

T形钢管混凝土短柱轴压试验

陈雨¹, 沈祖炎^{1,2}, 雷敏³, 李元齐^{1,2}

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学 土木工程国家防灾减灾重点实验室, 上海 200092;
3. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要: 进行了6根普通构造T形钢管混凝土轴压短柱的试验研究,以考察无加劲措施T形钢管混凝土柱的变形特征、破坏模式和承载能力。试验的主要参数有管壁宽厚比、截面高宽比。试验结果表明,由于T形钢管混凝土柱的核心混凝土延缓了钢管的局部屈曲,尽管该组合构件承载力不能得到有效提高,但延性却得到相当改善;阳角钢管对混凝土提供了较强的约束,而由于钢板与混凝土的分离,阴角钢管几乎不能约束混凝土;T形钢管混凝土柱的破坏形态主要为钢管鼓曲及此部位及阴角区域混凝土压碎破坏;管壁宽厚比越小,初始鼓曲发生越晚,钢管对混凝土的约束效应越强,承载力越高、延性越好。最后采用现有规范或规程的计算公式对试件轴压承载力进行了计算,并对不同计算方法的适用性进行了探讨。

关键词: T形钢管混凝土; 轴压; 短柱; 宽厚比; 局部屈曲; 承载力

中图分类号: TU317.1; TU392

文献标志码: A

Experimental Investigation on Concrete-filled T-shaped Steel Tube Stubs Subjected to Axial Compression

CHEN Yu¹, SHEN Zuyan^{1,2}, LEI Min³, LI Yuanqi^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: Tests were conducted on six concrete-filled T-shaped steel tube (CFTST) stubs to investigate the characters of the deformation, failure modes and the bearing capacity of this kind of composite columns. The parameters taken into consideration in the test included the depth to thickness ratio of steel plates, the cross sectional depth to width ratio of the specimens. Experiment indicated that the bearing capacities of

CFTST columns were not improved effectively, but the ductility were increased considerably, due to the fact that the local buckling mode of steel tubes were altered by the core concrete. It was also observed that the outward corners of steel tubes gave the greater confinement to concrete, and the inner corners almost failed to confine the core concrete due to the separation between the steel plate and the core concrete; hence CFTST stub columns failed in the local buckling of the wider steel plate and the crushing of concrete in the region of local buckling and inner corner. Test results showed that the decrease of the depth to thickness ratio of the flange plates of the steel tubes could postpone the occurrence of the initial local buckling in the wider steel plate, strengthen the confinement effects of steel tubes on concrete, and enhance the bearing capacity and ductility of the CFTST columns. Finally, the applicability of the methods in current specifications or codes, national and abroad, for calculating the bearing capacity of specimens was discussed.

Key words: concrete-filled T-shaped steel tube; axial compression; stub; depth to thickness ratio of steel tube; local buckling; bearing capacity

钢管混凝土结构拥有承载能力高、抗震抗性能优越、施工方便、耐火性能好等优点,目前已广泛应用于工程建设的各个领域。钢筋混凝土异形柱结构拥有满足室内空间美学要求、可持续化、人性化的优点,目前我国在许多省市已建造了大量钢筋混凝土异形柱结构多层住宅。异形钢管混凝土柱结合了这2个结构的优点,在未来的小高层建筑中有着广阔的应用前景。近年来国内研究者对异形钢管混凝土柱力学性能的研究予以了广泛的关注,主要侧重于轴压短柱、偏压短柱的静力性能研究、构件的抗震性能研究以及采用不同的加劲措施来改善异形钢管混凝土

收稿日期: 2015-12-02

基金项目: 国家自然科学基金(51208375)

第一作者: 陈雨(1976—),男,博士生,主要研究方向为钢结构。E-mail: carton716257@163.com

通讯作者: 雷敏(1977—),男,工学博士,主要研究方向为组合结构。E-mail: leimin77@163.com

土柱的延性和承载力^[1-15]. 随着钢结构构件生产加工工艺的不断改进与完善,异形钢管有望通过生产流水线的改进一次加工成型,方便施工,减小异形钢管因为焊接和弯折加工产生的生产成本,从而有利于促进该类结构体系在工程中的应用. 而该类 T 形钢管混凝土柱的轴压性能尚未得到深入了解,为此本文进行了 6 根普通 T 形钢管混凝土短柱的轴压试验,考察该类截面构造 T 形钢管混凝土柱的变形特征、破坏模式、承载能力和延性等,分析了钢管宽厚比、截面长宽比等对构件受力性能的影响.

1 试验概况

T 形截面翼缘宽度与腹板高度比例的变化使 T 形截面自身变化复杂. 本文主要研究 T 形截面翼缘宽度 B 与腹板方向总高度 H 相同的 T 形钢管混凝土柱,截面形式见图 1. 图 1 中 h_f 和 h_w 分别为柱翼缘高和柱腹板高; b_w 和 b_l 分别为柱腹板宽和柱翼缘外伸长度. 为了避免试件过短而受端部效应影响及过长而受弯曲效应影响,试件长度取截面高度的 3 倍. 为考察管壁不同宽厚比对该类柱轴心受压力学性能的影响,钢管管壁宽厚比取:31.2,35.7,37.5,41.6,50.0 和 60.0. 试件的几何及材料属性相关细节见表 1,其中, t 和 L 分别为钢管壁厚和柱高; f_y 为钢材屈服强度; ϵ_b 为钢管初始鼓曲时的名义纵向应变; ϵ_u 为峰值荷载名义应变; N_0 为试件的名义荷载, $N_0 = f_y A_s + f_c A_c$, A_c 和 A_s 分别为混凝土和钢管的

截面面积; N_b 和 N_{ue} 分别为钢板初始鼓曲时试件的荷载、峰值荷载, N_b 列的 A,B 分别代表峰值荷载后与峰值荷载前; ξ 为混凝土约束效应系数, $\xi = (f_y A_s) / (f_c A_c)$, f_c 为混凝土轴心抗压强度; α 为混凝土提高系数, $\alpha = (N_{ue} - N_0) / (f_c A_c)$; D_1 为延性指数. 表 1 中所有试件的混凝土立方体抗压强度(f_{cu})都为 38.22 MPa,所有试件的 h_f , b_w 都为 100 mm. 钢管采用 Q235 碳素钢,柱身由 2 片弯折板和 1 片直板开剖口熔透焊接而成. 钢管的上下端分别焊接 2 块相互平行的端板. 为防止试验时构件端部发生局部压屈,在试件的上下端分别围绕柱身焊接厚 20 mm、高 40 mm 的环箍. 为了便于混凝土的浇筑,试件的上端板开一外缘尺寸比钢管柱内缘尺寸每侧小 15 mm 的 T 形孔. 试件采用搅拌机现场搅拌混凝土,一次性浇筑完成,所有试件的混凝土经振捣密实均高于构件上端板 5~10 mm. 试验前用砂轮磨光机将高出上端板板面的混凝土磨平至与上端板平齐.

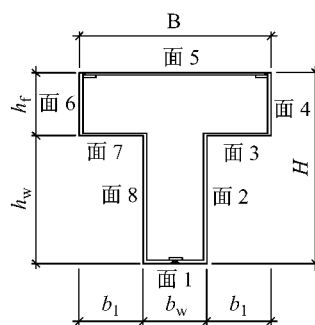


图 1 试件截面形式

Fig.1 Cross-section of CFTST columns

表 1 试件参数及试验结果

Tab.1 Parameters and experimental results of specimens

编号	B/mm	h_w/mm	t/mm	L/mm	f_y/MPa	$\epsilon_b/10^{-6}$	$\epsilon_u/10^{-6}$	N_0/kN	N_b/kN	N_{ue}/kN	N_{ue}/N_0	ξ	α	D_1
T300-6A	300	200	6	900	262.50	3 591	3 895	3 099.7	3 220(B)	3 244	1.047	1.485	0.116	6.439
T300-6B	300	200	6	900	262.50	3 295	3 548	3 099.7	3 159(B)	3 170	1.023	1.485	0.056	6.452
T300-8	300	200	8	900	301.99	5 779	4 046	4 002.9	3 770(A)	4 077	1.019	2.389	0.063	6.873
T300-5	300	200	5	900	304.50	2 589	3 905	3 077.7	2 802(B)	3 139	1.020	1.402	0.048	4.721
T250-6	250	150	6	750	304.50	4 858	3 949	2 529.0	2 701(A)	2 804	1.109	1.550	0.277	6.370
T250-8	250	150	8	750	301.99	10 617	4 273	3 295.2	3 061(A)	3 539	1.074	2.496	0.281	17.945

试验在 1 000 t 多功能试验机上进行,整个加载装置由竖向加载系统和水平支撑装置组成,见图 2. 1 000 t 竖向作动器通过竖直销栓装置与轴压试件端板连接. 水平支撑装置保证试件在竖直平面内垂直移动,并限制试件发生侧向位移,以保证短柱上端铰支. 短柱的下端由螺栓将底板固定在底座上. 加载时采用位移加载,钢管屈服前每分钟竖向位移为 0.5 mm,钢管屈服后每分钟竖向位移为 1.0 mm,直

至试件破坏或观测认为不宜继续加载为止.

为了准确测量柱的轴向变形,在柱的角部布置了 6 个纵向位移计. 位移计的平面位置根据合力矩原理,使各位移计的力矩中心位于试件的形心处,从而位移计读数的平均值反映试件的纵向位移. 在试件柱高的中部截面每隔一定距离各贴 1 对纵向应变片和横向应变片,以监测钢管的应变发展情况、截面受力是否均匀和不同部位钢管对混凝土约束效应的

强弱. 测点的布置见图 3. 截面翼缘宽度为 250 mm 的试件无 15, 16, 19, 20 号应变片.



图 2 轴压加载装置

Fig.2 test setup

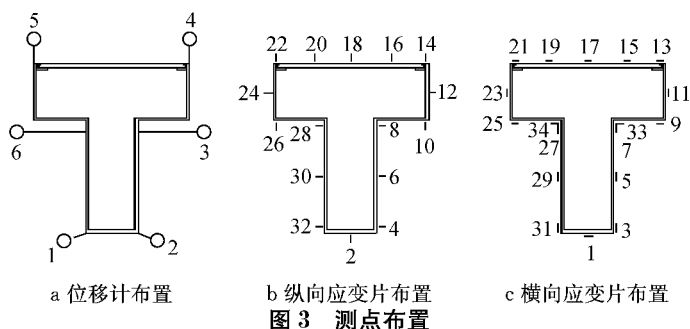


图 3 测点布置

Fig.3 measurement points

2 试验结果分析与讨论

2.1 试验破坏模式及现象分析

通过试验可以发现如下规律性的破坏现象:

(1) T 形钢管混凝土短柱压溃时的破坏模式主要为钢管受压鼓曲破坏, 同时该部位及阴角部位的混凝土压碎破坏; 随着轴向位移率的增加, 钢管在试件的高度上形成 2 个或 3 个鼓曲波; 试件破坏时柱身整体呈腰鼓状, 即面 6 和面 7 的交线、面 3 和面 4 的交线从垂直于面 7 和面 3 的方向看去呈腰鼓状, 但面 5 和面 6 的交线及面 5 和面 4 的交线从垂直于面 5 的方向看去变化不明显. 这说明阴角周边附近的阳角受阴角区域的影响, 其钢管对混凝土的约束作用小于翼缘直边(面 5)所在的阳角.

(2) 试件的鼓曲波首先出现在柱身的宽面 5, 鼓曲波的首次出现主要受管壁宽厚比的影响, 宽厚比越大, 鼓曲波出现越早. 随着宽厚比的减小, 鼓曲波的出现有在峰值荷载前、峰值荷载左右、峰值荷载后改变的规律, 即: T300-5 的 $B/t=60.00$, 当荷载上升到峰值荷载的 89.2% 时, 面 5 在柱高 45~65 cm 区域中部出现轻微鼓曲; T300-6A 的 $B/t=50.00$, 当荷载上升至峰值荷载的 99.2% 时, 面 5 在柱高 25~35 cm 的区域出现微鼓; T300-6B 的 $B/t=50.00$, 当荷载上升到峰值荷载的 99.7% 时, 面 5 在柱高 75~85 cm 区域出现轻微鼓曲; T250-6 的 $B/t=41.71$, 当荷载下降到峰值荷载的 96.3% 时, 面 5 在柱高 60 cm 附近出现轻微鼓曲; T300-8 的 $B/t=37.50$, 当荷载下降到峰值荷载的 92.5% 时, 面 5 在柱高 75~85 cm 区域出现轻微鼓曲; T250-8 的 $B/t=31.25$, 当荷载下降到峰值荷载的 86.5% 时, 面 5 在柱高 50 cm 附近出现微鼓.

(3) 即使首次鼓曲波出现在峰值荷载前, 试件承

载力也有较大的增加趋势; 试件在整个破坏过程表现出较好的延性.

(4) 在峰值荷载后, 随着轴向位移的增加, 其他各面也相继鼓曲, 尤其是阴角部位处的面 2 和面 8 较其他面率先出现鼓曲(但其出现鼓曲晚于面 5), 面 5、面 2、面 8 出现连续鼓曲波.

(5) 在峰值荷载后, 阴角区域的两面交线(面 2 与面 3 的交线、面 7 与面 8 的交线)在柱高中部附近出现明显向外鼓凸的现象. 当试件 T300-6 的试验完成后, 在其他试件的阴角竖直线距柱高中部上下各 10 cm 处布置了沿阴角角平分上的水平向位移计, 水平位移计的位移监测结果说明, 从加载一开始阴角线即出现向外的鼓凸变形. 这说明阴角区域的钢板和混凝土有分离的现象, 阴角区域的钢板不对混凝土产生约束作用.

(6) 在试件钢管出现鼓曲波的部位以及试件的阴角部位核心混凝土已严重压碎, 而在未出现鼓曲波的部位核心混凝土的破坏不很明显. 试件的典型破坏形态如图 4 所示.

2.2 试验结果分析

2.2.1 轴力-纵向名义应变关系

从图 5 可以看出, T 形钢管混凝土短柱的轴向荷载-纵向名义应变(纵向名义应变为竖向平均位移除以柱高)曲线基本都呈直线上升、曲线偏转上升与下降、平缓下降的特征, 反映规律如下:

(1) 荷载达到峰值荷载的 70%~80% 前, 荷载-纵向名义应变曲线基本呈直线. 此阶段构件处于弹性受荷状态, 钢管与混凝土一般各自独立承担外荷载.

(2) 随着外荷载的增加, 纵向变形加速增长, 荷载纵向名义应变曲线出现偏转, 直到达到峰值荷载后出现曲线下降. 此期间由于 T 形钢管混凝土柱截面钢管宽厚比的不同, 宽面钢管首先出现向外微鼓

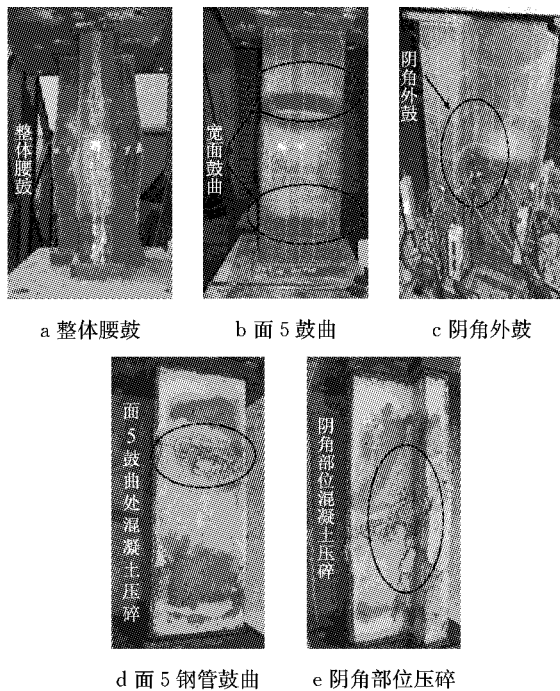


图4 钢管和混凝土典型的破坏模式

Fig.4 typical failure modes of steel tube and concrete

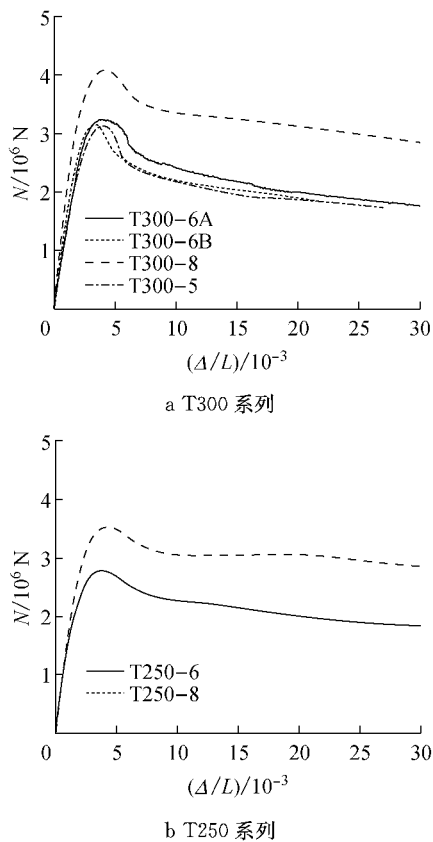


图5 试件荷载-纵向名义应变曲线

Fig.5 Axial load versus longitudinal displacement ratio curves

的荷载时刻有所差异:宽厚比大于等于 50 的试件,在峰值荷载前宽面 5 均出现了向外微鼓,但外荷载

仍可继续增加;宽厚比小于 50 的试件,宽面的首次微鼓出现在峰值荷载后。

(3)在峰值荷载后,随着纵向位移的继续增加,钢管各面陆续出现鼓曲,曲线出现下降。此后都有一个较长的平缓段,而且宽厚比越小,下降段越平缓,显示了 T 形钢管混凝土短柱具有一定的延性。

(4)从表 1 可以看出,在管壁厚度、钢材强度相同的情况下,管壁宽厚比越大(对应含钢率越小),构件达到极限承载力时对应的峰值应变就越小:T300-6A 和 T300-6B 的峰值应变小于 T250-6 试件,且 T300-8 试件的峰值应变小于 T250-8 试件。从 T300-6A, T300-6B, T300-5, T300-8 试件的峰值应变对比可以看出,尽管 T300-5 试件的管壁厚度小于 T300-6A 和 T300-6B 试件,但其峰值应变却与 T300-6A 试件的峰值应变相近,因此试件的峰值应变还受钢材屈服强度的影响。从而 T 形钢管混凝土柱达到极限承载力时的峰值应变可归结为约束效应系数影响。约束效应系数越大,峰值应变就越高。

图 6 给出了不同参数影响下的荷载-纵向名义应变曲线,图中圆点所示为各试件管壁发生初始局部鼓曲时对应的轴力-纵向名义应变点。从图 6a 和 6b 可以看出,截面宽厚比越小,初始鼓曲的应变值就越大。从图 6c 可以看出,初始鼓曲的应变值与钢材屈服强度没有关系,而只与管壁宽厚比有关,管壁宽厚比越小,初始鼓曲出现得越晚。

2.2.2 荷载-纵向应变关系

图 7 给出了 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 和 1.0 倍极限承载力(N_u)时各测点的纵向应变,测点布置如图 3 所示。由图 7 可知:当荷载达到峰值荷载的 80% 前,整个截面的应变分布在各荷载阶段是比较均匀的;而且在达到 $0.6N_u$ 时,各荷载阶段之间的应变差基本接近,说明此期间构件处于弹性阶段。荷载达到 $0.8N_u$ 时, $0.6N_u \sim 0.8N_u$ 之间的应变差已大于 $0 \sim 0.2N_u$, $0.2N_u \sim 0.4N_u$, $0.4N_u \sim 0.6N_u$ 各阶段的应变差,这说明此区间构件已开始向弹塑性发展。荷载超过 $0.8N_u$ 后,应变随着外荷载的增加而明显迅速增加,达峰值荷载时,钢管全截面的应变分布已完全不均匀,相当多的测点应变远大于钢管的屈服应变,这是由于这些点处于管壁鼓曲处,试验结束时该部位呈现鼓曲状。同时说明,对于屈服强度小于 305 MPa 的钢材与混凝土立方体抗压强度大于等于 38.2 MPa 的混凝土组成的 T 形钢管混凝土柱,能够保证在试件达到承载力前钢管截面出现全截面屈服。

2.2.3 荷载-横向应变关系

图 8 给出了 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 和 1.0 倍极限承

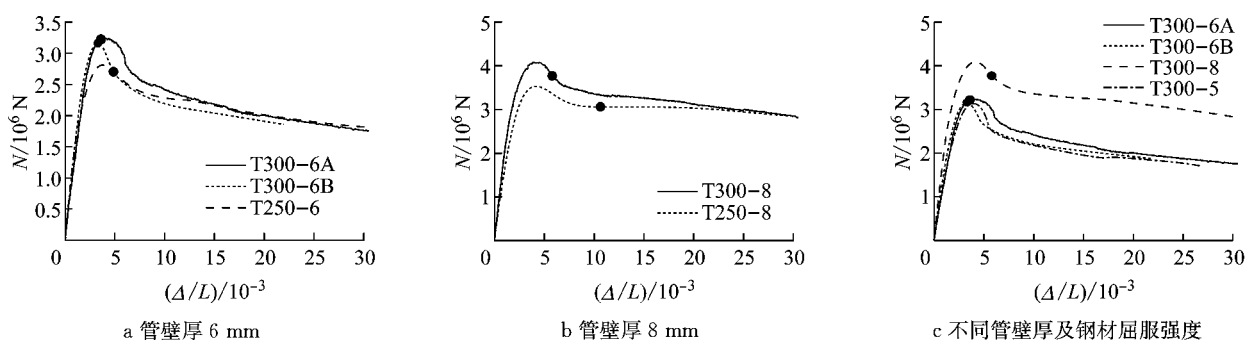


图 6 不同参数影响下的荷载-纵向名义应变曲线

Fig. 6 Axial load versus longitudinal displacement curves affected by different parameters

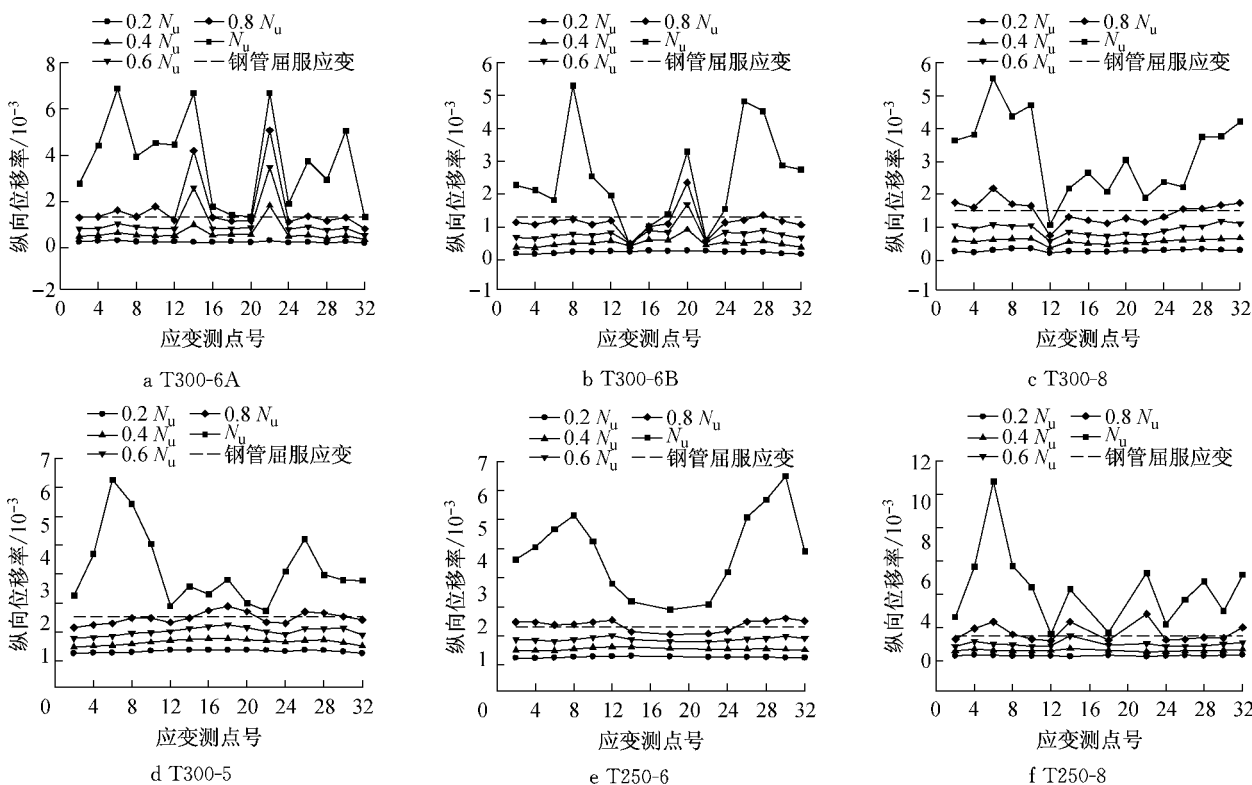


图 7 不同荷载阶段测点纵向应变分布

Fig. 7 Longitudinal strain distributions of steel tubes in different load stages

载力时各测点的横向应变分布. 从图 8 可看出, 在荷载达到 $0.6N_u$ 前, 截面上的应变分布比较均匀, 而且应变数值相对较小, 这说明钢管和混凝土各自单独工作承担外荷载. 之后, 由于混凝土进入塑性, 发生塑性流动, 泊松比变大, 体积膨胀, 挤压钢管壁, 导致钢管壁的横向应变增加. 与此对应, 钢管约束混凝土的膨胀变形对混凝土产生套箍效应. 同时, 由于截面的不规则性, 横向应变存在较大的不均匀性. 值得指出的是, 对于所有的试件, 其阴角处的横向应变(应变片 7, 27, 33, 34)远大于其他部位, 其原因在于阴角处两板件的相互支撑作用不强, 轴向荷载作用下阴角处存在较大的外鼓变形, 因而对于 T 形钢管混凝土柱, 其阴角部位是一约束作用相对较小的弱约束

区或对混凝土的无约束区. 另外, 板件中部的应变大于板件角部的应变(应变片 5 的应变大于应变片 3 的应变, 应变片 29 的应变大于应变片 31 的应变), 在面 5 上, 板件中部的应变大于角部的应变这一规律对于所有试件似乎不是很明显, 但对于钢管混凝土柱 T300-8, T300-5, T250-6 这 3 个试件这一规律得到了明显的验证, 应变值从 17 号应变片向左右两侧的 15, 13, 19 和 21 号应变片逐渐减小, 其主要原因在于, 角部板件受到相邻板件的支约束, 其刚度大于中央板件, 因此板件中部由于存在鼓曲变形或者有鼓曲的趋势而使得其横向应变大于角部的横向应变, 从而板件中部相对于板件角部而言, 对混凝土的约束作用相对较弱.

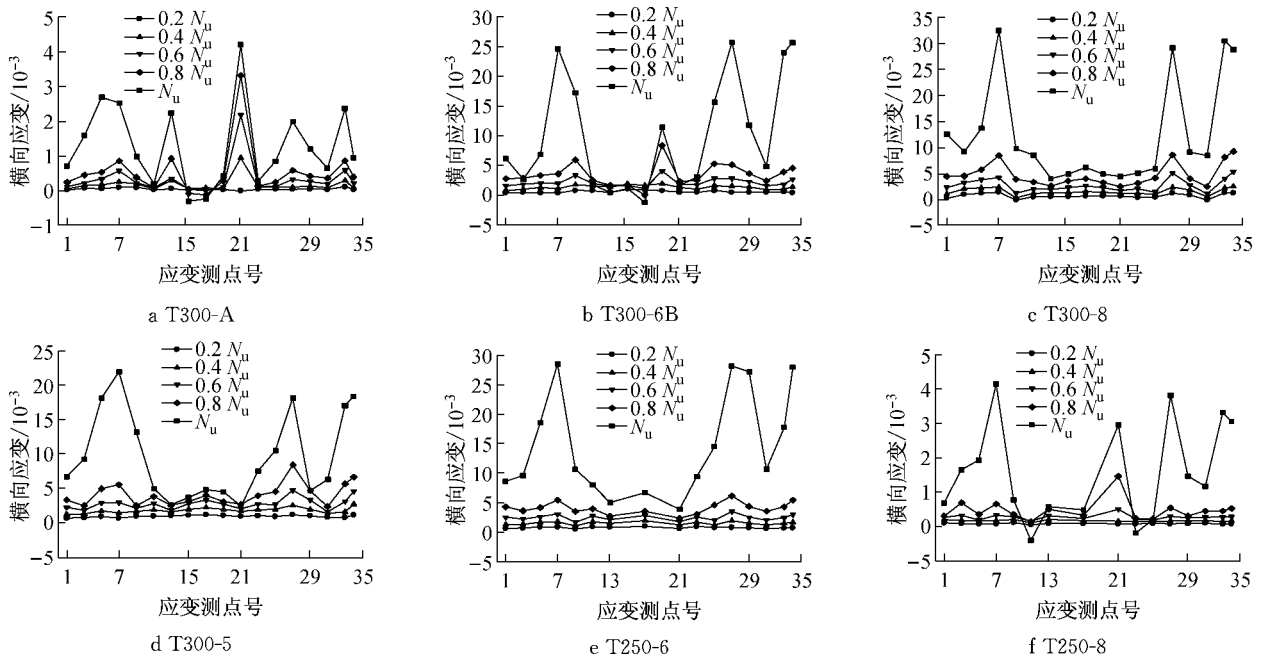


图8 不同荷载阶段钢管管壁横向应变

Fig.8 Transversal strain distributions of steel tubes in different load stages

2.2.4 试件延性分析

延性反映了结构和构件吸收能量的能力,表1给出了所有试件的延性指数.基于荷载和竖向位移的延性指数定义为

$$D_I = \Delta_u / \Delta_y \quad (1)$$

式中: Δ_u 为荷载下降到峰值荷载85%时的轴向位移; Δ_y 为荷载位移曲线对应屈服点的位移,由等能量法确定(图9),即:OA为荷载位移曲线过原点的切线,直线AC使阴影部分OAB的面积等于阴影部分BCB的面积.图9中 Δ 为位移, Δ_p 为峰值荷载时的轴向位移; P 为施加的荷载; P_y 为屈服时的荷载; P_{\max} 为峰值荷载.从表1和图5可看出T形钢管混凝土短柱在轴压下具有较好的延性.柱的延性受宽厚比影响较大,从截面宽度为300 mm的柱的延性值可看出,钢管宽厚比越小,钢材强度越高,则约束效应越强,构件的延性越好;从不同翼缘宽度的钢管混凝土柱(T300-8,T250-8)的延性可以看出,随着管

壁宽厚比的减小,约束效应增大,柱的延性总体上呈增大的趋势.

3 不同规范计算比较

国内外目前关于钢管混凝土的设计规范或规程主要针对圆形、方形、矩形钢管混凝土,尚无有关异形钢管混凝土柱的设计条文.本文暂用具有代表性的美国ACI、欧洲EC4、日本AIJ、我国的《矩形钢管混凝土结构技术规程》(CECS159—2004)来评价其对T形钢管混凝土短柱的轴压承载力的适用性,上述规范公式相应为:

$$N_{u-ACI} = 0.85[0.85f_c A_c + f_y A_s] \quad (2)$$

$$N_{u-EC4} = A_c f_c / \gamma_c + A_s f_y / \gamma_s \quad (3)$$

$$N_{u-AIJ} = 0.85 A_c f_c + A_s F \quad (4)$$

$$F = \min(f_y, 0.7f_u) \quad (5)$$

$$N_{u-CECS159} = f A_s + f_c A_c \quad (6)$$

式中: γ_c 和 γ_s 为系数; f 和 f_u 分别为钢材的设计强度和抗拉强度.

表2和表3给出了各规程计算值与试件承载力试验值的比值的计算结果.从表2可见,ACI和AIJ认为试件达到极限承载力时,截面上混凝土的应力为 $0.85f_c$,较低地估计了该类柱混凝土的峰值强度,ACI还考虑了荷载初偏心的影响,乘以0.85的折减系数,从而二者都较为保守估计了T形钢管混凝土试件的承载力;而EC4和CECS159较好地估算了试件的承载力.

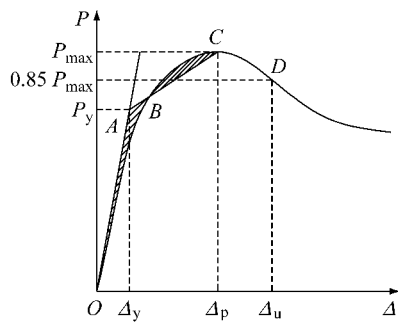


图9 延性指数的确定

Fig.9 Determination of ductility index

表 2 不同规程计算值与试验值的比值

Tab. 2 Ratios of calculation results from some specifications and experimental results for specimens

数据来源	编号	ACI	EC4	AIJ	CECS159
本文	T300-6A	0.785	0.987	0.924	0.956
	T300-6B	0.804	1.010	0.946	0.978
	T300-8	0.814	1.005	0.958	0.982
	T300-5	0.805	1.013	0.947	0.980
	T250-6	0.742	0.931	0.873	0.902
	T250-8	0.768	0.947	0.904	0.926
文献[8]	T1	0.757	0.982	0.878	0.919
	T2	0.800	1.026	0.927	0.968
	T3	0.791	1.006	0.914	0.954
	T4	0.843	1.078	0.976	1.019
	T5	0.688	0.877	0.796	0.831
	T6	0.719	0.929	0.834	0.872

表 3 不同规程计算数据的平均值与标准差

Tab.3 Mean value and standard deviation of the calculated data using different design codes

数据来源	规范	平均值	标准差
本文	ACI	0.787 0	0.027 3
	EC4	0.982 1	0.035 2
	AIJ	0.925 5	0.032 1
	CECS159	0.953 9	0.033 4
文献[8]	ACI	0.766 0	0.056 8
	EC4	0.983 1	0.071 6
	AIJ	0.887 6	0.065 5
	CECS159	0.926 9	0.068 2

4 结论

根据 6 根 T 形钢管混凝土短柱的试验过程、试件的破坏形态、试验结果分析可以得到以下结论:

(1) T 形钢管混凝土轴压短柱压溃时的破坏属于鼓曲破坏以及该部和阴角区域混凝土压碎破坏. 板面鼓曲首先出现在钢管板面的宽面, 之后其他各面也相继鼓曲, 试验结束时沿柱高形成连续鼓曲波. 首次鼓曲的时间随板面宽厚比的减小而延后, 管壁宽厚比大于等于 50 的试件, 首次鼓曲均出现在峰值荷载前, 而宽厚比小于 50 的试件, 首次鼓曲出现在峰值荷载后.

(2) 从荷载-纵向名义应变曲线可以看出: 在荷载达峰值荷载的 70%~80% 前, 荷载-纵向名义应变曲线呈直线, 构件处于弹性阶段受荷. 之后曲线偏转, 试件进入弹塑性状态; 在峰值荷载后, 经历了下降段, 曲线有较长的平缓段, 显示 T 形钢管混凝土短柱有一定的延性. 约束效应系数越高, 延性越好, 同时, 约束效应系数越大, 达到峰值荷载时的应变也越大.

(3) 从试件在不同阶段的纵向应变分布图可见, 在 $0.8N_u$ 前, 试件截面应变发展均匀; 在 $0.8N_u$ 后, 纵向应变分布逐渐不均匀, 在峰值荷载时, 钢管截面相当多的测点应变远大于钢材屈服应变.

(4) 从试件在不同阶段的横向应变分布图可以看出, 荷载在 $0.6N_u$ 前, 横向应变较小且基本均匀, 钢管与混凝土独立工作; 之后, 横向应变逐渐增大且不均匀, 钢管对混凝土产生约束, 混凝土对钢板起侧向支撑作用, 阻止钢管板面的向内鼓曲变形, 钢管和混凝土产生相互作用, 共同承担外荷载. 试件截面的阴角及宽厚比较大的板面中部是非约束区或弱约束区, 板面阳角部位为强约束区.

(5) 约束效应系数越大, 混凝土强度提高系数越大.

参考文献:

- [1] Chen Z Y, Shen Z Y. Behavior of L-shaped concrete-filled steel stub columns under axial loading: Experiment [J]. Advanced Steel Construction, 2010, 6(2): 688.
- [2] 林震宇. L 形钢管混凝土构件力学性能若干关键问题研究 [D]. 上海: 同济大学, 2009.
LIN Zhenyu. Study on some key problem on behavior of L-shaped concrete-filled steel tubular columns [D]. Shanghai: Tongji University, 2009.
- [3] 左志亮, 蔡健, 钱泉, 等. 带约束拉杆 T 形钢管混凝土短柱轴压性能的试验研究 [J]. 土木工程学报, 2011, 44(11): 43.
ZUO Zhiliang, CAI Jian, QIAN Quan, et al. Experimental study on T-shaped CFT stub columns with binding bars subjected to axial compression [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(11): 43.
- [4] 左志亮, 蔡健, 刘明峰, 等. 带约束拉杆 T 形钢管混凝土短柱偏压试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2011, 32(8): 79.
ZUO Zhiliang, CAI Jian, LIU Mingfeng, et al. Experimental study of T-shaped CFT stub columns with binding bars subjected to eccentric load [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(8): 79.
- [5] Zuo Z L, Cai J, Yang C. Axial load behavior of L-shaped CFT stub columns with bind bars [J]. Engineering Structures, 2012, 37(5): 88.
- [6] Zuo Zhiliang, Cai Jian, Yang Chun, et al. Eccentric load behavior of L-shaped CFT stub columns with binding bars [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 72(5): 105.
- [7] 杜国锋, 徐礼华, 徐浩然, 等. 钢管混凝土组合 T 形短柱轴压力学性能研究 [J]. 西安建筑科技大学学报: 自然科学版, 2008, 40(4): 549.
DU Guofeng, XU Lihua, XU Haoran, et al. Study on behavior of composite T-shaped concrete filled steel tubular short columns under axial compression [J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology: Natural Science Edition, 2008, 40(4): 549.
- [8] 杜国锋, 徐礼华, 徐浩然, 等. 钢管混凝土 T 形短柱轴压力学

- 性能试验研究[J]. 华中科技大学学报:城市科学版, 2008, 25(3):188.
- DU Guofeng, XU Lihua, XU Haoran, *et al.* Experiment research on behaviour of T-shaped concrete-filled steel tube stubs [J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology: Urban Science Edition, 2008, 25(3):188.
- [9] Yang Y L, Yang H, Zhang S M. Compressive behavior of T-shaped concrete filled steel tubular columns [J]. International Journal of Steel Structures, 2010, 10(4): 419.
- [10] 赵毅, 静行. T形钢管混凝土短柱轴压性能研究[J]. 武汉理工大学学报, 2011, 33(9): 87.
- ZHAO Yi, JING Xing. Experimental study of T-shaped concrete-filled steel tube columns under axial compression loading[J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2011, 33(9):87.
- [11] 王丹, 吕西林. T形、L形钢管混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(4):39.
- WANG Dan, LV Xilin. Experimental study on seismic behavior of concrete-filled steel T-section, L-section columns [J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(4):39.
- [12] Shen Z Y, Lei M, Li Y Q, *et al.* Experimental study on the seismic behavior of concrete-filled L-shaped steel tube columns [J]. Advances in Structural Engineering, 2013, 16(7):1235.
- [13] 雷敏. T形钢管混凝土构件力学性能若干关键问题研究[D]. 上海:同济大学, 2014.
- LEI Min. Study on some key problem on behavior of T-shaped concrete-filled steel tubular columns [D]. Shanghai: Tongji University, 2014.
- [14] 徐礼华, 杜国锋, 温芳, 等. 组合T形截面钢管混凝土柱正截面受压承载力试验研究[J]. 土木工程学报, 2009, 42(6):14.
- XU Lihua, DU Guofeng, WEN Fang, *et al.* Experimental study on normal section compression bearing capacity of composite T-shaped concrete-filled steel tubular columns [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(6):14.
- [15] 屠永清, 刘林林, 叶英华. 多室式钢管混凝土T形中长柱轴压性能研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(9):27.
- TU Yongqing, LIU Linlin, YE Yinghua. Study on the properties of multi-cell T-shaped concrete-filled steel tubular intermediate long columns under axial load [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(9):27.

(上接第 821 页)

8 结语

传统梁柱理论难以考虑侧向变形对轴力的影响及该轴力变化对弯矩的影响,传统有限元理论通常忽略几何方程高阶项的弓形效应影响.虽有相关文献考虑高阶项,但由于其位移函数采用三次插值函数,所以无法考虑轴力对单元位移函数的影响,需将构件划分为多个单元以实现极限分析,如火灾下钢梁悬链线效应、火灾下倒塌分析等.本文依据现有理论建立了考虑温度和轴力影响的高效梁-柱单元,并通过完整考虑几何非线性的影响实现了1个单元模拟1个构件的目的.

与软件 ABAQUS 中 B23 单元的经典算例对比分析表明:本文提出的梁-柱单元具有较高的精度,可实现火灾下极限分析时用1个单元模拟1个构件,为火灾下杆系结构梁悬链线效应、非线性连续性倒塌等火灾极限状态的数值分析提供高效梁-柱单元.

本文虽以平面梁-柱单元为分析对象,但其理论也可推广至空间梁-柱单元.但本梁-柱单元由目前研究知仅适用于弹性材料阶段,暂未拓展到塑性阶段,是否适用于塑性阶段,需进一步深入研究.

参考文献:

- [1] 李国强, 刘玉姝, 赵欣. 钢结构框架体系高等分析与系统可靠度设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.
- LI Guoqiang, LIU Yushu, ZHAO Xin. Advanced analysis and reliability design of steel frame system [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2006.
- [2] 刘坚. 钢结构高等分析的三阶非弹性理论与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2012.
- LIU Jian. Second order inelastic theory and application for advanced analysis of steel structures [M]. Beijing: Science Press, 2012.
- [3] Oran C. Tangent stiffness in space frames [J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1973, 99(6): 987.
- [4] Goto Y, Chen W F. On the computer-based design analysis for the flexibly jointed frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1987(8): 203.
- [5] 王勖成. 有限单元法[M]. 北京: 清华大学出版社, 2003.
- WANG Xucheng. Finite element method [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2003.
- [6] Chan S L, Zhou Z H. Second-order elastic analysis of frames using single imperfect element per member [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(6): 939.
- [7] Al-Bermani F G A, Kitipornchai S. Nonlinear analysis of thin-walled structures using least element/member [J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(1): 215.
- [8] So A K W, Chan S L. Buckling analysis of frames using 1 element/member [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1991, 20(4): 271.
- [9] Chan S L, Zhou Z H. Pointwise equilibrating polynomial element for nonlinear analysis of frames [J]. Journal of Structural Engineering, 1994, 120(6): 1703.
- [10] Crisfield M A. A fast incremental/iterative solution procedure that handles 'snap-through' [J]. Computers & Structures, 1981, 13(1/3): 55.
- [11] Dassault Systèmes Simulia Corp. ABAQUS 6.11 theory manual [M]. [S.l.]: Dassault Systemes Simulia Corp, 2011.
- [12] 李国强, 韩林海, 楼国彪, 等. 钢-混凝土组合结构抗火设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.
- LI Guoqiang, HAN Linhai, LOU Guobiao, *et al.* Fire resist design of steel structures and steel-concrete composite structures [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2006.