

文章编号: 1000-4750(2011)11-0104-10

带约束拉杆 T 形截面钢管内 核心混凝土的等效单轴本构关系

*左志亮¹, 蔡 健^{1,2}, 钟国坤¹, 杨 春^{1,2}

(1. 华南理工大学土木工程系, 广州 510641; 2. 亚热带建筑国家重点实验室, 广州 510641)

摘 要: 该文介绍了 11 个带约束拉杆和 5 个不带约束拉杆的 T 形钢管混凝土轴压短柱试件的试验研究, 讨论在不同约束拉杆间距与直径、钢板厚度与屈服强度、截面尺寸下试件的破坏与承载力特点。结果表明, 约束拉杆的设置改变了钢管的屈曲模态, 延迟钢管局部屈曲的发生, 有助于 T 形钢管混凝土轴压短柱的承载力和延性的提高。在合理假定的基础上, 将 T 形钢管混凝土截面划分成 1 个无拉杆的方形和 3 个有拉杆的矩形钢管混凝土区域, 借鉴约束混凝土本构模型, 建立了力学概念清晰的各区域核心混凝土等效单轴本构关系。采用建议的本构关系对相关试验的试件进行了荷载-应变全过程分析, 计算曲线和试验曲线吻合良好。

关键词: T 形钢管混凝土短柱; 约束拉杆; 轴压; 试验研究; 本构关系

中图分类号: TU398.9 文献标志码: A

EQUIVALENT UNIAXIAL CONSTITUTIONAL RELATIONSHIP FOR THE ENCASED CONCRETE OF T-SHAPED STEEL TUBULAR WITH BINDING BARS

*ZUO Zhi-liang¹, CAI Jian^{1,2}, ZHONG Guo-kun¹, YANG Chun^{1,2}

(1. Civil Engineering Department, South China University of Technology, Guangzhou 510641, China;

2. State Key Laboratory of Subtropical Building Science, Guangzhou 510641, China)

Abstract: The behaviors of T-shaped concrete-filled steel tubular (CFT) stub columns subjected to axial compression were experimentally investigated, including 11 specimens with binding bars and 5 ones without binding bars. The effects of the spacings and diameters of binding bars, thicknesses and strengths of steel plates, and section sizes on the failure modes and bearing capacities are discussed. The results indicate that the buckling modes of the steel plates are changed, the local buckling of the steel plates is delayed, and the bearing capacity and ductility of the T-shaped CFT stub columns are improved by setting binding bars. Based on a reasonable assumption, the T-section is divided into a square and three rectangular sections, in which the rectangular sections have binding bars while the square section has no one. The constitutional relationship of confined concrete is referred to build the equivalent uniaxial constitutional relationship for the core concrete of each section with clear mechanic concept. The results of load versus strain curves calculated by the proposed constitutional relationship are in good agreement with the experimental ones.

Key words: T-shaped concrete-filled steel tubular stub column; binding bars; axial compression; experimental research; constitutional relationship

收稿日期: 2010-03-11; 修改日期: 2010-06-17

基金项目: 国家自然科学基金项目(50878087); 亚热带建筑科学重点实验室项目(X2TJ-C709025Z); 亚热带建筑科学国家重点实验室自主研究课题(2011ZC25, 2011ZC28); 中央高校基本科研业务费(20092M0230)

作者简介: *左志亮(1982—), 男, 广东广州人, 讲师, 博士, 主要从事钢-混凝土组合结构研究(E-mail: cvzli82@163.com);

蔡 健(1959—), 男, 广东潮州人, 教授, 博士, 主要从事钢-混凝土组合结构研究(E-mail: cvjcai@scut.edu.cn);

钟国坤(1984—), 男, 广东湛江人, 硕士生, 主要从事钢-混凝土组合结构研究(E-mail: gk.zhong@foxmail.com);

杨 春(1973—), 男, 江西宜春人, 副教授, 博士, 主要从事钢-混凝土组合结构研究(E-mail: chyang@scut.edu.cn).

鉴于具有良好的力学性能及容易满足建筑布置要求等优点,异形钢管混凝土柱(包括方形、矩形、L形、T形等)已广泛地应用于实际工程中^[1-2],但目前国内外对钢管混凝土柱的研究主要集中在圆形、矩(方)钢管混凝土柱,对L形、T形等异形钢管混凝土柱的研究还很少^[1-6]。异形截面钢管混凝土柱的钢管对核心混凝土的约束作用主要集中在角部,在周边中部依靠钢板的抗弯刚度约束混凝土的外凸变形,整体约束效应小,而且钢管在纵向、横向的双向应力以及核心混凝土向外膨胀的作用下,容易在钢管达到屈服前发生局部屈曲。在钢板中部位置设置具有约束钢板外凸变形作用的水平拉杆能改变钢管的屈曲模态,延迟钢管局部屈曲的发生,有助于改善横截面周边中部钢管对核心混凝土的约束作用,从而提高钢管混凝土轴压短柱的承载力和延性^[3-6]。许多学者对钢管内核心混凝土的本构关系做了有针对性的研究,主要包括等效单轴本构关系^[2,7-10],以及基于有限元方法的一般混凝土三轴本构模型^[11],前者主要用于纤维模型分析法,后者适用范围广,但数值计算耗费大。基于Mander^[12]约束混凝土本构模型、针对带约束拉杆方(矩)形截面、带约束拉杆L形截面钢管内核心混凝土的等效单轴本构关系模型^[8-10],力学概念清晰,能较好反映随钢板、拉杆约束效应提高约束混凝土

的极限强度及峰值应变相应增大、下降段趋于平缓等现象。本文中介绍了11个带约束拉杆和5个不带约束拉杆的T形钢管混凝土轴压短柱试件的轴压试验研究结果,在上述本构关系研究的基础上,将T形钢管混凝土截面划分成1个无拉杆的方形和3个有拉杆的矩形钢管混凝土区域,建立各区域的核心混凝土等效单轴本构关系,并通过试验结果进行验证。

1 试验研究

1.1 试验概况

试验参数为拉杆水平及竖向间距、拉杆直径、钢板厚度和强度、截面尺寸。1:3模型比例240mm×160mm×4mm截面规格的试件11个,1:2模型比例440mm×260mm×6mm和440mm×260mm×4mm两种截面规格的试件共5个,最大板件宽厚比分别为63、76和117。试件高度取3倍的最大截面宽度,以减小端部效应对高度中部截面应力分布的影响。拉杆水平或竖向间距有50mm、75mm、100mm和150mm四种,对应实际工程尺寸为100mm~300mm;拉杆直径有5mm、6.75mm和8.5mm三种,对应实际工程尺寸为13.5mm~25.5mm。各试件实际尺寸及参数见表1和图1。钢管采用Q235或Q345钢,拉杆采用螺杆。试件采用C40商品混凝土一次浇筑完成。实测材料强度见表1。

表1 试件参数及试验结果

Table 1 Parameters and experimental results of specimens

编号	(a ₁ /a ₂ /b ₁ /b ₂ /t/L)/mm	(a _s /b _s /d _s /n)/mm	(f _{ck} /f _{ay} /f _{by})/MPa	(ε _u /ε ₈₅ [ε ₉₀])/με	N _{uc} /kN	$\frac{N_{uc}}{N_{u无}}$	$\frac{N_{uc}}{N_{un}}$	$\frac{N_{uc}}{N_{ss}}$	来源
C1	78/78/78/78/3.75/720	-	34.84/374/-	3680/4427	1654	1	0.903	0.89	
C2	78/78/78/78/3.75/720	50/50/6.75/1	34.84/374/493	7739/20752	1932	1.17	1.055	1.04	
C3	78/78/78/78/5.73/720	-	34.84/347/-	6247/8242	2225	1	1	0.95	
C4	78/78/78/78/5.73/720	50/50/6.75/1	34.84/347/493	13231/28561	2567	1.15	1.154	1.00	
C5	78/78/78/78/3.75/720	50/100/6.75/1	34.84/374/493	4084/8939	1796	1.09	0.981	1.00	
C6	78/78/78/78/3.75/720	50/50/5/1	34.84/374/489	4819/11215	1781	1.08	0.973	0.97	
C7	78/78/78/78/3.75/720	50/50/8.5/1	34.84/374/372	7243/[28832]	1863	1.13	1.017	0.98	
C8	78/78/78/78/7.8/720	-	34.84/285/-	5265/7941	2294	1	0.983	0.94	
C9	78/78/78/78/7.8/720	50/50/6.75/1	34.84/285/493	18301/35742	2513	1.10	1.077	1.00	本文
C10	78/78/78/78/3.77/720	-	34.84/289/-	2819/4741	1505	1	0.949	0.92	
C11	78/78/78/78/3.77/720	50/50/6.75/1	34.84/289/493	5814/24802	1637	1.09	1.032	1.01	
C12	178/78/78/178/3.75/1320	150/50/6.75/1	34.84/374/493	3985/6114	2971	-	0.877	1.00	
C13	178/78/78/178/5.73/1320	-	34.84/347/-	2623/5208	3216	1	0.785	0.90	
C14	178/78/78/178/5.73/1320	50/50/6.75/3	34.84/347/493	20045/26130	4913	1.53	1.199	1.00	
C15	178/78/78/178/5.73/1320	75/75/6.75/2	34.84/347/493	8856/16140	4481	1.39	1.093	1.00	
C16	178/78/78/178/5.73/1320	150/150/6.75/1	34.84/347/493	5252/6158	4162	1.29	1.016	0.99	
GZ10a	200/150/150/200/10/1500	150/150/14/1	30.83/357/358	5433/-	9146	-	0.993	1.03	文献[3]
GZ10b	200/150/150/200/10/1500	150/150/16/1	35.15/357/358	4217/-	9083	-	0.944	0.96	
平均值							1.002	0.977	
标准差							0.094	0.041	
相关系数							0.989	0.998	

注: a₁、a₂、b₁、b₂、t、L均为试件的几何尺寸,见图1; a_s、b_s、d_s、n分别为翼缘胶的约束拉杆最小水平和竖向间距、直径和列数; f_{ck}、f_{ay}、f_{by}分别为混凝土柱体抗压强度、钢板和约束拉杆屈服强度,其中f_{ck}=0.76f_{cu}, f_{cu}为混凝土标准立方体抗压强度; ε_u、ε₈₅[ε₉₀]分别为峰值平均纵向应变、荷载下降到85%(试件C7为90%)极限承载力时的极限平均纵向应变; N_{uc}为极限承载力试验值; N_{uc}/N_{u无}为试件的极限承载力与相同条件下无拉杆试件的极限承载力的比值; N_{uc}/N_{un}为试件的试验承载力与名义承载力的比值; N_{uc}/N_{ss}为试件的试验承载力与本文方法计算的承载力比值。

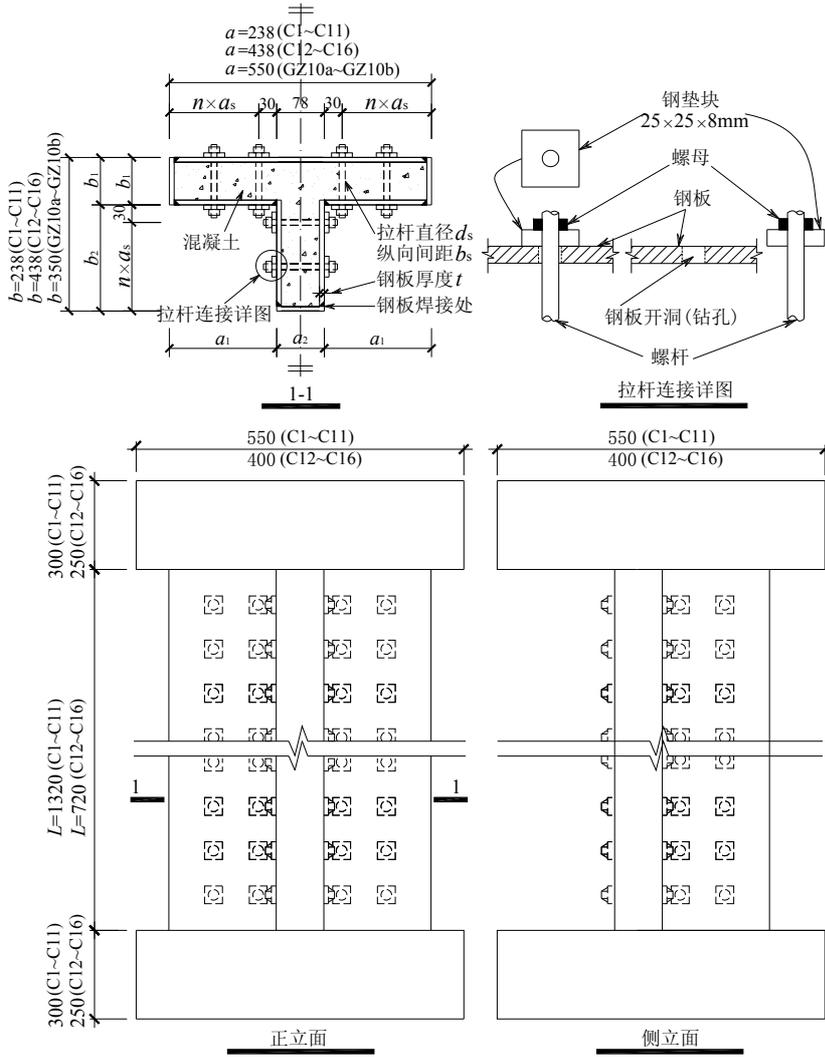


图1 试件形式

Fig.1 Types of the specimens

采用 15000kN 长柱压力机施加轴向荷载，加载及量测装置如图 2 所示。开始阶段采用荷载控制的加载方式，加载速度为 2kN/s；当荷载-位移曲线由直线变为曲线以后改为位移控制的加载方式，加载速度控制为 0.005mm/s。荷载由压力机自带的压力传感器直接读取。在试件 4 个侧边对应于截面形心轴位置各设置上下两个百分表，用于测定试件各侧边的两端竖向相对位移，4 个侧边的相对位移平均值为试件的纵向平均变形值。在试件高度中间位置的约束拉杆中部、各侧面上沿纵向、横向布置电阻应变片，以测定相应部位的钢管壁纵向、横向应变以及约束拉杆应变。

1.2 主要试验结果及讨论

图 3(a)~图 3(g)给出了不同参数下试件的轴力-平均纵向应变曲线的对比图，各曲线标记有相应试件钢板发生初始局部屈曲时对应点 *B*。表 1 列出了

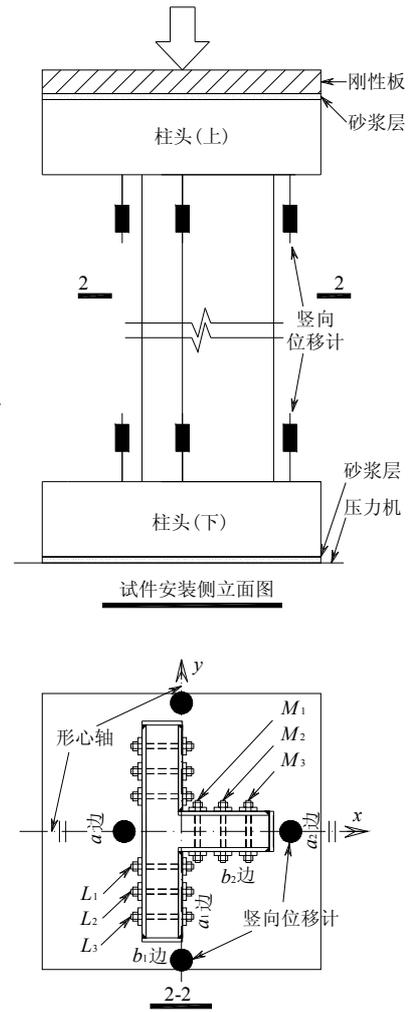
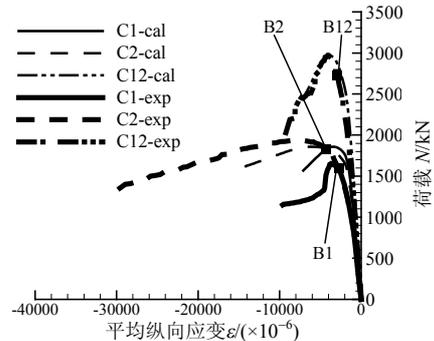


图2 加载装置及位移计设置

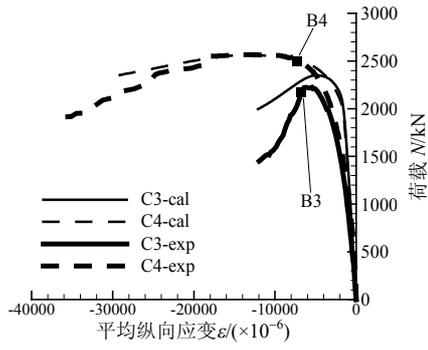
Fig.2 Test setup for loading and arrangement of displacement meters

各试件的极限承载力试验值 N_{ue} 、各试件与相同条件下无拉杆试件的极限承载力比值 $N_{ue}/N_{u无}$ 、实测承载力与名义承载力的比值 N_{ue}/N_{un} 、峰值平均纵向应变 ϵ_u 、荷载下降至 85% 极限承载力时的平均纵向应变 ϵ_{85} ，其中试件 C7 的曲线下降段平缓，取荷载下降至 90% 极限承载力时的平均纵向应变 ϵ_{90} 。

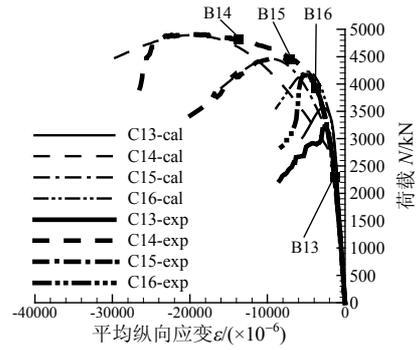


(a) C1、C2、C12(Q345)

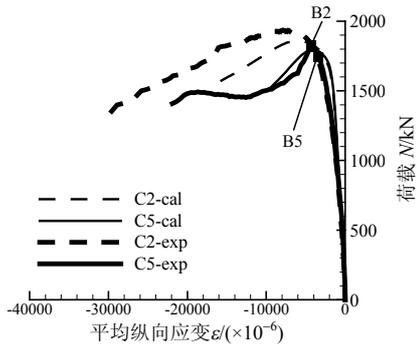
($t=3.75\text{mm}$, 变拉杆间距及截面)



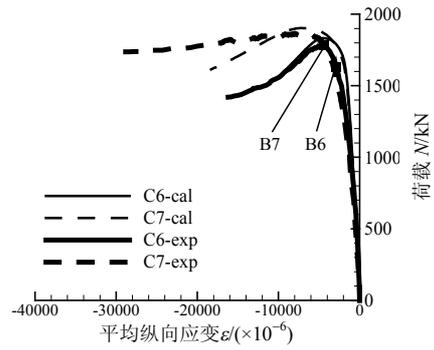
(b) C3、C4(Q345)
($t=5.73\text{mm}$, 变拉杆间距)



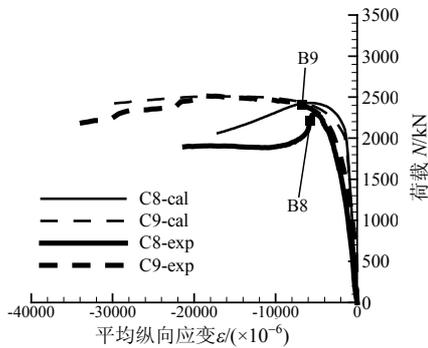
(f) C13~C16(Q345)
($t=5.73\text{mm}$, 变拉杆间距)



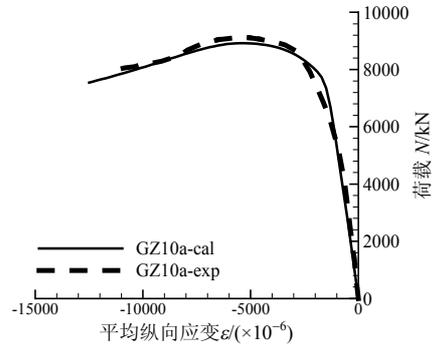
(c) C2、C5(Q345)
($t=3.75\text{mm}$, 变拉杆间距)



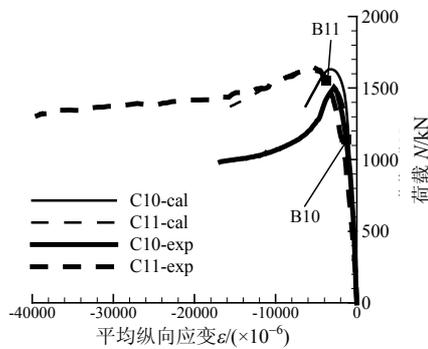
(g) C6、C7(Q345)
($t=3.75\text{mm}$, 变拉杆直径)



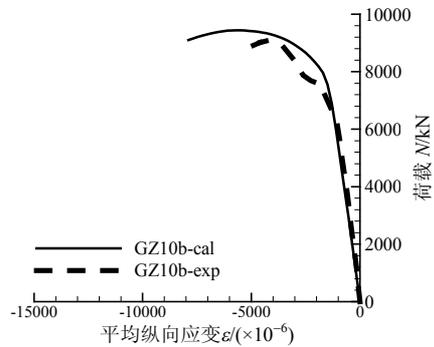
(d) C8、C9(Q235)
($t=7.8\text{mm}$, 变拉杆间距)



(h) GZ10a(Q345)



(e) C10、C11(Q235)
($t=3.77\text{mm}$, 变拉杆间距)



(i) GZ10b(Q345)

图3 试件的轴力(N)-平均纵向应变(ϵ)试验曲线与计算曲线
Fig.3 Calculated curves and experimental curves about axial force (N) and average longitudinal strain (ϵ)

从图 3(a)~图 3(f)可见,在其它条件相同的情况下,所有大尺寸或小尺寸试件的曲线初始刚度都基本相等。随着拉杆竖向或水平间距的减小, N_{ue} 、 ϵ_u 和 ϵ_{85} 增大、曲线下降段更平缓,表明拉杆作为钢板上的定点约束,能减小钢板的屈曲半径、提高钢管的屈曲强度、极限承载力和延性。无拉杆试件的 N_{ue} 均小于 N_{un} ,有拉杆试件比无拉杆试件承载力的提高幅度最大达到 53%。拉杆间距较小时,曲线下降段的拐点消失,甚至在拉杆被拉断前荷载不下降。试件 C12 与试件 C2 的其他参数相同,仅截面尺寸与拉杆横向间距不同。由于钢板宽厚比的增大,C12 的 N_{ue}/N_{un} 、 ϵ_u 和 ϵ_{85} 比 C2 小,曲线下降段更陡,钢板对混凝土的约束效应比 C2 小。随着钢板厚度的增大, N_{ue}/N_{un} 、 ϵ_u 和 ϵ_{85} 增大,但对曲线下降段斜率的影响规律不明显。随着钢板强度的增加,试件的 ϵ_u 增大、 ϵ_{85} 减小、曲线下降段略陡。从图 3(a)和图 3(g)可见,拉杆直径分别为 8mm 和 10mm 的试件 C2 和试件 C7 的 N_{ue} 、 ϵ_u 相近,均比拉杆直径为 6mm 的试件 C6 大、曲线下降段没有拐点、更平缓,且 C7 比 C2 曲线的下降段斜率更小。这表明增大拉杆直径能为钢管提供有效的侧向约束,从而提高承载力和延性;当拉杆直径增大到一定程度时,对极限承载力及屈曲荷载的提高不大,但能有效限制加载后期钢板屈曲的发展,提高延性。

由于篇幅所限,其他试验结果及讨论将在另文中予以介绍。

2 带约束拉杆 T 形截面钢管内核心混凝土的本构关系

2.1 带约束拉杆 T 形截面钢管混凝土的约束特点

带约束拉杆 T 形截面钢管混凝土柱的钢管对核心混凝土的约束作用主要集中在角部以及设置拉杆处,在其余部位依靠钢板的抗弯刚度约束混凝土的外凸变形、约束作用相对较弱。图 4 为带约束拉杆 T 形截面钢管混凝土柱的约束区示意图,约束作用较大的钢管角部区域、同一列拉杆附近的钢管区域属于纵向强约束区(以下简称有效约束区),同一排拉杆附近的钢管区域属于横向有效约束区,其余区域的钢管对核心混凝土的约束作用有限,主要起到承担纵向荷载的作用,属于弱约束区(以下简称非约束区)。不设拉杆是设拉杆情况的特例,相当于只有钢管角部区域属于纵向有效约束区,其余区域属于非约束区。

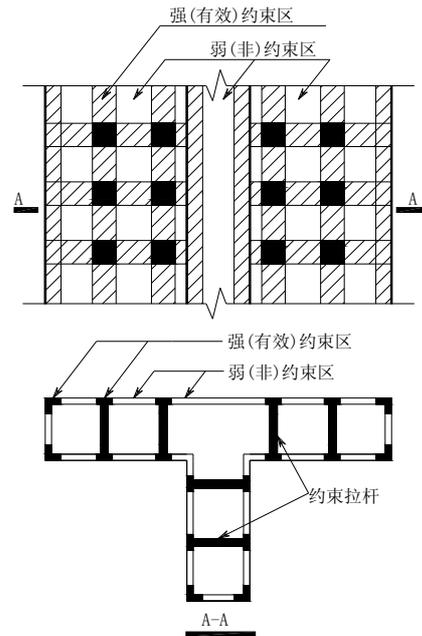


图 4 带约束拉杆 T 形截面钢管混凝土柱约束区
Fig.4 Confined regions of T-shape CFT column with binding bars

将带约束拉杆的 T 形截面钢管混凝土截面划分成一个无拉杆的方形区域 1(以下简称方形 1)和 3 个有拉杆的矩形区域 2~区域 3(以下简称矩形 2 和矩形 3)钢管混凝土区域(见图 5(a)),并作如下假设: 1) 忽略各区域截开面沿其法向的位移,侧向刚度无限

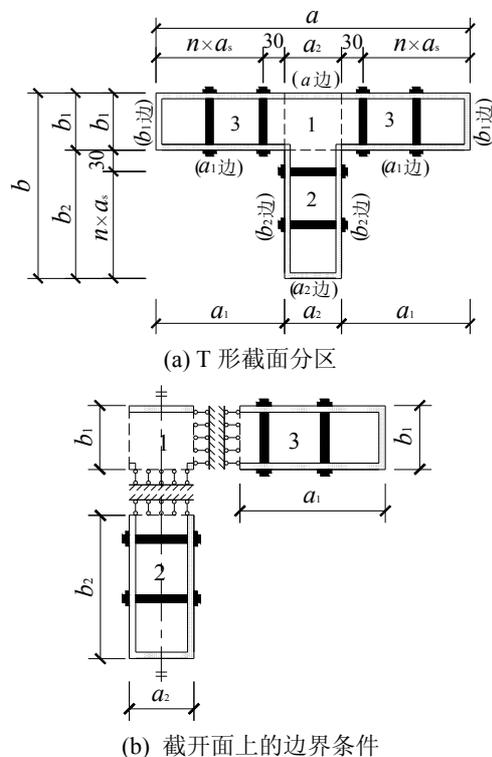


图 5 T 形截面分区与截开面上的边界条件
Fig.5 Divided T-section and boundary conditions on cutting sections

大,其边界条件如图 5(b)所示;2) 截开面上满足纵向变形协调关系,各区域的纵向变形相等。在对带约束拉杆方形、矩形钢管内核心混凝土本构关系的研究成果基础上^[8-9],对各区域分别建立能反映钢管和拉杆对混凝土提供约束的核心混凝土本构关系,并组合得到 T 形截面钢管内核心混凝土的本构关系。为了表达简洁、节省篇幅,假定 3 个矩形区域的截面尺寸相同,当截面尺寸不相同,本构关系的推导过程类似,不再赘述。

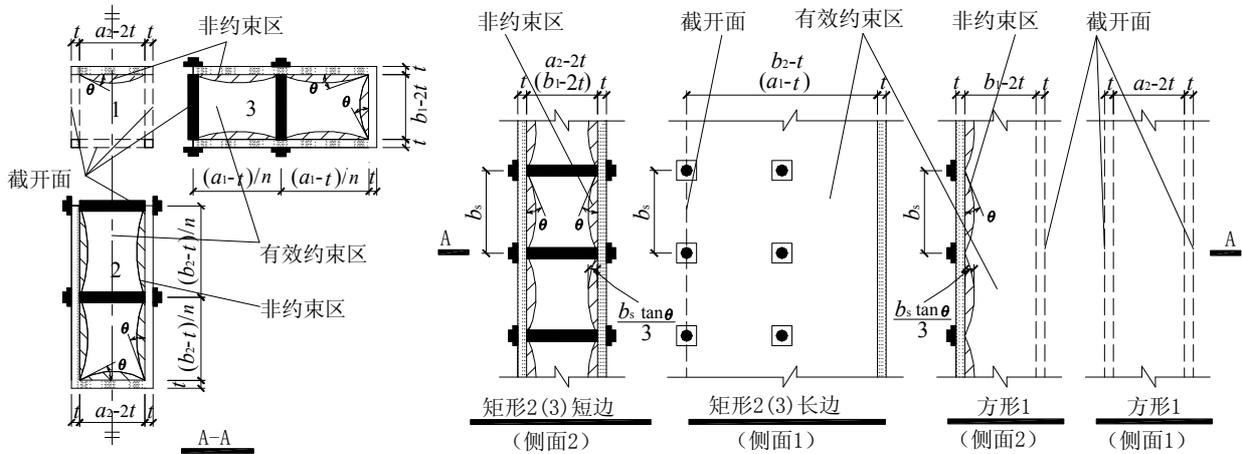
2.2 本构关系表达式

在文献[8-10,12-13]的基础上,结合上述带约束拉杆 T 形钢管混凝土约束特点,提出以下带约束拉杆 T 形截面钢管混凝土中各分块区域(方形 1 与矩形 2、矩形 3)的本构关系表达式:

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad (1)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2)$$

式中: f_c 、 ε_c 分别表示约束混凝土的纵向应力和应变; f_{cc} 、 ε_{cc} 分别表示约束混凝土的轴压强度及峰值应变; r 表示曲线形状参数。



(a) 横截面核心混凝土强、弱约束区

(b) 侧面核心混凝土强、弱约束区

图 6 方形、矩形区域横截面与侧面上的核心混凝土有效约束区

Fig.6 Effectively confined concrete core on sectional and lateral areas of square and rectangle columns

某区域 $i(i=1\sim 3)$ 横截面各边 $j(j=1\sim 4)$ 的非约束区面积为:

$$A_{fsij} = \frac{n_{sij} [d_{sij} / n_{sij}]^2 \tan \theta_{sij}}{5} = \frac{d_{sij}^2 \tan \theta_{sij}}{5n_{sij}} \quad (3)$$

某区域 $i(i=1\sim 3)$ 横截面非约束区的总面积为:

$$A_{fsi} = \sum_{j=1}^4 \frac{d_{sij}^2 \tan \theta_{sij}}{5n_{sij}} \quad (4)$$

某区域 $i(i=1\sim 3)$ 横截面有效约束区的面积为:

2.3 混凝土的等效侧向约束应力

2.3.1 混凝土的有效约束系数

各区域在横截面、侧面上的有效、非约束区的形状如图 6 所示。为了简化并沿用方形、矩形钢管内核心混凝土的本构关系表达式,在计算横截面、侧面有效约束系数时作如下假设:1) 内侧拉杆位于截开面处,并在内侧拉杆以外区域均匀地布置其它拉杆;2) 假设各区域横截面、侧面每边上混凝土的非约束区为 1.5 次方抛物线与钢板内侧围成的区域;3) 截开面处为强约束边界,不存在横截面和侧面非约束区。随着拉杆设置、钢板厚度、材料强度、截面尺寸的变化,核心混凝土受到的约束作用不同,非约束区面积、抛物线的峰值和起角也不同。由于短边上抛物线覆盖的弱约束区面积较小,对约束系数的影响不大,当各抛物线区域的弦长相差不大时可假设横截面、侧截面上各非约束区抛物线的起角均为 θ ,且起角范围为 $0^\circ \sim 45^\circ$ 。对于不存在非约束区的边界,抛物线起角 $\theta = 0^\circ$ 。因此,可通过抛物线起角 θ 的取值来反映核心混凝土受到的约束效应大小。

$$A_{esi} = A_i - A_{fsi}, \quad A_i = b_{i1} b_{i2} \quad (5)$$

某区域 $i(i=1\sim 3)$ 横截面有效约束系数为混凝土横向有效约束区面积和横截面核心混凝土净面积之比:

$$k_{esi} = \frac{A_{esi}}{A_{fsi} + A_{esi}} = \frac{A_i - A_{fsi}}{A_i} \quad (6)$$

式中: d_{sij} 为某区域 i 横截面各边 j 的核心混凝土净边长; n_{sij} 为某区域 i 横截面各边 j 被约束拉杆分隔

成的段数,当该边上没有拉杆约束时取1; θ_{sij} 为某区域*i*横截面各边*j*的非约束区边界抛物线起角,对存在非约束区的边界均取 θ ,对不存在非约束区的边界取0(截开面); A_i 为某区域*i*的横截面核心混凝土净面积; b_{i1} 、 b_{i2} 分别为某区域*i*长、短边的核心混凝土净边长。

根据以上统一表达式可推导得到各区域的横截面有效约束系数为:

$$k_{es1} = 1 - \frac{(a_2 - 2t) \tan \theta}{5(b_1 - 2t)} \quad (7)$$

$$k_{es2} = 1 - \frac{2(b_2 - t) \tan \theta}{5(a_2 - 2t)n_{s21}} - \frac{(a_2 - 2t) \tan \theta}{5(b_2 - t)} \quad (8)$$

$$k_{es3} = 1 - \frac{2(a_1 - t) \tan \theta}{5(b_1 - 2t)n_{s31}} - \frac{(b_1 - 2t) \tan \theta}{5(a_1 - t)} \quad (9)$$

对设拉杆试件,两排拉杆高度中部截面的混凝土非约束区面积最大而有效约束区面积最小,取长度等于拉杆纵向间距 b_s 的构件为研究对象,某区域 $i(i=1\sim 3)$ 侧面 $p(p=1\sim 2)$ 上各边 $k(k=1\sim 2)$ 的非约束区抛物线峰值为:

$$h_{\text{lipk}} = \frac{b_s \tan \theta_{\text{lipk}}}{3} \quad (10)$$

某区域 $i(i=1\sim 3)$ 的侧面最小有效约束区面积为:

$$A_{\text{eli}} = \left(b_{i1} - \sum_{k=1}^2 \frac{b_s \tan \theta_{\text{lik}}}{3} \right) \left(b_{i2} - \sum_{k=1}^2 \frac{b_s \tan \theta_{\text{lik}}}{3} \right) \quad (11)$$

某区域 $i(i=1\sim 3)$ 的侧面有效约束系数为混凝土侧面最小有效约束区面积和横截面核心混凝土净面积之比:

$$k_{\text{eli}} = \frac{A_{\text{eli}}}{A_i} \quad (12)$$

式中, θ_{lipk} 为某区域 $i(i=1\sim 3)$ 侧面 $p(p=1、2)$ 上各边 $k(k=1、2)$ 的非约束区边界抛物线起角,对存在非约束区的边界均取 θ ,对不存在非约束区的边界取 0。对无拉杆试件,由于不存在侧面非约束区, $k_{\text{eli}} = 1$ 。根据以上统一表达式可推导得到各区域的侧面有效约束系数为:

$$k_{\text{el1}} = 1 - \frac{b_s \tan \theta}{3(b_1 - 2t)} \quad (13)$$

$$k_{\text{el2}} = 1 - \frac{2b_s \tan \theta}{3(a_2 - 2t)} \quad (14)$$

$$k_{\text{el3}} = 1 - \frac{2b_s \tan \theta}{3(b_1 - 2t)} \quad (15)$$

各区域的有效约束系数为横截面与侧面有效约束系数的乘积:

$$k_{\text{ei}} = k_{\text{esi}} k_{\text{eli}}, \quad i=1\sim 3, \quad \text{当 } k_{\text{ei}} \leq 0 \text{ 时, } k_{\text{ei}} = 0 \quad (16)$$

2.3.2 混凝土的等效侧向约束应力

假设在各区域的所有边界上混凝土所受侧向约束应力均匀分布,采用乘以相应区域有效约束系数 k_{ei} 的方式来考虑其不均匀性。取长度为拉杆纵向间距 b_s 的分离体为研究对象(对无拉杆试件取试件高度),各区域 $i(i=1\sim 3)$ 长边、短边钢管对核心混凝土的平均侧向约束应力 f'_{lcip} ($p=1、2$) 可由力的平衡得到,如图 7 所示。方形 1 上边界、下边界混凝土的平均侧向约束应力 f'_{lc11} 与 f'_{lc12} 不相等,左边界、右边界混凝土的平均侧向约束应力 f'_{lc12} 与 f'_{lc11} 也不相等,分别取其较小值。

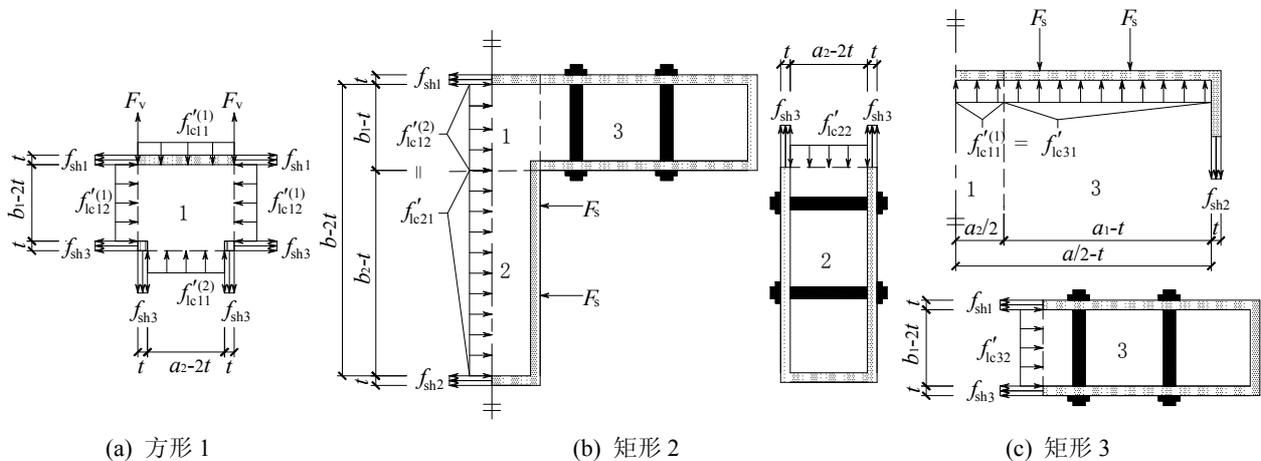


图 7 方形、矩形区域钢管侧向受力图

Fig.7 Sketch maps of lateral actions on square and rectangular steel tubulars

$$f'_{lc21} = \frac{m_2 F_{b2} / (b_s t) + (f_{sh1} + f_{sh2})}{b / t - 2} \quad (17)$$

$$f'_{lc22} = \frac{2f_{sh3}}{a_2 / t - 2} \quad (18)$$

$$f'_{lc31} = \frac{m_1 F_{b3} / (b_s t) + f_{sh2}}{a / 2t - 1} \quad (19)$$

$$f'_{lc32} = \frac{f_{sh1} + f_{sh3}}{b_1 / t - 2} \quad (20)$$

$$f'_{lc11} = \min(f'_{lc11}^{(1)}, f'_{lc11}^{(2)}) = \min(f'_{lc31}, f'_{lc22}) \quad (21)$$

$$f'_{lc12} = \min(f'_{lc12}^{(1)}, f'_{lc12}^{(2)}) = \min(f'_{lc32}, f'_{lc21}) \quad (22)$$

式中： m_1 表示矩形 3 平行于短边方向的拉杆根数； m_2 表示矩形 2 平行于短边方向的拉杆根数； f_{shk} ($k=1\sim 3$) 分别代表 T 形截面 a 边、 a_2 边或 b_1 边、 a_1 边或 b_2 边钢管的平均横向应力； F_{bi} ($i=2\sim 3$) 为达到峰值荷载时矩形 2、矩形 3 中拉杆的等效拉力。

各区域混凝土的长边、短边方向等效侧向约束应力 f_{lcip} ($p=1\sim 2$) 表达为：

$$f_{lcip} = k_{ei} f'_{lcip} \quad (23)$$

2.4 钢管的平均横向应力

T 形截面各边钢管的宽厚比参数 R_k ($k=1\sim 3$) 定义如下：

$$R_1 = \frac{a}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{f_{ay}}{E_a}} \quad (24)$$

$$R_2 = \frac{b_1}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{f_{ay}}{E_a}} \quad (25)$$

$$R_3 = \frac{a_1}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{f_{ay}}{E_a}} \quad (26)$$

式中： f_{ay} 、 E_a 、 ν 分别表示钢管的屈服强度、弹性模量和泊松比。

文献[14]的研究表明，钢管宽厚比参数 R 是影响方形钢管混凝土试件破坏模态的主要因素，当 $R>0.85$ 时，试件的钢板在达到峰值荷载前发生局部屈曲破坏；当 $R\leq 0.85$ 时，试件的钢板在达到峰值荷载前不需考虑局部屈曲的影响。另外，钢管在双向应力作用下，即使不发生局部屈曲，其纵向应力也不能达到屈服值^[15]。将上述成果推广应用于带约束拉杆 T 形截面钢管混凝土中，可求得达到峰值荷载时各边钢管的纵向应力 f_{slk} ($k=1\sim 3$) 与横向应力 f_{shk} ($k=1\sim 3$)。

当 $R_k \leq 0.85$ 时，

$$f_{shk} = 0.19f_{ay}, \quad f_{slk} = -0.89f_{ay} \quad (27)$$

当 $R_k > 0.85$ 时，

$$|f_{slk}| = \left(\frac{1.2}{R_k} - \frac{0.3}{R_k^2} \right) f_{ay} \leq 0.89f_{ay} \quad (28)$$

假设钢管在双向应力作用下达到屈服状态时服从 Von-Mises 屈服准则，且在达到屈服状态前 f_{slk} 和 f_{shk} 的应力路径近似为二次抛物线(见图 8)，则钢管发生局部屈曲时横向应力 f_{shk} ($k=1\sim 3$) 可表示如下：

$$f_{shk} = -\frac{f_{slk}^2}{4.169f_{ay}} \quad (29)$$

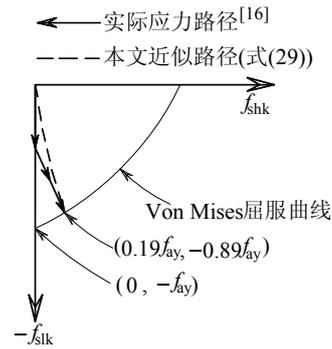


图 8 钢管纵向与横向应力关系曲线

Fig. 8 Curve of horizontal and vertical stress of steel tubes

2.5 峰值时拉杆的等效拉力

假设拉杆与混凝土之间没有滑移，则达到峰值荷载时各区域中拉杆的峰值等效拉力为：

$$F_{bi} = A_b E_b \varepsilon_{bi} = A_b E_b \mu_{cci} \varepsilon_{cc} \leq A_b f_{by}, \quad i = 2\sim 3 \quad (30)$$

式中： E_b 和 A_b 分代表拉杆的弹性模量与面积； f_{by} 表示拉杆的屈服强度； ε_{bi} 表示各区域达到峰值荷载时拉杆的拉应变， $\varepsilon_{bi} = \mu_{cci} \varepsilon_{cc}$ ； ε_{cc} 表示核心混凝土的峰值应变，由后述式(40)确定； μ_{cci} 表示各区域达到峰值荷载时核心混凝土的横向变形系数，文献[17]在混凝土单轴受压试验及对钢管混凝土轴压试验试算的基础上给出：

$$f_{c0i} = f_{ck} \left[1.194 + \left(\frac{13}{f_{ck}} \right)^{0.45} (-0.07485\xi_i^2 + 0.5789\xi_i) \right] \quad (31)$$

$$\xi_i = A_{si} f_{ay} / (A_{ci} f_c) \quad (32)$$

$$\text{当 } f_{cci} / f_{c0i} \leq 0.55 + 0.25 \left(\frac{f_{ck} - 33.5}{33.5} \right) \text{ 时:}$$

$$\mu_{cci} = 0.173 \quad (33a)$$

$$\text{当 } f_{cci} / f_{c0i} > 0.55 + 0.25 \left(\frac{f_{ck} - 33.5}{33.5} \right) \text{ 时:}$$

$$\mu_{cci} = 0.173 + \left[0.7306 \left(\frac{f_{cci}}{f_{c0i}} - 0.4 \right)^{1.5} \left(\frac{20}{f_{ck}} \right) \right] \quad (33b)$$

式中：下标 $i=2\sim 3$ ； ξ_i 表示各区域的钢管约束系数； A_{ci} 表示各区域核心混凝土净面积； A_{si} 表示各区域的钢管面积，由于截开面处的约束作用较强，按四边为等厚钢板的情况计算。

2.6 核心约束混凝土的轴心抗压强度

各区域核心混凝土的长边、短边所受等效侧向约束应力不相同，其轴压强度应由真三轴混凝土的破坏准则确定^[18]：

$$\sigma_{octi} = (f_{lci1} + f_{lci2} + f_{cci}) / 3 \quad (34)$$

$$\tau_{octi} = \frac{\sqrt{(f_{lci1} - f_{lci2})^2 + (f_{lci2} - f_{cci})^2 + (f_{cci} - f_{lci1})^2}}{3} \quad (35)$$

$$\sigma_{oi} = \frac{\sigma_{octi}}{f_{co}}, \quad \tau_{oi} = \frac{\tau_{octi}}{f_{co}} \quad (36)$$

$$\cos \alpha_i = \frac{2f_{lci1} - f_{lci2} - f_{cci}}{3\sqrt{2}\tau_{octi}} \quad (37)$$

$$c_i = 12.2445(\cos 1.5\alpha_i)^{1.5} + 7.3319(\sin 1.5\alpha_i)^2 \quad (38)$$

$$\tau_{oi} = 6.9638 \left(\frac{0.09 - \sigma_{oi}}{c_i - \sigma_{oi}} \right)^{0.9297} \quad (39)$$

式中： σ_{octi} 、 τ_{octi} ($i=1\sim 3$) 分别表示八面体的正应力和剪应力； σ_{oi} 、 τ_{oi} ($i=1\sim 3$) 分别表示八面体的相对正应力和剪应力； α_i ($i=1\sim 3$) 表示偏平面的夹角。

2.7 峰值应变

各区域的核心混凝土峰值应力 f_{cci} 不同，峰值应变 ε_{cci} 相同，在峰值应变表达式中采用调整系数 η 来加以考虑。试验结果表明，带约束拉杆 T 形截面钢管混凝土各区域的峰值应变 ε_{cci} 与各区域的核心混凝土峰值应力，以及 T 形截面的钢板宽厚比参数和拉杆约束系数、钢管屈服强度和约束系数、混凝土强度等因素有关，对试验数据试算后(见图 9)，建议按下式计算：

$$\varepsilon_{cc} = \left\{ 1 + \eta_3 \cdot \left[\left(\frac{f_{cc3}}{f_{co}} \right) (0.1 \cdot \xi + 1)(\bar{\zeta} + 1) - 1 \right] \right\} \cdot \varepsilon_{co} \quad (40)$$

$$\eta_3 = 0.94 \left(\frac{1}{\bar{R}} \right)^{0.46} \left(\frac{f_{ay}}{f_{co}} \right)^{0.071 \cdot \left(\frac{a_1}{b_1} \right)} - 1.05 \cdot \bar{\zeta}^{0.01} \quad (41)$$

其中：

$$\bar{R} = \sqrt{R_2 R_3}, \quad \bar{\zeta} = 20 \sqrt{\zeta_2 \zeta_3}, \quad \zeta_r = \frac{A_b}{a_{sr} b_s} \frac{f_{by}}{f_{co}}, \quad r = 2 \sim 3$$

式中： f_{co} 、 ε_{co} 分别表示非约束混凝土的轴压强度及峰值应变； η_3 表示矩形 3 的峰值应变修正系数； ξ 表示 T 形截面钢管约束系数； ζ_2 和 ζ_3 分别表示 b_1 与 a_1 边上的约束拉杆系数，当沿钢管长边方向不设拉杆时 $\zeta_2 = \zeta_3$ ，当两个方向均无拉杆时 $\bar{\zeta} = 0$ ； A_b 表示

单根拉杆的计算面积，对边界处拉杆取拉杆面积的一半； a_{sr} ($r=2\sim 3$) 分别表示 b_1 与 a_1 边上单根拉杆的水平约束范围，对边界处拉杆取 $a_s/2$ ，对非边界处拉杆取 a_s ； b_s 表示拉杆的纵向间距。

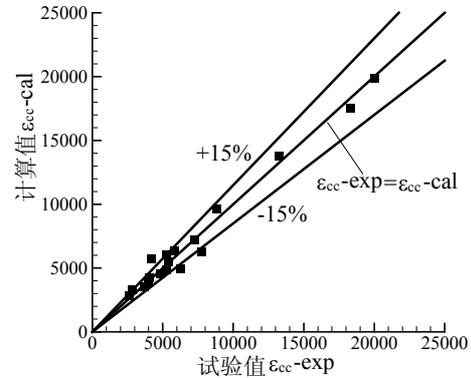


图 9 ε_{cc} 计算值与试验值的比较

Fig.9 Comparison between calculated values and experimental values of ε_{cc}

2.8 非约束区抛物线的起角 θ

对试验数据试算后发现，抛物线的起角 θ 与 T 形截面的宽厚比参数、拉杆约束系数、钢管约束系数等因素有关，建议按下式计算：

$$\theta = (\pi/180)(45.57\xi^A - 125.6\bar{R}^B \cdot \bar{\zeta}^C) \leq 45 \cdot (\pi/180) \quad (42)$$

其中： $A = -0.011(a_1/b_1) - 0.091 \cdot \bar{\zeta}$ ，

$$B = 1.655 - 80.37\bar{R} + 35.43 \cdot \bar{\zeta},$$

$$C = 140.5 + 4.54(a_1/b_1) - 300\bar{R} + 11.45\bar{\zeta}.$$

2.9 曲线形状参数 r

对试验数据试算后建议本构关系表达式中曲线形状参数 r_i ($i=1\sim 3$) 的表达式如下：

$$r_i = \begin{cases} \frac{\beta_{1i} E_c}{\left(E_c - \frac{f_{cci}}{\varepsilon_{cc}} \right)}, & x \leq 1 \\ \frac{\beta_{1i} \beta_{2i} E_c}{\left(E_c - \frac{f_{cci}}{\varepsilon_{cc}} \right)}, & x > 1 \end{cases} \quad \text{且 } r_i \leq 464 \times 10^{-4} f_{cu} + 1 \quad (43)$$

式中： β_{1i} 为各区域的长宽比(方形时为 1)； β_{2i} 为 T 形截面的长短边比值 a/b 。

3 建议本构关系的试验验证

采用上述本构关系，利用纤维模型法对文献[3]与本试验试件的荷载与平均纵向应变关系曲线进行计算，计算时满足利用纤维模型法作截面分析时的相关假定条件，且钢管的应力-应变关系采用理想弹塑性本构关系，其峰值纵向应力分别按式(27)或

式(28)计算。表 1 中列出了试件的试验承载力与计算承载力的比值 N_{ue}/N_{ss} , 图 3 中给出了荷载与平均纵向应变关系的计算与试验曲线的对比。可见, 除了无拉杆试件, 特别是壁厚较小的试件, 因为钢板在达到极限承载力前发生局部屈曲, 其计算承载力大于试验值外, 其余试件的计算结果和试验结果吻合良好、离散性小。

4 结论

(1) 带约束拉杆 T 形钢管混凝土柱由于钢板侧向变形受到拉杆的约束, 使得钢管对核心混凝土的约束作用提高, 改善柱的抗压性能。增大钢板厚度、减小拉杆间距、适当地增大拉杆直径, 有助于提高钢板对混凝土的约束作用, 从而提高柱的轴压极限承载力和延性。

(2) 将带约束拉杆 T 形钢管混凝土截面划分成 1 个方形和 3 个带约束拉杆的矩形钢管混凝土截面, 并对截开面进行合理的假设是建立带约束拉杆 T 形钢管混凝土本构关系的一种有效的方法。借鉴约束混凝土本构关系建立的带约束拉杆 T 形钢管混凝土的等效单轴本构关系力学概念清晰, 与试验结果吻合良好。

参考文献:

- [1] 陈宗弼, 陈星, 叶群英, 等. 广州新中国大厦结构设计[J]. 建筑结构学报, 2000, 21(3): 1—9.
Chen Zongbi, Chen Xing, Ye Qunying, et al. Structural design of Guangzhou New China Mansion [J]. Journal of Building Structures, 2000, 21(3): 1—9. (in Chinese)
- [2] 韩林海. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 科学技术出版社, 2000.
Han Linhai. Concrete-filled steel tubular structures [M]. Beijing: Science Press, 2000. (in Chinese)
- [3] 陈德明. 带约束拉杆异形钢管混凝土柱的基础力学研究[D]. 广州: 华南理工大学, 2000.
Chen Deming. Research on foundational mechanics of abnormal-shaped CFT columns with binding bars [D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2000. (in Chinese)
- [4] Cai Jian, He Zhenqiang. Axial load behavior of square CFT stub column with binding bars [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(5): 472—483.
- [5] Cai Jian, Long Yueling. Axial load behavior of rectangular CFT stub columns with binding bars [J]. Advances in Structural Engineering, 2007, 10(5): 551—565.
- [6] 蔡健, 孙刚. 轴压下带约束拉杆 L 形钢管混凝土短柱的试验研究[J]. 土木工程学报, 2008, 41(9): 14—20.
Cai Jian, Sun Gang. Experimental investigation on L-shaped concrete-filled steel tube stub columns with binding bars under axial load [J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(9): 14—20. (in Chinese)
- [7] Susantha K A S, Ge H, et al. Uniaxial stress-strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes [J]. Engineering Structures, 2001, 23(10): 1331—1347.
- [8] 蔡健, 何振强. 带约束拉杆方形钢管混凝土的本构关系[J]. 工程力学, 2006, 23(10): 145—150.
Cai Jian, He Zhenqiang. Constitutive relationship of square CFT with binding bars [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(10): 145—150. (in Chinese)
- [9] 蔡健, 龙跃凌. 带约束拉杆矩形钢管混凝土的本构关系[J]. 工程力学, 2008, 25(2): 137—143.
Cai Jian, Long Yueling. Constitutive relationship of rectangular CFT with binding bars [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(2): 137—143. (in Chinese)
- [10] 蔡健, 孙刚. 带约束拉杆 L 形截面钢管混凝土的本构关系[J]. 工程力学, 2008, 25(10): 173—179.
Cai Jian, Sun Gang. Constitutive relationship of L-section CFT with binding bars [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(10): 173—179. (in Chinese)
- [11] 陈洪涛. 各种截面钢管混凝土轴压短柱基本性能连续性的理论研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2001.
Chen Hongtao. Theoretical study on continuity of basic behavior of every-sectioned CFT stub columns under axial loads [D]. Harbin: Harbin Industry University, 2001. (in Chinese)
- [12] Mander J B, Priestley M J N, et al. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1988, 114(8): 1807—1826.
- [13] Popovis S. A numerical approach to the complete stress-strain curves for concrete [J]. Cement and Concrete Research, 1973, 3(5): 583—599.
- [14] Ge H B, Usami T. Strength analysis of concrete filled thin-walled steel box columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1994, 30(3): 259—281.
- [15] Sakino K, Nakahara H, et al. Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2): 180—188.
- [16] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 第 3 版. 北京: 清华大学出版社, 2003.
Zhong Shantong. Concrete-filled steel tubular structure [M]. 3rd ed. Beijing: Tsinghua University Press, 2003. (in Chinese)
- [17] 韩林海, 冯九斌. 混凝土的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.
Han Linhai, Feng Jiubin. Constitutive models of concrete and their application in numerical analysis of CFT [J]. Journal of Harbin Construction University, 1995, 28(5): 26—32. (in Chinese)
- [18] 过镇海, 王传志, 张秀琴. 多轴应力下混凝土的强度和破坏准则研究[J]. 土木工程学报, 1991, 24(3): 1—14.
Guo Zhenhai, Wang Chuanzhi, Zhang Xiuqin. Investigation of strength and failure criterion of concrete under multi-axial stress [J]. China Civil Engineering Journal, 1991, 24(3): 1—14. (in Chinese)