文章编号:1000-8608(2010)01-0081-05

自应力钢管混凝土中核心混凝土单轴本构关系

黄承逵*,常旭,姜德成,宋元成

(大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室,辽宁大连 116024)

摘要:普通钢管混凝土短柱核心混凝土的本构关系不能满足自应力钢管混凝土轴压短柱的 计算需要.在已有试验的基础上,补做了12根自应力钢管混凝土短柱轴压试验.首先测量了 自应力钢管混凝土短柱在限制条件下的膨胀性能;然后对其进行了轴压承载力试验.通过对 37根自应力钢管混凝土短柱轴压试验结果进行分解分析,提出一种适用于自应力钢管混凝 土短柱轴压计算的等效单轴本构模型,与传统的混凝土本构关系相比,这个本构关系考虑了 自应力水平和套箍系数对核心混凝土的影响,并且具有计算简单、方便的特点.

关键词: 自应力;钢管混凝土;本构关系 中图分类号: TU370.1 文献标志码: A

0 引 言

钢管混凝土结构因其具有承载力高、延性好、 韧性高等优点,在土木工程界得到了日益广泛的 应用,钢管混凝土柱的增强机理在于外包钢管约 束了核心混凝土受压的侧向变形,使得核心混凝 土处于三向受压状态,其抗压强度、极限应变、承 载力和延性等得到提高,实验研究发现,在加载的 中前期,钢管的横向变形要大于核心混凝土,钢管 对核心混凝土的约束作用不大;只有在加载的后 期,约束作用才能得到体现,而此时钢管的变形也 比较大,钢管已经开始出现塑性变形或者进入塑 性状态,即便是钢管混凝土柱的承载力得到了提 高,因构件变形过大也不再符合使用的要求,本文 提出的自应力钢管混凝土利用自应力水泥膨胀受 到钢管限制而对核心混凝土施加一种化学预应 力,以有效约束混凝土承载中前期的横向变形,提 高极限承载力.

对于普通钢管混凝土短柱承载过程中核心混 凝土的应力-应变关系的研究,国内外都有相关的 报道.其中文献[1、2]通过大量的试验数据回归得 到的本构模型能够全面、准确地反映普通钢管混 凝土轴压柱的受力特性,得到了普遍的应用.然而 该本构方程用于自应力钢管混凝土短柱承载力计 算时,所得的计算结果要低于试验结果.因此,有 必要对自应力钢管混凝土中核心混凝土的应力-应变关系曲线进行分析.

1 试验概况

1.1 试件设计

在钢管混凝土结构研究中,套箍系数 ξ 是一 个重要的参数(具体表达式见下文).本课题组已 经先后进行了两批自应力钢管混凝土轴压柱的试 验研究^[3,4].文献[3]中套箍系数变化范围为 0.4 《 ξ < 1.23,文献[4]中套箍系数变化范围为 0.9 《 ξ < 1.3,本文有针对性地补做 12 根套箍系数 较大(1.80 < ξ < 1.97)的自应力钢管混凝土短柱 轴压试验.水泥为石家庄特种水泥厂生产的硫铝酸 盐自应力水泥,骨料为中粗砂和石灰岩碎石.减水 剂为大连西卡生产的高效减水剂.钢管为焊接管, 其屈服强度为 341 MPa.试件参数如表 1 所示.

1.2 试验步骤

为了获得自应力钢管混凝土的限制膨胀变形量,在钢管的中部纵向和环向分别对称贴了4个 电阻应变片,采用 UCAM 数据采集系统采集数 据.本文对12根短柱的限制膨胀变形进行了35 d 的连续测量.

收稿日期: 2007-11-10; 修回日期: 2009-09-15.

基金项目:国家自然科学基金资助项目(50578027).

作者简介: 黄承逵*(1941-),男,教授,博士生导师,E-mail:huangck@dlut.edu.cn.

表1 试件参数及试验结果

Tab. 1 Parameters and results for test specimens

| 试件编号 | 外径×壁厚/(mm×mm) | 数量 | 混凝土强度/MPa | 平均径向自应力/MPa | 平均承载力/kN |
|-------|---------------|----|-----------|-------------|----------|
| ZY1-1 | 88×2.50 | 2 | 49.8 | 1.86 | 553 |
| ZY1-2 | 88×2.50 | 2 | 48.6 | 2.29 | 588 |
| ZY1-3 | 88×2.50 | 2 | 46.6 | 2.70 | 577 |
| ZY2-1 | 88×3.50 | 2 | 49.8 | 2.07 | 646 |
| ZY2-2 | 88×3.50 | 2 | 48.6 | 2.44 | 679 |
| ZY2-3 | 88×3.50 | 2 | 46.6 | 3.21 | 670 |

变形测量结束后,在大连理工大学1000 kN 的压力试验机上进行承载力试验.用应变片测量 组合结构承载过程中的纵向和横向应变;用1000 kN的荷载传感器测量构件承载过程中的轴向荷 载;沿试件的轴向对称布置两个位移计以测量试 件承载过程中的轴向总体变形;用电阻应变片采 集各级荷载下钢管的纵向和横向应变.

2 计算分析

2.1 核心混凝土自应力的确定

钢管因限制核心混凝土的膨胀而获得环向和轴向的拉力,钢管受力如图1所示.由于钢管壁很薄,可以假设环向应力沿管壁厚均匀分布;同时因为径向应力不大,可以忽略.根据实测钢管的纵向和环向应变由式(1)计算出钢管的环向和轴向应力.

$$\sigma_{\theta} = \frac{E_s}{1 - \mu_s^2} (\epsilon_{\theta} + \mu \epsilon_z)$$

$$\sigma_z = \frac{E_s}{1 - \mu_s^2} (\epsilon_z + \mu \epsilon_{\theta})$$
(1)

式中:σθ、σε分别为钢管环向与轴向应力,εθ、εε分 别为实测环向和轴向应变,E_s、μ_s分别是钢管的 弹性模量和泊松比.

根据图 1(a) 所示平衡条件 $2\sigma_{\theta} \cdot t = 2rq$,解得核心混凝土自应力为

$$q = \frac{t}{r} \sigma_{\theta} \tag{2}$$

式中:r为钢管内半径,t为钢管壁厚.



根据轴向平衡条件 $A_s \cdot \sigma_z = A_c \cdot \sigma_{cz}$,解得核 心混凝土轴向自应力为

$$\sigma_{cz} = \frac{2t}{r} \sigma_z \tag{3}$$

2.2 核心混凝土在承载过程中的受力分析

2.2.1 分析方法 对于核心混凝土在轴向受压 情况下的轴向应力与应变的变化,本文采用分解 分析法^[5,6].在钢管混凝土柱承载的过程中,假设 钢管处于平面应力状态;由于管壁较薄,径向受力 可以忽略不计,试验证明这种假设带来的误差很 小,钢材的应力-应变关系如下,

$$\sigma_{s} = \begin{cases} E_{s}\varepsilon; & \varepsilon \leqslant \varepsilon_{p} \\ A\varepsilon^{2} + B\varepsilon + C; & \varepsilon_{p} < \varepsilon \leqslant \varepsilon_{y} \\ f_{y} + (\varepsilon - \varepsilon_{y})k_{2}E_{s}; & \varepsilon_{y} < \varepsilon \leqslant \varepsilon_{u} \\ f_{u}; & \varepsilon > \varepsilon_{u} \end{cases}$$

 σ_s 、 ε 分别为钢材等效应力、等效应变.

 f_y 和 f_u 分别为钢材的屈服强度和极限强度; $f_p = 0.7 f_y$.

 $\varepsilon_{p}, \varepsilon_{y}$ 和 ε_{u} 分别为钢材的比例应变、屈服应变 和极限应变. $\varepsilon_{u} = 10\varepsilon_{y}; \varepsilon_{p} = k_{1}f_{y}/E_{s}; \varepsilon_{y} = \begin{bmatrix} k_{1} + 2 \frac{(1-k_{1})}{(k_{2}+1)} \end{bmatrix} \frac{f_{y}}{E_{s}}; k_{1} = 0.7; k_{2} = 0.03. A = \frac{(k_{2}-1)}{(\varepsilon_{y}-\varepsilon_{p})} \frac{E_{s}}{2}; B = \frac{\varepsilon_{y}-k_{2}\varepsilon_{p}}{\varepsilon_{y}-\varepsilon_{p}}E_{s}; C = f_{p} - A\varepsilon_{p}^{2} - B\varepsilon_{p}.$

钢材应力-应变关系曲线如图 2 所示.



假设钢管和混凝土共同承担轴向荷载,钢管和

混凝土在承载过程中粘结良好,没有产生相对的 滑移.试验得到的典型荷载和应变曲线如图 3 所 示.把试验得到各级荷载下钢管外表面的纵向和 横向应变代入上述的本构关系,可得到钢管在各 级荷载下的纵向应力 σ_v 和横向应力 σ_h ,由 $N_s = \sigma_v A_s$, $N_c = \sigma_c A_c$, $N = N_s + N_c$,可得到 $\sigma_c = \frac{N}{A_c} - \frac{A_s}{A_c} \sigma_v$.其中 N_s 、 N_c 、N分别为钢管承担的轴向荷 载、混凝土承担的轴向荷载、钢管混凝土所受的纵 向荷载; A_s 、 A_c 分别为钢管和混凝土的截面面积.



Fig. 3 Load-strain relation curves

采用上述的分析方法,可以得到核心混凝土 在承载过程中各级荷载作用下纵向应力和应变. 2.2.2 核心混凝土的强度准则和峰值应变 自 应力钢管混凝土的核心混凝土在短柱承载之前就 处于三向应力状态,并且随着轴向荷载的增加,侧 向压力也总体处于增加趋势.因此,与普通钢管混 凝土的核心混凝土相比,其本构模型更接近于等 围压圆柱体的三轴受压模型,从国内外的文献来 看,等围压三轴混凝土的等效单轴强度的成熟表 达方法为 $\sigma_u = f_c(1+m).\sigma_u, f_c, m$ 分别为围压下 的峰值强度、混凝土的单轴抗压强度、混凝土强度 的增大系数.不同的文献主要差别在于 m 的确 定.用上述方法对本课题组的 37 根自应力钢管混 凝土轴压短柱试验结果分解并进行回归分析,得 出核心混凝土的峰值强度表达式如下:

 $\sigma_0 = f_c (1 - 11.5k^2 + 3k - 2.5 + 3k - 2.5)$

 $2.5\sqrt{1+0.7\xi}-0.38\xi$) (4) $k = p/f_c$,为自应力水平^[3,4,7],其中p为核心混凝 土产生的径向自应力, $f_c = 0.76f_{cu}$, f_{cu} 为核心混 凝土的立方体抗压强度.

峰值应变也随着套箍系数等参数的增大而增 加.本文的回归分析结果取峰值应变为

 $\epsilon_0 = \epsilon_c (1 - 11.5k^2 + 3k + 1.6\sqrt{0.7\xi} - 0.38\xi)$

其中 ε。为混凝土的单轴受压峰值应力对应的应 变,参照《混凝土结构设计规范》(GB 50010— 2002),本文中 ε。取值为 0.002.分解分析结果和 计算结果的对比如图 4、5 所示.



图4 核心混凝土峰值应力的试验结果与计 算结果的对比

Fig. 4 The comparison of test results with calculated results of the concrete core peak stress



图 5 核心混凝土峰值应力所对应应变的试验结 果与计算结果的对比

Fig. 5 The comparison of test results with calculated results of the concrete core strain at peak stress

文献[8]把膨胀混凝土倒入自制的钢管模具 中进行养护,28 d 后拆模测定核心混凝土的强 度,结果发现膨胀混凝土自身的强度随其膨胀变 形量的增加而增大.文献[3、9]微观观测发现,在 钢管限制条件下,核心混凝土的微观结构要比非 限制条件下的混凝土密实、均匀,并把强度的增加 归结于钢管对膨胀变形的约束作用改善了核心混 凝土的微观结构.本文用自应力来体现这种约束 作用的强弱.式(4)表明,在组合结构中,自应力对 核心混凝土强度的贡献并非是单调增加的过程, 这是由自应力钢管混凝土结构的受力特点决定 的:在承载之前,核心混凝土就受到了钢管对其施 加的轴向预应力,这也在一定程度上削弱了核心 混凝土在组合结构受外载过程中的极限承载力.

如果 p = 0,则式(4) 退化为 $\sigma_0 = f_c(-1.5 +$

2.5 $\sqrt{1+0.7\xi} - 0.38\xi$);强度提高系数 *m* = $-2.5+2.5\sqrt{1+0.7\xi} - 0.38\xi$ 和文献[1]所提出的普通钢管混凝土中核心混凝土的强度提高值相差不大,以 C50 为例对比如图 6 所示.



图 6 核心混凝土增强系数随套箍系数的变化 Fig. 6 The coefficient of the concrete core changes as a function of confinement index

2.2.3 核心混凝土的变形关系 初始自应力对 核心混凝土的曲线影响主要表现在:强度相当的 情况下,自应力值越大,初始切线模量越大;自应 力值对加载后期的曲线形状影响不明显.根据分 解结果分析,结合已有约束混凝土研究成 果^[1,2,10~14],本文采用量纲一的形式,提出如下的 自应力钢管混凝土短柱轴心受压核心混凝土的应 力-应变全曲线:

$$y = (2+k-k_1)x - (1+2k-k_1)x^2 + kx^3; \ x \le 1$$
(5)

$$y = \frac{x}{k_1 + (1 - k_1)x}; \ x > 1, \ \xi \ge 1.23$$
(6)

$$y = \frac{x}{\delta(x-1)^2 + x}; x > 1, \xi < 1.23$$
(7)

 $y = \sigma/\sigma_0, x = \epsilon/\epsilon_0; \sigma_0, \epsilon_0, k$ 分别按上文所述取值; $k_1 = 0.1\xi, \xi = A_s f_y/A_c f_c,$ 为套箍系数.

当 $k = 0, k_1 = 0$, 式(5) 就 退 化 为 了 Hognested 所建议的普通混凝土本构关系;

当 $k = 0, k_1 \neq 0,$ 式(5) 就退化为文献[1]、文献[2] 所建议的普通钢管混凝土的本构关系;

当 $k \neq 0, k_1 = 0, \exists (5)$ 就退化为类似过镇 海^[14] 所建议的等围压下的三向混凝土的本构关系.

混凝土横向变形系数的确定比较复杂,尤其 是当轴压柱接近极限状态的时候,混凝土的体积 由压缩转为膨胀,测量的试验数据波动较大,处理 起来也比较困难.根据文献[1]的建议,本文中混 凝土的横向变形系数取为

$$u_{c} = \begin{cases} 0.173; & \frac{\sigma}{\sigma_{0}} \leq 0.4 \\ 0.173 + 0.703 \ 6 \left(\frac{\sigma}{\sigma_{0}} - 0.4\right)^{1.5}; & \frac{\sigma}{\sigma_{0}} > 0.4 \end{cases}$$

根据上述核心混凝土的单轴应力-应变关系, 图 7 给出试件 ZY2-1 试验得到核心混凝土的应力-应变关系曲线和计算曲线的对比.图 8(a)给出了套 箍系数对曲线变化趋势的影响,图 8(b)、(c)分别给 出了两种不同套箍系数条件下的计算结果.



图 7 试件 ZY2-1 的核心混凝土应力-应变曲线 的试验结果与计算结果对比

Fig. 7 The comparison of test with calculated stress-strain curves of concrete core for specimen ZY2-1



3 结 语

自应力钢管混凝土结构是针对普通钢管混凝 土结构存在的一些问题而提出的一种新型结构, 是普通钢管混凝土结构的完善和发展.本文所提 出的核心混凝土的等效本构模型是在试验的基础 上回归分析得到,考虑了自应力及套箍系数等参 数的影响,与传统的弹性、塑性、断裂、损伤等力学 模型相比具有简单实用的特点,便于工程计算;但 是又不可避免地依赖于试验结果,可能需要在以 后的试验实践中验证并改进、修正.

参考文献:

- [1] 潘友光. 钢管混凝土中核心混凝土本构关系的确定
 [J]. 哈尔滨建筑工程学院学报, 1989, 22(1):37-46
- [2]翰林海,冯九斌. 混凝土本构关系模型及其在钢管混凝土数值分析中的应用[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1995,28(5):26-32
- [4]尚作庆.钢管自应力自密实混凝土柱力学性能研究 [D].大连:大连理工大学,2007
- [5] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 3版. 北京:清华大学 出版社, 2003
- [6] 王玉银. 圆钢管高强混凝土轴压短轴基本性能研究

[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学,2003

- [7] 刘江宁.不同限制条件下膨胀混凝土变形行为力学 特征及微观结构研究[D].北京:中国建材科学研究 院,1991
- [8] 王 湛. 约束膨胀混凝土的力学性能分析[J]. 哈尔 滨建筑大学学报, 2000, **33**(3): 74-77
- [9] 李庚英,王 湛.膨胀混凝土在钢管约束下的力学性 能及微观特征[J].四川建筑科学研究,2002, 28(3):59-61
- [10] NEOGI P K, SENT H K, CHAPMAN J C. Concrete-filled tubular steel columns under eccentric loading [J]. The Structural Engineer, 1969, 47(5): 187-195
- [11]何若全.核心混凝土三向受压的应力-应变关系及 其极限强度的试验研究[J].哈尔滨建筑工程学院 学报,1981,1:66-85
- [12] MORAN D A, PANTELIDES C P. Stress-strain model for fiber-reinforced polymer-confined concrete
 [J]. Journal of Composites for Construction, ASCE, 2002, 6(4):233-240
- [13] ATTARD M M, SETUNGE S. Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete [J]. ACI Materials Journal, 1996, 93(5):432-442
- [14] 过镇海. 混凝土的强度和本构关系:原理与应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2004

Constitutive relations for concrete core of self-stressing concrete-filled steel tube under axial load

HUANG Cheng-kui*, CHANG Xu, JIANG De-cheng, SONG Yuan-cheng

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The existing constitutive relations for the concrete core of common concrete-filled steel tube short columns can not meet the need of calculation of self-stressing concrete-filled steel tube axial-compressive short columns. 12 self-stressing concrete-filled steel tube short columns are tested. Firstly, the confined expansion deformation is measured. The mechanical performances of these specimens are tested later. Based on the experiments of 37 short columns, an empirical equivalent uni-axial constitutive relation for calculating carry capacity of self-stressing concrete-filled steel tube short columns under axial load is proposed. Compared with the traditional relations for concrete, this constitutive relation takes influences of self-stressing and confinement index on core concrete into account, and it is simple and convenient for calculation.

Key words: self-stressing; concrete-filled steel tube (CFST); constitutive relations