

文章编号: 1000-4750(2005)04-0119-07

钢管混凝土哑铃型梁受弯试验研究

*陈宝春, 盛 叶, 韦建刚

(福州大学土建学院, 福建 福州 350002)

摘 要: 进行了钢管混凝土哑铃型梁的试验与分析。哑铃型截面包含腹腔内填有混凝土的传统形式和腹腔内不填混凝土的新型截面。试验结果表明, 钢管混凝土哑铃型梁具有良好的弹塑性和延性, 构件挠度达跨径的 1/20 时仍能继续承载。腹腔内的混凝土对腹板的受力性能有一定的影响, 但对梁的总体受力性能影响不大。

关键词: 结构工程; 受力性能; 试验; 钢管混凝土; 哑铃型; 梁

中图分类号: TU398 **文献标识码:** A

EXPERIMENTAL STUDY OF CONCRETE FILLED STEEL TUBULAR DUMBBELL-SHAPED BEAM UNDER BENDING

*CHEN Bao-chun, SHENG Ye, WEI Jian-gang

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350002, China)

Abstract: Bending of concrete filled steel tubular (CFST) dumbbell-shaped beams is studied experimentally. Two types of cross sections of beams are discussed. One is the traditional type with concrete-filled in the web space, the other is a new type without concrete in it. Experimental results show that the CFST dumbbell-shaped beam has favorable elastoplastic and ductile properties. It can bear load even when the deflection reaches one-twentieth of its span. The concrete in the steel web has some influence on the local behavior of the web, but has very small influence on the overall behavior of the beam.

Key words: structural engineering; behavior; experiment; concrete filled steel tube; dumbbell; beam

哑铃型截面是钢管混凝土拱肋中常见的截面形式, 文献[1][2]进行了钢管混凝土哑铃型轴压短柱和偏压短柱的试验研究, 对其基本受力性能有了一定的了解。为了更全面了解其受力性能, 有必要对哑铃型构件进行受弯试验研究。另一方面, 虽然钢管混凝土以其优越的抗压性能而主要用于以受压为主的建筑物柱、桥墩、拱肋等结构之中, 然而, 日本也已将钢管混凝土(单圆管)作为梁应用于铁路桥之中^[3], 它与钢梁桥相比可降低噪声、减小振动。钢管混凝土(单圆管)梁的受弯性能已进行了一些试

验研究^[4~7]。这些研究主要是从理论的完整性方面考虑和作为对轴压、偏压研究的补充来进行的, 显然其研究的系统与深入方面, 与轴压和偏压研究相比都差很多。实际上, 用于梁, 单圆管截面的抗弯效率太低, 桁式截面的节点构造复杂、疲劳问题突出, 而哑铃型截面可能是较合理的形式。因此, 从这方面来说, 对钢管混凝土哑铃型梁受弯问题展开研究也是有意义的。为此, 本文进行了钢管混凝土哑铃型梁的受弯试验。

通常所说的哑铃型截面是指由上下两个圆钢

收稿日期: 2003-08-04; 修改日期: 2003-11-15

基金项目: 国家自然科学基金(50078016)

作者简介: *陈宝春(1958), 男, 福建罗源人, 教授, 博士生导师, 从事桥梁与结构工程研究(E-mail: baochunchen@fzu.edu.cn);

盛 叶(1978), 女, 湖北潜江人, 博士生, 从事结构工程研究;

韦建刚(1971), 男, 福建三明人, 助理研究员, 博士生, 从事结构工程研究。

管混凝土和两块联接钢板(腹板)及板内的混凝土组成的截面。它较之单圆管抗弯刚度大,但灌注腹腔内混凝土易发生爆管事故^{[8][9]},施工时需分腔灌注,费时费工。试验研究表明,腹腔内的混凝土对截面受压极限承载力的贡献不大^{[1][2]}。因此,本文第一作者在某钢管混凝土拱桥的设计中提出了腹腔内不灌混凝土而以 H 型钢加劲的新型哑铃型截面,而将腹腔内灌注混凝土的哑铃型截面称为传统的哑铃型截面。本文的试验包含了传统的和新型的哑铃型截面的梁。通过对试验梁挠度、曲率及钢管表面应变测试结果的分析,对钢管混凝土哑铃型梁的受弯性能有了了解,在此基础上对钢管混凝土哑铃型梁的极限承载能力进行了讨论。

1 试验概况

试件长度为 2000mm(净跨为 1880mm),试件的截面尺寸与文献[2]相同,由两根 $\phi 108\text{mm} \times 4\text{mm}$ 的无缝钢管和 4mm 厚、相距 50mm 的腹板焊接而成。试件分为 C1、C2 两组,两组试件的上下钢管混凝土及钢腹板的尺寸与材料均相同,唯一不同的是腹腔内 C1 组填有混凝土, C2 组不填混凝土、两腹板之间用 H 型钢横向加劲。H 型钢由厚 4mm 的钢板焊成,沿长度方向 80mm 一个。试件截面见图 1。每组试件均有两个,用 C1-1、C1-2 和 C2-1、C2-2 表示。

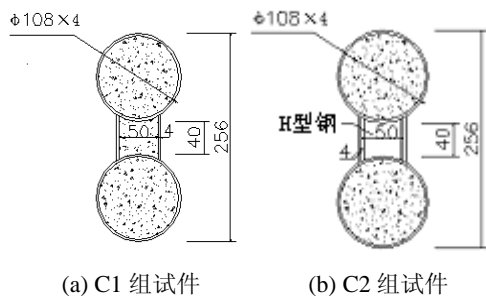


图 1 试件截面(单位: mm)

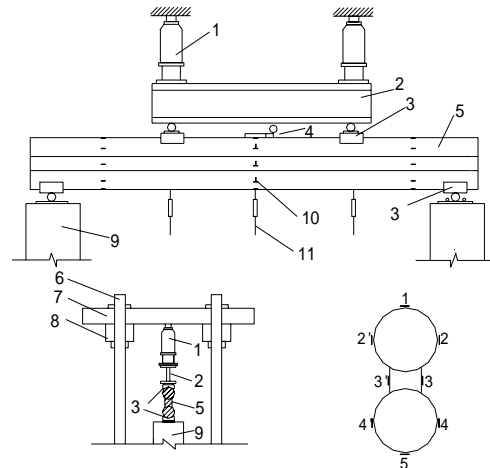
Fig.1 Cross section of the specimen (Unit: mm)

管内混凝土的配合比按重量比为 42.5 普通硅酸盐水泥:水:中粗河砂:碎石;减水剂=1:0.38:1.2:2.4:1.2%。灌注混凝土前先将梁一端的端板焊上,将梁立起来从顶部灌入混凝土。混凝土达到强度后,再将另一端端板焊上。端板为厚 4mm 的钢板。

钢材屈服强度 $f_y = 339\text{MPa}$, 屈服应变 $\varepsilon_s = 1686 \mu\varepsilon$, 抗拉强度 $f_u = 504\text{MPa}$, 弹性模量 $E_s = 2.01 \times 10^5\text{MPa}$, 泊松比 $\mu_s = 0.269$ 。混凝土立方

体抗压强度为 $f_{cu} = 51\text{MPa}$, 换算成抗压强度标准值 $f_{ck} = 34.2\text{MPa}$, 抗拉强度标准值 $f_{tk} = 3.16\text{MPa}$, 弹性模量 $E_c = 0.347 \times 10^5\text{MPa}$ 。

试验在福州大学结构工程试验中心进行,试验采用两个四分点集中力加载。加载设备为油压千斤顶。由于试件断面是哑铃型,所以在加载点和支座处放置了垫块。在试件的 L/4、L/2 和 3L/4 处截面布置电测位移计,在试件的 L/8、L/2 和 7L/8 处截面布置应变片,在梁的跨中上边缘安置了曲率仪。梁的试验装置见图 2。试件采用分级加载制。试验前将哑铃形简化为单圆管按文献[10]进行极限荷载估算。钢管屈服前,每级荷载为估算极限荷载的 1/10;钢管屈服后,为 1/20。每级荷载的持荷时间约为 3min。当梁的挠度超过跨径的 1/20 时,采用慢速连续加载直至梁端内侧碰到台座无法继续加载时,中止试验。



1.千斤顶2.分配梁3.加荷垫块4.曲率仪5.试件6.加力架立柱7.横向反力梁8.纵向反力梁9.承力平台10.应变片11.位移计

图 2 试验装置示意图

Fig.2 Testing set-up

2 荷载-变形曲线

由于每组两个试件试验结果相近,为便于比较,图 3、图 4 只给出了 C1-1 和 C2-1 试件的荷载-(跨中)挠度曲线和弯矩-(跨中)曲率曲线。荷载-挠度曲线基本上由弹性、弹塑性和强化三个部分组成。两组试件的曲线形状相同,在弹性阶段基本重合,进入弹塑性后, C1-1 试件的曲线略高于 C2-1 试件,表明腹腔内有混凝土的哑铃型截面的抗弯刚度要大于腹腔内无混凝土的截面,但二者差别不是太大。

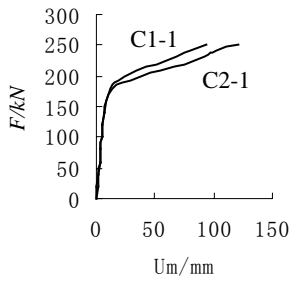


图3 荷载—跨中挠度曲线图

Fig.3 Load-deformation curves at mid-sections

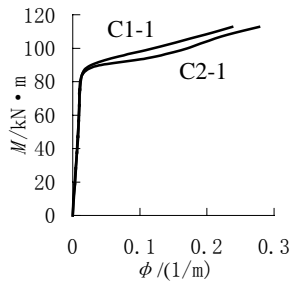


图4 弯矩—跨中曲率曲线图

Fig.4 Moment-curvature curves at mid-sections

同样，两组试件的弯矩—曲率曲线也基本相同，在弹性阶段基本重合，进入弹塑性后，C1—1试件的曲线略高于C2—1试件。C1—1试件的曲线在弹性阶段之后经过短暂的弹塑性迅速进入强化阶段，C2—1试件的曲线在经过弹塑性后则有一段比C1—1试件明显的塑性平台，而后才进入强化阶段。

与文献[4]-[7]给出的钢管混凝土(单圆管)梁的试验曲线对比可以看出，哑铃型梁的弹塑性段不如单圆管梁的明显，强化段也不如单圆管梁的平缓。其主要原因有二：一是哑铃型截面的抗弯刚度较大；二是哑铃形梁受弯时的截面应变，上管处于压区、下管处于拉区，且沿高度成斜线分布，上下管在弹性阶段可视为偏心受压和偏心受拉构件，这与单圆管受纯弯有很大的不同。

试验过程中，梁对荷载的反应主要是变形，直到中截面挠度达到 $L/20$ (L 为梁的跨径)左右，也未观察到试件的钢管发生局部屈曲和起皮现象。最后，因试件变形过大，梁端内侧碰到台座无法继续加载，停止试验。试验并未测到最大荷载。

3 应变分析

3.1 上下缘应变

图5给出了跨中弯矩—(上下边缘)纵向应变曲线图。与荷载—变形曲线相似，两组试件的曲线变化规律基本相同，在线性阶段几乎重合，进入弹塑性后C1组试件的曲线比C2组高。在弹性状态，下边缘纵向拉应变的增长速度(斜率)比上边缘纵向压应变的快(大)，这是因为下圆管主要是钢管受拉，而上圆管是钢管和混凝土共同承担压力，所以在相同荷载下，下边缘的纵向应变增长更快。进入弹塑性以后，上下边缘的应变增长速度大致相同，但下边缘的应变绝对值大于上边缘的，当其达到 $10000 \mu\epsilon$ ^{[10][11]}(或 $12000 \mu\epsilon$ ^[4])，所对应的荷载就是后面分析中所说的梁的极限荷载。

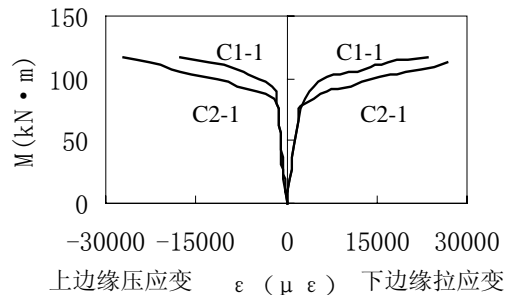


图5 跨中截面—弯矩纵向应变曲线

Fig.5 Moment-longitudinal strain curves at mid-sections

图6为跨中弯矩—(上下边缘)横向应变曲线，图7为荷载-组合材料泊松比曲线。组合材料的泊松比是指钢管表面环向应变与纵向应变之比，当荷载较小时，应变片给出的应变值基本可以反映构件的整体变形；当荷载值较大时，钢管和管内混凝土产生一定的滑移，因此，不一定能反映构件的整体特性，但从定性的角度，它还是能够反映钢管双向受力的基本情况。

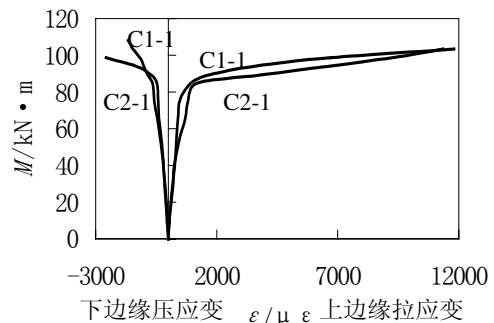


图6 跨中截面弯矩—横向应变曲线

Fig.6 Moment-lateral strain curves at mid-sections

上边缘的荷载—横向应变与荷载—组合材料泊松比曲线大致由两段直线组成，两组试件的曲线几乎重合。在弹性阶段，组合材料泊松比基本上为

常数，大约为 0.285，与钢管的泊松比相近，表明钢管与管内混凝土在径向无相互作用，均为纵向一维受力；当荷载超过弹性极限荷载后，组合材料的泊松比不断增大，这是因为上圆管处于受压区，管内受压混凝土的横向变形超过钢管的横向变形，迫使钢管横向变形加快。

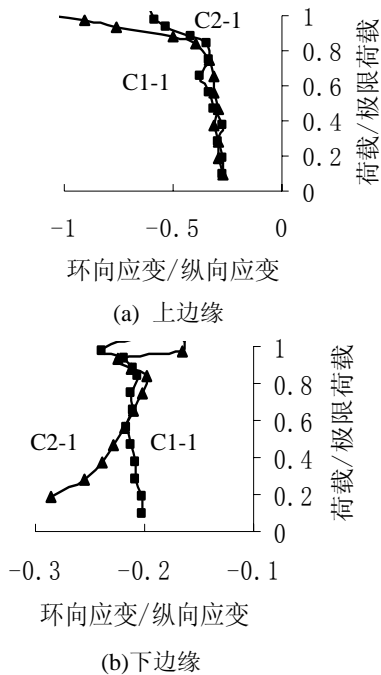


图 7 荷载—上下缘复合材料泊松比曲线图

Fig.7 Load-Poisson's ratio curves at upper and bottom sides of composite material

下圆管受拉，管内混凝土随着弯矩的增大不断退出工作，拉应力由钢管承担。下边缘的荷载—横向应变曲线大致上也由两段直线组成。当荷载超过弹性极限荷载后，横向应变也有一定的发展，但与上缘相比较小，且规律性较差。C1、C2 组试件的复合材料泊松比在弹性阶段基本在 0.2 和 0.286 左右，与钢管的泊松比相近。这是因为管内混凝土限制了钢管的径向收缩，在钢管与混凝土之间产生紧箍力。管内混凝土对受拉钢管内缩的约束，使钢管环向产生拉力，并提高了其纵向屈服点，研究表明最大可提高 15%^[11]。这种提高效果在 DL/T^[12]中有考虑，在其它规程中一般不考虑。

3.2 腹板应变

从图 8 可以看出，在弹性阶段，腹板应变的绝对值与增长速度与上下缘的相比都要小，这是因为腹板处于两个刚度很大的圆管之间，变形受到了限制。达到弹性极限荷载后，腹板横向应变增长速度介于上下缘横向应变之间。C2 组试件的曲线变化规

律较差，这是因为腹腔内未充填混凝土，腹板的受力还与 H 型加劲构件的构造与布置有关，其受力也更为复杂。

从图 9 可见，腹板的复合材料泊松比，在 C1 组试件中规律性较好，在弹性阶段大约为 0.15，小于钢管的泊松比，这是腹板变形受到上下管限制的缘故。进入弹塑性后，它不断增大，但增幅明显小于上边缘的复合材料泊松比，表明腹腔内的混凝土在受力的后期也受到套箍作用，但是这种套箍作用要小于圆管中的混凝土。C2 组试件由于腹腔内未填充混凝土，因此其腹板组合材料的初始泊松比实质上是钢板的横向变形与纵向变形相比的系数，其初始值与 C1 组试件相同，但随着荷载的增加，它承受的竖向压力也不断增大，由此产生的压应变(横向应变)也不断增加，当荷载达到极限荷载的 80% 附近后，这种竖向力转由 H 型加劲钢为主来承担，因此横向压应变迅速减小。

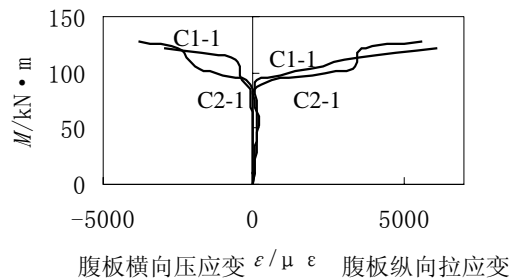


图 8 跨中截面弯矩—腹板应变图

Fig.8 Moment-strain curves in steel web at mid-sections

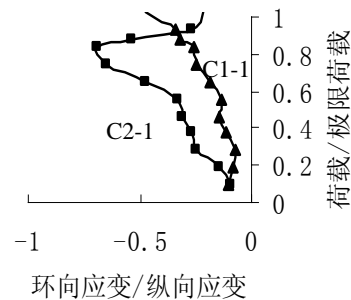


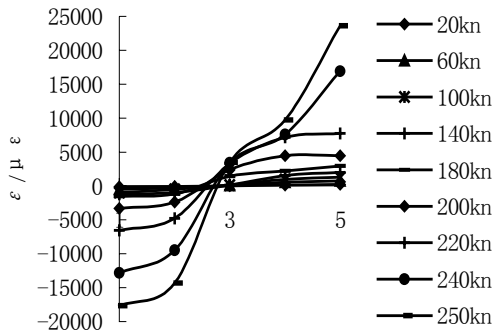
图 9 荷载—腹板复合材料泊松比曲线图

Fig.9 Load-Poisson's ratio curve in steel web of composite material

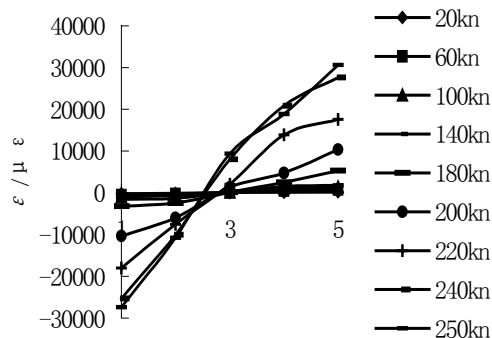
3.3 截面应变分布

图 10 是试件跨中截面的应变分布图，横坐标是位于同一截面上的各个测点，其中 1、2 点处于上圆管(受压)，3 点处于腹板中央，4、5 点处于下圆管(受拉)，具体位置见图 2，纵坐标是各个测点在不同荷载下对应的应变值。由图中可以看出，荷载达到混凝土的开裂应变 182μ ϵ 前，截面变形符合平

截面假定, 构件截面中和轴与截面形心轴重合。此后, 受拉区混凝土出现裂缝, 逐渐退出工作, 中和轴上移, 钢管拉区范围不断扩大, 但仍满足平截面假定。当弯矩继续增大, 拉区和压区部分钢管达到或超过屈服应变 $1686\mu\epsilon$ 后, 受压区的边缘纤维应变明显偏小, 截面应变不能严格地满足平截面假定, 图 10 中的中性轴在最后几级荷载时甚至出现了向受压区移动的不合理现象。



(a) C1-1



(b) C2-1

图 10 跨中截面应变分布图

Fig.10 Longitudinal strain distribution curves at mid-sections

在受载的后期, 无论是上管、下管还是腹板, 横向受力对纵向受力的影响都在不断地加大, 用纵向应变表示的截面变形不能完全反映截面各组成之间的受力情况。使得截面不能严格满足平截面假定的原因还有如局部变形、所测的应变超出有效测试范围等等。

对于中性轴, 从第 3 点应变的绝对值来看, 它明显地随着荷载的加大而增加, 表明中性轴应该是向上移了, 然而由于此时截面不是严格地满足平截面假定, 所以截面上少数几点应变的连线与横轴的交点反而移向了受压区一侧, 因此此时不应将此交点作为中性轴的位置。

4 极限承载力

4.1 试验梁的最大荷载

试验表明, 钢管混凝土哑铃形梁具有很强的变形能力, 当梁端内侧碰到台座无法继续加载时, 中止试验, 此时并未观察到钢管局部屈曲和起皮现象。试验中没有测到梁所能承受的最大荷载, 钢管混凝土单圆管梁的试验也是如此^{[4][10]}。

由于试验中无法测到梁所能承受的最大荷载, 同时对于应用来说, 变形很大时所对应的最大荷载实际意义也不大, 所以常常以最大纵向纤维应变刚刚进入强化阶段所对应的荷载来定义受弯构件的极限承载力。文献[4]取最大纤维应变为 $12000\mu\epsilon$, 而文献[10][11]则取 $10000\mu\epsilon$ 对应的弯矩为极限承载力。本文所进行试验的 4 根梁的最大试验荷载 N1(指试验过程中所加的最大荷载, 它不是梁所能承受的最大荷载)、最大纤维应变为 $10000\mu\epsilon$ 和 $12000\mu\epsilon$ 所对应的荷载见表 1。

表 1 试验荷载(kN)

Table 1 Typical loads of the specimens (Unit: kN)

| 试件 | 最大试验荷载 N1 | $10000\mu\epsilon$ 的荷载 N2 | $12000\mu\epsilon$ 的荷载 N3 |
|--------|-----------|---------------------------|---------------------------|
| C1-1 | 274.6 | 230.0 | 233.2 |
| C1-2 | 272.0 | 225.1 | 228.3 |
| C1 组平均 | 273.3 | 227.6 | 230.8 |
| C2-1 | 255.3 | 208.1 | 214.0 |
| C2-2 | 247.3 | 198.9 | 204.3 |
| C2 组平均 | 251.3 | 203.6 | 209.1 |

从表 1 可见, 无论是哪种荷载 C1 组试件的均比 C2 组试件的高 10—12%, 说明腹腔内的混凝土对抗弯能力有提高作用但作用并不太大, 考虑到腹腔内混凝土灌注施工复杂且易引发爆管事故^{[8][9]}, 所以哑铃型截面腹腔内可以不填充混凝土。

试件的挠度在表 1 中的最大试验荷载 N1 作用下超过了 $L/20$, 在实际应用中显然太大, 文献[13]曾以 $L/50$ 作为钢管混凝土抗弯极限承载力的条件, 因此以 N1 作为极限承载力并不合适。N2、N3 是以钢管最大纤维应变开始进入强化阶段作为抗弯极限荷载, 是目前采用较多的一种方法^{[4][10][11]}。在强化阶段, 钢管混凝土哑铃形梁随着荷载增加应变增加很快, 从表 1 可见 N2 与 N3 相差仅 1% 左右, 为方便起见, 建议以 $10000\mu\epsilon$ 对应的荷载作为钢管混

混凝土的抗弯极限承载力。

4.2 极限承载力分析

钢管混凝土受弯时，当最外纤维开始屈服时，内部钢材尚处于弹性阶段。当内部钢材也发展到屈服极限时，最外缘应力又已进入强化阶段。至于受压区的钢管，更处于非均匀的双向应力状态。受压区混凝土在非均匀套箍约束下的强度增长和变形发展的规律，还有待弄清。所有这些，都使钢管混凝土的抗弯强度计算成为相当复杂的课题^[4]。由于诸多原因，目前对钢管混凝土的试验研究和理论探讨都非常少。文献[4]和文献[10][11]提到的单圆管的简化计算方法也还是初步的。

对于哑铃型梁来说，本文所进行的试验是首次的，试件的数量也极其有限，因此在目前状况下提出实用算法是困难的。为此，本文探讨采用计算机数值算法。

将哑铃型截面划分为有限个条带，如图 11 所示。假定：(1) 加载过程中截面始终保持平面；(2) 忽略剪应力和剪应变的影响；(3) 钢管和混凝土间无滑移；(4) 某级荷载作用下单个条带内的应变是相同的。在某一弯矩作用下，由公式(1)截面的内外力平衡条件，应用试算法，可求得截面的最大拉应变 ϵ_{max} 和转角 ϕ_i 。通过不断地变化截面弯矩，可以求得截面的弯矩与最大应变的关系，取最大应变为 $10000 \mu\epsilon$ 所对应的弯矩为截面极限弯矩，然后通过梁的最大弯矩与外荷载的关系求出梁的极限荷载。

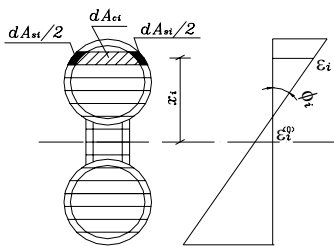


图 11 条带划分及应变分布图

Fig.11 Fiber swath partition and strain distribution

$$\left. \begin{aligned} M &= \sum_1^n (\sigma_s \cdot x_i \cdot dA_{si} + \sigma_c \cdot x_i \cdot dA_{ci}) \\ N &= \sum_1^n (\sigma_s \cdot dA_{si} + \sigma_c \cdot dA_{ci}) = 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中， σ_s 表示条带中钢管单元对应的应力， σ_c 表示条带中混凝土单元对应的应力， x_i 、 dA_{si} 、 dA_{ci} 的具体表示如图中所示。

从前面试验分析可知，哑铃型梁中的钢管混凝土

与单圆钢管混凝土的受力基本相同，因此，进行哑铃型梁的数值计算时可采用单圆管钢管混凝土的本构关系。本文在上述截面计算中，钢管混凝土采用文献[14]的本构关系模型—纤维单元模型，其中，钢管材料采用四段直线组成的应力—应变关系曲线，混凝土采用一维表达、用套箍系数和偏心率反映钢管对混凝土约束作用的应力—应变关系。具体表达式见文献[14]。

对前述试验梁的极限荷载的计算结果见表 2。计算时，截面划分为 100 个条带，钢材的弹性模量 $E_y = 2.01 \times 10^5 \text{MPa}$ ，弹性极限应变 $\epsilon_{e1} = 1686 \mu\epsilon$ ，屈服强度 $f_y = 339 \text{MPa}$ ，极限强度 $f_u = 1.6 f_y = 542.4 \text{MPa}$ ，混凝土的抗压强度 $f_{ck} = 34.2 \text{MPa}$ 。

表 2 计算极限承载力(kN)

Table 2 Ultimate loads (Unit: kN)

| 试件 | 计算值 $N_{计}$ | 试验值 $N_{2 \text{ 平均}}$ | $N_{计}/N_{2 \text{ 平均}}$ |
|----|-------------|------------------------|--------------------------|
| C1 | 208.8 | 227.6 | 0.91 |
| C2 | 192.8 | 203.6 | 0.95 |

从表 2 可见，计算方法得出的 C1 组试件和 C2 组试件的值比试验值偏小，误差在 10% 之内，偏于安全。

5 结束语

本文进行了钢管混凝土哑铃型梁受弯试验研究。主要结论如下：

(1) 钢管混凝土哑铃型梁具有很好的弹塑性和延性。在挠度达到 $L/20$ 时，仍能继续承载，且无局部屈曲和起皮现象。平截面假定在弹性阶段能很好的满足，在弹塑性阶段也基本满足。

(2) 腹腔内填有混凝土的传统哑铃型截面梁与腹腔内不填混凝土的新型哑铃型截面梁相比，前者的刚度与承载力略大于后者，腹板的受力性能也稍好些，但总体受力性能基本相同，采用新型的哑铃型截面是可行的。

(3) 在弹性阶段，上边缘的纵向应变增长明显小于下边缘，钢管与管内混凝土均处于一维受力状态。进入弹塑性阶段后，上管的钢管受到管内混凝土向外膨胀的作用，管内混凝土受到钢管明显的紧箍作用，下管管内混凝土受拉退出工作，钢管受拉环向压缩也在一定程度上受到管内混凝土的约束。

(4) 受上下管的约束，腹板应变的绝对值与增长速度与上下缘相比都要小。对于腹腔内填充的混

凝土, 进入弹塑性后, 也受到两侧钢腹板的套箍作用, 但是这种套箍作用要小于圆管中的混凝土。对于腹腔内没有充填混凝土的试件, 腹板的受力较为复杂, 规律较差, 其受力性能与 H 型钢加劲构造和布置有关, 本文未对其进行深入的研究, 有待今后继续。

(5) 无论是哪种荷载 C1 组试件的均比 C2 组试件的高 10~12%, 说明腹腔内的混凝土对抗弯能力有提高作用但作用并不太大, 考虑到腹腔内混凝土灌注施工复杂且易引发爆管事故^{[8][9]}, 所以哑铃型截面腹腔内可以不填充混凝土。

(6) 以钢管最大纤维应变开始进入强化阶段作为抗弯极限荷载, 为方便起见, 建议以 $10000 \mu\epsilon$ 对应的荷载作为钢管混凝土的抗弯极限承载力。

(7) 运用数值计算, 模拟了哑铃型截面钢管混凝土梁受弯承载过程, 由程序算出的抗弯承载力比试验值略低, 误差在 10% 之内, 能够满足工程应用的要求。但数值计算比较繁琐, 迫切需要研究出一种可行的简化算法, 这是今后的研究方向。

参考文献:

- [1] 陈宝春, 黄福云, 盛叶. 钢管混凝土哑铃型轴压短柱试验研究[J]. 工程力学, 2005, 22(1): 187~194.
Chen Baochun, Huang Fuyun, Sheng Ye. Experimental study of concrete filled steel tubular dumbbell-shaped short columns under axial loads [J]. Engineering Mechanics, 2005, 22(1): 187~194. (in Chinese)
- [2] 陈宝春, 肖泽荣, 韦建刚. 钢管混凝土哑铃型偏压构件试验研究[J]. 工程力学, 2005, 22(2): 89~95.
Chen Baochun, Xiao Zerong, Wei Jiangang. Experimental study of concrete filled steel tubular dumbbell-shaped columns under eccentric loads [J]. Engineering Mechanics, 2005, 22(2): 89~95. (in Chinese)
- [3] Shun-ichi Nakamura. New structural forms for steel/concrete composite bridges [J]. Structural Engineering International, 2000, 1: 45~50.
- [4] 蔡绍怀, 顾万黎. 钢管混凝土抗弯强度的试验研究[J]. 建筑结构, 1985, 3: 28~29.
Cai Shaohuai, Gu WanLi. Experimental study of bending strength of concrete filled steel tubular beam [J]. Building Structures, 1985, 3: 28~29. (in Chinese)
- [5] Yasuo Ichinohe, Teruo Matsutani, Masayoshi Nakajima, Hiroki Ueda and Keiichi Takada, Elasto-plastic behavior of concrete filled steel circular columns [C]. Proc. of 3rd International Conference on Steel-Concrete Composite Structure (Fukuoka Japan), 1991. 131~136.
- [6] H G L Prion and J Bochme. Beam-column behavior of steel tubes filled with high strength concrete[C]. Proc. of the 4th Inter. Colloquium North American Session, New York, Structural Stability Research Council, 1989, 4: 439~448.
- [7] 韩林海. 钢管高强混凝土纯弯构件力学性能及承载力的研究[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1997, 2: 32~40.
Han Linhai. Study of behavior and flexural capacity of high strength concrete filled steel tubes subjected to pure bending [J]. Journal of Harbin University of C.E & Architecture, 1997, 2: 32~40. (in Chinese)
- [8] 秦荣, 谢肖礼, 彭文立, 李秀梅, 张建民. 钢管混凝土拱桥钢管开裂事故分析[J]. 土木工程学报, 2001, 3: 74~77.
Qin Rong, Xie Xiaoli, Peng Wenli, Li Xiumei, Zhang Jianmin. Analysis of cracking accidents of CFST arch bridges [J]. China Civil Engineering Journal, 2001, 3: 74~77. (in Chinese)
- [9] 肖泽荣, 陈宝春, 韦建刚. 钢管混凝土哑铃型截面施工应力分析[C]. 中国公路学会桥梁和结构工程学会 2002 年全国桥梁学术会议论文集, 人民交通出版社, 2002. 583~587.
Xiao Zerong, Chen Baochun, Wei Jiangang. Analysis of construction stresses of CFST dumbbell-shaped section [C]. Proceedings of National Bridge Conference 2002, Chinese Highway Society and Chinese Bridge and Structural Engineering Society, China Communications Press, 2002. 583~587. (in Chinese)
- [10] 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)
- [11] 钟善桐. 钢管混凝土结构[M]. 黑龙江: 黑龙江科学技术出版社, 1994.
Zhong Shantong. Concrete filled steel tubular structures [M]. Heilongjiang: Heilongjiang Science and Technology Publishing House, 1994. (in Chinese)
- [12] 中国电力行业标准. 钢管混凝土组合结构设计规程 (DL/T 5058-1999) [S]. 中国电力出版社, 1999.
Chinese Electric Power Standard. Design Specification of Steel-Concrete Composite Structures (DL/T 5085 - 1999) [S]. Chinese Electric Power Publishing House, 1999. (in Chinese)
- [13] 蔡绍怀. 钢管混凝土结构[M]. 北京: 中国建筑科学研究所, 1992.
Cai Shaohuai. Concrete filled steel tubular structures [M]. Beijing: Chinese Architecture and Science Institute, 1992. (in Chinese)
- [14] 陈宝春, 秦泽豹, 彦坂熙, 陈友杰. 钢管混凝土拱(单圆管)面内受力双重非线性有限元分析[J]. 铁道学报, 2003, 25(4): 80~84.
Chen Baochun, Qin Zebao, Hikosaka Hiroshi, Chen Youjie. Analysis of concrete filled steel tubular (single tube) arch subjected to in-plane loads by nonlinear finite element method [J]. Journal of the China Railway Society, 2003, 25(4): 80~84. (in Chinese)