

文章编号: 1000-4750(2010)03-0091-10

波形钢腹板钢管混凝土模型拱面内 极限承载力试验研究

*高 婧¹, 陈宝春²

(1. 厦门大学建筑与土木工程学院, 厦门 361005; 2. 福州大学土木工程学院, 福州 350002)

摘 要: 进行了波形钢腹板钢管混凝土模型拱的面内两点非对称和对称加载试验。对模型拱的挠度、钢管应变、波形钢腹板应变、极限承载力等进行了分析。试验结果表明: 波形钢腹板钢管混凝土拱是一种受力性能很好的新型组合拱。在这种结构中, 波形钢腹板与钢管混凝土弦杆均能发挥其各自的优势。它与钢管混凝土单圆管和哑铃形拱相比, 刚度与承载力有了很大提高; 与钢管混凝土桁拱相比, 避开了节点破坏问题, 模型拱呈总体破坏特征, 从而使其延性与极限承载力明显提高。有限元分析表明: 在承载力分析中应考虑双重非线性的影响。极限承载力简化计算不能采用钢筋混凝土拱的极限状态法, 而可以采用钢管混凝土单圆管和哑铃形拱中的等效梁柱法。

关键词: 钢管混凝土; 波形钢腹板; 模型拱; 面内; 试验; 极限承载力

中图分类号: TU317⁺.1 **文献标识码:** A

EXPERIMENTAL STUDY ON IN-PLANE ULTIMATE LOAD-CARRYING CAPACITY OF CFST ARCHES WITH CORRUGATED STEEL WEBS

*GAO Jing¹, CHEN Bao-chun²

(1. College of Architecture and Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 361005, China;

2. College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350002, China)

Abstract: Two concrete filled steel tubular arches with corrugated steel webs (CFST-CSW arch) were tested under symmetrical and asymmetrical in-plane loadings. The measured deflections, strains of steel tube and corrugated webs, and ultimate loads are recorded. Test results show that the CFST-CSW arch, as a new composite structure, has good behaviors, in which the advantages of both corrugated steel webs and CFST chords can be exploited. Compared with the CFST single tubular arch and dumbbell shaped arch, the rigidity and bearing capacity of the CFST-CSW arch is greatly improved; And the joint failure, occurring commonly in CFST truss arch, can be avoided in CFST-CSW arch, thus its ductility and ultimate loads are improved. The FE analysis results show that the dual non-linearity should be taken into account in calculation of its ultimate load carrying capacity. The Equivalent Beam-Column method employed in CFST single tubular arch and dumbbell shaped arch, rather than the Limit State method employed in RC arch, is valid in the calculation of the ultimate load.

Key words: concrete filled steel tube; corrugated steel web; model arch; in-plane; experiment; ultimate load-carrying capacity

收稿日期: 2008-11-05; 修改日期: 2009-02-19

基金项目: 国家自然科学基金项目(50778043)

作者简介: *高 婧(1979—), 女, 陕西人, 助理教授, 博士, 从事桥梁与结构工程研究(E-mail: gaojing@xmu.edu.cn);

陈宝春(1958—), 男, 福建人, 教授, 博士, 博导, 从事桥梁与结构工程研究(E-mail: baochunchen@fzu.edu.cn).

钢管混凝土以其优越的抗压性能而被广泛应用于以受压为主的建筑物柱、桥墩、拱肋等结构之中^[1-2]。为提高截面抗弯刚度和结构稳定性,可将多根钢管混凝土主肢和空钢管缀杆(管)组成格构柱(在拱桥中称为桁式拱肋)。在文献[3]统计的45座已建的跨径超过120m的钢管混凝土拱桥中,有33座采用了桁式拱肋,占总数的71.7%;在跨径超过200m的21座桥梁中,则全部采用桁式拱肋。然而,研究表明,对于长细比较小的格构柱,它具有管结构受力的特点,对于长细比较大的格构柱,缀杆剪切错动会降低其稳定极限承载力^[4-5]。文献[6]所进行的钢管混凝土桁梁的试验结果表明,其极限承载力以节点强度控制,也不能充分发挥结构的整体极限承载力。

文献[7]提出了用波形钢板代替钢管混凝土桁梁中的钢腹杆而成的新型组合梁——波形钢板钢管混凝土梁,并进行了模型梁的试验研究。研究表明,它避免了节点破坏问题,与钢管混凝土桁梁相比,抗弯刚度和极限承载力都得到较大的提高。文献[8]在此基础上提出了有限元计算方法并对结构受力性能进行了参数分析,提出了结构设计的建议。文献[9]提出了用波形钢板代替钢管混凝土格构柱中的钢管缀杆而形成新型组合柱——波形钢板钢管混凝土柱,并以偏心率和长细比为参数,进行了22根试件的试验研究。试验结果表明,这种新型组合柱的受力性能与钢管混凝土格构柱相近,但波形钢板抗剪刚度要大于钢管缀管,其剪切变形对极限承载力的影响较小,从而稳定极限承载力得到提高。文献[10]在文献[9]的基础上采用有限元简化计算方法进行了参数分析,提出了波形钢板钢管混凝土柱极限承载力的计算方法。以上研究表明,波形钢板钢管混凝土结构与传统的桁梁或格构柱相比,取消了管节点,在结构受力方面提高了结构的刚度和极限承载力,在施工方面免除了相贯管节点的加工和焊接,是一种具有潜在优势的新型组合结构。

在上述研究的基础上,本文认为波形钢板钢管混凝土也可用于拱式结构。文献[11]提出波形钢腹板钢筋混凝土新型组合拱,并以万县长江大桥为原型进行了试设计。试设计桥施工时仍采用劲性骨架施工法,这种劲性骨架就是波形钢腹板钢管混凝土拱。试设计研究表明,波形钢腹板钢筋混凝土拱的拱圈自重比原桥可减轻27%,施工时不需浇筑腹板

混凝土,可节约工期约70d。当然,除了可作为新型的波形钢腹板钢筋混凝土拱的劲性骨架外,这种结构也可用于永久性的拱结构之中。

为了研究波形钢腹板钢管混凝土拱的受力性能,本文设计制作了两根波形钢腹板钢管混凝土模型拱肋,分别进行了两点对称和非对称加载试验,对模型拱的变形、应变及破坏模式进行了分析,并对极限承载力的等效梁柱法进行了初步探讨。

1 试验介绍

1.1 试验模型

模型拱的净跨为6.0m,净矢高为1.5m,矢跨比1/4,拱脚倾角49°。拱轴线采用悬链线,拱轴系数 $m=2.114$ 。模型拱的构造尺寸见图1。模型拱共两个,几何尺寸与材料完全相同,只是加载方式不同。拱肋钢管采用 $\phi 75 \times 1.8\text{mm}$ 的直缝钢管,平联采用 $\phi 40 \times 2.0\text{mm}$ 无缝钢管,波形钢腹板板厚2mm。模型拱肋制作时,将四根弦管采用弯管机按给定坐标弯曲成形,波形钢腹板在冲床上按模具制作成形,然后将它们焊接成为拱肋。钢材强度由与试件同批制作的试条制作成拉伸条,测得弦管钢材屈服强度为335MPa,极限强度为417MPa,弹性模量为206GPa,屈服应变为1626 $\mu\epsilon$,波形钢腹板钢材屈服强度为204MPa,极限强度为306MPa,弹性模量为202GPa,屈服应变为1010 $\mu\epsilon$,泊松比为0.274。

管内混凝土等级为C30,配制时采用525#普通硅酸盐水泥,用粒径为0.5cm—1.5cm的小石子及中等粒度的河砂作为骨料,并掺入适量的减水剂以提高混凝土的性能。混凝土配合比为,水泥:砂子:石子:水=421.17:628.185:1166.63:187。混凝土从倒置的拱肋的两拱脚灌入,采用小型振捣棒振捣。为了确保管内混凝土的密实性,沿弦管开有小孔以利用空气排出。在检查混凝土确实浇注饱满后,将所开小孔焊接密封。混凝土试块采用室外天然养护。在试验时,测得混凝土立方体抗压强度 $f_{ck}=44\text{MPa}$,平均弹性模量为34.5GPa。此外,同批制作3根与试验模型拱柱肢相同的钢管混凝土单圆管短柱($\phi 75 \times 1.8\text{mm}$),高度为300mm,其极限承载力平均值为428.8kN。

1.2 测点布置

为了测试拱的变形,模型拱ACSW-1在 $L/12$ 、 $L/6$ 、 $L/3$ 、 $L/2$ 及其另外半跨对称布置横向与竖向电测百分表,模型拱ACSW-2则在 $L/12$ 、 $L/4$ 、 $5L/12$ 、

$L/2$ 及其另外半跨对称布置横向与竖向电测百分表。截面的应变是通过电阻应变片测得。将全拱沿拱轴线等分为 12 份, 在构件的 a 截面—g 截面(如图 1 所示)处, 分别在四根钢管混凝土肢管上布置了纵向应变片和环向应变片(1 点—4 点, 1 点—4 点),

并在波形钢腹板上布置三向应变花(7 点—9 点, 7 点—9 点)。同时, 为了考察波形钢板焊接位置处钢管的应变, 在 5 点—6 点, 5 点—6 点处布置了单向应变片, 如图 1(c)所示。

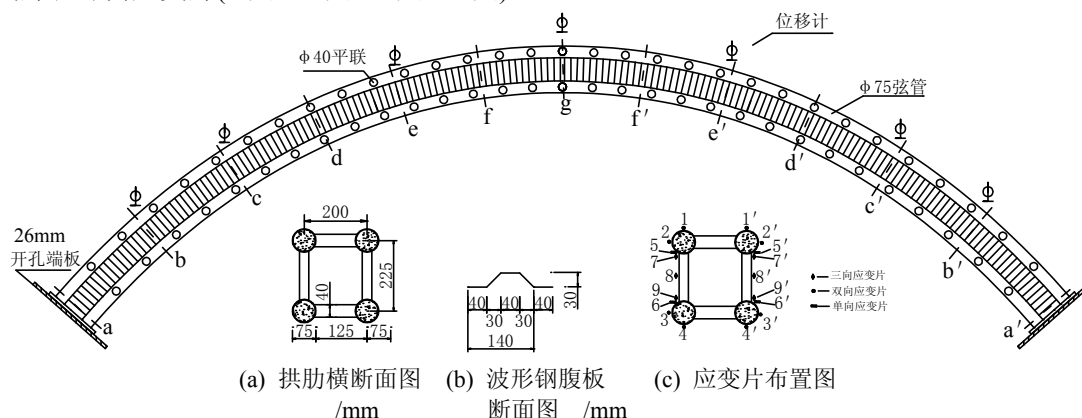


图 1 模型拱构造图及测点布置图

Fig.1 Configuration of arch and measurement arrangement

1.3 试验方法

试验采用 600kN 同步油压千斤顶通过加力架和反力梁对模型拱施加荷载, 模型拱 ACSW-1 在 $2L/3$ 与 $5L/6$ 点处同时加集中力, 其加载装置见图 2; 模型拱 ACSW-2 则为了保证过大的集中力不会在拱顶处产生局部破坏, 在拱顶左右各 $L/12$ 点处同时加集中力, 即将图 2 中的两个千斤顶移至 $5L/12$ 和 $7L/12$ 处。模型拱的加载点处焊接有由 25mm 钢板组成的加载块。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稀垫层以及千斤顶触头的球铰予以调节, 以保证千斤顶的相对位移不受约束, 荷载方向竖直。

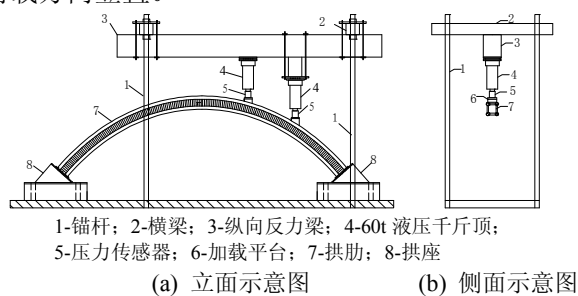


图 2 模型拱加载装置图

Fig.2 Test set-up of model arch

试验过程中, 荷载大小通过预先标定的 BLR-1 型电阻应变拉压式负荷传感器进行控制, 并通过静态电阻应变仪读取数据。荷载的加载制度为: 在弹性阶段每级加载 10kN; 进入非线性阶段后, 每级加载 5kN, 各级荷载均持载 3min 后通过浙江东华

测试仪器厂生产的 DH 3816 静态应变仪采集量测应变及位移。

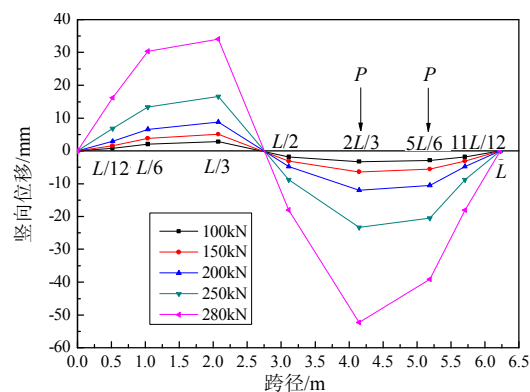
2 试验结果分析

2.1 试验过程

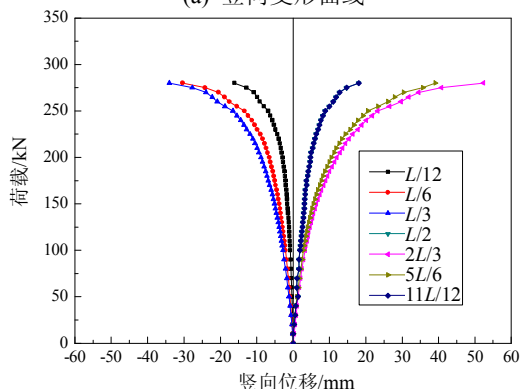
整个试验过程中, 两模型拱的拱座处倾角仪的转角与相对水平位移均在 $5'$ 和 0.01mm 以内, 因此拱脚变形可以忽略不计, 模型拱可以视为理想的固定拱。同时, 各模型拱肋在跨中截面及加载位置各安装了一个面外百分表, 模型拱 ACSW-1 的最大记录值在 $2L/3$ 加载处, 为 3.58mm, 模型拱 ACSW-2 的最大值在拱顶处, 为 5.85mm, 可忽略面外变形的影响, 将模型拱试验全过程视为理想面内受力。

模型拱 ACSW-1 在试验过程中基本呈反对称变形(图 3(a))。由图 3(b)的荷载-挠度曲线可见, 在非对称荷载作用下, 加载位置处挠度较大, 而拱顶处较小。荷载达到 200kN 以前, 模型拱各截面挠度呈线性增长, 其中 $2L/3$ 截面增加最快。当荷载达到 250kN 时, 荷载-挠度曲线进入了非线性发展段, 位移增长速率不断增大。此后, 当荷载达到 280kN 时, $2L/3$ 截面的位移已达到了 52.32mm, 曲线进入了水平段, 变形明显加速增大, 荷载值已无法增加, 试验停止, 将此荷载数值作为模型拱的极限承载力试验值。

模型拱 ACSW-2 基本以拱顶截面为中心呈对称变形(图 4(a))。从图 4(b)的荷载-挠度曲线可知, 荷



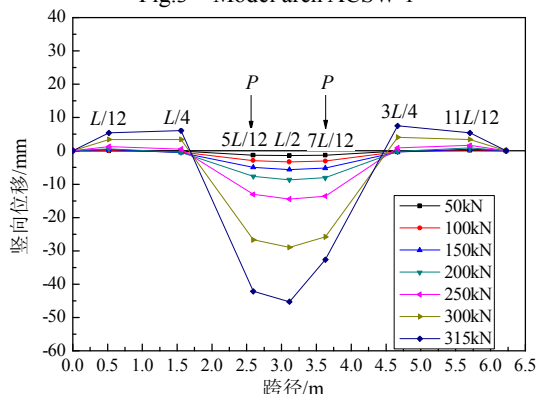
(a) 竖向变形曲线



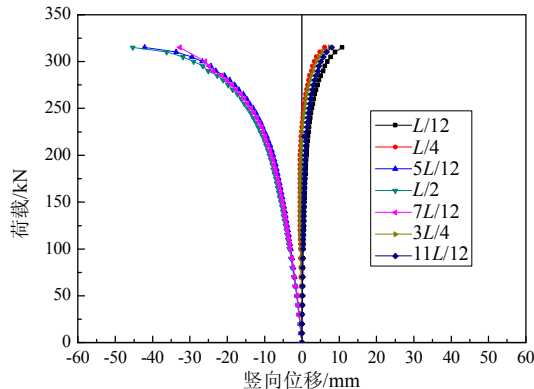
(b) 荷载-竖向位移曲线

图3 模型拱 ACSW-1

Fig.3 Model arch ACSW-1



(a) 竖向变形曲线



(b) 荷载-竖向位移曲线

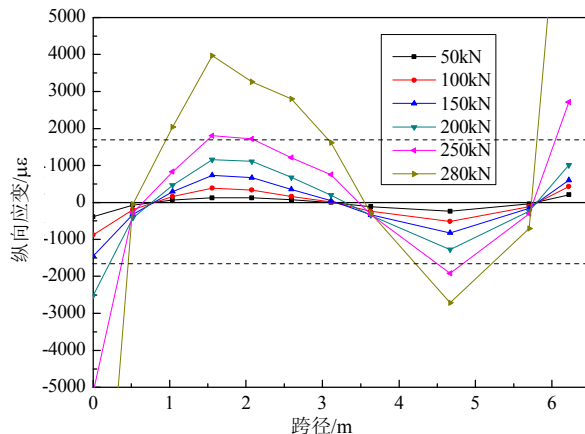
图4 模型拱 ACSW-2

Fig.4 Model arch ACSW-2

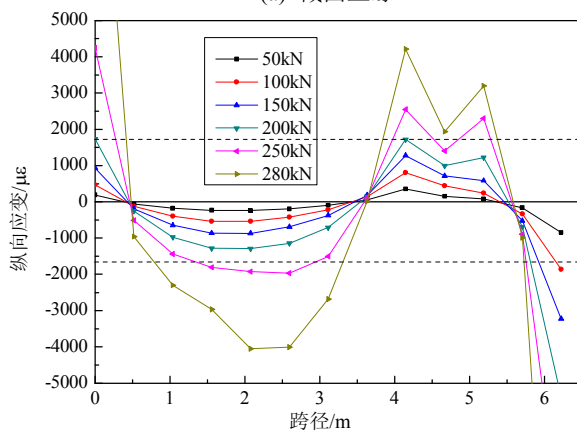
载在 250kN 以下时,荷载与挠度呈明显的线性变化关系。尔后继续加载,曲线呈越来越明显的非线性,说明结构进入了弹塑性段,且 $L/4$ 截面及 $3L/4$ 截面出现反弯点,拱肋开始呈 M 形变形。荷载加至 315kN 后,无法继续增加,试验停止,将此荷载数值作为模型拱的极限承载力试验值。此时拱顶截面的最大位移为 40.28mm。

2.2 弦管应变

图 5、图 6 为两个模型拱各截面上下缘应变分布图,图 5 和图 6 中虚线表示弦管钢材的屈服应变 $1626\mu\epsilon$,压应变为负、拉应变为正。从图 5 中可以看出,应变比较大的截面主要出现在两拱脚、加载点及其对称点的区域内。由于荷载为反对称,所以模型拱以受弯为主,钢管应变基本呈以拱顶截面为中心的反对称分布,应变较大的截面所受弯矩较大。



(a) 截面上缘



(b) 截面下缘

图5 模型拱 ACSW-1 纵向应变分布图

Fig.5 Distribution of longitudinal strain in ACSW-1

由图 5(a)可知,当荷载达到 150kN 时,左拱脚截面上缘钢管屈服,而当荷载达到 250kN 时, $L/4$ 、 $2L/3$ 及右拱脚截面上缘钢管都已进入屈服阶段。而

由图 5(b)可知,虽然右侧拱脚截面下缘钢管压应变在荷载仅为 100kN 时已达到屈服应变,但绝大部分截面在荷载达到 250kN 时应变才达到屈服应变。综合图 5(a)、图 5(b)不难发现,模型拱 ACSW-1 在非对称荷载作用下,以受弯为主,以 $7L/12$ 截面为分界线,对左半拱而言,拱脚截面承受正弯矩,其它截面承受负弯矩,而右半拱拱脚则承受负弯矩,其它截面承受正弯矩。当荷载达到 250kN 以后,模型拱大部分截面的钢管达到屈服应变,结合图 3 可以看出此时结构的非线性性能非常明显,当荷载达到 280kN 时,模型拱丧失了继续承载的能力。

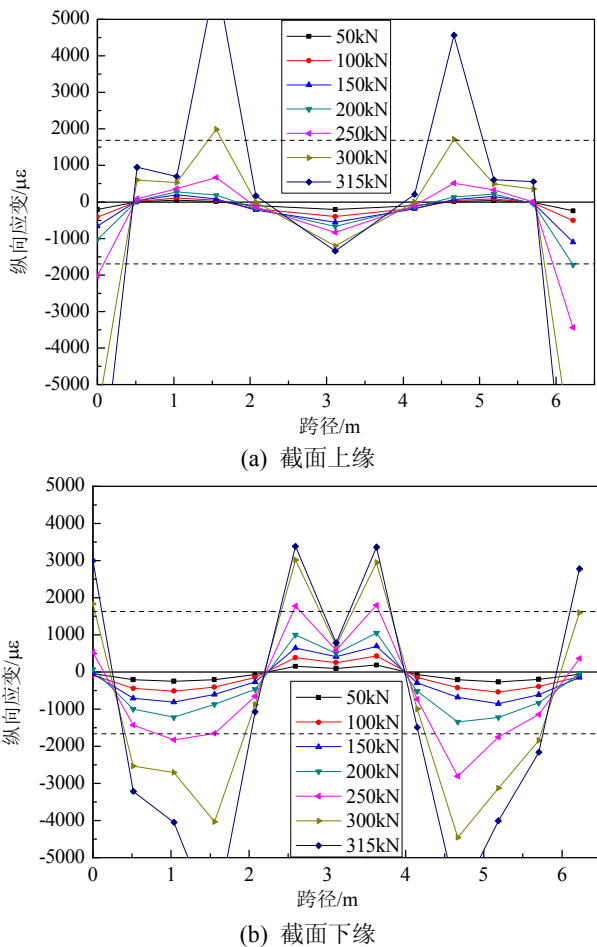


图 6 模型拱 ACSW-2 纵向应变分布图

Fig.6 Distribution of longitudinal strain in ACSW-1

从图 6 中可以看出,在对称荷载作用下,应变比较大的截面主要也出现在弯矩相对较大的两拱脚、拱顶加载点及 $L/4$ 及其对称点的区域内,且各截面的应变基本呈以拱顶为中心的对称分布。在荷载达到 250kN 以前,钢管全部处于弹性阶段,全拱以受压为主;在荷载达到 250kN 时,部分截面的钢管开始进入塑性,从图 6(b)可见,此时结构开始向非线性阶段发展;随着荷载继续增加,模型拱从以

受压为主向受弯为主转化,虽然结构此时受力仍然对称,但 $L/4$ 及 $3L/4$ 截面应变迅速增长,从而使其负弯矩明显增加,两拱脚截面正弯矩也大幅增加。当荷载达到 315kN 停止试验时,大部分测试截面钢管均已屈服。

以上分析表明,波形钢腹板钢管混凝土拱受力全过程中,不论是受非对称荷载作用还是对称荷载作用,弦管钢管达到屈服强度后,结构进入非线性发展阶段,最后大部分截面的钢管屈服,结构丧失承载能力。

图 7、图 8 分别给出了模型拱 ACSW-1 和 ACSW-2 的荷载-组合材料泊松比关系曲线。组合材料的泊松比是指钢管的环向应变与纵向应变之比。一般来说,当组合材料泊松比超过钢材的泊松比时,可以认为钢管对混凝土产生了套箍作用。根据材性试验结果,弦管钢材泊松比平均值为 0.274。可以看出,在承受较大压力的弦杆截面处,如 ACSW-1 拱中的上弦管 $3L/4$ 截面、左拱脚截面和下弦管拱顶和 $L/4$ 截面外的大部分截面,ACSW-2 上

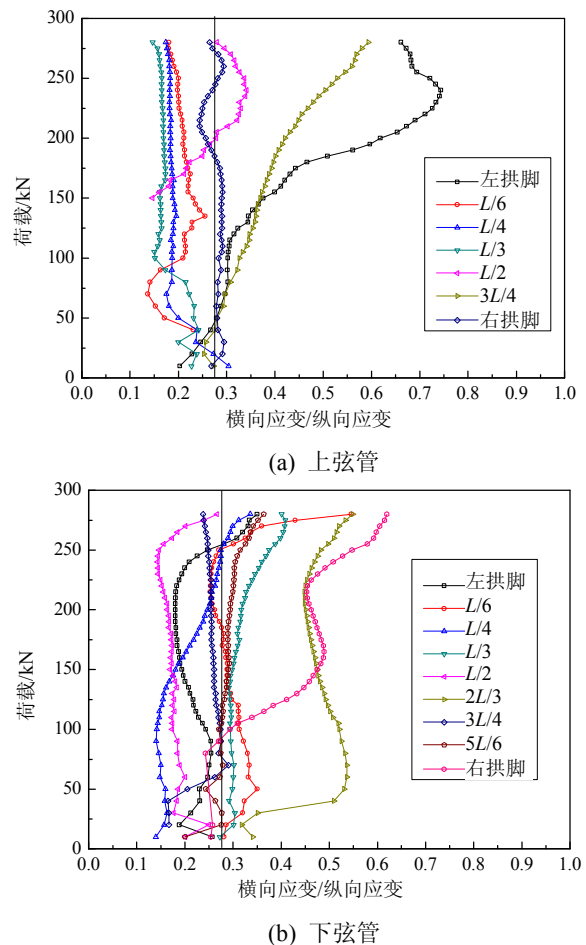
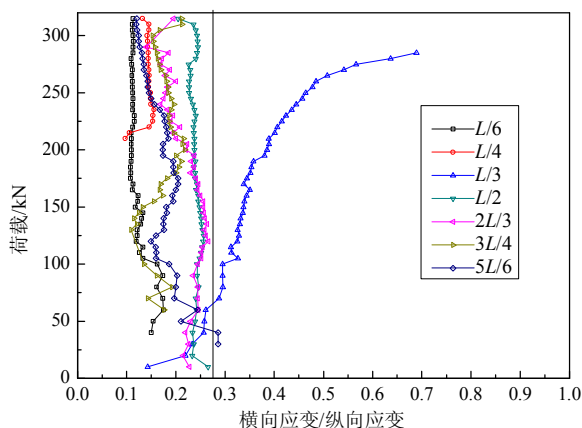
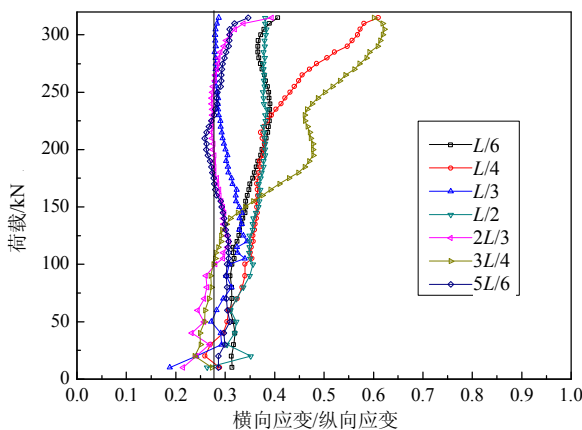


图 7 模型拱 ACSW-1 荷载-泊松比关系曲线

Fig.7 Load-Poisson's curves of model arch ACSW-1



(a) 上弦管



(b) 下弦管

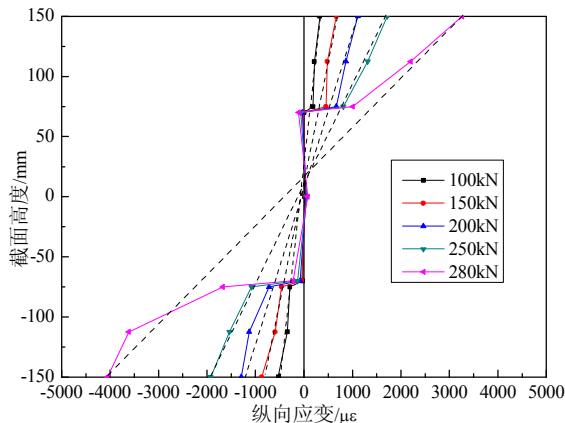
图8 模型拱 ACSW-2 荷载-泊松比关系曲线

Fig.8 Load-Poisson's curves of model arch ACSW-2

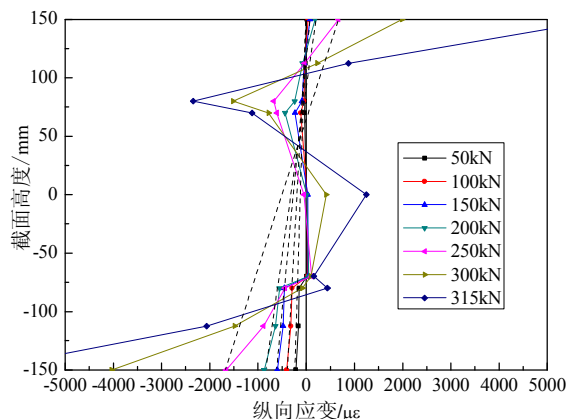
弦管的 $L/3$ 截面、下弦管的大部分截面,在加载的后期结构进入非线性阶段后,组合泊松比均超过 0.274,说明紧箍力开始发生作用。因此,波形钢腹板钢管混凝土拱中弦管受压强度可考虑紧箍作用。

2.3 波形钢腹板应变

图 9 给出了两个模型拱 $L/4$ 截面纵向应变沿截面高度的分布图。从图 9 中可以看出,无论是对称



(a) 模型拱 ACSW-1



(b) 模型拱 ACSW-2

图9 模型拱 $L/4$ 截面纵向应变沿截面高度分布图Fig.9 Distribution of longitudinal strain along depth of cross section at $L/4$

荷载还是非对称荷载,它与其它波形钢腹板结构的纵向应变分布均相似^[12-13],在结构处于弹性阶段范围内(荷载达到 250kN 以前),波形钢腹板的应变均较小,基本上不抵抗弯矩与轴力,但能有效地传递剪力,截面上下弦管的应变协调,也就是说截面符合“拟平截面假定”。其它截面的应变与图 9 所给出的规律基本相同,但在拱脚和加载点处,由于受力复杂,规律性较差。此外,在结构进入非线性之后,截面上的应变(力)出现了重分布现象,特别是当波形钢腹板的应变超出屈服应变和出现局部屈曲之后,截面应变分布规律更差,在结构分析中应考虑波形钢板的剪切错动对结构受力的影响。

3 破坏特征与极限承载力计算

3.1 破坏特征

直至试验结束时,两根模型拱焊缝处和其它表面处均未出现开裂,加载处也未发现局部凹陷现象,仅模型拱 ACSW-1 在拱脚位置上弦管出现轻度皱折。与波形钢板钢管混凝土梁和柱相似,模型拱呈总体破坏特征,与钢管混凝土桁梁和桁拱以节点破坏为特征相比^[14-15],结构的延性与极限承载力大大提高。两个模型拱破坏时的照片见图 10 与图 11。

由文献[16]所进行的钢筋混凝土模型拱试验可知,当其截面达到极限强度时,钢筋屈服、混凝土裂缝宽度迅速增大,在截面弯矩最大处会形成由数根较大的混凝土裂缝组成的塑性铰,截面刚度削弱程度高,结构的变形将集中在沿弧长较短的塑性铰区附近。因此,钢筋混凝土拱的极限承载力简化计算可以采用极限状态理论的刚塑性假定和机构法。

而波形钢板钢管混凝土拱显然并没有形成明显的塑性铰。

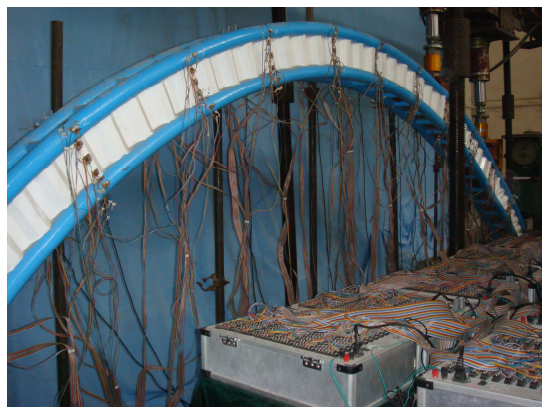


图 10 模型拱 ACSW-1 破坏照片
Fig.10 Failure mode of model arch ACSW-1



图 11 模型拱 ACSW-2 破坏照片
Fig.11 Failure mode of model arch ACSW-2

波形钢板钢管混凝土拱的破坏模式，与钢管混凝土单圆管和哑铃形实体肋拱相同^[17-18]，即塑性沿拱轴线的扩展程度要强于沿截面高度方向的扩展，没有塑性铰的出现，极限承载力简化计算不能采用钢筋混凝土拱的极限状态法，而可以采用钢管混凝土单圆管和哑铃形拱中的等效梁柱法。当然，与钢管混凝土单圆管和哑铃形拱相比，波形钢板钢管混凝土拱的截面效率要大得多，截面刚度大、承载力也高。

3.2 有限元计算

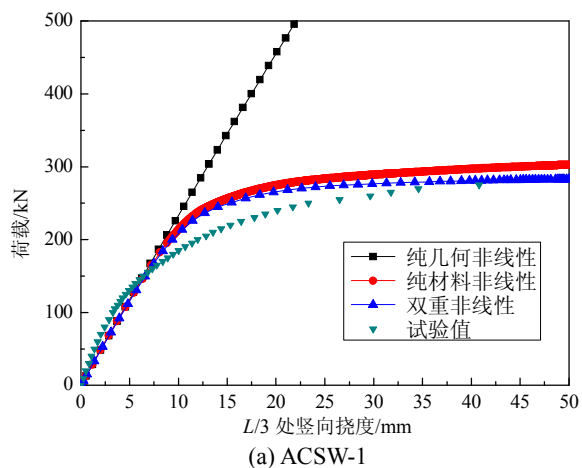
3.2.1 有限元模型

采用大型通用程序 ANSYS 进行了有限元计算。有限元模型采用 Beam 188 单元建模，沿拱肋轴线向均分 96 段，整个模型由 724 个梁单元及 409 个节点组成，拱脚边界条件为固结。对于波形钢腹板则根据其剪切及抗弯刚度在每个波长范围内将其等效为梁单元，两端与上下弦杆固结。拱肋中钢管混凝土截面将钢管赋予钢材的材料属性，钢材应

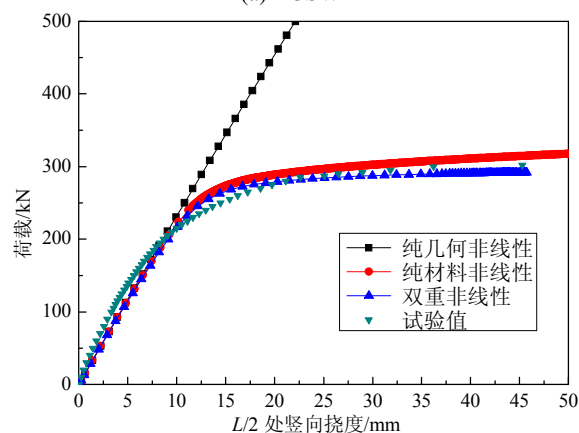
力-应变关系采用理想弹塑性模型，管内混凝土则赋予混凝土的材料属性，考虑到钢管对混凝土的套箍作用将提高混凝土延性，混凝土的应力-应变关系采用文献[2]建议的模型。

3.2.2 有限元计算结果

应用有限元模型，对两根模型拱进行了分析。计算结果表示于图 12 中。从图 12 中可知，本文的有限元计算结果与试验结果十分接近。图 12 同时对材料非线性和几何非线性的影响进行了对比。纯几何非线性分析时，钢管与混凝土的材料应力-应变关系均假定为线弹性，只考虑结构的几何非线性影响。纯材料非线性分析中，则只考虑材料非线性的影响。有限元计算中定义峰值点为极限荷载，见表 1。纯几何非线性的峰值点很大，图 12 中未予给出，荷载-挠度曲线也只给出了一小段。



(a) ACSW-1



(b) ACSW-2

图 12 荷载-挠度曲线计算结果

Fig.12 Load-deflection curves by calculation

由表 1 和图 12 可以看出，仅考虑几何非线性的极限荷载 P_g 远大于考虑双重非线性的极限荷载 P_d ，而纯材料非线性的极限荷载 P_m 与考虑双重非线性的极限荷载 P_d 较为接近，说明在模型拱受力全

过程中,材料非线性影响是主要的、几何非线性影响是次要的;同时,由于几何非线性与材料非线性存在着耦合作用,因此仅考虑材料非线性与双重非线性之间也还有一定的差异,模型拱必需考虑双重非线性的影响,这与一般钢管混凝土拱受力全过程有限元分析的结果是一致的^[1]。然而本文进行的波形钢腹板钢管混凝土模型拱试验中,几何非线性的影响仅为 7%左右,而单圆管和哑铃形钢管混凝土模型拱的几何非线性影响一般要在 10%以上,甚至大于 25%^[17-22],这主要是因为本文模型的截面抗弯刚度较大、长细比较小。

表 1 不同长细比情况下非线性对承载力的影响
Table 1 Influence of nonlinearity on load-carrying capacity with different slenderness

长细比	加载方式	承载力/kN			P_g/P_d	P_m/P_d
		纯几何非线性 P_g	纯材料非线性 P_m	双重非线性 P_d		
23	非对称	2023.5	302.7	282.2	6.685	1.073
(模型拱)	对称	1542.1	320.5	300.7	4.811	1.067
56	非对称	1509	161.37	142.38	10.6	1.133
(模拟计算)	对称	1249.4	193.1	171.64	6.47	1.125

由文献[3]对已建钢管混凝土拱桥的调查与分析可知,钢管混凝土桁拱的长细比一般在 40—60 之间,而波形钢腹板钢管混凝土拱从构造上而言与钢管混凝土桁拱较为相似,其长细比应相当。然而,受试验条件和模型制作等条件的限制,模型拱的长细比仅为 23,相对于实桥而言偏小,因此也降低了几何非线性对极限承载力的影响。

为了对比较大长细比时非线性性能对极限承载力的影响,在有限元中将长细比增大至 56,计算所得承载力如表 1 所示。从表 1 中可以看出,长细比的增大使几何非线性对极限承载力的影响达到了 13%左右。从而可以说明,在实际拱桥的计算中,几何非线性的影响不容忽视,也就是说必须考虑双重非线性的作用。

3.3 极限荷载简化计算方法——等效梁柱法

3.3.1 计算方法简介

文献[18—19]和文献[22]在试验研究与有限元分析的基础上,分别提出钢管混凝土单圆管和哑铃形拱极限承载力计算的等效梁柱法。它将拱等效成长为 kS 的偏压柱(其中 k 为等效长度系数, S 为拱轴弧长的一半),通过对所等效的梁柱的极限承载力的计算,得出拱典型截面的极限内力,再反算出拱的临界荷载。前文的分析结果表明,波形钢腹板钢

管混凝土拱的受力与其它钢管混凝土拱的受力相似,也可以采用等效梁柱法,将其等效成波形钢板钢管混凝土偏压柱,应用文献[10]提出的计算方法求出的等效偏压柱的极限轴力,通过外荷载与极限轴力的关系,反算得到拱的极限荷载。

3.3.2 模型拱的极限承载力

等效梁柱法的关键是等效长度和等效力的选取。对于等效力,参照文献[18—19]和文献[22],取 $L/4$ 截面的内力。对于等效长度,无铰拱一般在拱轴弧长的 0.68—0.73 之间。从试验结果可知,非对称荷载作用下的 ACSW-1 拱从开始加载至破坏时的变形均为反对称,其加载侧变形反弯点至拱脚之间的弧长为 3.8m,约为模型拱一半弧长的 1.06 倍。反弯点可以看成是弯矩为零的点,视为铰接点。这样,将模型拱等效成 1.06 S 的一端固定一端铰接柱,再乘以 0.7 的系数,将其等效成高 0.741 S 的两端简支柱。对于对称荷载作用下的 ACSW-2 模型拱,拱的变形呈 M 形,两反弯点之间(约在拱的四分点附近)拱的拉伸长度约为 2.658m,约为模型拱一半弧长的 0.74 倍,可将其等效成高 0.74 S 的两端简支柱。

将单根圆钢管混凝土短柱试验结果 $N_0=428.8\text{kN}$ 直接代入,从而得到拱肋截面的强度极限承载力 $N_0=1715\text{kN}$ 。由文献[10]中稳定系数的计算方法,可以得到 ACSW-1 模型及 ACSW-2 模型拱等效梁柱的稳定系数 φ_l 均为 0.938, 偏心率折减系数 φ_e 分别为 0.206、0.394, 代入 $N_u = \varphi_e \varphi_l N_0$, 可得到等效梁柱的极限轴力,进而得到模型肋拱的极限荷载。考虑拱轴几何缺陷,由文献[19]可得到缺陷折减系数 $K_2=0.955$ 。考虑与不考虑拱轴几何缺陷的等效梁柱法的计算结果 N_c 和 N'_c 见表 2。

表 2 模型肋拱的极限荷载 P
Table 2 Ultimate load P for model arch

计算方法	ACSW-1/kN	ACSW-2/kN
等效梁柱法 N_c	281.5	341.2
等效梁柱法 N'_c		
(考虑初始缺陷影响)	258.5	306.3
有限元结果 N_f		
(双重非线性)	282.2	300.7
试验结果 N_e	280.0	315.0
$(N_e - N'_c)/N_e$ (%)	7.6	4.5
$(N_e - N_f)/N_e$ (%)	0.8	4.9

从表 2 中可以看出,考虑拱轴几何缺陷后的等效梁柱法计算的波形钢腹板钢管混凝土模型拱的极限承载力,与试验结果和有限元计算结果均较吻合,表明这种方法具有可行性。当然,本文只有两

根模型拱的算例,进一步的验证或修正还需今后更多的试验结果或有限元计算结果。

4 结论

(1) 试验结果表明,波形钢腹板具有较大的剪切刚度和抗局部屈曲能力,弦管中钢管对混凝土的紧箍作用得到发挥,结构呈总体破坏特征,因此,波形钢腹板与钢管混凝土弦杆能够很好地组合起来成为一种发挥各自优势的新型组合拱结构。

(2) 与钢管混凝土桁拱相比,波形钢腹板钢管混凝土拱避免了节点破坏的出现,结构的延性与极限承载力均有明显的提高。与钢管混凝土单圆管和哑铃形等实体肋拱的破坏模式相同,但其截面效率比前者大得多。

(3) 有限元分析表明,在模型拱的受力过程中,材料非线性的影响是主要的。然而,由于几何非线性与材料非线性存在着耦合作用,因此仅考虑材料非线性与双重非线性之间也还有一定的差异,而且这个差异随着拱肋长细比的增大而增大,在模型拱和实际拱桥的极限承载力分析中,几何非线性的影响不能忽略。

(4) 与钢拱和其它钢管混凝土模型拱相似,波形钢腹板钢管混凝土模型拱当材料达到屈服强度后,结构进入非线性发展阶段,变形急剧增长而荷载增长缓慢,存在截面的应力重分布和结构的内力重分布现象,其塑性区域向轴线方向的发展速度大于截面高度方向的发展速度,因而具有较大的塑性区而没有明显的塑性铰出现,极限承载力简化计算不能采用钢筋混凝土拱的极限状态法,而可以采用钢管混凝土单圆管和哑铃形拱中的等效梁柱法。

参考文献:

- [1] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥[M]. 第二版. 北京: 人民交通出版社, 2007.
Chen Baochun. Concrete filled steel tubular arch bridges [M]. 2nd ed. Beijing: China Communications Press, 2007. (in Chinese)
- [2] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践[M]. 北京: 科学出版社, 2004.
Han Linhai. Concrete filled steel tubular structures-theory and application [M]. Beijing: Science Press, 2004. (in Chinese)
- [3] 陈宝春, 杨亚林. 钢管混凝土拱桥调查与分析[J]. 世界桥梁, 2006(2): 73—77.
Chen Baochun, Yang Yalin. Investigation and analysis of concrete filled steel tubular arch bridges [J]. World Bridges, 2006(2): 73—77. (in Chinese)
- [4] 陈宝春, 欧智菁. 钢管混凝土格构柱长细比影响试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(4): 73—79.
Chen Baochun, Ou Zhijing. Experimental research on influence of slenderness ratio in concrete filled steel tubular laced columns compressed eccentrically [J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(4): 73—79. (in Chinese)
- [5] 欧智菁, 陈宝春. 钢管混凝土格构柱偏心受压面内极限承载力分析[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(4): 80—83.
Ou Zhijing, Chen Baochun. Analyses on ultimate load-carrying capacity of concrete filled steel tubular laced columns compressed eccentrically [J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(4): 80—83. (in Chinese)
- [6] 黄文金, 陈宝春. 钢管混凝土桁梁受弯试验研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2006, 23(1): 29—33.
Huang Wenjin, Chen Baochun. Experimental research on concrete filled steel tubular truss girder under bending [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2006, 23(1): 29—33. (in Chinese)
- [7] 陈宝春, 高婧. 波形钢腹板钢管混凝土梁受弯试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(1): 75—82.
Chen Baochun, Gao Jing. Experimental studies on concrete filled steel tubular beam with corrugated steel web under bending [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(1): 75—82. (in Chinese)
- [8] 高婧, 陈宝春. 波形钢腹板钢管混凝土梁有限元分析及参数研究[J]. 福州大学学报(自然科学版), 2008, 36(5): 722—728.
Gao Jing, Chen Baochun. Nonlinear finite element analysis and parametric studies on concrete filled steel tubular beam with corrugated steel web [J]. Journal of Fuzhou University (Natural Science Edition), 2008, 36(5): 722—728. (in Chinese)
- [9] 高婧, 陈宝春. Experimental research on concrete filled steel tubular column with trapezoidally corrugated steel webs [C]. Proceedings of the Tenth International Symposium on Structural Engineering for Young Experts. Changsha, China: Science Press, 2008.
- [10] 高婧, 陈宝春. 波形钢腹板钢管混凝土柱极限承载力计算方法研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2008, 25(4): 47—52.
Gao Jing, Chen Baochun. Ultimate load carrying capacity of concrete filled steel tubular column with corrugated steel webs [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2008, 25(4): 47—52. (in Chinese)
- [11] 陈宝春, 王远洋, 黄卿维. 波形钢腹板混凝土拱桥新桥型构思[J]. 世界桥梁, 2006(4): 10—14.
Chen Baochun, Wang Yuanyang, Huang Qingwei. Conception on a concrete arch bridge with corrugated steel web [J]. World Bridges, 2006(4): 10—14. (in Chinese)

- [12] 吴文清, 叶见曙, 万水, 胡成. 波形钢腹板-混凝土组合箱梁截面变形的拟平截面假定及其应用研究[J]. 工程力学, 2005, 22(5): 177—180, 198.
Wu Wenqing, Ye Jianshu, Wan Shui, Hu Cheng. Quasi plane assumption and its application in Steel-concrete composite box girders with corrugated steel webs [J]. Engineering Mechanics, 2005, 22(5): 177—180, 198. (in Chinese)
- [13] Elgaaly M, Seshadri A, Hamilton R W. Bending strength of steel beams with corrugated webs [J]. Journal of Structural Engineering, 1997, 123(6): 772—782.
- [14] 陈宝春, 黄文金. 圆管截面桁梁极限承载力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(3): 31—36.
Chen Baochun, Huang Wenjin. Experimental research on ultimate load carrying capacity of truss girders made with circular tubes [J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(3): 31—36. (in Chinese)
- [15] 向中富, 杨虎根. 格构式钢管混凝土拱承载能力稳定试验研究[C]// 中国土木工程学会桥梁及结构工程分会. 第十八届全国桥梁学术会议论文集. 天津: 人民交通出版社, 2008.
Xiang Zhongfu, Yang Hugen. Experiment on load bearing capacity of CFST laced arch [C]// Bridge and Structure Sub-Society of China Civil Engineering Society. Proceedings of the 18th National Symposium on Bridge Engineering. Tianjin: China Communications Press, 2008. (in Chinese)
- [16] 郑振飞, 陈宝春. 钢筋混凝土无铰拱非线性平面有限元分析[J]. 工程力学, 1988, 5(4): 72—79.
Zheng Zhenfei, Chen Baochun. Nonlinear planar finite element analysis of RC hingeless arch [J]. Engineering Mechanics, 1988, 5(4): 72—79. (in Chinese)
- [17] 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 mechanic behaviors of concrete-filled steel tubular arch under in plane loads [J]. Engineering Mechanics, 2000, 17(2): 44—50. (in Chinese)
- [18] Chen Baochun. Nonlinear characteristics and ultimate load-carrying capacity of concrete filled tubular arch [D]. Japan: Kyushu University, 2003.
- [19] 韦建刚. 管拱面内非线性失稳临界荷载研究[D]. 福州: 福州大学, 2007.
Wei Jiangang. Research of in-plane nonlinear critical loads for tubular arches [D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2007. (in Chinese)
- [20] 陈宝春, 韦建刚. 管拱面内五点对称加载试验研究[J]. 工程力学, 2007, 24(6): 73—78.
Chen Baochun, Wei Jiangang. Experiment for ultimate load-carrying capacity of tubular arches under five in-plane symmetrical concentrated loads and the simplified calculation method [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(6): 73—78. (in Chinese)
- [21] 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 Jiangang, Lin Ying. Experimental studies on tubular arches under unsymmetrical two concentrically in-plane loads [J]. Journal of Civil Engineering, 2006, 39(1): 43—49. (in Chinese)
- [22] 盛叶. 钢管混凝土哑铃形拱极限承载力研究[D]. 福州: 福州大学, 2007.
Sheng Ye. Research on ultimate load-carrying capacity of dumbbell shaped concrete-filled steel tubular structure [D]. Fuzhou: Fuzhou University, 2007. (in Chinese)

(上接第 61 页)

- [12] 杨淑莹. 模式识别与智能计算-Matlab 技术实现[M]. 北京: 电子工业出版社, 2008.
Yang Shuying. Model detection and intelligence computer-application of Matlab [M]. Beijing: Publishing House of Electronics Industry, 2008. (in Chinese)
- [13] Shi Y, Eberhart R. A modified particle swarm optimizer [C]. IEEE International Conference on Evolutionary Computation. Anchorage, Alaska, USA, 1998: 69—73.
- [14] 高岳林, 任子晖. 带有变异算子的自适应粒子群优化算法[J]. 计算机工程与应用, 2007, 43(25): 43—47.
Gao Yuelin, Ren Zihui. Adaptive particle swarm optimization algorithm with mutation operator [J]. Computer Engineering and Applications, 2007, 43(25): 43—47. (in Chinese)
- [15] He Xiaoling. A decoupled modal analysis for nonlinear dynamics of an orthotropic thin laminate in a simply supported boundary condition subject to thermal mechanical loading [J]. International Journal of Solids and Structures, 2006, 43: 7628—7643.