

巨型钢管混凝土柱共同工作性能数值分析

罗金辉¹, 李元齐¹, 沈祖炎¹, 傅学怡^{1,2}

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 中建国际(深圳)设计顾问有限公司, 广东 深圳 518048)

摘要: 为研究超高层建筑结构中大型转换梁(或转换桁架)与巨型钢管混凝土柱连接处超大截面矩形钢管混凝土柱中钢管与核心混凝土的共同工作性能, 针对提出的节点内直接设置分配梁的构造, 采用 ABAQUS 软件对 3 种不同构造措施的 4 个超大截面矩形钢管混凝土柱 1:5 缩尺模型的轴压试件进行了非线性有限元分析, 结果表明, 有限元分析得到的轴压荷载-位移曲线、混凝土工作承担系数曲线和破坏模式均与试验吻合良好, 验证了有限元模型的有效性. 在此基础上通过有限元分析考察了分配梁刚度和管壁宽厚比对仅设置分配梁和分配梁加环板 2 种构造的超大截面矩形钢管混凝土柱钢-混凝土共同工作性能的影响, 分析表明, 管壁宽厚比对超大截面矩形钢管混凝土柱钢-混凝土共同工作性能影响较小; 增大分配梁的刚度可以较大地改善钢-混凝土的共同工作性能.

关键词: 巨型钢管混凝土柱; 共同工作性能; 分配梁; 数值分析

中图分类号: TU375

文献标志码: A

Numerical Simulation of Detailing Requirements to Guarantee Cooperation Between Steel Tube and Concrete in Concrete-filled Steel Tubular Columns with Large Rectangular Section

LUO Jinhui¹, LI Yuanqi¹, SHEN Zuyan¹, FU Xueyi^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. CCDI (Shenzhen), Shenzhen 518048, China)

Abstract: In order to investigate the cooperation property between steel tube and core concrete at the connections between giant transfer beams(or trusses) and mega concrete-filled steel tube columns in the extra-high buildings, 4 scaled specimens (1:5) for large rectangular section concrete-filled steel tubular (LRCFT) columns with 3 types of detailing requirements under compression load, which was applied

directly on the steel tube, were analyzed with ABAQUS. The finite element models adopted in this paper were verified by comparing with the axial compression load-vertical displacement curves, percentage curves of the load carried by core concrete, and the failure modes between FEM's and experimental results. Based on such verified models, two impact factors, i.e., the width to thickness ratio of the steel tube and the stiffness of distributive beams, were investigated to understand the influence on cooperating behavior between steel tube and core concrete in the LRCFT columns with distributive beams and both distributive beams and inner diaphragms simultaneously. It is shown that the width to thickness ratio of the steel tube have small effect on the cooperation property between steel tube and concrete in the LRCFT columns, however, the cooperation would be improved with the increasing of the distributive beams stiffness.

Key words: large rectangular section concrete-filled steel tubular(LRCFT) columns; cooperation property; distributive beams; numerical simulation

在钢管混凝土结构中, 梁端剪力先通过梁柱节点传递给钢管混凝土柱外围的钢管, 再传递到核心混凝土. 国内外对钢管混凝土柱力学性能的研究通常基于钢管与核心混凝土同时承受轴向荷载的假定, 认为钢管与核心混凝土之间的应变是连续的, 不存在相对滑移, 符合平截面假定的理想工作状态. 但实际结构中, 由于核心混凝土的径向收缩, 会出现混凝土与管壁局部脱离的现象, 仅依靠二者之间的粘结强度不足以保证钢管和核心混凝土协同工作^[1-7].

随着科技的进步、设计建造水平的提高、经济水平的跃升, 越来越多的复杂超高层建筑不断在世界各国的大都市屹立, 巨型柱承受巨大的轴力, 其截面尺寸也越来越大. 例如, “台北 101”巨柱最大截面尺

收稿日期: 2012-11-04

基金项目: 国家自然科学基金(51208375)

第一作者: 罗金辉(1978—), 男, 工学博士, 主要研究方向为组合结构. E-mail: linuojh@tongji.edu.cn

通讯作者: 李元齐(1971—), 男, 教授, 工学博士, 主要研究方向为大跨结构抗风及冷弯型钢结构. E-mail: liyq@tongji.edu.cn

寸为 3 000 mm×2 400 mm,“京基金融中心”巨型钢管混凝土柱的截面尺寸达 3 900 mm×2 700 mm 等。在超高层建筑结构中,钢管混凝土柱经常被用作巨型框架-筒体结构的竖向承重构件。而大型转换梁(或转换桁架)需承担数十层的楼层荷载,其与巨型钢管混凝土柱的连接区域承受巨大的竖向荷载,若梁柱节点区附近没有足够多的核心混凝土及时有效地参与承受竖向荷载,仅依靠钢管及其周边少部分核心混凝土的承载能力难以将梁端剪力向下传递。此时,按现行规程中钢管与核心混凝土满足平截面假定的全截面承受竖向荷载的设计方法将偏于不安全。因此,针对大截面钢管混凝土柱在竖向荷载作用下的受力特点,如何有效缩短钢管与核心混凝土之间的剪力传递路径从而最大限度保证柱中钢管和混凝土接近平截面假定的理想工作状态是超大截面钢管混凝土柱在实际工程中推广应用的关键科学问题之一。文献[8]针对这一问题提出采用节点内直接设置分配梁来保证超大截面矩形钢管混凝土柱中钢管和混凝土的共同工作性能,并通过 1:5 缩尺轴压构件的试验验证了这种直接传力构造的必要性和合理性。为此,本文运用 ABAQUS 软件对 3 种不同构造措施的 4 个超大截面矩形钢管混凝土柱 1:5 缩尺模型轴压试件进行非线性有限元分析,包括未设置任何构造措施且管壁涮油的 Z1 试件和不涮油的 Z2 试件、设置分配梁的 Z3 试件及分配梁加内环板的 Z4 试件。其中,Z1,Z2 试件用以考察钢管与混凝土之间的粘结摩擦性能对超大截面矩形钢管混凝土柱中钢管-混凝土共同工作的影响;通过 Z3,Z4 试件考察设置分配梁和分配梁加内环板 2 种构造在保障超大截面矩形钢管混凝土柱中钢-混凝土共同工作方面的效果。

通过比较有限元和试验^[8]得到的轴向荷载-位移曲线、破坏模态以及混凝土工作承担系数来验证有限元模型的有效性。在此基础上应用 ABAQUS 软件对仅设置分配梁和分配梁加内环板 2 种构造的超大截面矩形钢管混凝土柱轴压承载力和受力机理进行参数分析,以考察分配梁刚度和管壁宽厚比对钢-混凝土共同工作性能的影响。

1 有限元模型的建立

运用有限元分析软件 ABAQUS 对超大截面矩形钢管混凝土柱 1:5 缩尺模型的轴压试件建立有限元模型,其几何尺寸与试件完全相同,见文献[8]

的试验参数。为提高计算效率,根据对称性原理,建立 1/4 模型进行计算。

1.1 材料模型

钢材采用双线性随动强化模型,切线模量取弹性模量的 1%。钢管、分配梁和内环板的钢材屈服强度根据材性试验^[8]结果分别取 380.3、379.1 和 379.1 MPa,弹性模量均取 2.0×10^5 MPa。

混凝土本构采用 ABAQUS 软件自带的混凝土损伤塑性模型,其中膨胀角取 30° ,粘性系数取 0.000 3,其余参数取软件的默认值。混凝土单轴压应力-应变关系根据《混凝土结构设计规范》^[9]附录 C 确定,其关系式为

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \epsilon \quad (1)$$

式中: σ 为受压混凝土的压应力; d_c 为混凝土单轴受损伤演化参数; E_c 为混凝土弹性模量, $E_c = 3.6 \times 10^4$ MPa; ϵ 为受压混凝土的压应变。

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n - 1 + x^n} & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c (x - 1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (2)$$

式中: $\rho_c = f_{c,r} (E_c \epsilon_{c,r})^{-1}$, $f_{c,r}$ 为混凝土单轴抗压强度代表值,取 $f_{c,r} = f_{ck} = 0.76 f_{cu,k} = 0.76 \times 60.2 = 45.75$ MPa,其中 f_{ck} 为混凝土轴心抗压强度, $f_{cu,k}$ 为混凝土立方体抗压强度,取材性试验值; $\epsilon_{c,r}$ 为与单轴抗压强度代表值相应的混凝土峰值压应变,取 1.850×10^{-3} ; $n = E_c \epsilon_{c,r} (E_c \epsilon_{c,r} - f_{c,r})^{-1}$; $x = \epsilon / \epsilon_{c,r}$; α_c 为混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段的参数,取 2.21。

1.2 单元类型与网格划分

未设任何构造措施的 Z1,Z2 试件,钢管采用 4 节点完全积分格式的壳单元(S4),可有效提高建模和计算效率。核心混凝土均采用一次减缩积分实体单元(C3D8R)建模。设置分配梁和分配梁加内环板的 Z3,Z4 试件,因分配梁、内环板的各个表面均与核心混凝土接触,采用壳单元时,钢板上下(或左右)表面用同一个平面表示,与混凝土做接触对时,2 个表面的节点无法区分开,接触分析时易产生过约束而导致计算不收敛,同时考虑到采用一次减缩积分实体单元模拟大变形问题易产生零能模式,因此,Z3,Z4 试件中钢管、分配梁、内环板采用二次减缩积分单元(C3D20R)建模,以避免产生过约束。为保证分析精度和计算效率,与分配梁或内环板接触部分的核心混凝土单元尺寸取 25.0 mm×25.0 mm×12.5 mm,分配梁下翼缘以下 600 mm 范围的混凝土划分为 25 mm×25 mm×25 mm 的网格,其余部分核心

混凝土采用 $40\text{ mm} \times 25\text{ mm} \times 25\text{ mm}$ 的单元网格。钢管、加劲肋、分配梁及内环板的单元尺寸与相应位置的混凝土单元相匹配,见图 1。

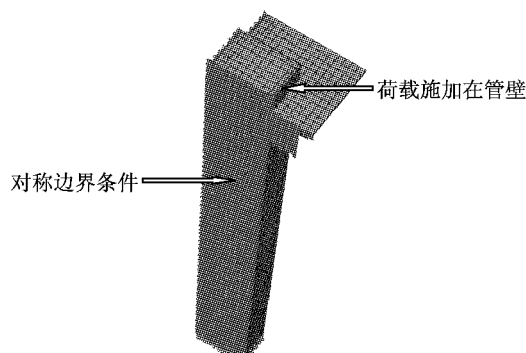


图 1 网格划分及边界条件

Fig.1 Mesh control and boundary conditions of the model

1.3 与混凝土的接触处理及边界条件设置

Z1, Z2 试件只有管壁内侧和核心混凝土之间需要定义接触关系,钢管采用壳单元(S4)可以提高建模和计算效率,且不影响分析精度。但在矩形钢管的直角处,壳单元的法向难以确定,定义接触面时,需剔除角部两侧的一列单元,以避免产生过约束而导致计算不收敛。Z3, Z4 试件分配梁和内环板被核心混凝土包围,若采用类似于型钢混凝土或钢筋混凝土结构的 EMBED(Embedded region)方法,意味着钢和混凝土在相同位置共节点,无法准确模拟因混凝土破坏或分配梁弯曲使二者脱离的现象,不适合做大变形分析。因此,对 Z3, Z4 试件,混凝土与管壁、分配梁、内环板之间均按接触关系定义,以准确模拟作用于管壁的竖向荷载通过分配梁或内环板传递给核心混凝土的实际传力路径。所有接触面之间的法向均按硬接触处理,即假定法向仅传递二者之间的压力。切线方向的相互作用通过摩擦来模拟,参考 Schneider^[10], Susantha 等^[11] 和 Hu 等^[12] 的建议, Z2, Z3 和 Z4 试件摩擦系数取 0.25,涂油的 Z1 试件摩擦系数取零。

为模拟实际工程中梁端剪力先通过管壁作用于钢管混凝土柱的受力特性,有限元模型的轴向荷载以集中荷载的形式施加在加载环板、管壁和加劲肋三者交界的节点上。在钢管混凝土柱底约束钢管和混凝土 3 个方向的平动自由度与试验时柱底固接的边界条件相符,同时在对称面上施加对称约束,见图 1。

1.4 荷载步及求解条件设置

为准确模拟试件的全过程受力状态,模型中介

入初始缺陷,同时打开几何大变形设置,并采用 Newton-Raphson 迭代法求解非线性方程组。由于模型中接触设置较多,为保证计算收敛,轴压荷载以竖向位移的形式分 2 步施加,第 1 步施加一微小位移,使模型中各主从面充分接触;第 2 步再施加到目标位移进行求解。

2 数值计算结果与试验比较

2.1 轴压荷载-位移曲线

由图 2 可见, Z1, Z3 和 Z4 试件的有限元计算结果与试验结果总体吻合较好;有限元计算得到的 Z2 试件轴压极限荷载比试验值大,这是因为 Z2 试件角部焊缝质量存在较大的缺陷,试验时, Z2 试件在达到极限承载力之前,因宽面一侧的管壁鼓曲而导致角部焊缝撕裂,造成其试验承载力反而小于刷油的 Z1 试件,也小于有限元得到的极限荷载;试验得到的 Z2 试件初始刚度明显大于 Z1 试件,表明钢管和核心混凝土之间的粘结对矩形钢管混凝土柱的初始轴向刚度有贡献;设置分配梁的 Z3 试件和设置分配梁加内环板的 Z4 试件其轴向承载能力得到明显提高,表明这 2 种构造措施能提高钢管与混凝土的共同工作性能; Z3 和 Z4 试件的有限元计算得到的轴压荷载-位移曲线与试验吻合较好,表明有限元模型较真实地反映了这 2 类试件的全过程实际受力状态。从试验现象看,在整个加载过程中, Z1, Z3 试件焊缝未发生破坏; Z2 试件在荷载达到极限荷载之前发生了焊缝撕裂破坏; Z4 焊缝破坏发生在峰值荷载之后,对承载力的影响较小,因此,除 Z2 试件外,其余 3 个试件的数值计算的荷载位移全过程曲线均与试验曲线吻合较好。

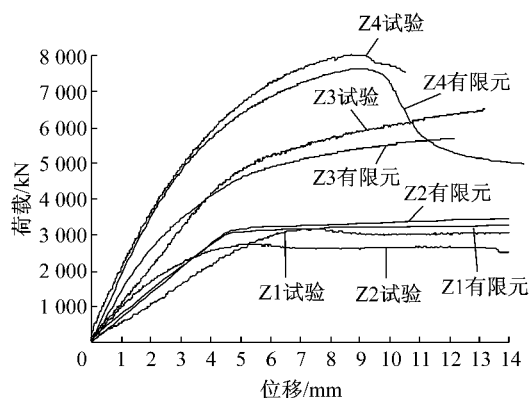


图 2 数值分析和试验得到的轴压荷载-位移曲线

Fig.2 Axial compression load-axial displacement curves according to FEM and experiments

2.2 破坏模式比较

图 3~6 给出了各试件数值模拟和试验的破坏模式对比,其中,Z1,Z2 试件的有限元破坏模式基本一致,见图 3、图 4。

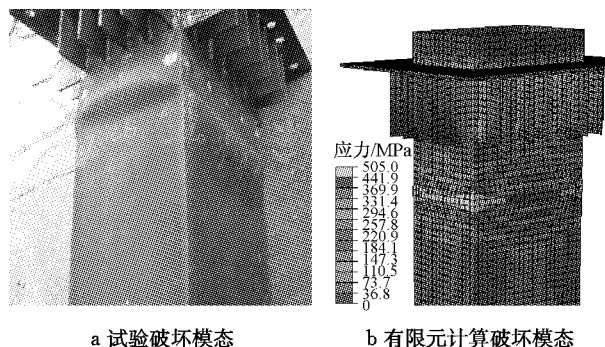


图 3 Z1 试件试验与有限元计算破坏模式对比
Fig.3 Comparison of failure mode of Z1

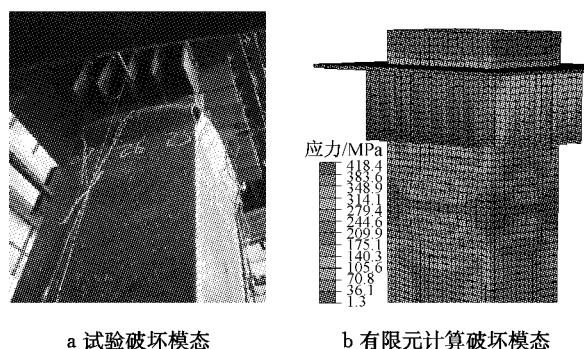


图 4 Z2 试件试验与有限元计算破坏模式对比
Fig.4 Comparison of failure mode of Z2

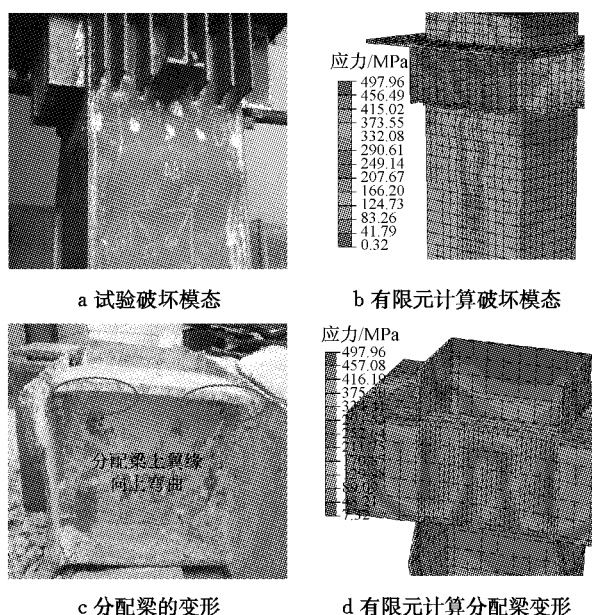


图 5 Z3 试件试验与有限元计算破坏模式对比
Fig.5 Comparison of failure mode of Z3

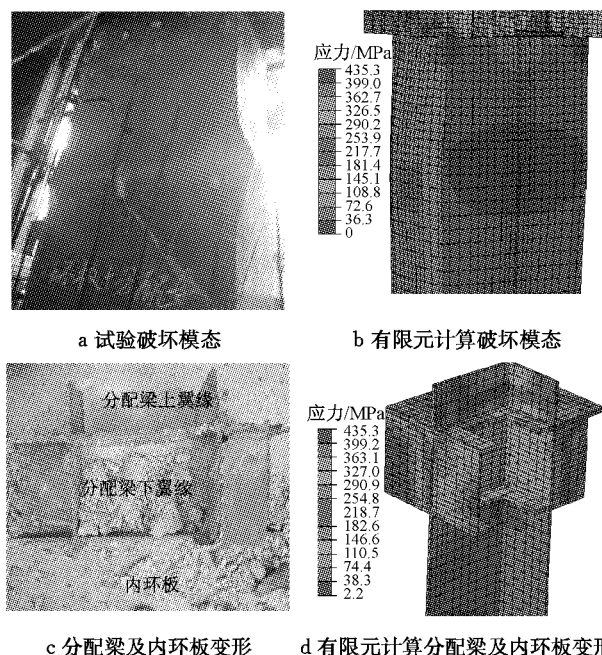


图 6 Z4 试件试验与有限元计算破坏模式对比
Fig.6 Comparison of failure mode of Z4

从图 3~6 可以看到,各试件的管壁均在加劲肋以下发生鼓曲破坏,构造措施越强管壁鼓曲的位置离柱顶距离越远(距离从大到小依次为 Z4,Z3,Z2 与 Z1,其中 Z2 与 Z1 相同),其鼓曲程度越小(鼓曲程度从小到大依次为 Z4,Z3,Z2 与 Z1,其中 Z2 与 Z1 相同);有限元分析得到的各试件破坏模式与试验较吻合;剥开管内混凝土可以看到,Z3 试件的分配钢梁有明显的弯曲变形,与有限元模拟结果吻合,见图 5c 和 5d;Z4 试件为分配梁以下一定高度范围内的钢管壁鼓曲和混凝土压碎破坏,剥开管内混凝土可以看到分配梁和内环板本身变形较小,与有限元模拟结果吻合,见图 6c 和 6d。表明有限元模型较准确地预测了钢管混凝土柱破坏的全过程。

2.3 核心混凝土工作承担系数

《矩形钢管混凝土结构技术规程》^[13] 规定,钢管混凝土柱达到极限状态时核心混凝土的工作承担系数 α 应控制在 0.1~0.7。试验时,钢管承担的轴压荷载根据布置在管壁外侧的应变片测得,核心混凝土所承担的荷载可以通过竖向作动器的轴压荷载读数与钢管所承担荷载(通过应变片计算)的差值得到, α 可以表示为

$$\alpha = N_{\text{concrete}} / N_{\text{total}} = (N_{\text{total}} - N_{\text{tube}}) / N_{\text{total}} \quad (3)$$

式中: N_{concrete} , N_{tube} 分别为核心混凝土和钢管承担的轴向荷载; N_{total} 为竖向作动器上的轴压荷载读数。

在 Z1,Z2 试件中,仅依靠管壁和核心混凝土之间的粘结和摩擦来将管壁的轴力传递给核心混凝土

土,运用有限元分析时通过定义摩擦仅能模拟二者之间粘结破坏后的性能而不能准确模拟二者之间的粘结力,得到的 α 比试验值小,因此,仅列出有限元和试验得到的 Z3, Z4 试件 α 的比较,见图 7。

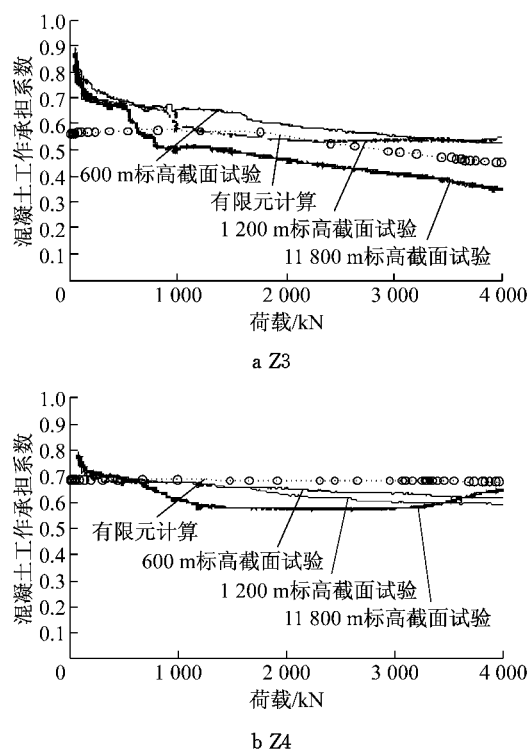


图 7 Z3, Z4 试件混凝土工作承担系数曲线

Fig. 7 Percentage curves of α of specimen Z3 and Z4

从图 7 可以看到,试验得到的 Z3, Z4 试件在不同标高的 α 曲线变化较小,表明设置了分配梁或分配梁加内环板后作用在钢管上的外荷载能有效传递给核心混凝土,提高了二者的共同工作性能,从而充分发挥钢管混凝土构件的承载能力;与 Z3 试件相比,随着荷载的增加, Z4 试件 α 曲线下降更加平缓,表明分配梁加内环板的构造措施能使管壁上的轴压荷载更有效地直接传递给核心混凝土;有限元计算和试验得到的 Z3, Z4 试件 α 基本吻合,表明有限元模型能较好地描述轴压荷载作用下钢管和核心混凝土之间的相互作用。

3 工作机理分析

根据有限元得到的 Z3, Z4 试件各位移加载阶段钢管和分配梁上应力分布的变化规律来分析它们的传力路径,再运用有限元方法对设置分配梁和分配梁加内环板 2 种构造的超大截面矩形钢管混凝土柱轴压承载力进行参数分析,提出这 2 类构件的工作机理。

3.1 Z3 试件传力路径

图 8 给出了 Z3 试件不同位移加载阶段钢管和分配梁上的 Von Mises 应力分布变化规律。

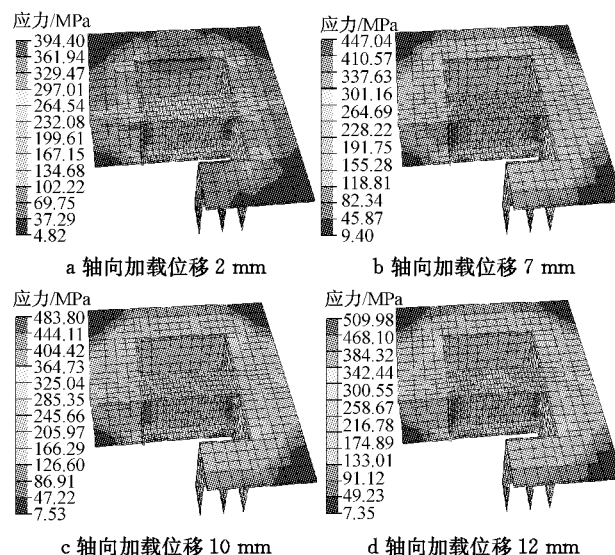


图 8 Z3 试件不同位移加载阶段的 Von Mises 应力分布

Fig. 8 Von Mises stress distribution on distributive beam of Z3 at different axial displacement phases

从图 8 可以看到,轴向位移加到 2 mm 时, Z3 试件与钢管结合处的分配梁腹板已进入屈服,而分配梁翼缘上最大的应力仅为 208 MPa,节点区的钢管、分配梁跨中的腹板及上下翼缘均处于弹性阶段,轴向变形主要集中在分配梁梁端;随着轴向位移的增加,分配梁上翼缘由两端向跨中的应力迅速增大,两端的上翼缘有明显的弯剪变形,腹板和下翼缘上的应力则增长较缓慢,节点区的管壁也很大部分处于弹性阶段;当轴向位移加到 10 mm 时,钢梁上翼缘沿长度方向全部进入屈服,较 7 mm 阶段的应力有明显增大,且向梁跨中集中,而钢梁腹板和下翼缘还有部分处于弹性阶段;轴向位移达到 12 mm 时,钢管进入全截面屈服,核心混凝土承担的荷载约为其自身轴压承载力的 51%。

Z3 试件不同位移加载阶段的钢管和分配梁应力分布变化规律表明其传力路径为:沿管壁周围作用的轴压荷载通过水平加载板下端的竖向加劲肋和分配梁的腹板分别传递给钢管和核心混凝土,与分配梁两端连接的管壁和周边的核心混凝土在轴压荷载作用下变形不一致,导致该处的分配梁腹板承受很大的剪力率先进入屈服;随着轴压荷载逐渐增大,分配梁两端的剪切变形逐渐增加,带动其上翼缘的拉应变迅速增长,而下翼缘和跨中腹板由于有混

土的支撑,相应的压应力和剪应力增长较缓慢,在 Z3 试件的轴压荷载-位移曲线上也表现出随着位移的增长荷载有较长的缓慢上升段(见图 2). 因此,Z3 试件钢管与核心混凝土的共同工作机制为:在荷载作用初期,通过分配梁腹板的剪切变形将作用于管壁的轴压荷载传递给核心混凝土;在荷载作用后期,通过分配梁的弯剪变形将轴压荷载传递给核心混凝土.

3.2 Z4 试件传力路径

图 9 给出了 Z4 试件不同位移加载阶段钢管和分配梁上的 Von Mises 应力分布变化规律.

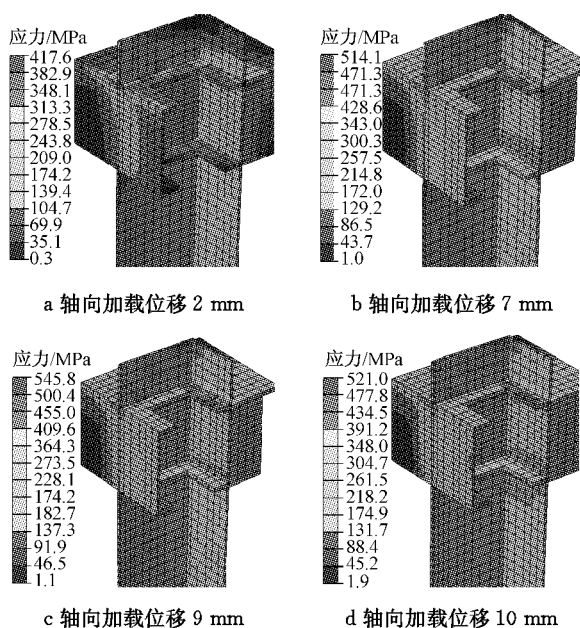


图 9 Z4 试件不同位移加载阶段的 Von Mises 应力分布
Fig.9 Von Mises stress distribution distributive beam and inner diaphragms of Z4 at different axial displacement phases

从图 9 可以看到,当轴向位移加到 2 mm 时,Z4 试件与分配梁上翼缘和竖向加劲肋顶端结合处的小部分钢管进入屈服,其他部分处于弹性阶段,节点区的管壁应力分布很均匀,并比其下端无加劲肋部分钢管的应力大;随着轴向位移的增加,应力集中的位置发生在管壁与内环板的交界处,分配梁两端腹板的应力和节点区管壁的应力同步增长,且基本处于同一应力水平;当轴向位移加到 7 mm 时,节点区的管壁和分配梁两端的腹板全部进入屈服,其下端无加劲肋部分钢管的应力得到充分扩散,而钢梁和内环板还有大部分处于弹性阶段;轴向位移达到 9 mm 时,与分配梁下翼缘接触的核心混凝土压溃破坏,在图 2 相应的荷载位移曲线上达到极限值,混凝土承担的荷载约为其自身轴压承载力的 85%.

Z4 试件不同位移加载阶段的上述应力分布变化规律表明其传力路径为:沿管壁周围作用的轴压荷载通过水平加载板下端的竖向加劲肋、分配梁加内环板分别传递给钢管和核心混凝土;与 Z3 试件相比,由于内环板布置在分配梁上下翼缘处,在这 2 个位置形成了“葫芦节”的作用,使节点区实现较理想的轴压变形,而不只是集中在分配梁两端的腹板上. 因此,Z4 试件钢管与核心混凝土的共同工作机制为:作用于管壁的轴压荷载通过内环板和“葫芦节”的作用传递给核心混凝土,使二者共同工作.

3.3 Z3, Z4 试件的混凝土工作承担系数

试验得到的 Z3, Z4 试件 α 根据应变片弹性阶段的测量值计算,在试件达到极限承载力时,管壁已发生严重鼓曲,应变片读数不可靠,因此可以根据数值计算结果得到此时试件的 α . 其计算方法为:在构件达到极限承载力时,分别提取有限元模型中核心混凝土和钢管的支座反力作为二者所承担的荷载,将核心混凝土所承担的荷载与外荷载之比定义为 α . 其中 Z3 试件的数值计算结果为: $N_{\text{total}} = 5\,700\text{ kN}$, $N_{\text{concrete}} = 2\,916\text{ kN}$, $\alpha = N_{\text{concrete}}/N_{\text{total}} = 0.51$; Z4 的数值计算结果为: $N_{\text{total}} = 7\,653\text{ kN}$, $N_{\text{concrete}} = 4\,703\text{ kN}$, $\alpha = N_{\text{concrete}}/N_{\text{total}} = 0.61$.

通过有限元计算结果可见,Z4 试件的混凝土工作系数最接近于规程按照平截面假定的理想工作状态确定的 α 值($\alpha = 0.63$). 因此,设置分配梁加内环板的构造措施可有效提高钢管与混凝土的共同工作性能.

3.4 参数分析

为了考察柱截面宽厚比、分配梁刚度对分配梁和分配梁加内环板 2 种构造的超大截面矩形钢管混凝土柱钢管-混凝土共同工作性能的影响,对宽厚比分别为 45, 56, 75 三个水平及截面尺寸分别为截面高度 130 mm、翼缘宽度 65 mm、腹板厚度 7 mm、翼缘厚度 7 mm(记为 H130×65×7×7)及上述数据分别为 200 mm, 100 mm, 10 mm, 10 mm(记为 H200×100×10×10)的 2 个水平的矩形钢管混凝土柱共 12 根构件应用有限元方法进行参数分析,其他尺寸同 Z3, Z4 试件,相关参数见表 1. 当分配梁加内环板构造的钢管混凝土柱中分配梁采用 H130×65×7×7 时,相应内环板截面尺寸采用 40 mm×7 mm,即内环板厚度与分配梁上下翼缘厚度一致.

运用有限元软件 ABAQUS 分析得到的分配梁和分配梁加内环板构造的矩形钢管混凝土柱轴压荷载-变形曲线分别见图 10 和图 11,计算结果见表 1.

表 1 分配梁和分配梁加内环板构造的矩形钢管混凝土柱的相关参数

Tab.1 Parameters of CFTs with distributive beam or distributive beam integrated with inner diaphragms

构造措施	编号	钢管截面尺寸/mm			分配梁截面编号	内环板尺寸/mm		轴压承载力/kN	混凝土承担荷载/kN	管壁承担荷载/kN	α
		长	宽	厚		宽	厚				
分配梁构造 (Z3 系列)	Z3	450	300	6	H200×100×10×10			5 700	2 916 (0.51 f_cA_c)	2 784	0.51
	Z3-1	450	300	6	H130×65×7×7			4 820	2 011 (0.35 f_cA_c)	2 809	0.41
	Z3-2	450	300	8	H200×100×10×10			7 387	3 156 (0.56 f_cA_c)	4 231	0.43
	Z3-3	450	300	8	H130×65×7×7			5 879	2 420 (0.42 f_cA_c)	3 459	0.41
	Z3-4	450	300	10	H200×100×10×10			8 403	3 162 (0.57 f_cA_c)	5 241	0.37
	Z3-5	450	300	10	H130×65×7×7			6 870	2 391 (0.43 f_cA_c)	4 479	0.34
分配梁加内 环板构造 (Z4 系列)	Z4	450	300	6	H200×100×10×10	40	10	7 653	4 703 (0.85 f_cA_c)	2 950	0.61
	Z4-1	450	300	6	H130×65×7×7	40	7	7 711	4 575 (0.79 f_cA_c)	3 136	0.59
	Z4-2	450	300	8	H200×100×10×10	40	10	9 264	5 304 (0.94 f_cA_c)	3 960	0.57
	Z4-3	450	300	8	H130×65×7×7	40	7	7 937	4 458 (0.79 f_cA_c)	3 479	0.56
	Z4-4	450	300	10	H200×100×10×10	40	10	10 362	5 370 (0.97 f_cA_c)	4 992	0.52
	Z4-5	450	300	10	H130×65×7×7	40	7	9 624	4 532 (0.82 f_cA_c)	5 092	0.47

注:混凝土承担荷载列中 f_cA_c 代表核心混凝土的名义承载力, f_c 为混凝土轴心抗压强度, A_c 为混凝土横截面面积。

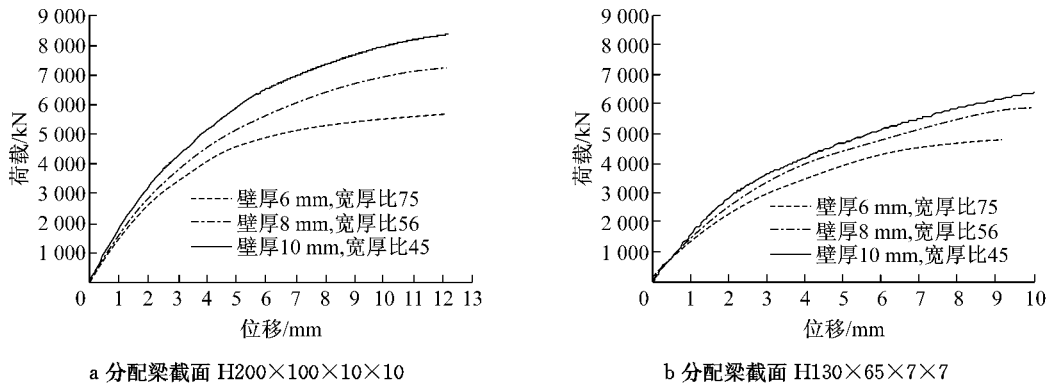


图 10 不同参数分配梁构造的矩形钢管混凝土柱轴压荷载-位移曲线

Fig.10 Axial load-vertical displacement curves of CFTs with distributive beam accounting for different parameters

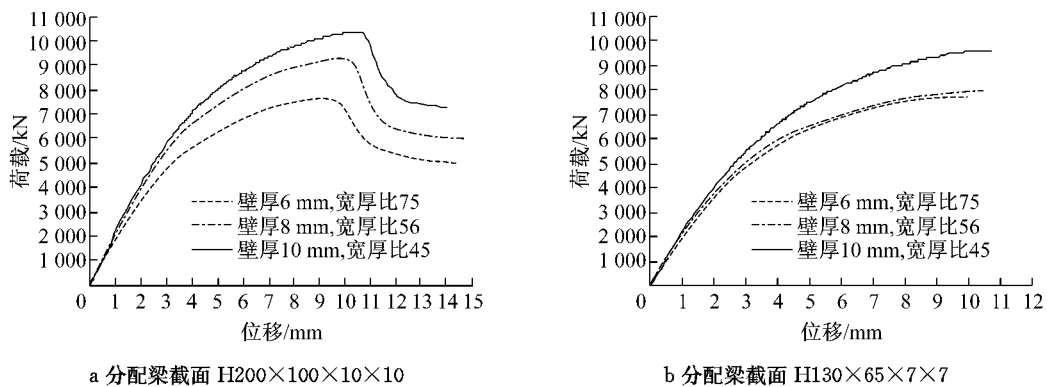


图 11 不同参数分配梁加内环板构造的钢管混凝土柱轴压荷载-位移曲线

Fig.11 Axial load-vertical displacement curves of CFTs with distributive beam and inner diaphragms accounting for different parameters

可以得出:①管壁宽厚比对 Z3 和 Z4 系列构件的轴压荷载-位移曲线形状影响都不大,表明宽厚比对这 2 类构件中钢管-混凝土的传力机制影响不大,管壁变厚增大了钢管的横截面面积,其轴压承载力得到相应的提高;②分配梁刚度增大, Z3 和 Z4 系列构件

的轴压承载力和核心混凝土工作承担系数均有明显提高,表明合理地提高分配梁刚度可以改善这 2 类构件中钢管-混凝土的共同工作性能;③分配梁刚度的变化对 Z3 系列构件轴压荷载-位移曲线的形状影响不大,而对 Z4 系列影响较大,表明分配梁刚度的

变化不会改变 Z3 系列构件中钢-混凝土的传力机制,而对 Z4 系列构件的传力机制有重要影响;④根据有限元分析得到的破坏模式知,分配梁为 $H200 \times 100 \times 10 \times 10$ 的 Z4、Z4-2 和 Z4-4 三根构件中的核心混凝土被压溃,其相应的轴压荷载-位移曲线出现了下降段,见图 11.

4 结论

(1)有限元分析得到的超大截面钢管混凝土柱轴压荷载-位移曲线、混凝土工作承担系数曲线及破坏模式均与试验结果吻合较好,验证了有限元模型的有效性.

(2)在超大截面矩形钢管混凝土柱中,钢管与混凝土之间有一定的粘结强度.当核心混凝土由因径向收缩和徐变与管壁脱离时,其粘结强度将大大削弱.根据试验与有限元结果,钢管与混凝土的共同工作完全由粘结作用来保证是不可靠的,需设置合理的构造措施.

(3)数值分析结果表明:仅设置分配梁的矩形钢管混凝土柱破坏模式为钢梁弯剪破坏;对于分配梁加内环板构造的矩形钢管混凝土柱,当分配梁刚度足够时,其破坏模式为混凝土压溃破坏.

(4)分配梁构造能够将作用在钢管壁上的轴向荷载直接有效地传递给核心混凝土,相应的超大截面矩形钢管混凝土柱轴压承载力有较大的提高,增强了钢管和核心混凝土之间的共同工作性能.

(5)分配梁加内环板构造的矩形钢管混凝土柱钢管与混凝土之间的共同工作性能最好,二者的轴向变形近似满足平截面假定,能充分发挥各自的轴压承载能力.

(6)通过参数分析可以得到,随着分配梁及内环板的相对刚度的减小,破坏时构件混凝土工作承担系数呈现减小的趋势.这主要是由于混凝土通过传力措施承担荷载,因此混凝土承担的荷载取决于分配梁或环板的弯剪屈服强度.而传力措施相对刚度的大小一定程度上决定了混凝土工作承担系数的高低.针对本文提出的传力措施——分配梁及内环板的设计方法以及最佳柱截面宽厚比、分配梁刚度的确定有待进一步展开.

参考文献:

- [1] Morishita Y, Tomii M. Experimental studies on bond strength between square steel tube and encased concrete core under cyclic shearing forced and constant axial force [J]. Transactions of Japan Concrete Institute, 1982, 3(4): 363.
- [2] Shakir-Khail H. Push out strength of concrete-filled steel hollow section [J]. The Structure Engineer, 1993, 71(13): 363.
- [3] Roeder C W, Cameron B, Brown C B. Composite action in concrete filled tubes [J]. Journal of Structure Engineering, 1999, 125(5): 477.
- [4] Johansson M, Gylltoft K. Mechanical behaviour of circular steel-concrete composite stub columns [J]. Journal of Structure Engineering, 2002, 128(8): 1073.
- [5] 薛立红, 蔡绍怀. 钢管混凝土柱组合界面的粘结强度(上) [J]. 建筑科学, 1996, 12(3): 22.
XUE Lihong, CAI Shaohuai. Bond strength at the interface of concrete-filled steel tube columns [J]. Building Science, 1996, 12(3): 22.
- [6] 薛立红, 蔡绍怀. 钢管混凝土柱组合界面的粘结强度(下) [J]. 建筑科学, 1996, 12(4): 19.
XUE Lihong, CAI Shaohuai. Bond strength at the interface of concrete-filled steel tube columns [J]. Building Science, 1996, 12(4): 19.
- [7] 作建斌. 方钢管混凝土结构粘结滑移基本性能研究 [D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2011.
WU Jianbin. Study on the performance of bond-slip between steel shape and concrete in CFSST structures [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture & Technology, 2011.
- [8] 沈祖炎, 李元齐, 傅学怡, 等. 超大截面钢管混凝土柱压力分配梁力学性能试验研究报告 [R]. 上海: 同济大学, 2011.
SHEN Zhuyan, LI Yuanqi, FU Xueyi. Axial load test report of large rectangular section concrete-filled steel tubular columns with distributive beams [R]. Shanghai: Tongji University, 2011.
- [9] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB50010—2010 混凝土结构设计规范 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of P R China. GB50010—2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: Standards Press of China, 2010.
- [10] Schneider S P. Axially loaded concrete-filled steel tubes [J]. Journal of Structure engineering, ASCE 1998, 124(10): 1125.
- [11] Susantha K A S, Ge H B, Usami T. Confinement evaluation of concrete-filled box-shaped steel columns [J]. Steel and Composite Structures, 2001, 1(3): 313.
- [12] Hu H T, Huang C S, Wu M H, et al. Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect [J]. Journal of Structure Engineering, 2003, 129(10): 1322.
- [13] 中国工程建设标准化协会. CECS159: 2004 矩形钢管混凝土结构技术规程 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2004.
China Association for Engineering Construction Standardization. CECS159: 2004 Technical specification for structures with concrete-filled rectangular steel tubular member [S]. Beijing: Standards Press of China, 2004.
- [14] Morishita Y, Tomii M. Experimental studies on bond strength