

文章编号 1002-0268 (2006) 08-0084-05

钢管混凝土拱肋滞回性能非线性有限元分析

马俊, 盛洪飞, 孙航

(哈尔滨工业大学 交通科学与工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150090)

摘要: 考虑钢管混凝土中钢材与拉压区混凝土的非线性本构关系, 引入几何非线性的影响, 采用考虑截面特性的空间组合梁单元, 建立钢管混凝土构件非线性有限元模型。首先对试验构件进行计算, 与试验结果吻合较好, 然后深入研究钢管混凝土拱肋竖向弯矩-曲率、纵桥向荷载-位移以及横桥向荷载-位移滞回关系, 从中看出钢管混凝土拱肋具有良好的延性和吸能性质, 并得出拱肋滞回性能的各种影响因素。

关键词: 滞回性能; 钢管混凝土拱桥; 弹塑性动力响应; 延性

中图分类号: U448.22

文献标识码: A

Nonlinear Finite-element Analysis of Hysteretic Behaviors for Concrete Filled Steel Tube Arches

MA Jun, SHENG Hong-fei, SUN Hang

(School of Communication Science and Engineering, Harbin Institute of Technology, Heilongjian Harbin 150090, China)

Abstract: A finite-element model for CFST members with a 3D composite beam fiber element was built taking in to account of the nonlinear constitutive models of steel and concrete under compression and tension, and the geometrical nonlinearities. The theoretical model proves to be valid by comparing the calculating results and the test results on the experimental components, followed by in-depth study on CFST arches' hysteretic behaviors of vertical moment-curvature, longitudinal load-displacement and transverse load-displacement relationship. It is concluded that CFST arches have reliable capacity of ductility and energy-absorption, and some parameters affecting the hysteretic behaviors of CFST arches are presented.

Key words: hysteretic behaviors; CFST arches; elastic-plastic dynamic response; ductility

0 引言

钢管混凝土在我国广泛应用于大跨度拱桥中, 以拱肋形式存在。对于此类大型结构, 动力荷载的作用是巨大的, 在动荷载的反复作用下, 钢管混凝土表现出的非线性反应主要由材料非线性以及结构几何非线性引起。韩林海^[1]通过直线柱动力性能试验与理论研究, 提出了弯矩-曲率与荷载-位移简化恢复力模型, 但在理论分析中采用的是平面有限元法; Hajar^[3]采用空间有限元法, 并结合试验进行了钢管混凝土直线柱在往复荷载作用下的滞回性能分析,

但是采用的钢管混凝土的双界面本构模型比较复杂, 参数较多, 其中一些参数缺少足够的理论依据; 张文福^[4]进行了平面状态下单层框架在往复荷载作用下的滞回性能分析, 并建立了单层框架侧向力-位移的恢复力模型; 另外一些学者针对这一问题也进行了研究^[5-7], 到目前为止, 还未见有对钢管混凝土拱肋进行滞回性能分析的文献发表, 这与大跨度钢管混凝土拱桥的发展是不相适应的。本文采用 ANSYS 有限元分析软件, 同时考虑钢材与混凝土的非线性本构关系, 引入几何非线性的影响, 用组合梁单元 beam189 来模拟钢管混凝土拱肋, 首先对一些钢管

收稿日期: 2006-04-19

作者简介: 马俊 (1977-), 男, 山西太原人, 博士研究生, 研究方向为桥梁结构理论. (majunlxd@163.com)

混凝土构件进行计算, 并与试验结果进行比较, 验证本文理论与计算方法的正确性, 然后深入研究钢管混凝土拱肋面内面外滞回关系。本文研究结果对进行大跨度钢管混凝土拱桥弹塑性动力反应分析具有重要意义。

1 钢材与混凝土的应力 - 应变关系模型

进行钢管混凝土拱肋在往复荷载作用下的动力性能分析, 必须首先确定钢材和核心混凝土在往复荷载作用下的应力 - 应变关系模型。

1.1 钢材应力 - 应变关系模型

对于钢材, 本文采用双线性随动强化模型。本模型包含 Bausinger 效应与 Mises 屈服准则。其应力 - 应变关系如图 1。图 1 中, E_s 为钢材弹性阶段模量, E_p 为钢材强化阶段模量。

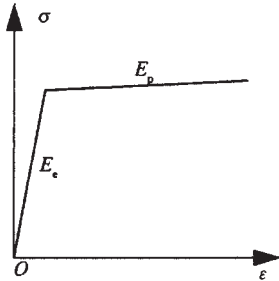


图 1 钢材应力 - 应变关系

Fig.1 Stress-strain relationship of steel

1.2 混凝土应力 - 应变关系模型

混凝土材料在往复荷载作用下, 其受拉和受压状态下的应力 - 应变关系是不同的。

张文福^[4]提出了受压状态时混凝土的应力 - 应变关系式:

$$\sigma = \begin{cases} \alpha_0 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^r, & \varepsilon \leq \varepsilon_0, \\ r - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^{0.1\zeta}, & \varepsilon > \varepsilon_0, \zeta \geq 1.12, \\ \alpha_0 (1 - q) + \alpha_0 q \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^{0.1\zeta}, & \varepsilon > \varepsilon_0, \zeta \leq 1.12, \\ \alpha_0 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^{\frac{f_{ck}}{30}}, & \varepsilon > \varepsilon_0, \zeta \leq 1.12, \\ \beta \left(\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - 1 \right)^{\frac{30}{\beta}} + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right), & \end{cases}$$

其中,

$$\alpha_0 = f_{ck} \left[1.194 + \left(\frac{13}{f_{ck}} \right)^{0.45} (-0.07485 \zeta + 0.5789 \zeta^2) \right],$$

$$\varepsilon_0 = 100 \times \left[13 + 3 \left(\frac{f_{ck}}{20} \right) + \left(4 + 8 \left(\frac{f_{ck} - 20}{20} \right) \right) \zeta^2 \right],$$

$$q = \frac{0.1 \zeta^{0.745}}{0.2 + 0.1 \zeta},$$

$$\beta = (2.36 \times 10^{-5})^{[0.25 + (\zeta - 0.5)^7]} \times 5.0 \times f_{ck}^2 \times 10^{-4},$$

$$\zeta = \alpha \frac{f_y}{f_{ck}}, r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, E_{sec} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \times 10^6.$$

韩林海^[4]提出了受拉状态时混凝土的应力 - 应变关系式:

$$\sigma = \begin{cases} \sigma_p \left[1.2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right) - 0.2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^6 \right], & \varepsilon \leq \varepsilon_p, \\ \sigma_p \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \right)^{\frac{1}{0.5 \sigma_p^2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} - 1 \right) + \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p}}}, & \varepsilon > \varepsilon_p, \end{cases}$$

其中, $\sigma_p = 0.26(1.25f_{ck})^{2/3}$, $\varepsilon_p = 43.1 \sigma_p (\mu\epsilon)$ 。

1.3 钢管混凝土应力 - 应变关系模型

钢管混凝土结构中混凝土材料的应力 - 应变滞回关系骨架曲线可用单向加载时的应力 - 应变曲线代替^[4]。

采用 ANSYS 的多线性弹塑性材料模型来模拟受压区和受拉区混凝土的应力 - 应变关系, 这种模型包含 Bausinger 效应与 Mises 屈服准则。

2 钢管混凝土截面网格划分与材料分配

在大跨度钢管混凝土拱桥中, 目前主要采用圆形钢管。钢管混凝土截面沿钢管壁厚划分 1 个材料单元, 沿直径把混凝土分成 10 等分, 沿圆弧方向钢材与混凝土均分成 20 等分, 这样, 截面上具有 20 个钢材材料单元和 100 个混凝土材料单元, 对于轴压构件, 混凝土均为受压构件, 对于压弯构件, 混凝土截面约有一半开裂^[4], 则一半为受压混凝土, 一半为受拉混凝土, 如图 2。

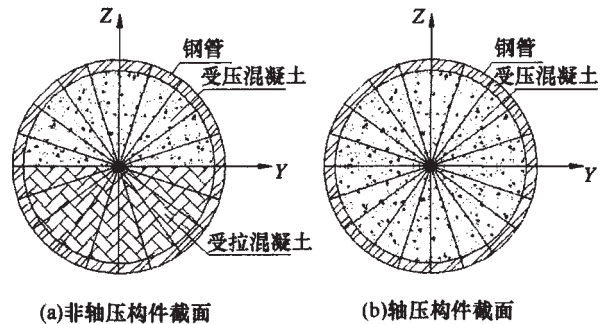


图 2 钢管混凝土梁单元截面类型

Fig.2 Section model of CFST beam element

3 求解过程与算例

在进行单调荷载或循环荷载作用下的有限元计

算时，考虑几何非线性的影响，用 Newton-Raphson 法求解增量迭代方程。在每个荷载步前进行单元截面核心混凝土部分的受拉受压判断，然后分配相应的材料特性。计算两端固定的钢管混凝土柱在不同荷载大小作用下的 ($D \times A=108 \times 5 \times 1200$ $f_{cu}=33.8$ MPa, $f_y=327.8$ MPa, $N=20$ kN 与 520 kN) 荷载 - 位移滞回关系，计算结果与试验结果^[1]比较如图 3~图 4，图中实

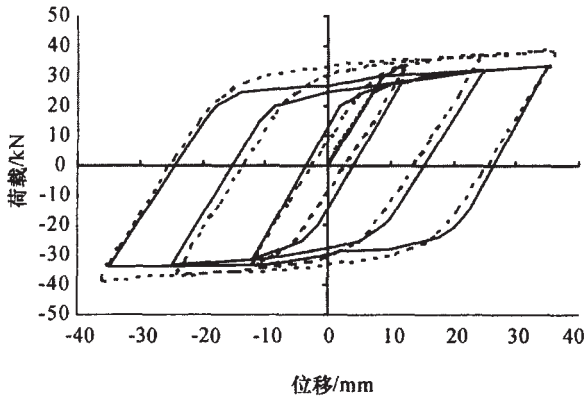


图 3 钢管混凝土柱计算结果与试验数据比较(N=20 kN)
Fig.3 Comparison of experimental and computational results of CFST stub columns (N=20 kN)

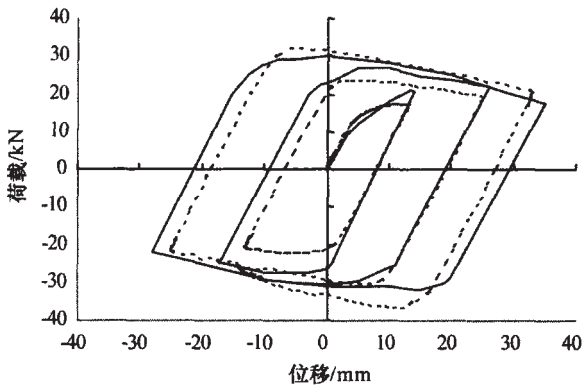


图 4 钢管混凝土柱计算结果与试验数据比较(N=250 kN)
Fig.4 Comparison of experimental and computational results of CFST stub columns (N=250 kN)

线为试验结果，虚线为计算结果，下同；同时计算钢管混凝土拱肋（模型拱计算跨径 460 cm，拱轴线为抛物线 $Y=X^2/3.45$ ，净矢高 $f=153.3$ cm，矢跨比为 1/3， $f_{cu}=36.8$ MPa， $f_y=307.67$ MPa)^[9]在单调荷载作用下的荷载 - 位移关系，计算结果与试验结果比较如图 5 与图 6。从比较可以看出，计算结果和试验结果吻合较好，说明本文的理论与计算方法是正确的。

4 钢管混凝土拱肋滞回分析

分别从 3 个方向进行钢管混凝土拱肋（如无特殊说明，拱轴线形为抛物线）的滞回分析，计算模

型见图 7。

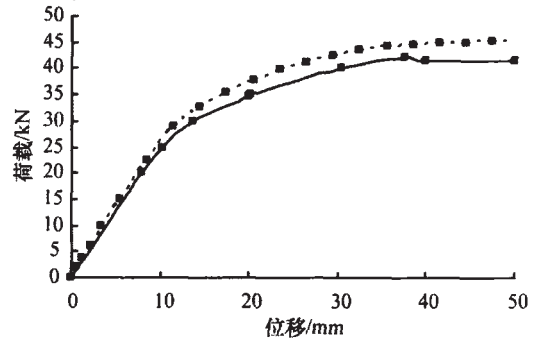


图 5 拱肋跨中计算结果与试验数据比较
Fig.5 Comparison of experimental and computational results of CFST arches at 1/2 span

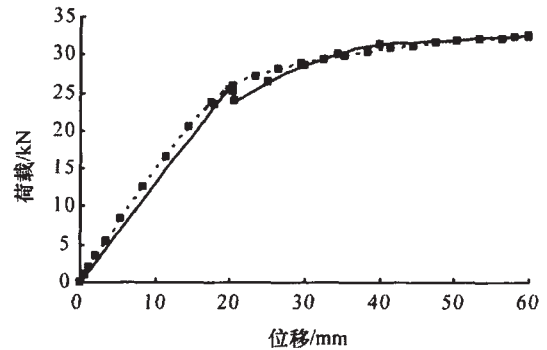


图 6 拱肋 1/4 处计算结果与试验数据比较
Fig.6 Comparison of experimental and computational results of CFST arches at 1/4 span

4.1 竖向弯矩 - 曲率滞回性能

在竖向动力往复荷载作用下，计算模型如图 7(a)，拱肋处于压弯状态，弯矩 - 曲率滞回关系能够很好的反映拱肋钢管混凝土材料的恢复力特性，图 8 为拱顶截面的弯矩 - 曲率滞回关系曲线，曲线图形饱满，呈纺锤形，没有捏缩现象，吸能性能好。经分析，钢管混凝土拱肋弯矩 - 曲率滞回曲线骨架线的影响因素有含钢率 α 钢材屈服极限 f_y 、混凝土抗压强度 f_{ck} 和初始应力等，与拱肋的跨度和矢跨比无关，与钢管混凝土柱的弯矩 - 曲率滞回关系^[1]相同。

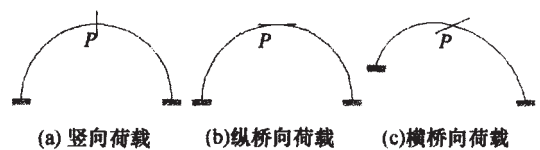


图 7 拱肋计算模型

Fig.7 Mechanic models of arches

4.2 纵桥向荷载 - 位移滞回性能

在拱顶沿纵桥向作用往复荷载，如图 7 (b)，纵向荷载 - 位移滞回曲线见图 9。同弯矩 - 曲率滞回曲

线一样, 曲线图形饱满, 呈纺锤形, 没有捏缩现象。钢管混凝土拱肋纵向荷载- 位移滞回曲线骨架线与含钢率 α 钢材屈服极限 f_y 、矢跨比 f 、跨度管径比 g ($g=4L/D$)、拱肋形状以及轴压比 n 等因素有关。下面通过算例来分析拱肋各参数对纵桥向荷载- 位移关系骨架曲线的影响。

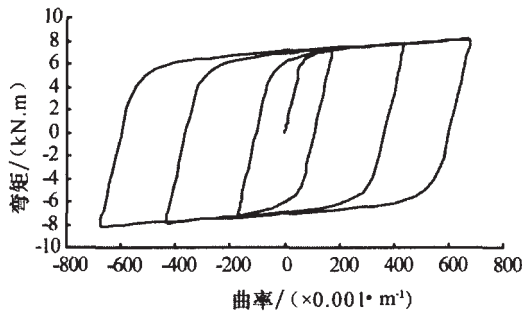


图 8 拱顶截面弯矩 - 曲率滞回曲线

Fig.8 Vertical moment-curvature hysteretic curves of CFST arches

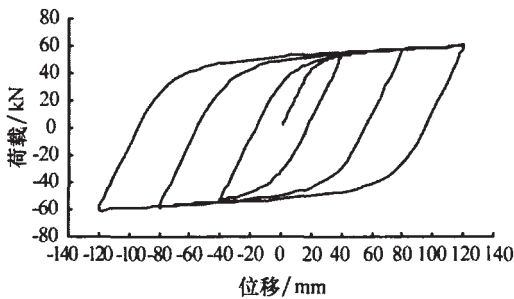


图 9 纵桥向荷载 - 位移滞回曲线

Fig.9 Longitudinal load-displacement hysteretic curves of CFST arches

(1) 含钢率 α 图 10 所示 α 对纵桥向荷载 - 位移关系曲线的影响, 可见随含钢率的提高, 拱肋弹性阶段的刚度和纵向水平承载力都有所提高, 强化阶段的刚度略有增加。

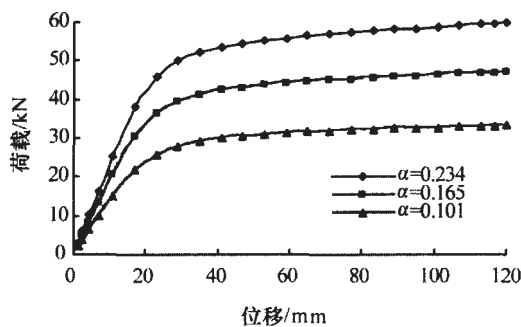


图 10 含钢率对纵向荷载 - 位移滞回曲线的影响

Fig.10 The effect of steel ratio on longitudinal hysteretic behaviors of CFST arches

(2) 钢材屈服极限 f_y 图 11 所示 f_y 对纵桥向荷载 - 位移关系曲线的影响, 可见 f_y 对弹性阶段的刚

度没有影响, 随着 f_y 提高, 拱肋纵向水平承载力有所提高, 强化阶段的刚度略有增加。

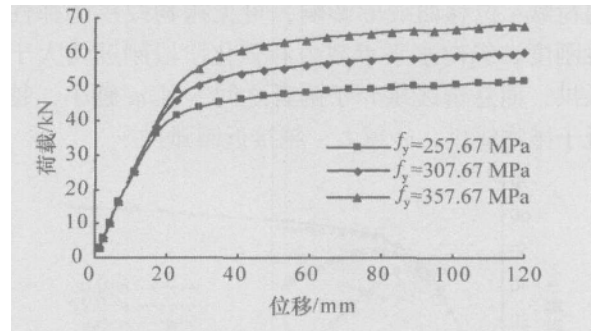


图 11 钢材屈服强度对纵向荷载 - 位移滞回曲线的影响

Fig.11 The effect of nominal yield stress of steel on longitudinal hysteretic behaviors of CFST arches

(3) 矢跨比 f 图 12 所示 f 对纵桥向荷载 - 位移关系曲线的影响, 可见随着 f 的减小, 拱肋弹性阶段刚度、纵向水平承载力以及强化阶段刚度均大幅度增加。

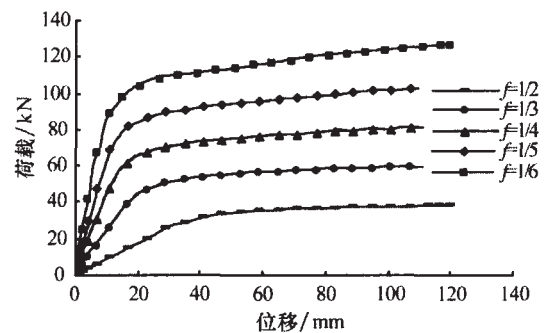


图 12 矢跨比对纵向荷载 - 位移滞回曲线的影响

Fig.12 The effect of rise-to-span ratio on longitudinal hysteretic behaviors of CFST arches

(4) 跨度管径比 g 图 13 所示 g 对纵桥向荷载 - 位移关系曲线的影响, 可见随着 g 的增加, 拱肋弹性阶段刚度和水平承载力都有所降低, 强化阶段的刚度略有降低。

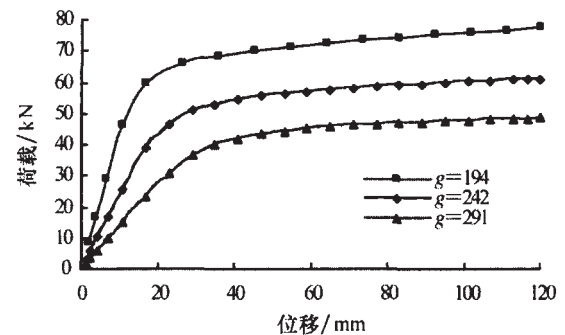


图 13 跨度管径比对纵向荷载 - 位移滞回曲线的影响

Fig.13 The effect of span-to-diameter ratio on hysteretic behaviors of CFST arches

(5) 拱肋形状 拱肋形状包括抛物线形、圆弧形、与悬链线形 ($m=1.167$)。图 14 所示拱肋形状对纵桥向荷载 - 位移曲线的影响, 可见抛物线拱的弹性阶段刚度、纵向水平承载力和强化阶段刚度均大于圆弧形拱, 而悬链线拱介于两者之间, 且 m 越小, 越接近于抛物线拱, m 越大, 越接近圆弧形拱。

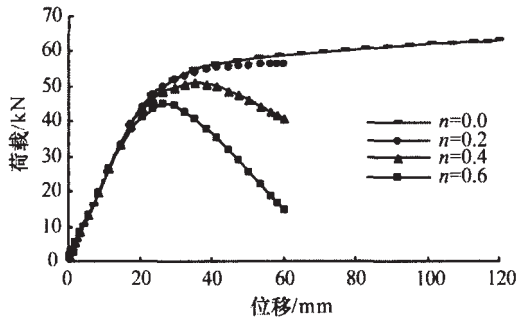


图 14 轴压比对纵向荷载 - 位移滞回曲线的影响

Fig.14 The effect of axial compress ratio on longitudinal hysteretic behaviors of CFST arches

(6) 轴压比 n 轴压比 n 可以定义为拱顶初始竖向压力与临界压力的比值。图 15 所示 n 对抛物线拱肋纵桥向荷载 - 位移关系曲线的影响, 可见 n 对弹性阶段刚度的影响不大, 随着 n 的增加, 拱肋的纵向水平承载力降低, 强化阶段的刚度也降低; 当 n 达到一定数值时, 曲线出现在下降段, 且下降的幅值随着 n 的增加而增大, 拱肋的位移延性则越来越小。目前在大跨度钢管混凝土拱桥的设计中, 拱桥的稳定系数一般在 4~5 以上, 相当于 n 在 0.25~0.2 之间, 此时 n 对拱肋的纵桥向荷载 - 位移关系曲线的影响较小。

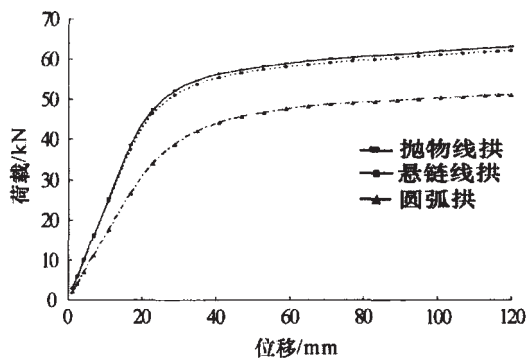


图 15 拱肋形状对纵向荷载 - 位移滞回曲线的影响

Fig.15 The effect of axis shape on hysteretic behaviors of CFST arches

4.3 横桥向荷载 - 位移滞回性能

拱肋承受面外水平往复荷载作用时, 如图 7(c), 处于压弯扭状态, 其横向荷载 - 位移滞回曲线见图 16。曲线图形饱满, 呈纺锤形, 没有捏缩现象。通过类似的计算同样可以得到钢管混凝土拱肋横向荷

载 - 位移滞回曲线骨架线与含钢率 α 、钢材屈服极限强度 f_y 、混凝土抗压强度 f_{ck} 、矢跨比 f 、跨度管径比 $g(g=4L/D)$ 、拱肋形状以及轴压比 n 等因素有关。

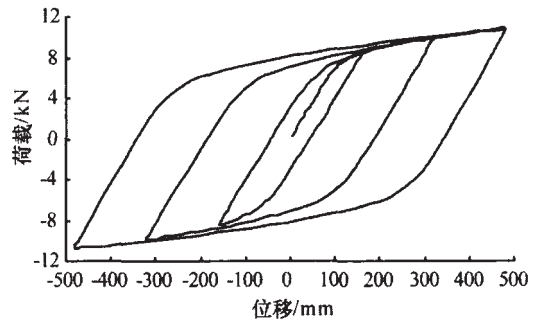


图 16 横向荷载 - 位移滞回关系曲线

Fig.16 Transverse load-displacement hysteretic curves

5 结论

(1) 同时考虑钢材和混凝土的材料非线性, 并引入构件几何非线性的影响, 采用考虑截面特性的空间梁单元来计算钢管混凝土构件在往复荷载作用或单调荷载作用下的荷载 - 位移 (弯矩 - 曲率) 滞回关系与试验结果非常吻合, 说明本文的理论计算方法是正确的。

(2) 钢管混凝土拱肋在竖向、纵桥向以及横向往复荷载作用下的荷载 - 位移 (弯矩 - 曲率) 滞回关系曲线图形饱满, 呈纺锤形, 没有捏缩现象, 构件具有良好的延性, 抗震性能好。

(3) 钢管混凝土拱肋在竖向的弯矩 - 曲率滞回性能与直线构件^[1]相同; 纵桥向荷载 - 位移滞回性能与含钢率、钢材屈服极限、矢跨比、跨度管径比、拱肋形状以及轴压比等因素有关; 横桥向荷载 - 位移滞回性能与含钢率、钢材屈服极限、矢跨比、跨度管径比以及轴压比等因素有关。

(4) 采用非线性有限元法可以较为准确的计算钢管混凝土构件的滞回关系曲线, 但是该方法不便于工程设计应用, 因此有必要在本文的基础上建立钢管混凝土拱肋 3 个方向上的简化恢复力模型, 这也是今后需要做的研究工作。

参考文献:

- [1] 韩林海. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 科学出版社, 2000.
- [2] 钟善桐. 高层钢管混凝土[M]. 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1999.
- [3] JEROME F HAJJAR, PAUL H SCHILLER, ALEKSANDR MOLODAN. A distributed plasticity model for concrete-filled tube

(下转第 92 页)

续梁静力模型的结果，换算成单位长度上的横向弯矩值时，须除以有效宽度 λ 。对于空间有限元模型，当单位力作用于第 i 号梁跨中中心时，第 i 号梁由于荷载的局部效应及畸变效应很大，整体效应较弱，与弹性支承连续梁静力模型的结果差异很大，因而第 i 号梁两侧翼板根部的弯矩值不参与比较。比较的结果如表 1 所示。

由表 1 对比的结果可以看出，弹性支承连续梁

表 1 弹性支承连续梁静力模型与空间有限元模型的横向弯矩值比较

Tab.1 Comparison of lateral moment between elastically supported continuous beam method model and dimensional FEM model

荷载位置	编号	横向弯矩值/ [(N·m)·m ⁻¹]									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1 号梁	M_{is}	-	746.9	- 344.8	460.9	- 189.7	250.2	- 117.9	146.6	- 82.1	85.6
	M_{ip}	-	740.2	- 374.8	446.7	- 195.3	238.1	- 97.0	121.4	- 37.8	53.0
	M_{ip}/M_{is}	-	0.99	1.09	0.97	1.03	0.95	0.82	0.83	0.46	0.62
2 号梁	M_{is}	290.9	-	-	509.2	- 259.6	339.4	- 142.3	184.2	- 79.6	99.4
	M_{ip}	316.1	-	-	529.9	- 277.5	331.0	- 136.4	170.4	- 53.2	74.4
	M_{ip}/M_{is}	1.09	-	-	1.04	1.07	0.98	0.96	0.93	0.67	0.75
3 号梁	M_{is}	224.0	- 139.7	384.4	-	-	433.3	- 213.3	286.2	- 90.3	132.6
	M_{ip}	223.0	- 165.1	416.6	-	-	461.3	- 232.9	283.8	- 89.7	125.3
	M_{ip}/M_{is}	1.00	1.18	1.08	-	-	1.06	1.09	0.99	0.99	0.94

注： M_{is} 为空间有限元模型的结果； M_{ip} 为弹性支承连续梁静力模型的结果。

静力模型结果与空间有限元模型结果的比值大部分接近于 1。接近荷载作用位置的翼板根部横向弯矩值精度高些，而远离荷载作用位置的差些，一方面由于其计算值较小，受模型计算误差影响更大，另一方面由于假定小箱梁桥沿纵向有效宽度于桥梁横向为一常数，并不完全符合实际。

4 结语

(1) 基于整桥的动力分析结果和弹性支承连续梁法荷载横向分布理论，通过假定弹性支承连续梁法动力分析模型的面内 1 阶转动频率与整桥 1 阶扭转频率相等，提出了一种多梁式小箱梁桥沿纵向有效宽度的动力识别方法，计算结果表明该方法具有很高的精度。

(2) 本文提出的方法不但适用于该桥型的荷载横向分布计算，同样也可以计算桥梁的整体横向弯矩。

参考文献：

[1] 项贻强, 余建华. 桥梁结构分析的数值方法及其程序[M]. 北京: 人民交通出版社, 1993.

[2] 姚玲森. 桥梁工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 1985.

[3] 黄平明, 夏淦, 邵容光. 弹性支承连续梁法在斜梁桥荷载横向分布计算中的应用[J]. 华东公路, 1995, (3): 18- 21.

[4] 陈荣伟, 吴礼广. 预应力混凝土小箱梁的设计与应用[J]. 浙江交通科技, 2001, (3): 43- 44.

[5] 金德银, 袁长卿. 铁路曲线上混凝土简支直梁的空间结构分析[J]. 石家庄铁道学院学报, 1999, (3): 33- 36.

[6] 黄侨, 金秀辉, 张连振, 等. 预应力混凝土矮肋斜 T 梁桥的计算方法研究[J]. 公路交通科技, 2005, 22(5): 79- 82.

[7] 项贻强, 薛静平, 等. 空间梁拱组合式桥梁的分析理论及试验研究[J]. 中国公路学报, 2002, 15(1): 67- 71.

[8] 孙东利, 朱涛. 津晋高速公路工程先简支后连续小箱梁的设计[J]. 天津市政设计, 2003, (2):72- 73.

(上接第 88 页)

beam-columns with interlayer slip[J]. Engineering Structures, 1998, 20: 663- 676.

[4] 张文福. 单层钢管混凝土框架恢复力特性研究 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2001.

[5] 腾智明, 邹离湘. 反复荷载下钢管混凝土构件的非线性有限元分析[J]. 土木工程学报, 1996, (2): 19- 26.

[6] 许月华. 钢管混凝土压弯构件滞回性能分析 [D]. 大连: 大连交通大学, 2005.

[7] ICHINOHE Y, MATSUTANI T, NAKAJIMA M. Elasto-plastic behavior of concrete filled steel circular columns [A]. Proceedings of the Third International Conference on Steel-concrete Composite Structures[C]. 1991: 131- 136.

[8] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥的设计与施工 [M]. 北京: 人民交通出版社, 1999.