

文章编号: 1002-0268 (2004) 04-0053-03

# 钢管混凝土拱桥拱肋侧倾角对稳定性影响的研究

邱文亮, 黄才良, 邓安泰  
(大连理工大学, 辽宁 大连 116024)

**摘要:** 钢管混凝土拱桥可以通过拱肋侧倾来提高横向整体稳定性。本文利用有限元方法研究了钢管混凝土提篮拱桥的拱肋侧倾角对稳定性的影响, 给出了拱肋的合理侧倾角。结果表明, 在拱肋横向联系很强大的情况下, 拱肋内倾对提高横向稳定性的作用不明显。  
**关键词:** 钢管混凝土; 拱桥; 侧倾角; 稳定性  
**中图分类号:** U448.22      **文献标识码:** A

## Effect of Sloping Angle of Arch Rib on Stability for CFST Arch Bridge

QIU Wen-liang, HUANG Cai-liang, DENG An-tai  
(Dalian University of Technology, Liaoning Dalian 116024 China)

**Abstract:** Concrete-filled steel tube arch bridge can improve the lateral stability by sloping the arch rib. Using finite element method, the effect of sloping angle on stability is studied, and the reasonable sloping angle is given in this paper. The study also shows that the effect of sloping angle of arch rib on stability is little when the stiffness of the transverse beams is very large.  
**Key words:** Concrete-filled steel tube; Arch bridge; Sloping angle; Stability

### 0 引言

钢管混凝土拱桥可以利用拱肋侧倾来提高其横向整体稳定性, X 型拱肋在横向稳定性方面优于平行肋拱<sup>[1,2]</sup>, 特别对于宽跨比较小的拱桥, 具有明显的优势。X 型肋拱通过缩短两肋距离, 减小了横向联系的自由长度, 在横向联系截面不变的情况下可以增大横向联系的刚度, 横向联系重量减少, 因此在提高拱桥稳定性的同时具有一定的经济性。另外, X 型肋拱比平行肋拱拱桥横向稳定高的原因还有两个方面: 一方面, 对于中、下承式拱桥, 采用 X 肋拱, 需要拱脚间距加大, 相当于加大的宽跨比, 对横向稳定是有利的; 另一方面, 桥面系恒载及活载传递给拱肋时不是垂直的, 有水平分力, 对上承式, 立柱产生的水平分力有加强侧倾的作用, 而对中、下承式, 吊杆所产生的水平分力对拱肋的侧倾产生约束作用。但是, 并

非拱肋的侧倾角越大, 拱桥的整体稳定性越高。当拱肋倾角大到一定程度时, 拱顶间距过小, 该处拱肋组合横向刚度很小, 反而会降低拱桥整体稳定性。因此, 对于钢管混凝土 X 型肋拱桥, 存在一个合理的拱肋侧倾角, 使得拱桥的整体稳定性达到最大, 同时给桥梁带来一定的经济性。本文以浙江象山铜瓦门大桥为例对钢管混凝土提篮拱桥的合理拱肋侧倾角进行了研究。

### 1 铜瓦门大桥简介

铜瓦门大桥是浙江省象山县石浦镇东门岛与大陆连续的陆岛连接工程, 横跨铜瓦门海峡。桥梁全长 292m, 主跨为中承式钢管混凝土 X 型双肋拱桥, 跨径 238m, 矢高 49.35m, 矢跨比 1/4.823, 拱轴线为修正的二次抛物线, 吊杆间距 10m, 如图 1 所示。由于桥宽仅 10m, 考虑到经济和美观, 该桥设计采用了仅由 2 根钢

管混凝土弦杆和钢管腹杆组成的平面桁架拱肋。弦杆采用  $\phi 1\ 150\text{mm} \times 12\text{mm}$  钢管，中心距 3.5m，内灌 50 #

混凝土；腹杆采用  $\phi 510\text{mm} \times 10\text{mm}$  钢管。根据受力要求和桥梁总体布置，竖腹杆间距为 5m。

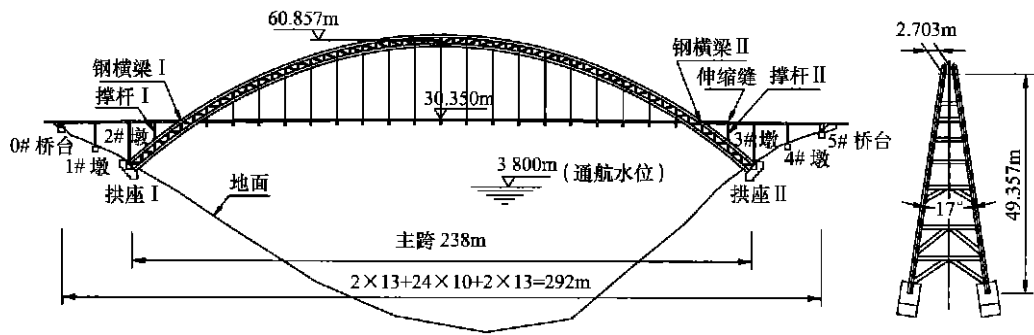


图 1 铜瓦门大桥

2 拱肋侧倾角影响的分析和讨论

铜瓦门大桥的拱肋内倾角  $8.5^\circ$ ，两侧拱肋形成  $17^\circ$  夹角，拱脚相距 17.456m，拱顶中心线处相距 2.703m。本文采用线弹性分析方法，对该桥的实际设计进行稳定性分析，得其在恒载作用下的稳定安全系数  $\lambda = 6.21$ ，失稳模态为面外反对称失稳。空间有限元模型 I 如图 2 所示。

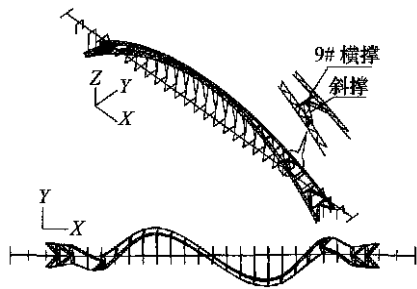


图 2 模型 I 及其失稳模态

模型 II 如图 3 所示，在模型 I 的基础上模型 II 将所有平行横撑均加上 K 型斜撑，加强拱肋的横向联系，其在恒载作用下的稳定安全系数  $\lambda = 9.10$ ，较模型 I 有较大的提高。但从模型 II 的失稳模态来看，9 # 撑（行车净空上方设有斜撑处）位置附近和拱顶变形最大，明显地暴露了最终决定本桥稳定性的两个区域，即受行车净空控制而不能设横向联系处和拱顶过窄处，在两者之间失稳变形近似直线，没有明显的变

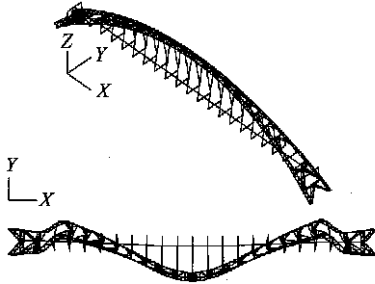


图 3 模型 II 及其失稳模态

形。也就是说，再通过加强横向联系，已不能经济地提高整体稳定性。

下面来研究本桥采用平行拱肋的整体稳定性，将模型 I 的两拱肋绕桥面各向外转  $8.5^\circ$  得到模型 III 如图 4 所示，将模型 II 的两拱肋绕桥面各向外转  $8.5^\circ$  得到模型 IV，如图 5 所示，横撑及斜撑布置形式均与对应模型相同，拱肋及吊杆平行布置，间距为 12.76m，与模型 I 吊杆吊点间距相同。

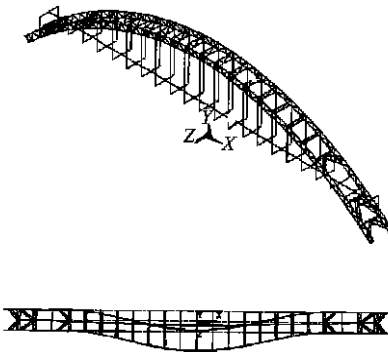


图 4 模型 III 及其失稳模态

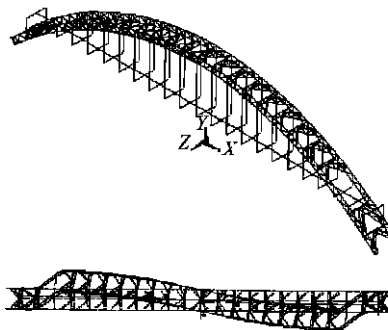


图 5 模型 IV 及其失稳模态

分析计算得模型 III 在恒载作用下的稳定安全系数  $\lambda = 3.59$ ，只为模型 I 的稳定安全系数的 58%。其失稳模态如图 4 所示，为面外对称失稳，从桥面至拱顶变形逐渐增大，两拱肋基本保持平行。采用平行拱肋，吊杆的非保向力效应要比 X 型拱肋时小，桥面对拱肋上部侧倾的约束作用减小，并且拱肋 9 # 撑位

置以上区域的横向联系由于拱肋间距变大也相对减弱,从而降低了拱肋的横向稳定性。

模型 IV 在模型 II 的基础上将所有横撑均加上 K 型斜撑,其在恒载作用下的稳定安全系数  $\lambda = 10.2$ ,是模型 II 稳定安全系数的 2.84 倍,可见模型 II 失稳的主要原因是横向联系刚度太弱。

从模型 IV 的失稳模态来看,结构失稳是由于 9 # 撑位置附近的拱肋屈曲导致的,而其它区域由于横向联系得到了加强,并没有发生屈曲变形现象,其平面失稳模态中两拱肋保持平行且近似为一条直线。模型 IV 的失稳模态充分暴露了采用平行拱肋时,在拱肋其它位置横向联系得到保证的前提下,受行车净空限制而不能设横向联系处是全桥的薄弱环节。模型 IV 和模型 II 的失稳模态相比,模型 II 的拱顶横向变形明显,说明拱肋侧倾后,拱顶过窄处局部稳定性降低。

从上面的分析可知,平行拱肋的整体稳定性比 X 型拱肋低,但拱肋倾角过大也会降低稳定性。下面研究侧倾角对稳定性影响的规律。将模型 II 的两拱肋绕桥面向内侧转角度  $\Psi$ ,并保证桥面有效宽度不变,可得到具有不同内倾角  $\Psi$  的拱桥模型,分析得到它们的稳定安全系数  $\lambda$ ,图 6 为稳定安全系数  $\lambda$  和拱肋侧倾角  $\Psi$  的关系曲线。由  $\lambda$ - $\Psi$  曲线可知,稳定安全系数  $\lambda$  随着拱肋侧倾角的增大先增大后减小,当  $\Psi = 8.0$  时,稳定安全系数  $\lambda$  达到峰值,因此该桥设计采用侧倾角  $8.5^\circ$  是比较合适的。

### 3 结论

钢管混凝土提篮拱桥以其经济美观而受到桥梁设

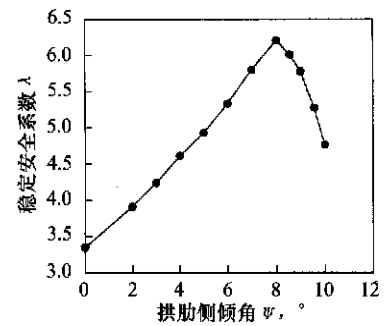


图 6 稳定安全系数  $\lambda$  和拱肋侧倾角  $\Psi$  的关系

计师们的青睐,但这种桥型一般只用于宽跨比较小的桥,因为拱肋侧倾提高拱桥横向稳定性的同时也会降低其面内极限承载力<sup>[3]</sup>,选择拱肋合理侧倾角应综合考虑这两方面的影响。

提篮拱通过拱肋侧倾来提高横向稳定性,其主要作用是拱顶部分的横向联系自由长度缩短,刚度增大;在拱肋横向联系很强大的情况下,拱肋内倾对提高横向稳定性的作用不太明显。拱肋合理侧倾角的大小与拱肋自身横向刚度以及拱肋横向联系的强弱有关,设计时应综合考虑各种因素确定拱肋的合理侧倾角,达到经济安全的效果。

#### 参考文献:

- [1] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥设计与施工 [M]. 北京: 人民交通出版社, 1999.
- [2] 金伟良. 大跨度拱桥的横向稳定性分析 [D]. 大连: 大连理工大学, 1988.
- [3] 杨永清. 钢管混凝土拱桥横向稳定性研究 [D]. 成都: 西南交通大学, 1998.

(上接第 52 页) 结构整体失稳的全过程, 确定出斜拉桥极限承载力。

(2) 梁的自重和车辆荷载为增量荷载时, 塔根处的主梁截面、塔的截面等较容易屈服, 在设计分析时要重点考虑。

(3) 车道荷载中集中荷载的作用位置对斜拉桥塑性铰的发展、形成失效路径、极限承载力等有较大影响。由于集中荷载作用的位置不同, 斜拉桥结构失效构件会不同, 使得结构形成机构的路径不同。与其它位置相比较而言, 集中荷载作用于跨中位置结构不易失稳, 且需要较多截面出现屈服结构才失稳。

#### 参考文献:

- [1] 项海帆. 中国斜拉桥的发展前景 [C]. 中国土木工程学会桥梁及结构工程学会第十三届年会论文集 上海: 同济大学出版

社, 1998.

- [2] Nogami K, Narita N. The Stability Design of Towers of Cable-supported Bridges [J]. Structural Engineering & Earthquake Engineering, 1996, 13 (2): 187-200.
- [3] Seif S P, Dilger W H. Nonlinear Analysis and Collapse Load of p/c Cable-stayed Bridges [J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116 (3): 829-849.
- [4] Ren W X. Ultimate Behavior of Long-span Cable-stayed Bridges [J]. Journal of Bridge Engineering, 1999, 4 (1): 30-37.
- [5] Xi Y, Kuang J S. Ultimate Load Capacity of Cable-stayed Bridges [J]. Journal of Bridge Engineering, 1999, 4 (1): 14-22.
- [6] Wang P H, Tseng T C, Yang C G. Initial Shape of Cable-stayed Bridges [J]. Computers & Structures, 1993, 46 (6): 1095-1106.
- [7] Ernst H J. Der E-Modul Von Seilen Unter Berücksichtigung Des Durchhangs [J]. Der Bauingenieur, 1965, 40 (2): 52-55.
- [8] 中华人民共和国建设部. 城市桥梁设计荷载标准 (CJJ 77-98) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.