

文章编号 : 1000-4750(2003)06-0154-06

钢管混凝土偏心受压应力—应变试验研究

陈宝春¹, 王来永¹, 欧智菁², 韩林海¹

(1. 福州大学土木建筑工程学院, 福建, 福州 350002; 2. 福建省建筑高等专科学校, 福建, 福州 350002)

摘 要: 试验共对 18 根钢管混凝土偏心受压短柱进行了测试。试验参数包括偏心率和截面参数(含钢率和混凝土强度)。介绍了试件的内容、试验装置与方法, 并重点进行了偏心率对钢管混凝土偏压构件受力性能影响的分析。分析结果表明, 偏心率大, 相同的纵向应变所对应的钢管环向应变小, 紧箍力对提高混凝土强度的作用也随之削弱, 构件的承载力也明显降低, 达到极限承载力时钢管受压边缘的应变值也相应要大。但偏心率对构件的延性系数影响不大。

关键词: 钢管混凝土; 偏心受压; 试验; 应力—应变关系

中图分类号: TU398 文献标识码: A

EXPERIMENTAL STUDY OF STRESS-STRAIN RELATION OF ECCENTRICALLY-LOADED CONCRETE-FILLED STEEL TUBULAR COLUMNS

CHEN Bao-chun¹, WANG Lai-yong¹, OU Zhi-jing², HAN Lin-hai¹

(1. Fuzhou University, Fujian 350002, China; 2. Fujian Advanced School of Architectures, Fujian 350002, China)

Abstract: Experiments were carried out on 18 short concrete-filled steel tubular (CFST) columns subjected to eccentric loads. The influence of the load eccentricity ratio and cross-section parameters (steel ratio and concrete strength) on the behavior of eccentrically-loaded CFST columns is analyzed. The test setups and methods are introduced. The results indicate that with the increase of eccentric ratio, the Poisson's ratio of steel tube and the effect of confinement force to enhance concrete strength as well as the ultimate load of the CFST column will decrease. It leads to the increase of the strain of the extreme compressive fiber on steel tube at ultimate load. It is found that the eccentric ratio of the column does not affect the ductility property.

Key words: Concrete-filled steel tube (CFST); Eccentrically loaded; Experiment; stress-strain relationship

1 概述

随着钢管混凝土结构的应用发展, 其理论研究也在不断发展之中。对钢管混凝土轴压构件已进行了大量的试验研究与理论分析, 但对钢管混凝土偏

心受压构件的研究还不够深入^{[1]-[3]}。为此, 本文进行了钢管混凝土偏心受压构件应力—应变关系的试验研究。试件的设计采用了较大尺寸, 试验参数包括偏心率、含钢率和混凝土强度。本文介绍了试验内容、试验装置与试验方法、试验结果和结果分析。

收稿日期: 2002-06-06; 修改日期: 2002-09-15

基金项目: 国家自然科学基金项目(50078016), 土木工程防灾国家重点实验室开放课题基金项目

作者简介: 陈宝春(1958), 男, 福建人, 教授, 博士生导师, 主要从事桥梁与结构工程研究;

王来永(1977), 男, 山东人, 硕士生, 从事结构工程研究;

欧智菁(1975), 女, 福建人, 助教, 从事结构工程研究;

韩林海(1967), 男, 内蒙古人, 教授, 博士, 博士生导师, 从事结构工程研究

试验着重对偏心率对构件应力—应变关系和极限承载力的影响进行了考察。

2 试验内容

试件共计 18 根，分为 3 组，钢管外径为 $f219\text{mm}$ 。根据以往的试验，构件的长径比在 4 附近时，试验效果较好^[4]。长径比太小则端部效应明显，长径比太大则构件容易出现失稳破坏。本试验中试件的高选取 1000mm，长径比为 4.56。若考虑到两端的加劲约束，实际构件的长径比会更小些。管内灌注 C40 或 C50 混凝土。三组构件的套箍系数按《CECS 28:90 规程》^[5]计算，分别为 A 组： $\alpha = 1.091$ ，B 组： $\alpha = 0.852$ ，C 组： $\alpha = 0.707$ 。计算时，钢号取 A3 钢，混凝土取其设计强度。试件的详细资料见表 1。

混凝土配制采用 525 号普通硅酸盐水泥，用粒径为 0.25~1.6cm 的碎石及中等粒度的河砂作为骨料，掺入适量的减水剂以提高混凝土的性能。试件的混凝土配合比——水泥：砂：碎石：水，C40 为 1:1.28:2.60:0.47；C50 为 1:1.60:3.24:0.56。

混凝土从钢管顶板预留的直径为 100mm 的圆孔灌入，用 5cm 直径振捣棒插入振实，每次填入混凝土层的厚度约为 30~40cm，最后用水泥砂浆将柱端抹平。试件采用室外自然养护，管内混凝土强度由同条件成型养护并与试件同龄期的 150×150×150mm 立方体试验确定。

钢材强度由钢管上切割下来的标准试条经单轴拉伸试验给出，屈服强度为 325MPa，屈服应变为 1765 μe 。

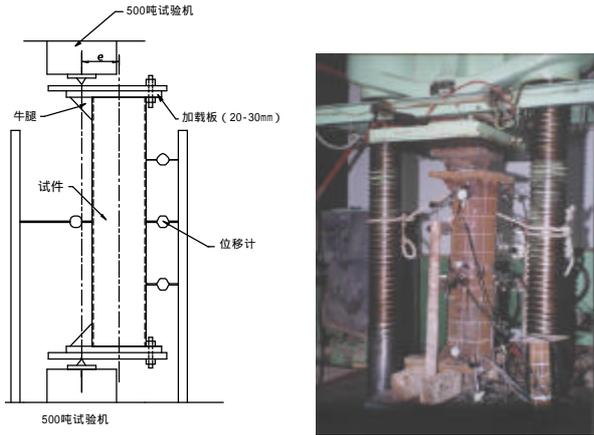
3 试验装置与试验方法

试验装置见图 1。全部试件都在 500 吨的试验机上进行加载。荷载通过设于试件两端的刀口铰传递。为保证钢管与混凝土共同受力，在试件两端均以 10mm-30mm 厚的钢端板与钢管焊牢，对于加荷点超过试件管壁以外的大偏心试件，端板则采用外挑的厚钢板。下端板于浇灌混凝土前焊好，兼作浇灌混凝土的底模。上端板开直径为 100mm 的圆孔，供浇灌混凝土用。

表 1 钢管混凝土偏压柱试件及混凝土材料试验结果一览表

Table 1 Specimen data

试件号	钢管尺寸 (D×t×L)(mm)	含钢率 α	长细比($I = 4L/D$)	偏心距 e (mm)	偏心率(e/r_c)	混凝土设计等级	混凝土试块强度(MPa)
A1	219×6×1000	11.9%	18.28	0	0	C50	58.0
A2				25	0.242		56.1
A3				50	0.483		59.4
A4				75	0.725		58.0
A5				100	0.966		54.1
A6				125	1.208		54.1
B1	219×4×1000	7.7%	18.28	0	0	C40	47.6
B2				25	0.237		48.3
B3				50	0.474		49.3
B4				75	0.711		49.3
B5				100	0.948		48.3
B6				125	1.185		48.3
C1	219×4×1000	7.7%	18.28	0	0	C50	52.3
C2				25	0.237		54.2
C3				50	0.474		54.2
C4				75	0.711		52.0
C5				100	0.948		54.1
C6				125	1.185		54.1

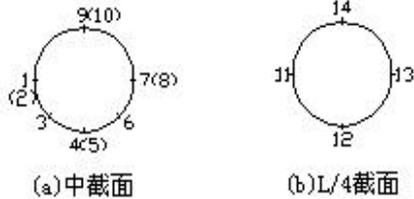


(a) 示意图 (b) 照片

图 1 偏心受压试件试验装置

Fig.1 Test setup

应变测点布置见图 2。图中括号内为环向应变片，括号外为纵向应变片；应变片为标距 10mm 的相互垂直的双向电阻应变片，全部测点的读数均由应变仪自动记录。由 IMPDAS 数据采集系统自动采集试验全过程数据，并进行计算机数据处理。为了准确定位各测点，同时便于观察试件变形，在试验开始前，在试件表面用白色水笔划出纵横网格线。其中沿柱子高度方向 10 等分，沿环向 8 等分。



(a) 中截面 (b) L/4截面

图 2 截面应变片布置图

Fig.2 Plain views of the specimen

试验采取分级单调加载。初始阶段，每级约为按 CECS 规范估算极限荷载 N_u 的 1/15~1/12，在总荷载大约超过极限荷载的 50% 以后，每级减少为 1/25~1/20 极限荷载。每级荷载持载 5 分钟，在大约 80% 极限荷载时，则采取慢速连续加载，并连续记录读数，以捕捉极限荷载时的应变和挠度。在试验机压力表指针开始回转以后，仍继续向千斤顶油缸送油，并不断记录仪表读数和相应的荷载值，直至试件变形已达相当大，无法继续加载时才停止试验。每个试件的试验时间约为 1~1.5 小时。试件 C6 由于加载设备原因而失败，没有测出有效数据，本文没有讨论。

在试验过程中，有个别试件产生上部局部破坏，分析其原因是混凝土浇灌时，振捣得太剧烈，

造成砂石下沉，上部绝大部分为浆体，强度低，同时水份蒸发，养护不够，所以产生局部破坏，在后面的实验中采取了将钢管倒置加载后，该现象基本消除。另外在试验完毕卸载后，绝大部分试件都可以观察到混凝土端面高出钢管端面约 0.5~1mm，这是由于钢管环向弹性回缩将核心混凝土挤出的结果。

4 试验结果分析

试验结果表明，中截面在不同的荷载阶段，基本上保持平面，试件的横向变形曲线近似为半波正弦曲线。试验还表明含钢率、混凝土强度与套箍系数对钢管混凝土受力性能有相当的影响。含钢率越高、混凝土强度越大、套箍系数较大，钢管混凝土构件的刚度越大、承载力越高。含钢率越高、套箍系数越大，构件的延性也越好。这些均已被以往的试验所证实^[3]，在此不再详述。以下着重对偏心率对构件受力性能的影响进行分析。

4.1 偏心率影响

图 3 给出了典型试件中截面不同区域的钢管组合材料的泊松比与荷载的关系曲线。组合材料的泊松比是指钢管的环向应变与纵向应变之比 e_L/e (图 3 中应变片 4 与应变片 5 的应变比)。偏压构件的组合材料的泊松比在受拉区边缘最小且有减小的趋势，在对称轴处基本不变，在受压区边缘泊松比最大且在受荷后期有明显的增加。钢材的泊松比为 0.25~0.3，取其平均值为 0.283。一般来说，当组合材料的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。从图 3 可见，套箍力基本上只发生在受压区。对于大偏压构件，受压区较小，套箍力起作用的区域很小，而且从受压区边缘往中性轴急速降低。偏心率越大，套箍力起作用的区域越小，变化幅度却越大。

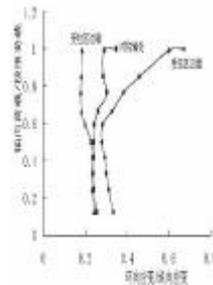


图 3 A5 构件中截面不同区域的组合材料泊松比

Fig.3 Poisson's ratio of composite material of specimen A5

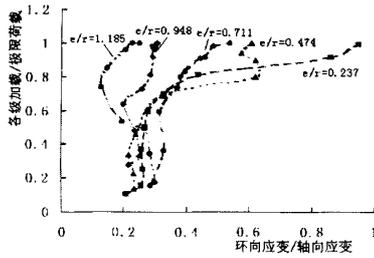


图4 B组试件中截面受压区边缘组合材料的泊松比—荷载关系曲线

Fig.4 Relation of load Poisson's ratio of composite material of Group B

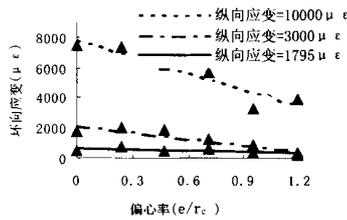


图5 B组试件中截面受压区边缘组合材料的泊松比—偏心率关系曲线

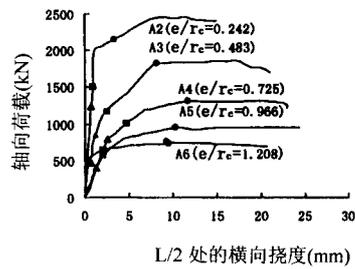
Fig.5 Relation of Poisson's ratio composite material to eccentricity ratio of Group B

B组试件中截面受压区边缘的钢管组合材料的泊松比与荷载的关系曲线见图4。由图4可以看出,大部分试件的初始的组合材料的泊松比都在0.2~0.3之间,且在弹性阶段内基本维持不变。当偏心率较小时,组合材料的泊松比在加载至0.6~0.7倍的极限荷载时进入非线性增长阶段,套箍力开始发挥作用。经过短暂的非线性增长后,组合材料的泊松比进入稳定线性增长阶段,在此阶段构件横向变形增加得很快。随着偏心率增大,组合材料的泊松比在受力后期增加的程度降低。当偏心率在1.0附近时,组合材料的泊松比变化很小,套箍力对核心混凝土强度的提高作用很小。

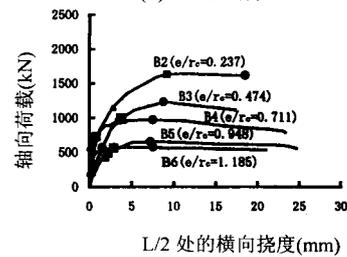
图5给出了相同的纵向应变时,B组试件中截面受压区边缘的钢管环向应变与偏心率的关系曲线。从图5可见,钢管表面纵向应变相同时,偏心率大的所对应的环向应变也大,既钢管的组合材料的泊松比小,钢管对核心混凝土的紧箍作用也小;偏心率对钢管组合材料的泊松比的这种影响规律随钢管纵向应变的增大而越发明显。因此,偏心率应该是核心混凝土的应力-应变关系的一个重要变量。然而,文献[6][7]在钢管混凝土拱有限元分析中采用的核心混凝土的应力-应变关系均没有考虑

偏心率的因素,因此导致计算结果与试验结果在受力后期有较大的差距。

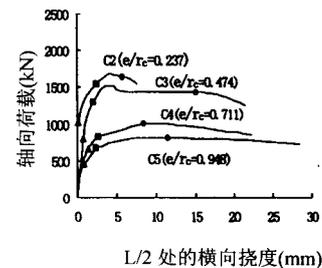
各组试件在不同偏心率下的轴向荷载—L/2处横向挠度曲线见图6(由于轴心受压构件没有测出横向挠度,图中没有给出轴心受压构件的曲线)。从图6可以看出,各试件的轴向荷载-横向挠度曲线形状基本相同,一般由线性增长、非线性增长和水平发展三个阶段组成。个别的小偏心率受压构件的弹性阶段和大偏心率受压构件弹性的初始阶段出现反挠现象,这是由于试验时的初始安装误差引起的刚体位移,对整体试验结果影响不大。



(a) A组试件



(b) B组试件



(c) C组试件

▲—钢材的弹性极限, ■—钢材压应变 3000 μ ε, ●—钢材压应变 10000 μ ε

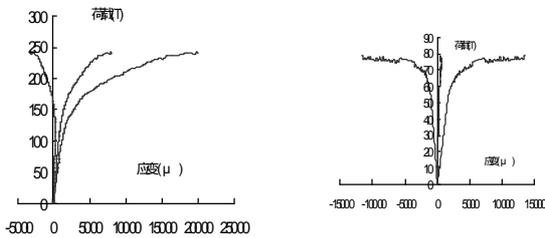
图6 各组试件的荷载-横向挠度曲线
Fig.6 Load versus deformation curves (P-u_m) of the specimens

在同一组试件中,偏心率越小,荷载-横向挠度曲线的初始斜率越大,极限承载力也越大;同时其非线性的发展历程也越长,而水平发展阶段则相对较短;反之亦然。这说明其横向变形能力不如偏心率大的试件。值得注意的是,大偏心率受压试件,接

近压溃时，外荷增量很小，而变形发展很快，曲线平缓。这说明大偏心时，虽然套箍力发生作用的时间较晚且发挥的区域较小，对于受压区混凝土承载力的提高几乎不起作用，但它对试件横向变形能力的增加仍起了很大的贡献。

4.2 极限荷载

典型的荷载 - 纵向应变曲线见图 7。根据单轴拉伸试验的结果，钢材的屈服应变为 $1765 \mu\epsilon$ ，如忽略双向应力场的影响，所有试件在停止试验时，中截面处钢管边缘的应力均已达到屈服，轴心受压试件两侧均为受压屈服，偏压试件为靠偏心矩一侧为受压屈服，背向偏心矩一侧为受拉屈服。这也表明本文所进行的钢管混凝土偏压构件属于塑性破坏，试件的长细比选择是合适的。



(a) B2 试件, $e/r_c = 0.237$ (b) B6 试件, $e/r_c = 1.185$

图 7 中截面荷载-钢管纵向应变曲线

Fig.7 Relation of load versus strain

从图 6 可以看出，荷载-横向挠度曲线，除个别试件有不是很明显的下降段外，大部分试件没有测到下降段。在加载的后期，试件的横向变形发展很快，荷载-横向挠度曲线有一较长的水平段。以荷载达 85%时所对应的横向挠度与试件达极限荷载时所对应的横向挠度之比作为延性系数(表 2)，最小的延性系数为 7.5，最大的达 34，一般均在 10 附近，表明构件具有良好的延性。同时，从表 2 可见，构件的延性与偏心率的关系不强。换言之，偏心率虽然对构件的承载力有很大的影响，但对偏心受压构件的延性影响不大。

表 2 延性系数

Table 2 Ductility coefficients

A2	A3	A4	A5	A6
15.9	24.6	8.9	7.8	12.2
B2	B3	B4	B5	B6
13.8	7.5	34.0	13.1	12.6
C2	C3	C4	C5	C6
18.8	16.6	17.4	21.3	

表 3 试件典型的荷载值(单位：kN)

Table 3 Typical loads of the tested specimens

试件	弹性极限荷载 N_1		=3000 $\mu\epsilon$ 前的最大荷载 N_2		=10000 $\mu\epsilon$ 前的最大荷载 N_3		试验全过程最大荷载 N_4
	N_1	N_1/N_4	N_2	N_2/N_4	N_3	N_3/N_4	N_4
A1	1763.7	0.590	2211.9	0.740	2930.5	0.980	2989.0
A2	1230.2	0.502	1486.0	0.607	2104.7	0.859	2450.0
A3	964.7	0.518	1059.7	0.569	1634.6	0.878	1862.0
A4	755.2	0.567	972.0	0.729	1252.2	0.940	1332.8
A5	572.5	0.596	688.2	0.717	952.5	0.992	960.4
A6	518.9	0.674	691.8	0.898	746.9	0.970	770.3
B1	1156.1	0.599	1535.7	0.795	1829.5	0.948	1930.6
B2	833.8	0.506	1190.6	0.723	1646.4	1.000	1646.4
B3	583.9	0.472	677.3	0.548	1235.8	1.000	1235.8
B4	461.7	0.468	652.5	0.661	986.9	1.000	986.9
B5	366.3	0.547	469.4	0.701	669.3	1.000	669.3
B6	261.4	0.451	419.7	0.725	579.2	1.000	579.2
C1	1123.4	0.567	1382.8	0.699	1960.0	0.990	1979.6
C2	1219.4	0.719	1539.5	0.908	1562.1	0.921	1695.4
C3	860.0	0.565	1321.9	0.869	1259.3	0.828	1521.0
C4	667.0	0.656	831.8	0.818	1017.2	1.000	1017.2
C5	423.7	0.513	551.0	0.668	784.0	0.950	825.2

当加载至压力机送油速度跟不上变形速度时, 停止试验。此时, 应变片应变数值一般达到一个很大的值, 尤其是两侧的应变片, 甚至有些应变片因电阻丝被拉断而无法读数。此时位移计也因担心砸坏而被撤出。试验结束后的试件有很大的塑性变形, 试件高度最大可压缩到原长的 $2/3$, 钢管在中截面附近受压一侧产生严重皱曲, 表皮有铁屑剥落。

表3给出了与钢管最大压应变相对应的几个荷载值和试验过程最大荷载值。弹性极限荷载 N_1 一般仅为极限 $0.5\sim 0.6$ 倍, 由图6可见, 钢管最大压应变达到屈服应变时所对应的点基本上是荷载—横向挠度曲线上线性增长阶段的终点。

纯压构件计算中常以钢管最大压应变达 $3000\ \mu\text{e}$ 或 $3000\ \mu\text{e}$ 附近时所对应的荷载作为塑性极限承载力。从表2中的 N_2 可见, 它与试验最大荷载 N_4 的比值随偏心率的增大而减小, 在图6的荷载—横向挠度曲线中, N_2 所对应的点均处于非线性增长阶段中, 离进入水平发展阶段还有相当的差距。因此, 在偏压构件中随偏心率的增大, 偏心所产生的弯矩使受压区边缘的压应变急骤增大, 但沿圆周向中性轴方向迅速降低, 与纯压构件的均匀压应变情况有很大的不同, 所以钢管最大压应变达到 $3000\ \mu\text{e}$ 附近时, 构件的塑性并没有得到充分的发挥, 所以不能以钢管最大压应变达到 $3000\ \mu\text{e}$ 附近所对应的荷载作为偏压构件的极限荷载。

N_3 是钢管最大压应变达 $10000\ \mu\text{e}$ 时所对应的荷载值, 它同试验中的最大荷载值 N_4 相比, 二者相当接近。从图7看, 除一些构件的钢管最大压应变并未达到此值外, N_3 在荷载—横向挠度曲线中基本上处于水平线性增长阶段。

5 结束语

本文进行的试验表明, 钢管混凝土偏压柱具有较好的弹塑性工作性能和延性性能, 中截面变形符合平截面假定, 横向挠曲线近似为半波正弦曲线。偏心率、含钢率和混凝土等级对钢管混凝土偏压短柱的力学性能均有影响, 其中以偏心率的影响最

大。偏心率较小时, 套箍力产生较早、发挥得较充分, 其受力性能与轴压短柱类似。随着偏心率的增大, 受压区钢管混凝土的组合材料泊松比不断降低, 钢管对混凝土的套箍作用对构件的极限承载力的提高作用受到削弱, 但偏心率对于构件的延性影响较小。对于偏心受压构件, 达到极限承载力时钢管受压边缘的应变值较大, 类似于轴压构件将钢管最大压应变达 $3000\ \mu\text{e}$ 时所对应的荷载值作为极限荷载值并不合适, 一般应取荷载的峰值作为构件的极限荷载值。由于钢管最大压应变达 $10000\ \mu\text{e}$ 时所对应的荷载值与同试验中的最大荷载值相比相差不大, 所以也可以近似地以该值作为极限荷载值。

参考文献:

- [1] Mohammad Shames abd M Ala Saadeghvaziri. State of the art of concrete-filled steel tubular columns[J]. ACI Structural Journal, 1997, 94-S51:558-571.
- [2] N E Shanmugan, B Lakshmi. State of the art report on steel-concrete composite columns[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2001, 57: 1041-1080.
- [3] 钟善桐. 钢管混凝土结构(修订版)[M]. 哈尔滨: 黑龙江省科学技术出版社, 1994.
Zhong Shantong. Concrete-filled steel tubular structures (revised edition)[M]. Harbin: Heilongjiang Science and Technology Press, 1994. (in Chinese)
- [4] 韩林海. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 科学出版社, 2000.
Han Linhai. Concrete-filled steel tubular structures [M]. Beijing: Science Press, 2000. (in Chinese)
- [5] 中国工程建设标准化协会标准. 《钢管混凝土结构设计规程》(CECS 28:90)[S]. 北京: 中国计划出版社, 1990.
Construction Standard Committee of China, Specifications for Design and Construction of Concrete Filled Steel Tubular Structures (CECS 28:90)[S]. Beijing: Planning Publishing House of China, 1990. (in Chinese)