些有利于提高结构稳定性的必要措施,如施工加载的对称性和均匀性,避免施工荷载的突然超载等,以确保施工安全。

(4) 横向风荷载

计算表明,不考虑横向风荷载的作用,对该桥在施工全过程中的结构非线性稳定安全系数均没有影响,即结构稳定安全系数对横向风荷载的作用并不敏感,横向风荷载仅对结构的变形(尤其是横向变形)和内力分布有影响。这与大跨度拱桥稳定性分析中关于横向风荷载作用的结论是一致的。

3.2 构件极限承载力及其对非线性稳定分析的影响

(1) 构件的极限承载力

在结构整体失稳前,可能某些构件先局部失稳,丧失承载能力。本文按“构件极限承载力”来考虑构件局部失稳,具体地说,本桥斜拉索的极限状态由容许应力控制,混凝土构件和钢箱梁的局部极限承载力中的强度指标分别由设计强度和屈服强度控制。

在该桥施工全过程的稳定分析加载过程中,结构达到整体失稳的承载能力极限状态时,钢箱梁构件和索塔除中塔柱根部外各钢筋混凝土构件均未达到其相应的单根构件承载能力极限状态,仍具有富余度,表明它们的承载能力相对较强。而加载过程中,在结构整体失稳前,斜拉索和/或中塔柱根部的构件均达到了其相应的单根构件承载能力极限状态,表明它们是该桥施工过程中承载能力相对薄弱的构件。但这并不意味着结构设计欠合理或该桥施工过程中结构稳定性不足,因为它们都是在较大的 K_N 值时或在结构整体失稳时才达到构件极限状态的,因此这里所说的“承载能力相对薄弱”仅仅是一种相对概念。

(2) 构件极限承载力对结构非线性稳定分析的影响

在分析施工过程中结构的非线性稳定性时,斜拉索的承载能力极限状态的控制应力为 $\sigma_{KS} = 0.4R_j^b$, $R_j^b = 1670\text{MPa}$;主塔混凝土构件的承载能力极限状态的控制应力 σ_{KH} 为设计强度 $R_H = 28.5\text{MPa}$;钢箱梁的承载能力极限状态的控制应力 σ_{KG} 为屈服强度 $\sigma_s = 340\text{MPa}$ 。事实上,这些构件的极限承载力是按相应的下限值给定的。

斜拉索的承载能力极限状态的控制应力与破断应力是相近的,根据国内外一些文献资料及工程实例,可取破断应力 $\sigma_{DS} = 0.95R_j^b$;另一方面,《桥规》(JTJ025-86)也在悬索桥钢索的条款中规定“钢索破断拉力采用钢丝极限强度的0.85倍”。因此,在考虑一定程度的安全储备后,本文认为斜拉索的承载能力极限状态的控制应力取为 $0.75R_j^b$ 是较为合理的,并且目前斜拉桥所用钢绞线的极限强度一般采用 $R_j^b = 1860\text{MPa}$ 。考虑该值,将斜拉索的极限承载能力提高 $(1860 \times 0.75) / (1670 \times 0.40) \approx 2.0$ 倍后,对施工过程中结构非线性稳定安全系数 $K_N \leq 3.0$ 的计算工况(即工况42~工况72)作补充加算,结果如图4中的 K_{N1} 所示。可见, K_{N1} 相对 K_N 最少提高了3.8%,最多提高达35%之多,平均提高20%。

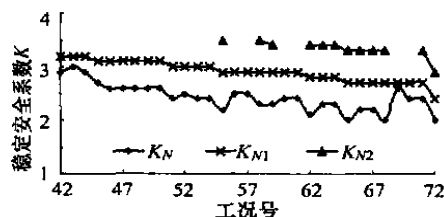


图4 施工过程中构件极限承载力不同时的非线性稳定分析结果

如果将混凝土构件的承载能力极限状态的控制应力 σ_{KH} 取为标准强度,并且仍将斜拉索的承载能力极限状态的控制应力取为 $0.75R_f^b$,即混凝土构件的极限承载力提高 $35.0/28.5 \approx 1.2$ 倍,斜拉索的极限承载力提高 2.0 倍,对 $K_N \leq 2.4$ 的部分计算工况(即工况 55~工况 72 的部分工况)作补充加算,其结果如图 4 中的 K_{N2} 所示。可见, K_{N2} 相对 K_N 最少提高了 38%,最多提高了 65%,平均提高 52%;而 K_{N2} 相对 K_{N1} 最少提高了 17%,最多提高了 22%,平均提高 21%。由于中塔柱根部混凝土构件达到极限承载力是结构整体失稳的主要原因,因此即使提高混凝土构件的极限承载力较少(仅 1.2 倍),而结构的非线性稳定安全系数也会提高很多,比增加斜拉索极限承载力对稳定安全系数提高的比例大得多。

由此可见,图 2 中本桥在施工全过程中的非线性稳定安全系数 $K_N = 2.0 \sim 5.3$ 是偏于安全的结果,该桥在施工全过程中达到承载能力极限状态时的实际的非线性稳定安全系数明显大于此数值。

(上接第 77 页)

与强度安全系数也是一致的^[3]。按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范 JTJ023-85》作最终的承载能力极限状态计算时,取荷载系数为 1.2,设计强度对应的混凝土安全系数为 1.25(预应力钢筋和非预应力钢筋安全系数亦为此值),采用标准强度时,C55 混凝土(按该桥的最高标号混凝土考虑)的材料安全系数则为 1.25β (系数 β 为标准强度与设计强度的比值,对 C55 混凝土, $\beta = 38.5/30.5 = 1.26$);结构工作条件系数为 0.95,则要求钢筋混凝土结构的整体安全系数为^[4]

$$K \geq \frac{1.20 \times 1.25}{0.95} \times 1.26 = 1.99 \quad (3)$$

参照已建重庆市万县长江大桥(净跨度 420m 的钢筋混凝土拱桥)及以往类似桥梁施工阶段结构稳定性的评估标准^[3],只要在结构的空間分析模型中,考虑结构几何非线性及单根构件极限承载力的影响后,当非线性稳定安全系数在 2.0 以上时,结构的稳定性均可以认为是有保证的。按照《桥规 JTJ021-89》建议的风荷载作用,该桥主桥在施工阶段的结构非线性稳定安全系数为 $K_N = 2.3 \sim 12.3$,满足按已建桥梁结构稳定性评价的“经验性标准”^[6],其结构满足稳定性要求。

4 结论

计算分析结果表明,大跨度斜拉桥的非线性稳定安全系数比弹性稳定安全系数降低很多,评价结构稳定性时必须区别对待,可以认为结构的非线性稳定安全系数大于 2.0 时结构的稳定性是有保证的。而且,大跨度斜拉桥的构件极限承载力对结构的非线性稳定安全系数的影响很大,计算时须确定合理的构件极限承载力,既要避免浪费材料、造成设计不合理,又要保证结构安全。南京二桥南汊斜拉桥的顺利建成与投入运营,充分证明了本文计算结果及分析结论的正确性和合理性。

参考文献:

- [1] 赵雷,张金平.大跨度拱桥施工阶段非线性稳定性分析若干问题的探讨[J].铁道学报,1995,17(1):76-84.
- [2] 陈幼平,周宏业.斜拉桥的动力分析模型[J].中国铁道科学,1995,16(1):78-89.
- [3] JTJ 027-96.公路斜拉桥设计规范(试行)[S].
- [4] 谢幼藩,赵雷,等.万县长江大桥 420m 钢筋混凝土箱型拱的施工稳定性分析[J].桥梁建设,1995(1):77-81.

4 结语

对主桥施工全过程计算结果的分析研究表明,其结构整体稳定性是满足的。但在该桥施工全过程的计算工况中,随着主梁悬臂伸出长度的逐步加长,结构稳定安全系数也逐渐降低;其中结构稳定性相对较差的是最大单悬臂施工状态下以及二期恒载施工阶段,其结构非线性稳定安全系数相对较低。施工过程中应对这些工况予以重视,采取一些有利于提高结构稳定性的必要措施。本文的研究方法和所得结论对于同类桥梁的结构设计和施工设计具有一定的参考价值。

参考文献:

- [1] 王伯惠.斜拉桥结构发展和中国经验(上册)[M].北京:人民交通出版社,2003.
- [2] 陈幼平,周宏业.斜拉桥的动力分析模型[J].中国铁道科学,1995,16(1):78-89.
- [3] 谢幼藩,赵雷.用劲性骨架法建造特大跨度钢筋混凝土拱的施工安全度分析[A].四川省公路学会桥梁学术研讨会论文集[C].成都:西南交通大学出版社,1996.
- [4] 赵雷,贺立新.万县长江大桥主拱圈混凝土浇筑路径变化的稳定性分析[J].公路交通科技,2002,19(1):45-50.
- [5] 四川省交通厅,等.万县长江公路大桥技术总结[R].成都:电子科技大学出版社,2001.
- [6] 西南交通大学桥梁及结构工程系.南京长江第二大桥南汊桥钢斜拉桥结构稳定性研究报告[R].1999.