

引用本文:龙 刚,刘永健,朱伟庆,等.变截面圆钢管混凝土短柱轴心受压性能研究[J].建筑科学与工程学报,2023,40(6):45-57.
LONG Gang, LIU Yongjian, ZHU Weiqing, et al. Axial compression performance of CFST short columns with variable circular cross sections [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2023, 40(6): 45-57.

DOI:10.19815/j.jace.2022.02068

变截面圆钢管混凝土短柱轴心受压性能研究

龙 刚^{1,2}, 刘永健¹, 朱伟庆¹, 任鹏举^{1,3}

(1. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064; 2. 西安环通市政工程项目管理有限公司, 陕西 西安 710038;
3. 同济大学 道路与交通工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要:为研究变截面圆钢管混凝土短柱的轴压性能,开展6个变截面和2个等截面圆钢管混凝土短柱的轴压试验,试验参数包括变角度和套箍指标。从短柱整体轴压性能(破坏形态、荷载-位移曲线和变形能力)和截面轴压性能(钢管应变)两个层面对比分析变截面与等截面圆钢管混凝土短柱的异同,并得到各设计参数对整体和截面轴压性能的影响。在此基础上,建立了变截面圆钢管混凝土的截面轴压承载力计算方法,并通过对比所提计算方法和规范计算公式计算得到的轴压承载力与试验实测值,验证了计算方法的准确性。结果表明:试件上部截面的钢管纵向应变和环向应变发展较下部截面更快,弹塑性阶段和下降阶段试件整体的受力性能更多取决于试件的顶部区域和顶截面;相比于等截面短柱,在相同荷载作用下变截面圆钢管混凝土短柱中间截面的钢管纵向和环向应变更大;变截面圆钢管混凝土的钢-混相互作用非常明显;提出的计算方法不仅能考虑圆钢管与混凝土的相互作用,而且能合理考虑钢-混相互作用随变角度的增大而逐渐增强这一特性,计算得到的轴压承载力与试验值吻合较好;与其他规范相比,GB 50936—2014和CECS 28:2012中公式的计算结果更加准确,考虑到其简单实用,也可用来偏于安全地计算变截面钢管混凝土构件的截面轴压承载力。

关键词:桥梁工程;钢管混凝土短柱;试验研究;轴压性能;变截面;承载力

中图分类号:U448.36

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2023)06-0045-13

Axial compression performance of CFST short columns with variable circular cross sections

LONG Gang^{1,2}, LIU Yongjian¹, ZHU Weiqing¹, REN Pengju^{1,3}

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China; 2. Xi'an Huantong Municipal Engineering Project Management Co., Ltd., Xi'an 710038, Shaanxi, China; 3. Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In order to study the axial compression performance of concrete filled steel tube (CFST) short columns with variable circular cross sections, six CFST short columns with variable circular cross sections and two CFST short columns with constant circular cross sections were tested under axial compression. The test parameters included variable angle and hoop index. Comparative analysis of the similarities and differences between CFST short columns with

收稿日期:2023-02-21

基金项目:国家自然科学基金项目(51978061,51508027);陕西省高校科协青年人才托举计划项目(20180409)

作者简介:龙 刚(1982-),男,工学博士,正高级工程师,E-mail:82696098@qq.com。

通信作者:刘永健(1966-),男,工学博士,教授,博士生导师,E-mail:liuyongjian@chd.edu.cn。

variable circular cross section and constant circular cross section was carried out from two aspects: the overall axial compression performance of the short column (failure mode, load-displacement curve, and deformation capacity) and the axial compression performance of the section (steel tube strain). The influence of various design parameters on the overall and cross section axial compression performance was obtained. On the basis, a calculation method for the axial compressive bearing capacity of CFST with variable circular cross section was established. The accuracy of the proposed calculation method was verified by comparing the axial compression bearing capacity values calculated by the proposed calculation method and the standard calculation formula with the experimental measured values. The results show that the longitudinal and circumferential strains of the steel tube in the upper section of the specimen develop faster than those in the lower section. The overall stress performance of the specimen during the elastic-plastic and descending stages depends more on the top area and top section of the specimen. Compared to constant cross-section short columns, the longitudinal and circumferential stresses of the steel tube in the middle section of CFST short columns with variable circular cross sections is larger under the same load. The steel-concrete interaction of CFST with variable circular cross section is very obvious. The proposed calculation method can not only consider the interaction between circular steel tube and concrete, but also reasonably consider the characteristic that the steel-concrete interaction gradually increases with the increase of variable angle, and the calculated axial compression bearing capacity is in good agreement with the experimental values. Compared with other specifications, the calculation results of the formulas in GB 50936—2014 and CECS 28:2012 are relatively more accurate, considering its simplicity and practicality, it can also be used to safely calculate the axial compression bearing capacity of steel tube concrete members with variable cross section.

Key words: bridge engineering; CFST short column; experimental study; axial compression performance; variable cross section; bearing capacity

0 引 言

圆钢管混凝土能充分发挥钢和混凝土两种材料各自的优点,是一种受力性能优越、施工性能好、经济好的组合结构,在桥梁和房屋建筑等诸多结构中得到了广泛的应用^[1-6]。根据其受力特点,圆钢管混凝土主要用于以受压为主的构件和结构中,典型的圆钢管混凝土构件包括圆钢管混凝土拱和圆钢管混凝土墩(柱)。在实际工程结构中,钢管混凝土构件中的内力沿构件纵向往往是变化的,尤其当结构跨度或高度较大时,内力沿构件纵向的变化幅度也很大。为适应内力的变化,有时将钢管混凝土构件沿纵向设计成变截面的形式,如变截面圆钢管混凝土拱肋和变截面圆钢管混凝土桥墩等。此外,为塑造美观的造型,城市桥梁和建筑结构中的圆钢管混凝土构件也常常设计成变截面的形式。由于变角度的存在,变截面圆钢管混凝土构件的受力性能可能与等截面圆钢管混凝土构件有较大的差异。

Han 等^[7]开展了圆形和方形截面的变截面钢管混凝土短柱的轴心受压试验;各试件中尺寸最大的底截面保持不变(直径或边长为 200 mm),通过改变顶截面的尺寸来实现 $0^\circ \sim 4^\circ$ 的变角度;研究表明,变角度的增大会导致顶截面尺寸减小从而降低试件承载力。Lam 等^[8]通过变截面钢管混凝土轴压短柱的有限元分析发现,保持底截面不变,变角度的增大会降低短柱的轴压承载力。在此基础上,任鹏举等^[9]采用有限元数值模拟方法对变截面圆钢管混凝土轴压短柱的受压全过程进行研究,分析了不同变角度和含钢率对截面中钢管与混凝土间相互作用的影响。除以上针对变截面钢管混凝土短柱轴压性能的研究外,Li 等^[10-11]分别研究了变截面钢管混凝土空心墩的轴心受压性能和偏心受压性能;Ren 等^[12-14]研究了变截面钢管混凝土长柱的偏心受压性能;史艳莉等^[15]研究了圆锥形中空夹层钢管混凝土压弯构件抗震性能。还有研究者针对变截面钢管混凝土格构柱轴压承载力^[16]、变截面钢管混

凝土格构柱抗震性能^[17]等开展了相关研究。综上所述可知,已有针对变截面圆钢管混凝土短柱轴压性能的研究取得一定的研究成果,但其中的试验研究较少,且相关试验中的试件截面尺寸均较小,尺寸效应的影响不能忽略^[18-20];同时,试验结果分析时更多的是关注短柱试件“整体”的受力性能,却较少从“截面”的层面开展对比分析和研究。

为此,本文拟开展中间截面直径为 350 mm 的变截面圆钢管混凝土短柱轴压试验,试验参数包括变角度和截面套箍指标。从“构件整体”和“截面”两个层面对比分析变截面试件与等截面试件的异同,研究各试验参数对整体和截面轴压性能的影响。最后,在此基础上提出变截面圆钢管混凝土的截面轴压承载力计算方法。

1 试验概况

1.1 试件设计

设计并制作了 6 个变截面和 2 个等截面圆钢管混凝土短柱试件,试件尺寸及设计参数如图 1 和表 1 所示,其中 D 为中间截面直径, D_1 和 D_2 分别为试件顶截面和底截面直径, H 为试件高度。为了方便对比分析不同设计参数时变截面钢管混凝土的截面轴压性能,选取试件中间截面作为对比的截面,即各组试件的中间截面尺寸保持一致($D=350$ mm)。为消除由于长细比过大而带来的稳定问题,选定试件的高度与中间截面直径的比值为 3 : 1。采用 Q345 钢和 C50 混凝土制作试件。选取变角度 θ 和截面套箍指标 ξ [$\xi=A_s f_y/(A_c f_c)$], A_s 和 A_c 分别为截面中钢管和混凝土面积, f_y 和 f_c 分别为钢材屈服强度和混凝土抗压强度]作为试验参数。试件设计时拟定 θ 的取值范围为 $0^\circ\sim5^\circ$ 。参考规范对套箍指标与钢管径厚比的推荐值,试件设计时拟定钢管

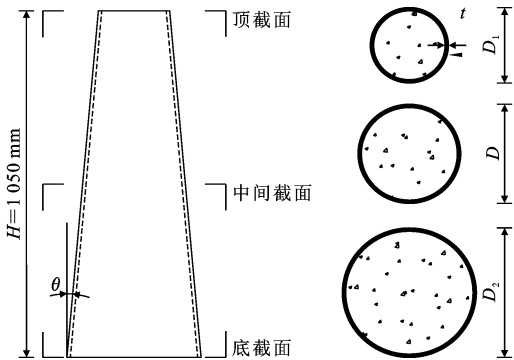


图 1 试件几何尺寸及构造

Fig. 1 Dimensions and details of specimens

的厚度规格为 5 mm 和 6 mm。各试件钢管壁厚 t 的实测值、顶截面和中间截面的含钢率 ρ_s 和套箍指标 ξ 如表 1 所示。

试件由钢管与核心混凝土组成,制作时首先按照设计图纸下料钢板,将钢板在卷制机上卷制成变截面或等截面圆钢管,然后焊接焊缝,将顶、底端面切割平整。钢管制作完成后,浇筑管内混凝土并振捣密实,同时制作混凝土立方体和棱柱体试块各 6 个。浇筑完毕后,将圆钢管混凝土短柱试件和混凝土试块同条件下自然养护。

1.2 材料性能

分别将 5 mm 与 6 mm 规格钢板的 3 个标准试件按照《金属材料拉伸试验 第 1 部分:室温试验方法》的规定开展拉伸试验,得到钢材力学性能如表 2 所示。在正式开展短柱轴压试验前,按照《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2002)的规定进行混凝土抗压强度试验,测得混凝土立方体抗压强度平均值 $f_{cu}=66.4$ MPa,棱柱体抗压强度平均值 $f_c=50.2$ MPa。

1.3 测点布置与加载方法

采用 2 000 t 电液伺服试验压力机进行加载,试

表 1 试件设计参数

Table 1 Design parameters of specimens

试件 编号	变角度 $\theta/(^\circ)$	钢管壁厚 t/mm	钢材屈服强 度 f_y/MPa	混凝土抗压强 度 f_c/MPa	含钢率 $\rho_s/\%$		套箍指标 ξ		截面尺寸		
					顶截面	中间截面	顶截面	中间截面	D_1/mm	D_2/mm	D/mm
1-T6A0	0	5.90	583	50.2	7.10	7.10	0.82	0.82	350	350	350
2-T6A1	1	5.90	583	50.2	7.51	7.10	0.87	0.82	332	368	350
3-T6A3	3	5.90	583	50.2	8.51	7.10	0.99	0.82	295	405	350
4-T6A5	5	5.90	583	50.2	9.82	7.10	1.14	0.82	258	442	350
5-T5A0	0	4.73	383	50.2	5.63	5.63	0.43	0.43	350	350	350
6-T5A1	1	4.73	383	50.2	5.95	5.63	0.45	0.43	332	368	350
7-T5A3	3	4.73	383	50.2	6.74	5.63	0.51	0.43	295	405	350
8-T5A5	5	4.73	383	50.2	7.76	5.63	0.59	0.43	258	442	350

注:以试件“2-T6A1”为例,“2”表示 2 号试件,“T6”表示钢管采用规格为 6 mm 的钢板,“A1”表示变角度为 1° 。

表 2 钢材力学性能

Table 2 Mechanical properties of steel

试件 编号	钢板厚度 <i>t</i> /mm	屈服强度/MPa		抗拉强度/MPa	
		实测值	平均值	实测值	平均值
TS-5-1	4.73	375	383	545	548
TS-5-2	4.73	390		550	
TS-5-3	4.73	385		548	
TS-6-1	5.90	585	583	655	653
TS-6-2	5.90	580		650	
TS-6-3	5.90	583		652	

注：以试件“TS-5-1”为例，“TS”表示钢材拉伸试件，“5”表示钢板厚度规格为 5 mm，“1”表示 1 号试件。

验加载装置如图 2 所示。试验准备阶段,在台座中心预先标定试件放置的具体位置,以使试件的中心与台座中心一致,防止加载过程中出现明显的偏压。

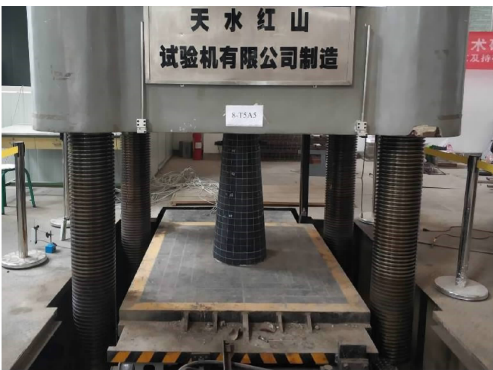


图 2 试验加载装置

Fig. 2 Test Loading setup

圆钢管混凝土轴压短柱的受力特征与钢管的纵、环向应力和应变发展情况密切相关。为了测量钢管纵向和环向应变的发展情况,选取每个试件距离顶面 $H/6$ 、 $H/3$ 、 $H/2$ 、 $2H/3$ 的 4 个截面,每个截面间隔 90° 布置一组纵向和环向应变片。为测量试件的轴向变形,布置 2 个量程为 100 mm 的位移计(图 3)。应变与位移数据均通过 TDS-530 静态数据采集仪采集。

2 短柱整体与截面轴压性能

2.1 破坏特征

所有试件均发生强度破坏,即未出现整体失稳。对于等截面圆钢管混凝土短柱试件(1-T6A0 和 5-T5A0),由于试件截面沿试件高度保持不变,试件的破坏是由于远离试件端部的中部截面的破坏导致。试件破坏时,试件中部的钢管鼓曲、崩裂,混凝土被压碎且部分压碎的混凝土从钢管裂缝露出(图 4)。

对于变截面圆钢管混凝土短柱试件,变角度的存在使得顶截面成为沿试件高度上直径最小的截

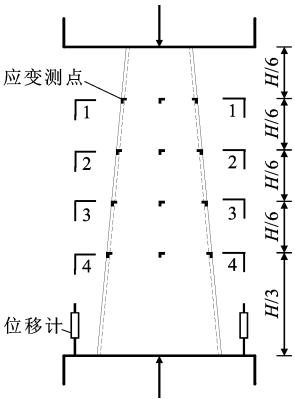


图 3 测点布置

Fig. 3 Arrangement of monitoring points

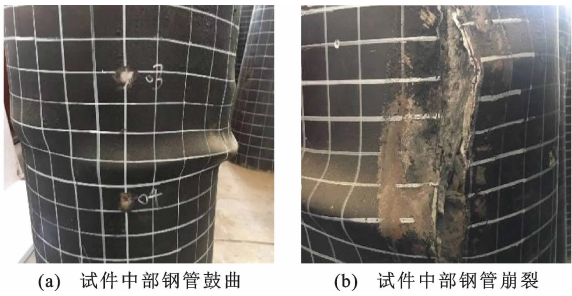


图 4 等截面试件破坏形态

Fig. 4 Failure mode of constant cross-sectional specimen

面,即最薄弱截面。当试件的变角度较小($\theta=1^\circ$)时,由于试件高度方向上截面尺寸变化率较小,试件除顶截面附近发生钢管受压鼓曲、横向崩裂和混凝土压碎的严重破坏外,中部截面也会发生钢管鼓曲或崩裂(图 5)。当试件的变角度较大($\theta=3^\circ$ 或 $\theta=5^\circ$)时,由于试件截面尺寸沿高度方向变化率较大,因此试件仅仅发生顶截面附近的钢管鼓曲、崩裂和混凝土压碎,而其他部位在加载结束后仍然较为完好(图 6)。

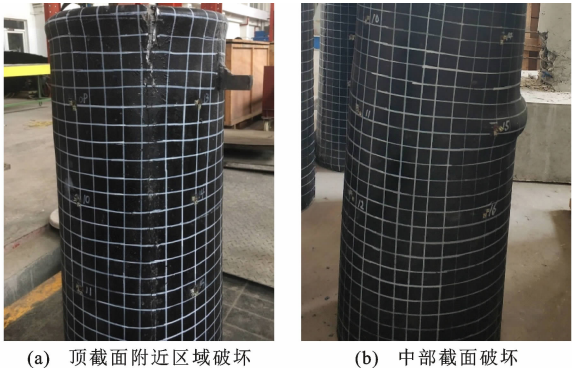


图 5 试件 2-T6A1 的破坏形态

Fig. 5 Failure mode of specimen 2-T6A1

2.2 荷载-位移曲线

图 7 为由实测得到的各试件荷载位移($P-\Delta$)曲

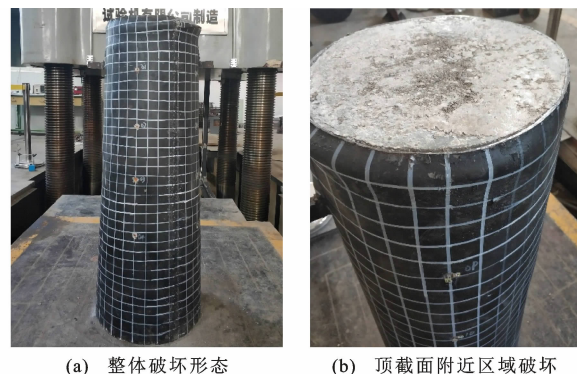
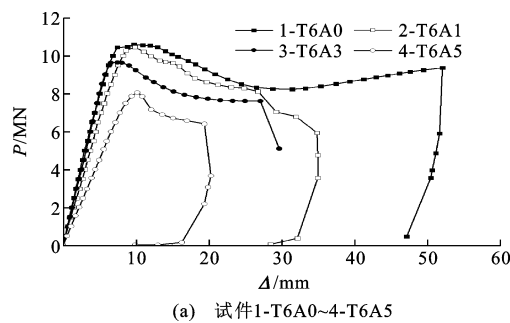
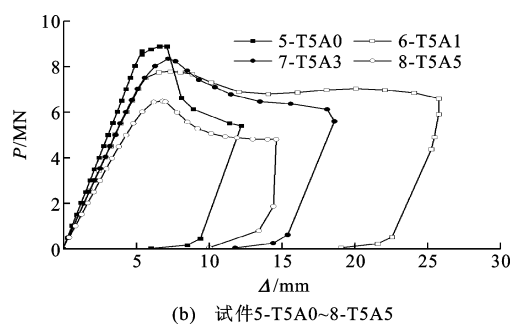


图 6 试件 7-T5A3 的破坏形态

Fig. 6 Failure mode of specimen 7-T5A3



(a) 试件1-T6A0~4-T6A5



(b) 试件5-T5A0~8-T5A5

图 7 钢管混凝土轴压短柱试件的荷载-位移曲线

Fig. 7 Load-displacement curves of CFST short columns under axial compression

线。由图 7 可知:随着变角度 θ 和含钢率 ρ_s 的变化,试件的极限承载力和变形能力均有所不同,但是同时各变截面试件的荷载-位移曲线形状较为相似。典型的荷载-位移曲线如图 8 所示,其中 P_u 为极限承载力, Δ_u 为极限位移, $\Delta_{0.85}$ 为荷载-位移曲线进入下降阶段且荷载下降至极限承载力 P_u 的 85% 时对应的轴向变形, $\Delta_{0.75}$ 为荷载-位移曲线处在上升阶段且荷载达到极限承载力 P_u 的 75% 时对应的轴向变形。根据荷载-位移曲线的特征可以将变截面圆钢管混凝土轴压短柱的受力分为弹性阶段、弹塑性阶段和下降阶段 3 个阶段。

加载初期,荷载-位移曲线基本呈直线,试件处于弹性阶段,在此阶段材料处于弹性阶段,且钢管与

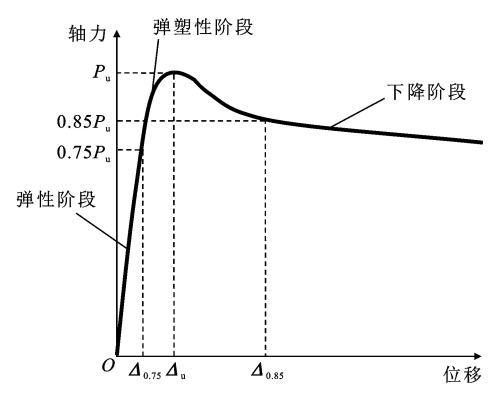


图 8 典型荷载-位移曲线

Fig. 8 Typical load-deformation curve

混凝土间相互作用较弱。当荷载达到极限荷载的 70%~80% 时,荷载-位移曲线转变为斜率逐渐减小的曲线,试件进入弹塑性阶段。在此阶段,混凝土和钢管材料先后进入弹塑性阶段,钢管会对混凝土的横向膨胀提供横向约束作用,钢管与混凝土之间的相互作用不断增强。当荷载接近极限承载力时,顶截面附近钢管出现局部鼓曲。当试件达到极限承载力后,试件进入承载力下降阶段,试件顶截面附近钢管鼓曲越来越严重,混凝土受压破碎也越来越严重。试件的最终破坏通常以钢管沿纵向被撕裂(横向崩裂)为标志。

2.3 变形能力与延性系数

文献[21]和[22]采用延性系数 α_{DI} 来衡量等截面钢管混凝土短柱的变形能力,即

$$\alpha_{DI} = \epsilon_{0.85} / \epsilon_b \quad (1)$$

式中: $\epsilon_{0.85}$ 为荷载-位移曲线进入下降阶段且荷载下降至极限承载力 P_u 的 85% 时对应的试件轴向应变; ϵ_b 为试件的名义屈服应变, $\epsilon_b = \epsilon_{0.75} / 0.75$, 其中 $\epsilon_{0.75}$ 为荷载-位移曲线处在上升阶段且荷载达到极限承载力 P_u 的 75% 时对应的轴向应变。

由于变截面圆钢管混凝土短柱在轴向荷载作用下的钢管纵向应变沿试件高度发生变化,因此可以采用位移延性系数 μ 来衡量变截面钢管混凝土短柱的变形能力,即

$$\mu = \Delta_{0.85} / \Delta_b = \frac{\Delta_{0.85}}{\Delta_{0.75} / 0.75} \quad (2)$$

式中: Δ_b 为试件的名义屈服位移, $\Delta_b = \Delta_{0.75} / 0.75$ 。

同时,还可以采用 $\Delta_{0.85}$ 来衡量各试件的绝对变形能力。根据 $P-\Delta$ 曲线得到的各试件 Δ_b 、 $\Delta_{0.85}$ 、 μ 的取值见表 3。由表 3 可知:

(1)套箍指标 ξ 对试件位移延性系数 μ 的影响较大,随着套箍指标的增大,圆钢管混凝土轴压短柱(变角度相同)的 Δ_b 和 $\Delta_{0.85}$ 基本呈增大的趋势。同

表 3 部分试验结果汇总

Table 3 Summary of partial experimental results

试件 编号	P_u/kN	峰值位移 Δ_p/mm	Δ_b/mm	$\Delta_{0.85}/\text{mm}$	μ
1-T6A0	10 594	9.74	6.67	22.00	3.30
2-T6A1	10 456	9.84	7.88	17.77	2.26
3-T6A3	9 649	7.46	6.00	14.64	2.44
4-T6A5	8 060	10.18	8.85	14.00	1.58
5-T5A0	8 875	7.12	5.49	7.71	1.41
6-T5A1	7 780	7.36	5.63	25.62	4.55
7-T5A3	8 339	7.21	6.01	10.42	1.73
8-T5A5	6 481	6.83	5.61	8.66	1.54

注： Δ_p 为峰值位移。

时,随着套箍指标的增大,位移延性系数 μ 也基本呈增大的趋势(试件 2-T6A1 和 6-T5A1 除外),这主要是因为套箍指标增大后, $\Delta_{0.85}$ 较 Δ_b 的增大幅度更大,即套箍指标对试件峰后轴压性能的影响更大。钢管对核心混凝土的约束作用在弹塑性阶段和下降阶段更加明显。

(2)变角度 θ 对试件位移延性系数 μ 的影响也非常明显。套箍指标相同的圆钢管混凝土轴压短柱的 Δ_b 变化并不明显,但是 $\Delta_{0.85}$ 和 μ 均随变角度的增大基本呈下降的趋势(试件 5-T5A0 除外)。这主要是因为当变角度较小或为 0° 时,试件截面尺寸相差较小,在弹塑性阶段和下降段时试件的轴向变形沿截面高度方向相对均匀;当变角度较大时,试件截面尺寸相差较大,在弹塑性阶段和下降段时试件的变形主要集中在顶截面附近的区域,从而使得整个试件的平均变形减小。

(3)结合试件的破坏特征可知,对于变截面圆钢管混凝土轴压短柱来说,截面尺寸较小的顶截面附近区域受力程度更大,试件在弹塑性阶段和下降阶段的受力性能更多地取决于试件顶部区域和顶截面的受力性能。

2.4 截面轴压性能分析

短柱整体轴压性能是截面轴压性能的更宏观表现,且截面轴压性能是结构和构件力学性能研究的基础,因此本节从“截面”层面对比分析变截面试件与等截面试件的异同,研究各试验参数对截面轴压性能的影响。

图 9 为试件中不同高度处截面的钢管纵向应变 ϵ_{s1} 和环向应变 ϵ_{s2} 随荷载的变化曲线,其中的纵向应变和环向应变均取同一截面上 4 个测点的应变平均值。由图 9 可知:对于等截面圆钢管混凝土短柱,1-1、2-2、3-3、4-4 截面的纵向应变和环向应变发展规

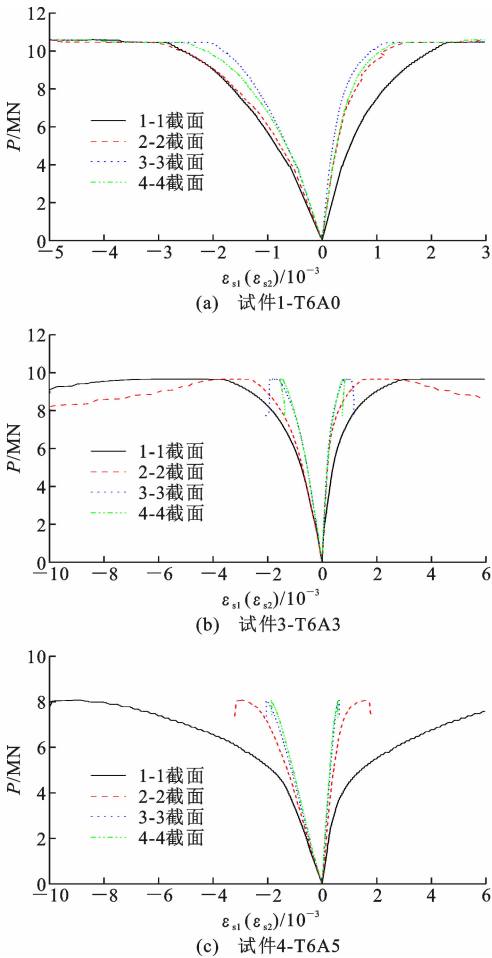


图 9 不同截面钢管纵向应变和环向应变

Fig. 9 Longitudinal and circumferential strain of steel tube in different cross-sections

律和发展速率基本保持一致;当试件达到极限承载力时各截面均已经达到屈服。对于变截面圆钢管混凝土短柱,1-1 截面的钢管纵向应变和环向应变发展最快;4-4 截面的钢管应变发展最慢,甚至在试件的加载全过程中钢管始终没有达到屈服;同时,这种差异在变角度更大的试件中体现得更加明显。例如,当达到极限承载力时,试件 3-T6A3 中 1-1、2-2、3-3、4-4 截面的钢管纵向应变 ϵ_{s1} 分别为 $-3\ 653 \times 10^{-6}$ 、 $-2\ 655 \times 10^{-6}$ 、 $-1\ 855 \times 10^{-6}$ 、 $-1\ 538 \times 10^{-6}$,环向应变 ϵ_{s2} 分别为 $2\ 948 \times 10^{-6}$ 、 $1\ 455 \times 10^{-6}$ 、 892×10^{-6} 、 791×10^{-6} ;试件 4-T6A5 中 1-1、2-2、3-3、4-4 截面的钢管纵向应变 ϵ_{s1} 分别为 $-8\ 940 \times 10^{-6}$ 、 $-2\ 925 \times 10^{-6}$ 、 $-2\ 052 \times 10^{-6}$ 、 $-1\ 850 \times 10^{-6}$,环向应变 ϵ_{s2} 分别为 $9\ 054 \times 10^{-6}$ 、 $1\ 560 \times 10^{-6}$ 、 622×10^{-6} 、 577×10^{-6} 。由以上分析可知,变截面圆钢管混凝土短柱的截面受力性能受到与该截面相邻的上下截面的影响,而影响程度主要取决于变角度的大小。

图10为各试件中间截面钢管纵向应变 ϵ_{s1} 和环向应变 ϵ_{s2} 与轴向荷载的关系曲线。图10中各试件曲线对应的钢管混凝土截面除变角度不同外,其他截面特性是完全一致的,因此曲线存在差异完全是由于变角度的不同而导致的。由图10可知:①当试件承受的荷载较小时,钢管纵向应变和环向应变均随着荷载的增加呈现线性增加的趋势,即钢管与混凝土之间套箍作用不强;同时,不同试件中间截面的钢管纵向应变和环向应变的发展速率不同,变角度越大时应变发展越快,因此,变角度的存在会改变弹性受力阶段钢管纵向应变和环向应变随荷载的发展历程;②对于变角度为 0° 或 1° 的试件,随着荷载继续增大,纵向应变和横向应变与荷载关系曲线斜率逐渐变小,即钢管纵向和环向应变的发展速率逐渐增大,钢管与混凝土之间的相互作用增强,对于变角度为 3° 或 5° 的试件,中间截面受力程度相对较小,因此荷载-位移曲线斜率变化不明显;③当荷载相同时,变截面试件中间截面的钢管纵向和环向应变均高于等截面试件,且两者差值随着荷载的增大而增大,两者差值随变角度的增大也呈现出增大的趋势。由此可知,相比于等截面短柱中的圆钢管混凝土截面,在相同荷载作用下变截面短柱中的圆钢管混凝土截面的钢管应变更大,钢-混凝土相互作用也越强。

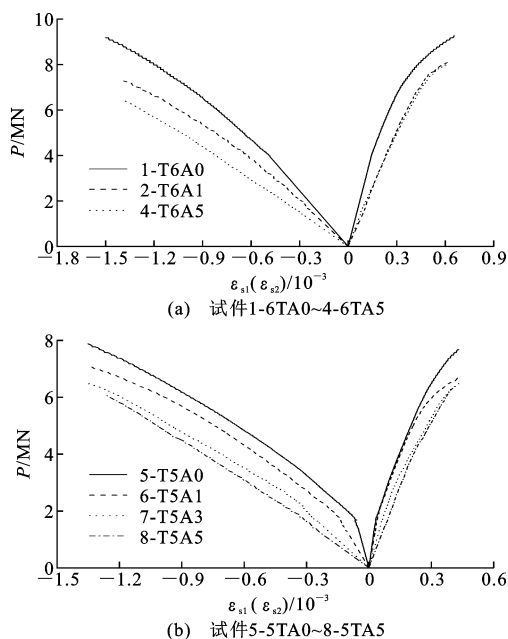


图10 不同试件的中间截面钢管应变-荷载曲线

Fig. 10 Steel tube strain-load curves of middle cross-sections of different specimens

已有等截面圆钢管混凝土短柱轴压试验的研究结果表明,套箍指标 ξ 是影响圆钢管混凝土截面轴压性能的主要参数之一^[1-3,6]。为研究套箍指标 ξ 对变截面圆钢管混凝土短柱截面轴压性能的影响,分别对比变角度不同时套箍指标 ξ 对试件中间截面钢管纵向应变 ϵ_{s1} 和环向应变 ϵ_{s2} 随轴向荷载发展的影响(图11)。为消除其他参数的影响,选取相同变角度、不同钢管厚度的两个试件中间截面(截面大小保持一致)作为对比截面;同时,由于套箍指标不同时截面的承载力也不同,因此,对荷载均作标准化处理,即将荷载 P 与相应等截面短柱试件的极限承载力 P_0 的比值作为纵坐标。由图11可知,承受相同程度的轴向荷载时,套箍指标小的试件环向应变较套箍指标大的试件小,即承受相同程度的荷载时,套箍指标越大,钢管对混凝土的约束作用越强,且这一规律在变角度较大时更加明显;同时,这一规律与等截面圆钢管混凝土短柱一致。

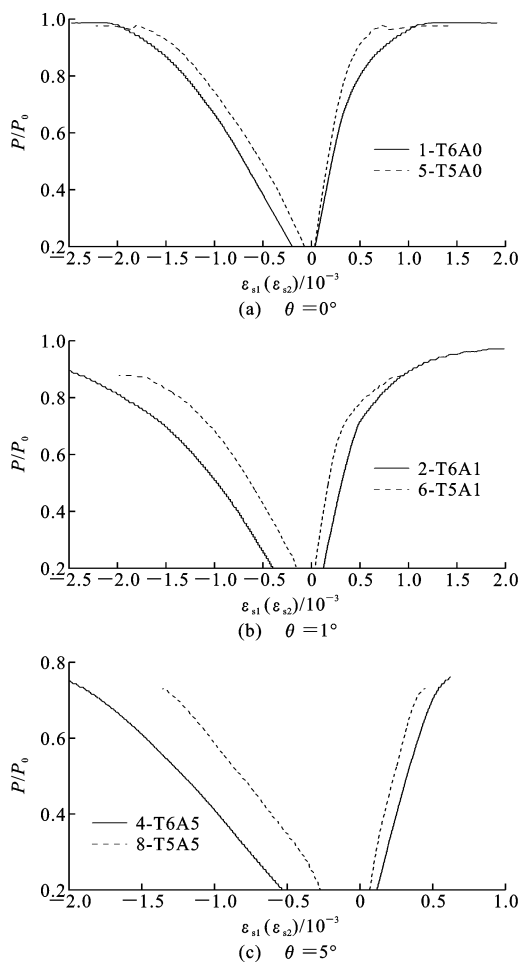


图11 套箍指标对钢管纵向应变和环形应变的影响

Fig. 11 Effect of confinement index on longitudinal and circumferential strain of steel tube

3 截面轴压承载力计算方法

3.1 规范中钢管混凝土截面轴压承载力计算方法

短柱试件的轴压承载力实际反映的是试件破坏截面的承载力,各试件实测轴压极限承载力 P_u (峰值荷载)如表 3 所示。对于变截面试件,试件的轴压承载力取决于顶截面。由于目前国内外钢管混凝土结构的相关规范中均没有针对变截面圆钢管混凝土短柱(或截面)轴压承载力计算方法的相关规定,因此本文选取《钢管混凝土拱桥技术规范》(GB 50923—2013)^[23]、《公路钢管混凝土拱桥设计规范》(JTG/T D65-06-2015)^[24]、《钢管混凝土结构技术规范》(GB 50936—2014)^[25]和《钢管混凝土结构技术规程》(CECS 28:2012)^[26]中的等截面圆钢管混凝土短柱(或截面)轴压承载力计算公式计算本文中 8 个圆钢管混凝土短柱的轴压承载力,并与试验值进行对比。这 4 部规范中的计算公式均按等截面圆钢

管混凝土的情形考虑了钢管与混凝土相互作用对轴压承载力的提高。同时,虽然《矩形钢管混凝土结构技术规程》(CECS 159:2004)^[27]中计算公式不适用于圆钢管混凝土,但是由于其代表不考虑钢与混凝土相互作用的思想,因此,也采用该规范中计算公式计算了本文中试件的轴压承载力,以对比分析在计算变截面钢管混凝土轴压承载力时是否需要考虑钢与混凝土的相互作用。在采用各规范中公式计算变截面圆钢管混凝土轴压短柱的承载力时,按试件顶截面进行计算(各规范计算公式见表 4)。规范公式计算结果 P_{uc} 与试验实测值 P_u 的对比如表 5 所示。

3.2 变截面圆钢管混凝土截面轴压承载力计算方法

变截面圆钢管混凝土轴心受压短柱的轴压承载力即顶截面的轴压承载力 N_u 为

$$N_u = \sigma'_1 A_s + \sigma'_{cl} A_c \tag{3}$$

式中: σ'_1 和 σ'_{cl} 分别为极限承载力状态时钢管和混凝土的竖向应力。

表 4 规范中钢管混凝土截面轴压承载力计算公式

规范	轴压承载力计算公式	参数说明
GB 50923—2013 ^[23]	$P_{uc} = k_3 (1.14 + 1.02\xi) (1 + \rho_s) f_c A_c$	当钢管壁厚 $t \leq 16$ mm 时, k_3 取 1.0;截面含钢率 $\rho_s = A_s/A_c$ 。
JTG/T D65-06-2015 ^[24]	$P_{uc} = f_{sc} A_{sc}$	当钢管壁厚 $t \leq 16$ mm 时,钢管混凝土组合轴心抗压强度 $f_{sc} = (1.14 + 1.02\xi) f_c$;组合截面面积 $A_{sc} = A_s + A_c$ 。
GB 50936—2014 ^[25]	$P_{uc} = f_{sc} A_{sc}$ $f_{sc} = (1.212 + B\xi + C\xi^2) f_c$	B 、 C 为截面形状对套箍效应的影响系数,对于圆形截面, $B = 0.176 f_y / 213 + 0.974$, $C = -0.104 f_y / 14.4 + 0.031$ 。
CECS 28:2012 ^[26]	当 $0.5 < \xi \leq [\xi]$ 时 $P_{uc} = 0.9 A_c f_c (1 + \kappa \xi)$ 当 $[\xi] < \xi < 2.5$ 时 $P_{uc} = 0.9 A_c f_c (1 + \xi^{0.5} + \kappa \xi)$	κ 为与混凝土强度等级有关的系数, $[\xi]$ 为与混凝土强度等级有关的套箍指界限值,按规范规定取值。
CECS 159:2004 ^[27]	$P_{uc} = f_y A_s + f_c A_c$	

表 5 轴压承载力计算值与实测值对比

Table 5 Comparison between calculated values and measured values of axial compression bearing capacity											
试件编号	P_u /kN	GB 50923—2013 JTG/T D65—2015		GB 50936—2014		CECS 28:2012		CECS 159:2004		本文计算方法	
		P_{uc} /kN	P_{uc}/P_u	P_{uc} /kN	P_{uc}/P_u	P_{uc} /kN	P_{uc}/P_u	P_{uc} /kN	P_{uc}/P_u	N_u /kN	N_u/P_u
1-T6A0	10 594	9 568	0.90	10 562	1.00	10 752	1.01	8 228	0.78	10 232	0.97
2-T6A1	10 456	8 818	0.84	9 687	0.93	9 981	0.95	7 566	0.72	10 186	0.97
3-T6A3	9 649	7 369	0.76	7 983	0.83	8 469	0.88	6 286	0.65	9 298	0.96
4-T6A5	8 060	6 043	0.75	6 405	0.79	6 899	0.86	5 114	0.63	7 847	0.97
5-T5A0	8 875	7 623	0.86	8 237	0.93	7 652	0.86	6 537	0.74	7 593	0.86
6-T5A1	7 780	6 967	0.90	7 517	0.97	7 044	0.91	5 964	0.77	7 624	0.98
7-T5A3	8 339	5 710	0.68	6 134	0.74	5 867	0.70	4 867	0.58	7 069	0.85
8-T5A5	6 481	4 576	0.71	4 880	0.75	4 787	0.74	3 877	0.60	6 050	0.93
平均值			0.80		0.87		0.86		0.68		0.94
变异系数			0.11		0.12		0.12		0.11		0.06

3.2.1 平衡方程的建立

选取如图 12(其中, σ_1 为钢管顶面竖向压应力, σ_2 为钢管底面竖向压应力, σ_3 为钢管侧面环向拉应力, τ_s 为钢管底面水平剪应力, σ_{s3} 为钢管与混凝土间法向压应力, R_1 为顶部混凝土截面半径, R_2 为底部混凝土截面半径)所示的钢管半环体作为隔离体, 隔离体高为一较小值 Δs , 可建立如下 3 个平衡方程:

(1) 水平方向的力平衡方程 $f_1(\sigma_3, \tau_s, \sigma_{s3}) = 0$, 也可以表示为

$$\left. \begin{aligned} 2\sigma_3 t \Delta s + 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \tau_s (2R_2 + t) t \sin(\alpha) d\alpha - \\ 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_{s3} (R_1 + R_2) d\alpha \frac{\Delta s}{2 \cos(\theta)} \cos(\theta) = 0 \\ 2\sigma_3 t \Delta s + \tau_s (2R_2 + t) t - \sigma_{s3} (R_1 + R_2) \Delta s = 0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中: α 为积分点和圆心连线与半圆直边之间的夹角。

(2) 竖直方向的力平衡方程 $f_2(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_{s3}) = 0$, 也可以表示为

$$\left. \begin{aligned} -2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_1 (R_1 + \frac{t}{2}) t d\alpha + 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_2 (R_2 + \frac{t}{2}) t d\alpha + \\ 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_{s3} \cos(\theta) (R_1 + R_2) \frac{\Delta s}{2 \cos(\theta)} \cdot \\ \sin(\theta) d\alpha = 0 \\ -\sigma_1 (2R_1 + t) t + \sigma_2 (2R_2 + t) t + \sigma_{s3} \tan(\theta) \cdot \\ (R_1 + R_2) \Delta s = 0 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

(3) 绕底面点 C 在半环体对称轴平面内的弯矩平衡方程 $f_3(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_{s3}) = 0$, 也可以表示为

$$\left. \begin{aligned} -2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_1 (R_1 + \frac{t}{2}) t [R_2 + \frac{t}{2} - (R_2 + \frac{t}{2}) \cdot \\ \sin(\alpha)] d\alpha + 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_2 (R_2 + \frac{t}{2}) t [R_2 + \frac{t}{2} - \\ (R_2 + \frac{t}{2}) \sin(\alpha)] d\alpha + 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_{s3} (R_1 + R_2) \cdot \\ \frac{\Delta s}{2 \cos(\theta)} \sin(\theta) [R_2 + \frac{t}{2} - R_3 \sin(\alpha)] d\alpha + \\ 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_{s3} (R_1 + R_2) \frac{\Delta s}{2 \cos(\theta)} \cos(\theta) \sin(\alpha) \cdot \\ \frac{2R_1 + R_2}{3(R_1 + R_2)} \Delta s d\alpha - 2\sigma_3 \Delta s t \frac{\Delta s}{2} = 0 \\ -\sigma_1 [\pi(R_1 + \frac{t}{2})(R_2 + \frac{t}{2}) t - \\ 2(R_1 + \frac{t}{2})^2 t] + \sigma_2 (\pi - 2)(R_2 + \frac{t}{2})^2 t - \\ \sigma_3 t \Delta s^2 + \frac{1}{3} \sigma_3 (2R_1 + R_2) \Delta s^2 + \\ \sigma_3 \{ (R_1 + R_2) \Delta s \tan(\theta) [\frac{\pi}{2} (R_2 + \frac{t}{2}) - \\ R_3] \} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中: R_3 为 σ_{s3} 沿高度合力点位置处混凝土截面半径。

选取与图 12 相应的混凝土半锥体为隔离体如图 13 所示, 其中 σ_{c1} 为混凝土顶面竖向压应力, σ_{c2} 为混凝土底面竖向压应力, σ_{c3} 为混凝土侧面水平压应力, τ_c 为混凝土底面水平剪应力, 隔离体高同为一较小值 Δs , 并建立如下 3 个平衡方程:

(1) 水平方向的力平衡方程 $f_4(\sigma_{s3}, \sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0$, 也可以表示为

$$\left. \begin{aligned} 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_{s3} \frac{(R_1 + R_2)}{2} \frac{\Delta s}{\cos(\theta)} \cos(\theta) \sin(\alpha) d\alpha - \\ \sigma_{c3} (R_1 + R_2) \Delta s + 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \tau_c \frac{R_2}{2} R_2 \sin(\alpha) d\alpha = 0 \\ \sigma_{s3} (R_1 + R_2) \Delta s - \sigma_{c3} (R_1 + R_2) \Delta s + \tau_c R_2^2 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

(2) 竖直方向的力平衡方程 $f_5(\sigma_{s3}, \sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0$, 也可以表示为

$$\left. \begin{aligned} 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_{s3} \frac{(R_1 + R_2)}{2} \frac{\Delta s}{\cos(\theta)} \sin(\theta) d\alpha - \sigma_{c1} \frac{\pi R_1^2}{2} + \\ \sigma_{c2} \frac{\pi R_2^2}{2} = 0 \\ -\sigma_{s3} (R_1 + R_2) \tan(\theta) \Delta s - \sigma_{c1} R_1^2 + \sigma_{c1} R_2^2 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

(3) 绕底面点 O 在半锥体对称轴平面内的弯矩平衡方程 $f_6(\sigma_{s3}, \sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3}) = 0$, 也可以表示为

$$\left. \begin{aligned} 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_{s3} \frac{(R_1 + R_2)}{2} \frac{\Delta s}{\cos(\theta)} \sin(\theta) R_3 \sin(\alpha) d\alpha - \\ 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sigma_{s3} \frac{(R_1 + R_2)}{2} \frac{\Delta s}{\cos(\theta)} \cos(\theta) \sin(\alpha) \cdot \\ \frac{2R_1 + R_2}{3(R_1 + R_2)} \Delta s d\alpha + \sigma_{c1} \frac{\pi R_1^2}{2} \frac{4R_1^2}{3\pi} - \sigma_{c2} \frac{\pi R_2^2}{2} \cdot \\ \frac{4R_2^2}{3\pi} + \sigma_{c3} (R_1 + R_2) \Delta s \frac{2R_1 + R_2}{3(R_1 + R_2)} \Delta s = 0 \\ \sigma_{s3} [(R_1 + R_2) R_3 \Delta s \tan(\theta) - \frac{2R_1 + R_2}{3} \Delta s^2] + \\ \sigma_{c1} R_1^3 - \sigma_{c2} R_2^3 + \sigma_{c3} \frac{2R_1 + R_2}{3} \Delta s^2 = 0 \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

式(4)~(9)对于钢管混凝土短柱在任意受力阶段都是适用的。

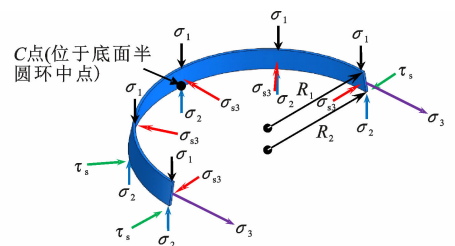


图 12 钢管半环体隔离体

Fig. 12 Isolated body of half steel tube torus

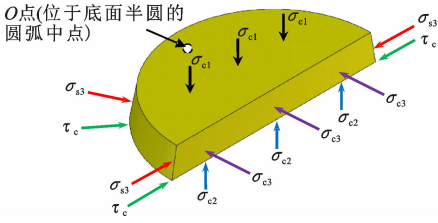


图 13 混凝土半锥体隔离体

Fig. 13 Isolated body of half concrete cone

3.2.2 极限状态下钢管与混凝土的应力分析

当钢管与混凝土之间产生组合作用时,混凝土处于三向受压的受力状态,而钢管在钢管平面内则处于纵向受压与环形受拉的应力状态。

(1) 钢管应力分析

取变截面圆钢管混凝土短柱顶部最薄弱截面进行受力分析,钢管管壁纵向的应力和应变以及环向的应力和应变具有以下增量关系^[5,28],即

$$\begin{bmatrix} d\sigma_{s1} \\ d\sigma_{s2} \end{bmatrix} = \mathbf{D}^p \begin{bmatrix} d\epsilon_{s1} \\ d\epsilon_{s2} \end{bmatrix} \quad (10)$$

式中: \mathbf{D}^p 为塑性刚度矩阵; σ_{s1} 和 σ_{s2} 分别为沿钢管纵向和环向的应力。

因此有

$$\sigma_{s2} = \sigma_3 \quad (11)$$

$$\sigma_{s1} = \sigma_1 \cos(\theta) \quad (12)$$

当钢管屈服后,随着荷载的增大,钢管的纵向应变 ϵ_{s1} 和环向应变 ϵ_{s2} 不断增大。可定义钢管环向应变增量与纵向应变增量的比值为 β ,即

$$\beta = \frac{d\epsilon_{s2}}{d\epsilon_{s1}} \quad (13)$$

同时,随着荷载的增大,纵向应力 σ_{s1} 不断减小,而环形应力 σ_{s2} 不断增大,可认为在钢管混凝土轴压短柱达到承载能力极限状态时有

$$d\sigma_{s1} = d\sigma_{s2} = 0 \quad (14)$$

由式(10)~(14)可得

$$\beta = \frac{2\sigma_{s2} - \sigma_{s1}}{2\sigma_{s1} - \sigma_{s2}} \quad (15)$$

由于此时钢管已经达到屈服,因此钢管纵向应力和环向应力满足 Von Mises 屈服准则,即

$$\sigma_{s1}^2 - \sigma_{s1}\sigma_{s2} + \sigma_{s2}^2 = f_y^2 \quad (16)$$

可得承载能力极限状态时变截面钢管混凝土轴压短柱的钢管纵向应力 σ_{s1} 和环形应力 σ_{s2} 分别为

$$\sigma_1 = \sigma_{s1} / \cos(\theta) = \frac{\beta + 2}{\sqrt{3(1 + \beta + \beta^2)}} f_y / \cos(\theta) \quad (17)$$

$$\sigma_3 = \sigma_{s2} = \frac{2\beta + 1}{\sqrt{3(1 + \beta + \beta^2)}} f_y \quad (18)$$

(2) 混凝土应力分析

在承载能力极限状态时,混凝土受到钢管的侧向约束力作用,约束混凝土的峰值应力 σ_{c1} 可采用 Mander 等^[29]提出的受约束混凝土本构模型进行计算,即

$$\sigma_{c1} = f_c (1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94\sigma_{s3}}{f_c}} - 2 \frac{\sigma_{s3}}{f_c}) \quad (19)$$

$$\sigma_{s3}' = \sigma_{s3} \cos(\theta) \quad (20)$$

式中: σ_{s3}' 为混凝土受到的水平约束应力,即为 σ_{s3} 的水平分量。

(3) 参数 β 的求解

本文试验中并没有测量变截面试件顶截面的钢管纵向和环向应变,而国内外学者也没有相关试验数据。文献[30]建立了 80 个变截面圆钢管混凝土轴压短柱数值试件的有限元模型,选取的参数包括:钢材强度等级(Q235 和 Q345)、混凝土强度等级(C40、C50、C60)、截面含钢率(顶截面 4%~14%)、变角度(0°~9°)。因此,可在文献[30]数值计算得到的变截面圆钢管混凝土轴压短柱极限状态时顶截面钢管纵向和环向应力的基础上,拟合得到参数 β 的表达式,即

$$\beta = \begin{cases} -0.0328 \frac{\xi}{\xi+1} - 0.9 & 0^\circ \leq \theta < 2^\circ \\ -0.0164 \frac{\xi\theta}{\xi+1} - 0.9 & \theta \geq 2^\circ \end{cases} \quad (21)$$

3.3 对比验证与讨论

本文计算方法和各规范计算公式计算得到的 8 个短柱试件的截面轴压承载力值与试验值的对比如表 5 所示。由表 5 可知:

(1)CECS 159:2004 中的计算公式没有考虑钢与混凝土相互作用,导致其计算结果远低于试验实测值,计算结果与试验实测值比值的平均值仅为 0.68,这进一步说明轴压荷载作用下变截面圆钢管混凝土的钢-混相互作用非常明显,对截面轴压承载力有明显提升,在计算与分析过程中不宜忽略。

(2)当变角度为 0°时(等截面试件),由各规范计算公式及本文计算方法计算得到的轴压承载力值与试验值的差异均相对较小(除规范 CECS 159:2004 外,两者比值接近 1.0)。这说明本文计算公式同样可适用于等截面圆钢管混凝土短柱(或截面)轴压承载力计算。实际上,若将 $\theta=0^\circ$ 代入式(3)~(9)中,则各式可简化成等截面的情形。

(3)随着变角度的增大,规范计算值与试验值的比值不断减小,且两者差异呈现出逐渐增大的趋势。

当变角度 $\theta=5^\circ$ 时,4 部考虑钢-混相互作用的规范计算值与试验值比值的均值仅为 0.77。本文计算方法得到的计算值与试验值的比值随变角度的增大并没有明显的下降趋势,两者始终吻合较好。这主要是因为随着变角度的增大,钢-混相互作用也越强;已有规范中的计算公式均是针对等截面钢管混凝土,不能考虑这一特性,而本文计算公式则通过建立精确的平衡条件从而可以合理地考虑这一特性。

(4)相对于规范计算公式,采用本文计算方法计算得到的轴压承载力与试验值比值的均值(0.94)更接近 1.0,且变异系数(0.06)更小,即本文计算方法的计算结果更加准确,适用于变截面钢管混凝土构件的截面轴压承载力计算。同时,相比于其他规范,GB 50936—2014 和 CECS 28:2012 的计算结果更加准确(计算值与试验值比值的均值分别为 0.87 和 0.86),考虑到规范公式更加简单实用,因此,也可采用这两部规范中计算公式偏于安全地计算变截面钢管混凝土轴心受压构件的截面轴压承载力。

4 结 语

(1)变截面圆钢管混凝土轴压短柱的荷载-位移曲线形状较为相似,根据其典型荷载-位移曲线的特征,可以将其受力分为弹性阶段、弹塑性阶段和下降阶段。

(2)变截面圆钢管混凝土轴压短柱的破坏形态与等截面短柱不同,当变角度为 1° 时,变截面圆钢管混凝土轴压短柱除顶截面附近发生严重破坏外,中部截面也可能会发生钢管鼓曲和撕裂的破坏;变角度为 3° 或 5° 时,试件顶截面附近破坏最为严重,而其他部位仍然较为完好。

(3)尺寸较小的试件上部截面的钢管纵向应变和环向应变发展较下部截面更快,在弹塑性阶段和下降阶段试件整体的受力性能更多地取决于顶部区域和顶截面。变截面圆钢管混凝土短柱的极限位移和延性系数均呈现出随变角度增大而逐渐降低的趋势。

(4)相比于等截面圆钢管混凝土短柱,在相同荷载作用下变截面圆钢管混凝土短柱中间截面的钢管纵向和环向应变更大。轴压荷载作用下变截面圆钢管混凝土的钢-混相互作用非常明显,在计算其截面轴压承载力时不宜忽略。

(5)相对于已有规范计算公式,本文计算方法能合理考虑钢-混相互作用随变角度的增大而逐渐增强的特性,计算结果更加准确与可靠,适用于变截面

钢管混凝土构件的截面轴压承载力计算。

(6)相比于其他规范,GB 50936—2014 和 CECS 28:2012 的计算结果相对更加准确,考虑到规范公式简单实用,可偏于安全地采用这两部规范中计算公式来计算变截面钢管混凝土构件的截面轴压承载力。

参考文献:

References:

- [1] 蔡绍怀,焦占拴. 钢管混凝土短柱的基本性能和强度计算[J]. 建筑结构学报,1984,5(6):13-29.
CAI Shaohuai, JIAO Zhanshan. Behavior and ultimate strength of short concrete-filled steel tubular columns[J]. Journal of Building Structures, 1984, 5(6):13-29.
- [2] HAN L H, YAO G H. Influence of concrete compaction on the strength of concrete-filled steel RHS columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59(6):751-767.
- [3] ELLOBODY E, YOUNG B, LAM D. Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(7):706-715.
- [4] SAKINO K, NAKAHARA H, MORINO S, et al. Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2):180-188.
- [5] 刘永健,姜磊,张宁. 钢管混凝土中钢管的纵向容许应力[J]. 建筑科学与工程学报,2015,32(6):1-7.
LIU Yongjian, JIANG Lei, ZHANG Ning. Longitudinal allowable stress of steel tube in concrete-filled steel tube[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2015, 32(6):1-7.
- [6] 姜磊,刘永健,侯蓓蓓. 钢管混凝土拱肋轴力-应变关系[J]. 中国公路学报,2016,29(11):90-98.
JIANG Lei, LIU Yongjian, HOU Beibei. Axial force-strain relationship of concrete-filled steel tube arch rib[J]. China Journal of Highway and Transport, 2016, 29(11):90-98.
- [7] HAN L H, REN Q X, LI W. Tests on inclined, tapered and STS concrete-filled steel tubular (CFST) stub columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66(10):1186-1195.
- [8] LAM D, DAI X H, HAN L H, et al. Behaviour of inclined, tapered and STS square CFST stub columns subjected to axial load[J]. Thin-walled Structures, 2012, 54:94-105.
- [9] 任鹏举,龙刚,朱伟庆,等. 变截面钢管混凝土短柱

- 轴压性能研究[J]. 建筑结构, 2019, 49(增 1): 555-560.
- REN Pengju, LONG Gang, ZHU Weiqing, et al. Study on axial compression performance of concrete filled steel tubular short columns with variable cross section [J]. Building Structure, 2019, 49(S1): 555-560.
- [10] LI W, REN Q X, HAN L H, et al. Behaviour of tapered concrete-filled double skin steel tubular (CFDST) stub columns [J]. Thin-walled Structures, 2012, 57: 37-48.
- [11] LI W, HAN L H, REN Q X, et al. Behavior and calculation of tapered CFDST columns under eccentric compression [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 83: 127-136.
- [12] REN Q X, HAN L H, HOU C, et al. Experimental behaviour of tapered CFST columns under combined compression and bending [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2017, 128: 39-52.
- [13] 任庆新, 刘绍鹏, 贾连光. 圆锥形钢管混凝土长柱力学性能研究[J]. 工业建筑, 2014, 44(4): 32-36.
- REN Qingxin, LIU Shaopeng, JIA Lianguang. Research on circular tapered concrete-filled steel tubular long columns [J]. Industrial Construction, 2014, 44(4): 32-36.
- [14] 任庆新, 李 林, 王庆利. 方锥形钢管混凝土长柱工作机理分析[J]. 工业建筑, 2014, 44(4): 27-31.
- REN Qingxin, LI Lin, WANG Qingli. Behaviour of square tapered concrete-filled steel tubular long columns [J]. Industrial Construction, 2014, 44(4): 27-31.
- [15] 史艳莉, 张 宸, 王景玄, 等. 圆锥形中空夹层钢管混凝土压弯构件抗震性能[J]. 建筑科学与工程学报, 2019, 36(5): 80-88.
- SHI Yanli, ZHANG Chen, WANG Jingxuan, et al. Seismic behavior of tapered concrete-filled double skin steel tube compression-bending members [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2019, 36(5): 80-88.
- [16] 欧智菁, 晏巧玲, 薛建阳, 等. 变截面钢管混凝土格构柱轴压极限承载力[J]. 重庆大学学报, 2016, 39(5): 114-120.
- OU Zhijing, YAN Qiaoling, XUE Jianyang, et al. The ultimate load carrying capacity of variable cross-sectional concrete filled steel tubular laced columns on axial load [J]. Journal of Chongqing University, 2016, 39(5): 114-120.
- [17] 欧智菁, 陈盛富, 吴庆雄, 等. 变截面钢管混凝土格构柱抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2018, 39(3): 77-83.
- OU Zhijing, CHEN Shengfu, WU Qingxiong, et al. Experimental research on seismic performance of variable cross-sectional concrete filled steel tubular laced columns [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(3): 77-83.
- [18] 陈 鹏, 王玉银, 刘昌永, 等. 圆钢管混凝土轴压性能尺寸效应试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2017, 38(增 1): 249-257.
- CHEN Peng, WANG Yuyin, LIU Changyong, et al. Experimental study on size effect of circular concrete-filled steel tubular columns subjected to axial compression [J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(S1): 249-257.
- [19] YAMAMOTO T, KAWAGUCHI J, MORINO S. Experimental study of scale effects on the compressive behavior of short concrete-filled steel tube columns [J]. Composite Construction in Steel and Concrete, 2000, 25: 879-891.
- [20] LI D, JIN L, DU X L, et al. Size effect tests of normal-strength and high-strength RC columns subjected to axial compressive loading [J]. Engineering Structures, 2016, 109: 43-60.
- [21] TAO Z, HAN L H, WANG D Y. Strength and ductility of stiffened thin-walled hollow steel structural stub columns filled with concrete [J]. Thin-walled Structures, 2008, 46(10): 1113-1128.
- [22] DING F X, LU D R, BAI Y, et al. Comparative study of square stirrup-confined concrete-filled steel tubular stub columns under axial loading [J]. Thin-walled Structures, 2016, 98: 443-453.
- [23] 钢管混凝土拱桥技术规范: GB 50923—2013 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2014.
- Technical code for concrete-filled steel tube arch bridges: GB 50923—2013 [S]. Beijing: China Planning Press, 2014.
- [24] 公路钢管混凝土拱桥设计规范: JTG/T D65-06-2015 [S]. 北京: 人民交通出版社, 2015.
- Specifications for design of highway concrete-filled steel tubular arch bridges: JTG/T D65-06-2015 [S]. Beijing: China Communications Press, 2015.
- [25] 钢管混凝土结构技术规范: GB 50936—2014 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014.
- Technical code for concrete filled steel tubular structures: GB 50936—2014 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014.
- [26] 钢管混凝土结构技术规程: CECS 28:2012 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2012.
- Technical specification for concrete-filled steel tubular

structures;CECS 28;2012[S]. Beijing:China Planning Press,2012.

[27] 矩形钢管混凝土结构技术规程:CECS 159;2004[S]. 北京:中国计划出版社,2004.
Technical specification for structures with concrete-filled rectangular steel tube members;CECS 159;2004 [S]. Beijing:China Planning Press,2004.

[28] 陈惠发,SALEEB A F. 弹性与塑性力学[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2004.
CHEN Huifa,SALEEB A F. Elasticity and plasticity [M]. Beijing:China Architecture & Building Press, 2004.

[29] MANDER J B,PRIESTLEY M J N,PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering,1988,114(8):1804-1826.

[30] 龙 刚. 城市钢管混凝土拱桥设计与施工关键技术研究[D]. 西安:长安大学,2019.
LONG Gang. Key technique study on urban concrete-filled steel tubular arch bridge design and construction [D]. Xi'an:Chang'an University,2019.