

文章编号: 1000-4750(2007)06-0073-06

# 管拱面内五点对称加载试验 及其承载力简化算法研究

\*陈宝春, 韦建刚

(福州大学土木工程学院, 福州 350002)

**摘 要:** 进行了钢管拱和钢管混凝土拱面内五点对称加载受力全过程试验。对多点对称荷载作用下管拱受力性能进行了讨论, 对管拱极限承载力的简化算法进行了分析。结果表明, 对称多点集中力下, 非纯压拱会发生非线性分支屈曲破坏; 拱以受压为主时, 管内混凝土对提高拱的极限承载力和刚度均有较大的作用; 采用等效梁柱法进行管拱极限承载力计算具有较好的稳定性。

**关键词:** 桥梁工程; 钢管; 钢管混凝土; 拱; 试验; 稳定; 分支; 极限承载力

**中图分类号:** TU312; U441 **文献标识码:** A

## EXPERIMENTS FOR ULTIMATE LOAD-CARRYING CAPACITY OF TUBULAR ARCHES UNDER FIVE IN-PLANE SYMMETRICAL CONCENTRATED LOADS AND THE SIMPLIFIED CALCULATION METHOD

\*CHEN Bao-chun, WEI Jian-gang

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350002, China)

**Abstract:** Experiments of steel tubular arch and CFST arch under five in-plane symmetrical concentrated loads were carried out. The behaviors of tube arch under multi-symmetrical loads are discussed and the simplified method to calculate the ultimate load-carrying capacity is analyzed. The analytical results show that under symmetrical in-plane multi concentrated loadings, the arch with bending moment may fail with bifurcate buckling. In the case that the axial force is dominant, the effects of filled concrete to strength and stiffness in the tubular arch are significant. The equivalent beam-column method used to calculate the ultimate load-carrying capacity of arch is stable.

**Key words:** bridge engineering; steel-tube; CFST; arch; experiments; stability; bifurcate; ultimate load-carrying capacity

稳定极限承载力是拱结构设计理论的核心内容之一。对于桥梁中应用广泛的钢管拱和钢管混凝土拱, 文献[1,2]进行了拱顶和四分点加集中力的钢管混凝土单圆管模型拱的试验; 文献[3,4]分别进行了钢管拱、钢管混凝土拱和钢管-钢管混凝土复合拱

的面内两点非对称加载试验。然而, 恒载在拱桥全部荷载中所占的比重很大, 了解拱在多点对称荷载作用下的受力性能, 对于完善管拱的计算理论是不可或缺的内容。因此, 本文进行了钢管拱和钢管混凝土管拱面内五点对称加载试验, 对其破坏模式及

收稿日期: 2005-10-30; 修改日期: 2006-04-13

基金项目: 福建省重大科技项目(2003F007)

作者简介: \*陈宝春(1958), 男, 福建人, 教授, 博士, 博导, 主要从事桥梁工程研究(E-mail: Baochunchen@fzu.edu.cn);

韦建刚(1971), 男, 福建人, 副研究员, 硕士, 主要从事桥梁工程研究(E-mail: wejg@fzu.edu.cn).

受力性能进行了分析，并对极限承载力的简化计算方法进行了探讨。

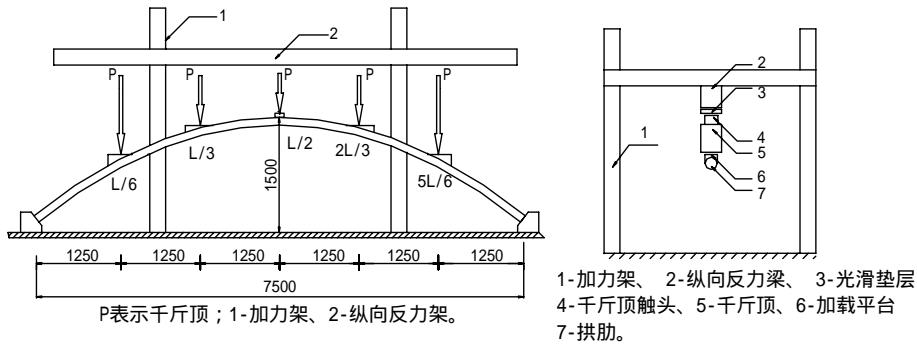
### 1 模型拱设计制作与试验装置

模型拱设计与文献[3]和文献[4]相同：矢高1500mm，净跨径为7500mm，拱肋为φ121mm×4.5mm的直缝钢管。钢管的材性试验结果为：弹性模量213MPa，屈服应力322MPa，屈服应变1513μ $\epsilon$ 。钢管混凝土模型拱管内混凝土采用525#普通硅酸盐水泥与粒径为5mm~15mm的碎石及细度模数为2.3~2.8的中砂按水灰比0.476的比例掺和，同期拌合的混凝土试块养护28天后立方体抗压强度为31MPa。

试验加载装置如图1所示。试验采用同步油压千斤顶，通过加力架和反力梁对模型拱施加荷载。拱肋在加载点处焊接了厚4.5mm的弧形加强钢板，并在其上焊接加载平台。为防止模型拱拱面外失

稳，在3L/16及13L/16截面处用槽钢焊成框架，框架与模型肋拱的间隙为5mm。两拱座底部用槽钢焊接相联，以形成整体，防止拱座相对外移。拱肋变形引起加载平台的水平位移及转动分别通过千斤顶顶部和调节块之间安装的摩擦系数极小的聚乙烯稀垫层以及千斤顶触头的球铰构造予以调节，以保证千斤顶的相对位移不受约束，荷载方向竖直，并于试验前对油泵进行了标定。

用76片应变片测试模型拱的拱脚、L/6、L/4、L/3、L/2及其另外半跨对称截面的应变，每个截面纵向及环向各布置四片应变片，并在各截面的拱腹处用磁性表座固定百分表，以测量各截面的竖向挠度。测点布置如图2所示。试验中在每级荷载持载3分钟后开始量测，接近破坏时，采用不停机方式缓慢加载直至试验结束。本试验在福州大学工程结构试验中心进行，截面应变采用IMP DAS数据自动采集系统采集。



(a) 立面图 (b) 侧面图

图1 模型拱试验加载装置图(单位：mm)

Fig.1 Test setups (Unit: mm)

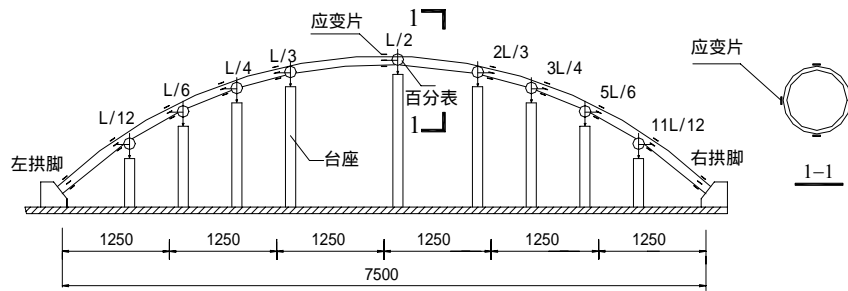


图2 模型拱测点布置图(单位：mm)

Fig.2 Arrangement of measuring devices (Unit: mm)

### 2 试验结果分析

试验中，安装在模型拱拱座后的位移计量测到的水平位移仅为0.07mm及0.12mm。因此拱脚水平位移可以忽略不计；拱肋在加载过程中均未到接触

防侧倾槽钢框架，因此可忽略面外变形的影响，将模型肋拱试验视为理想的面内受力全过程。

#### 2.1 试验过程及破坏形态

图3为在两根模型拱的竖向变形曲线。从图3(a)可见，钢管拱在荷载达到60kN以前，拱肋各截面

挠度以跨中截面增长为最快，向拱肋两端逐渐减小。由于初始缺陷的存在，拱肋两半跨位移略有差异，但变形规律一致，从整体上看基本属于对称变形。继续增加(单点)荷载至 65kN， $L/6$  及其对称截面的下挠趋势开始减小；在荷载为 70kN 时， $3L/4$  及其对称截面出现了反向的变形，由原来的下挠转为上拱。当荷载达到 74kN 时， $L/3$  截面出现流塑现象，在不加载情况下竖向变形持续增长，最大值达 111.3mm；拱肋无法继续加载，试验停止，此时结构总体变形形状仍基本为对称，如图 4(a)所示。

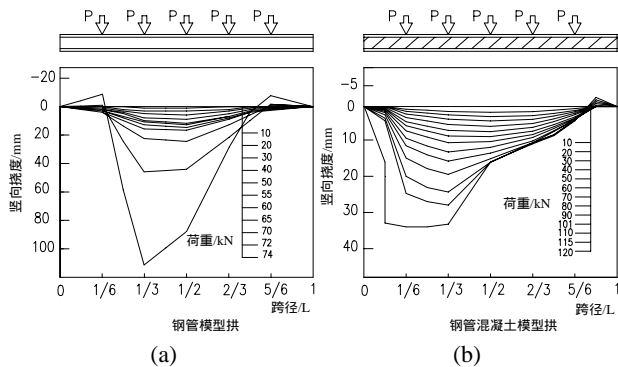


图 3 模型拱竖向变形

Fig.3 Deflection curves of model arches



(a) 钢管拱



(b) 钢管混凝土拱

图 4 模型拱破坏照片

Fig.4 Photos of damaged model arches

从图 3(b)可见，钢管混凝土拱荷载达到 60kN 以前， $L/2$  截面竖向位移在拱肋各截面中为最大值，此时拱轴的变形曲线呈基本对称状态；继续加载， $L/3$  截面的竖向位移值开始超过  $L/2$  截面，拱轴的

变形开始由对称向反对称转变。当荷载加至 90kN 时，拱肋右半跨截面的变形速率加大，而拱肋左半跨各截面的竖向变形虽然也进入非线性但变形的速率甚至小于加载初期；部分截面的竖向变形开始出现反向分支，拱轴变形由对称的 U 型转向反对称的 S 型。最终破坏时拱肋  $L/3$  截面至  $L/12$  截面处形成了一个变形值较大的区域，同样由于挠度快速增长以至千斤顶无法加载，试验停止。如图 4(b)所示。

从模型拱的竖向挠度变化可知，尽管加载方式及拱肋几何尺寸设计均为对称，但试验中拱的竖向变形均出现了由原来的全体向下(称之为 U 形)转向部分截面向上，即变形出现了分支的现象，而且两个模型的分支形状也不相同。钢管拱在荷载为 70kN 时，拱肋靠近两拱脚的截面出现了向上变形的增量，即拱肋出现了 M 形的变形直至破坏，可认为该模型拱为对称分支屈曲破坏；钢管混凝土拱在荷载为 90kN 时，拱肋靠近右拱脚的截面出现了向上变形的增量，而左拱脚附近仍保持向下变形，即拱肋出现了 S 形的变形直至破坏，其破坏模式应为反对称分支屈曲。因此，在对称荷载作用下的对称拱，既可能发生极值点失稳<sup>[1]</sup>，也可能对称模式或反对称模式的分支点失稳<sup>[5]</sup>。

### 2.2 荷载-竖向变形曲线

图 5 为两根模型拱某些重要截面的荷载-竖向变形曲线。从图 5 可知，钢管混凝土拱几个截面的荷载-竖向位移曲线均较之钢管拱陡很多，说明钢管内填充混凝土对拱刚度的提高影响较大；同时拱的极限承载力也有很大的提高，这除了管内混凝土本身的强度作用外，还由于钢管对混凝土会产生紧箍力效应，使得管内混凝土的强度有较大的提高。至于两种模型中  $5L/6$  截面的曲线在受力后期的方向相反，主要是前述的分支变形模态不同所致。

钢管混凝土模型拱破坏时最大变形为 34.0mm，比钢管模型拱破坏时的最大变形 111.3mm 低 69.5%；而其极限承载力(120kN)则比钢管模型拱(74kN)高 62.2%。由此可见，当拱以受压为主时，钢管内充填混凝土对提高拱的极限承载力和刚度均有较大的作用。而从文献[4]的试验可知，在两点非对称荷载加载时，由于拱肋中弯矩较大，钢管混凝土拱的极限荷载为 33.0kN，只比钢管拱的 28.4kN 提高 16.2%。

对于实际的桥梁，既要承受基本对称的恒载作用，也要承受非对称的活载作用。在大跨径拱桥中，

由于恒载在全部荷载中所占比重极大，因此通过在钢管内充填造价较低的混凝土、使拱的极限承载力和刚度得到较大的提高，将产生明显的经济效益，

这也是钢管混凝土拱桥在我国得到广泛应用的一个主要原因。

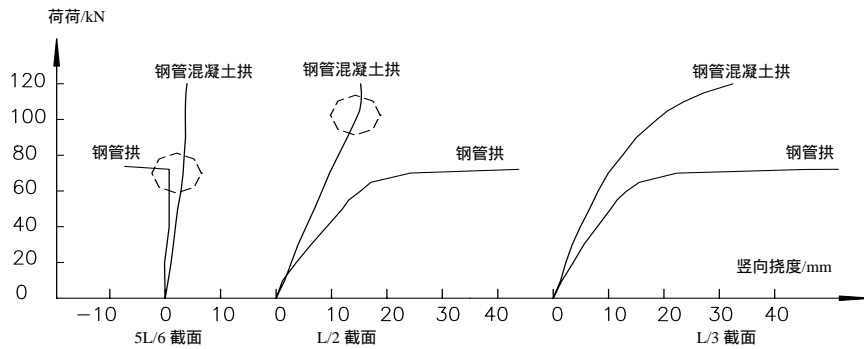


图 5 荷载-竖向变形曲线

Fig.5 Load-deflection relationship curves

2.3 应变

图 6 为 2 根模型拱各截面上下缘应变变化过程图，图中虚线表示钢管的屈服强度。

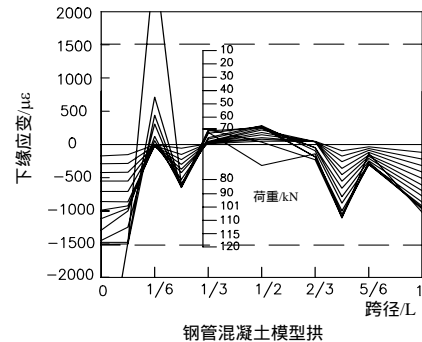
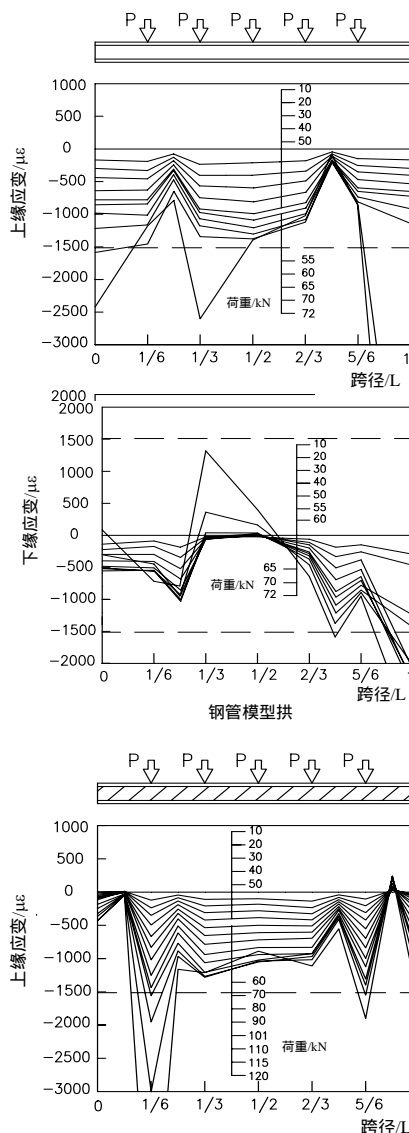


图 6 模型拱应变变化过程曲线

Fig.6 Strains of steel tubes of the model arches

由图 6 可知，2 根模型拱截面受力均以受压为主。钢管模型拱在受荷的大部分时间里，拱肋的大部分截面上下缘应变分布近似对称，且均为压应变，并处于弹性阶段；仅接近破坏时，模型拱拱脚及破坏截面处的应变才开始进入屈服。这说明钢管模型拱在受力过程中以受压为主，弯矩作用较小，该模型拱的破坏不是强度破坏。

而钢管混凝土模型拱试验过程中，应变分布曲线在受荷初期与竖向变形曲线一样为近似对称模式。但随着荷载的增加，应变曲线也开始出现非对称特征。其截面应变分布以压应变为主，但压应变的分布并不均匀，这说明模型拱的受力是以轴力为主，但仍存在一定的弯矩作用。应力比较大的截面出现在轴力较大的拱脚及拱顶处。同时也可以看到，拱肋各截面在受力过程中的大部分时间内应变均未达到屈服，因此该模型拱的破坏也不是强度破坏。

此外，从拱肋截面上各点进入屈服的顺序来看，钢管模型拱在荷载达到 60kN(约为极限荷载的 81%)时拱肋钢管截面开始进入屈服；而钢管混凝土模型拱则在荷载达到 96kN(约为极限荷载的 80%)时钢管

应变才超过屈服应变,可见由于管内混凝土分担了内力后、钢管进入屈服时的外荷载值大了很多。

### 3 对极限承载力的讨论

#### 3.1 等效梁柱法

文献[6]提出了钢管混凝土(单圆管)肋拱面内极限承载力的等效梁柱法。所谓等效梁柱法是借用拱的弹性屈曲计算中的等效柱的概念,将拱模拟成简支的钢管混凝土直柱,柱的长度为等效长度,柱的两端作用着偏心轴力(拱的轴力与弯矩),应用有关的钢管混凝土结构设计规程求出等效柱的极限轴力,将极限轴力代入拱的内力与外荷载的关系中,求得拱的极限荷载。

文献[6]讨论了等效梁柱法的等效长度和作用力的选取,建议对于反对称变形的肋拱,等效长度

取 $0.36S$ ( $S$ 为拱轴线弧长,下同)、采用拱脚截面内力作为作用力;对于对称变形的肋拱,等效长度取 $0.31S$ 、拱顶截面内力为作用力。

#### 3.2 模型肋拱的极限承载力

鉴于文献[4]所进行的试验模型拱与本文的模型拱几何尺寸及钢管钢材相同,为进一步验证肋拱极限承载力的简化算法,这里将对本文所进行的钢管模型拱(以下简称ST-1)和钢管混凝土模型拱(以下简称CFST-1)以及文献[4]所述的2点非对称荷载作用下的钢管模型拱(以下简称ST-2)和钢管混凝土模型拱(以下简称CFST-2)的极限承载力进行计算分析。计算方法采用上述的等效梁柱法,梁柱的极限承载力应用国内现有的三种钢管混凝土结构设计规范<sup>[7~9]</sup>和钢结构设计规范<sup>[10]</sup>,计算结果见表1。

表1 模型肋拱的极限承载力/kN

Table 1 Ultimate strength of arches (unit:kN)

模型拱	试验值( $P_u$ : )	$P_1$	$P_1 / P_u$	$P_2$	$P_2 / P_u$	$P_3$	$P_3 / P_u$	$P_4$	$P_4 / P_u$
CFST-1	120	38	0.32	43	0.36	63	0.53	/	/
CFST-2	33	10	0.30	12	0.36	18	0.55	/	/
ST-1	74	/	/	/	/	/	/	30	0.41
ST-2	28	/	/	/	/	/	/	9	0.32

注:表中 $P_1$ 、 $P_2$ 、 $P_3$ 、 $P_4$ 分别为根据《CECS28:90》<sup>[7]</sup>、《JCJ01-89》<sup>[8]</sup>、《DL/T5085-1999》<sup>[9]</sup>、《GB50017-2003》<sup>[10]</sup>计算所得的模型拱极限承载力值。

从表1的计算结果可以看出,四根模型拱的极限承载力的计算值与试验值之比均在0.3~0.55之间,不同的加载方式(对称加载与反对称加载)对这个比值影响很小,表明等效梁柱法进行管拱极限承载力的计算具有较好的稳定性。钢管混凝土模型拱极限承载力的计算值与试验值比值的差异主要是由于梁柱构件的极限承载力计算方法引起的,因此在对管拱极限承载力简化算法进一步的研究中,应将研究的重点放在将拱等效成梁柱后极限承载力的计算方法上。

计算所得的模型拱的极限承载力均明显小于试验值,计算结果偏于安全。对于钢管混凝土拱,三种钢管混凝土规程的计算值从小到大排列分别为《CECS28:90》<sup>[7]</sup>、《JCJ01-89》<sup>[8]</sup>、《DL/T5085-1999》<sup>[9]</sup>。

### 4 结语

(1) 进行了钢管拱和钢管混凝土拱(单圆管)面内5点对称加载受力全过程试验。拱肋各截面在受力过程中的大部分时间内应变均未达到屈服,钢管

模型拱为对称分支屈曲破坏,而钢管混凝土模型拱为反对称分支屈曲破坏。

(2) 从试验结果可以看出,拱在对称荷载作用下,截面以受压为主,管内混凝土对提高拱的极限承载力和刚度均有明显的作用,这与拱在反对称荷载作用下截面以受弯为主时是不同的;因此当拱在恒载(对称荷载)作用下截面的轴力占主导地位时,选用钢管混凝土结构较好;但管内混凝土的填充对钢管表面钢材进入屈服的时刻影响不大。

(3) 在本文所进行的管拱(对称及反对称加载)极限承载力计算中,等效梁柱法的计算结果具有较好的稳定性,且偏于安全,可供工程应用时参考使用。

#### 参考文献:

- [1] 陈宝春, 陈友杰. 钢管混凝土肋拱面内受力全过程试验研究[J]. 工程力学, 2000, 17(2): 44~50.  
Chen Baochun, Chen Youjie. Experimental study on mechanical behaviors of concrete-filled steel tubular rib arch through all-process under in-plane loads [J]. Engineering Mechanics, 2000, 17(2): 44~50. (in Chinese)
- [2] 日野伸一, 劉玉擎, 山口浩平, 杉原大志郎, 片渊和啓,

- 加島敏博. コソクリート充填鋼管アーチリブの耐荷特性および弾塑性挙動に関する研究[C]. 见: 第 5 回複合構造の活用に関するシソポジウム講演論文集, 2003. 125~130.
- Hino Shinchi, Liu Yuqing, Yamaguchi Kohei, Sugihara Daishiro, Katafuchi Kazutaka, Kashima Toshihiro. Study on load-carrying characteristics and elastic-plastic behavior of arch rib with concrete filled steel tube [C]. In: Proceedings of the 5th Symposium on Composite Structures, 2003. 125~130. (in Japanese)
- [3] 陈友杰, 陈宝春, 林英. 钢管拱面内非对称加载试验[J]. 湘潭矿业学院学报, 2001, 16(1): 53~56.
- Chen Youjie, Chen Baochun, Lin Yin. Test of steel tubular model arch under non-symmetric in-plane loads [J]. Journal of Xiangtan Mining Institute, 2001, 16(1): 53~56. (in Chinese)
- [4] 陈宝春, 韦建刚, 林英. 管拱面内两点非对称加载试验研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(1): 43~49.
- Chen Baochun, Wei Jiangan, Lin Ying. Experimental study on tubular arches under two unsymmetrical concentric in-plane loads [J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(1): 13~49. (in Chinese)
- [5] Galambos T V. Guide to stability design criteria for metal structures (fifth edition) [M]. John Wiley & Sons, Inc. 1998.
- [6] 陈宝春, 秦泽豹, 陈友杰. 钢管混凝土拱极限承载力简化计算的等效梁柱法[C]. 见: 中国土木工程学会桥梁与结构工程学会第 16 届年会论文集, 北京: 人民交通出版社, 2004. 375~380.
- Chen Baochun, Qin Zhebao, Chen Youjie. The equivalent beam-column method to calculate ultimate carrying capacity of CFST arches [C]. In: Proceedings of the 16th National Conference of Bridge and Structure Engineering of China, Beijing: The China Communications Press, 2004. 375~380. (in Chinese)
- [7] 钢管混凝土结构设计施工规程(CECS28: 90)[S]. 北京: 中国计划出版社, 1990.
- Specification for Design and Construction of Concrete Filled Steel Tubular Structures (CECS 28:90) [S]. Beijing: China Planning Press, 1990. (in Chinese)
- [8] 钢管混凝土结构设计施工规程(JCJ01-89)[S]. 上海: 同济大学出版社, 1989.
- Specification for Design and Construction of Concrete Filled Steel Tubular Structures (JCJ01-89) [S]. Shanghai: Tongji University Press, 1989. (in Chinese)
- [9] 钢管混凝土组合结构设计规程(DL/T5085-1999)[S]. 北京: 中国电力出版社, 1999.
- Specification for Design of Steel-Concrete Composite Structures (DL/T 5085-1999) [S]. Beijing: China Electricity Power Press, 1999. (in Chinese)
- [10] 钢结构设计规范(GB50017-2003)[S]. 北京: 中国计划出版社, 2003.
- Specification for Design of Steel Structures (GB50017-2003) [S]. Beijing: China Planning Press, 2003. (in Chinese)

(上接第 30 页)

- [6] Deng Xueying, Wang Gang, Chen Xuerui. A physical model of asymmetric vortices flow structure in regular state over slender body at high angle of attack [J]. Science in China E, 2003, 46(6): 561~573.
- [7] Lowson M V, Ponton A J C. Symmetry breaking in vortex flow on conical bodies [J]. AIAA J., 1992, 30(6): 1576~1583.
- [8] Telionis D P, Zeiger M D, Vlachos P P. Unsteady separated flow over 3-D slender bodies [C]. AIAA-99-3693, 1999.
- [9] Thomas J L, Krish S T, Anderson W K. Navier-Stokes computations of vortical flows over low aspect ratio wings [J]. AIAA J., 1990, 28: 205~212.
- [10] 王刚, 梁新刚. 对称涡结构的数值模拟[C]. 西安: 第十二届计算流体力学会议论文集, 2004. 116~119.
- Wang Gang, Liang Xingang. Numerical simulation of symmetric vortices [C]. Xi'an: Proceedings of the 12th National Symposium on CFD, 2004. 116~119. (in Chinese)
- [11] Gerald N Malcolm. Forebody vortex control-a progress review [C]. AIAA-93-3540-CP, 1993.
- [12] Tobak M, Degani D, Zilliac G G. Analytical study of the origin and behavior of asymmetric vortices [R]. NASA TM-102796, 1990.
- [13] Degani D, Tobak M, Zilliac G G. Surface flow patterns on an ogive-cylinder at incidence [J]. AIAA J., 1992, 30(1): 272~274.
- [14] 王刚, 梁新刚. 羊角涡结构及其特性[J]. 空气动力学学报, 2005, 23(2): 167~172.
- Wang Gang, Liang Xingang. Tornado-like vortices generation and its aerodynamic characteristics [J]. Acta Aerodynamica Sinica, 2005, 23(2): 167~172. (in Chinese)
- [15] 王刚, 梁新刚, 邓学莹. 细长体绕流 tertiary 涡的形成与非对称过程[J]. 清华大学学报, 2004, 44(8): 1120~1125.
- Wang Gang, Liang Xingang, Deng Xueying. Formation of tertiary vortex and dynamical process of vortices asymmetric around a slender body [J]. J. Tsinghua Univ. (Sci & Tech), 2004, 44(8): 1120~1125. (in Chinese)
- [16] Lamont P J, Hunt B L. Pressure and force distributions on a sharp-nosed circular cylinder at large angles of inclination to a uniform subsonic stream [J]. J. Fluid. Mech., 1976, 76(3): 519~559.