

# 基于 ABAQUS 大偏心梁柱节点损伤分析

石海丽<sup>1</sup>, 姬若鹏<sup>2</sup>, 肖冠湘<sup>1</sup>, 刘源<sup>3</sup>, 张顺强<sup>4</sup>, 李亚军<sup>1</sup>

(1. 中联西北工程设计研究院有限公司, 陕西 西安 710077;

2. 浙江省建筑设计研究院, 浙江 杭州 310001;

3. 中国建筑西北设计研究院有限公司, 陕西 西安 710018;

4. 陕西三秦施工图审查有限公司, 陕西 西安 710000)

**摘要:** 为了研究大偏心梁柱节点损伤程度, 结合某高层建筑框架剪力墙梁柱大偏心节点情况, 研究梁柱偏心对节点核心区抗剪承载力的不利影响。通过节点精细化有限元模型, 定量分析梁柱节点偏心所产生的附加扭矩、附加弯矩, 以及由于梁柱偏心对节点核心区抗剪承载力的不利影响。分析结果表明, 对于典型的强柱弱梁的节点体系(即柱子截面较大而梁截面较小的情况), 在不采用梁端水平加腋的构造措施条件下, 偏心节点核心区的混凝土最大应力值仍小于节点核心区材料的抗压强度标准值。由于节点核心区周围楼板的存在可在一定程度上承担部分节点核心区由于偏心引起的附加扭矩作用, 使柱节点核心区的抗剪会有较大的富余度。

**关键词:** 梁柱大偏心节点; 节点核心区抗剪承载力; 强柱弱梁; 梁端水平加腋

**中图分类号:** TU37

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1672-1144(2024)03-0167-07

## Analysis of Beam-column Joints with Large Eccentricity

SHI Haili<sup>1</sup>, JI Ruopeng<sup>2</sup>, XIAO Guanxiang<sup>1</sup>, LIU Yuan<sup>3</sup>, ZHANG Shunqiang<sup>4</sup>, LI Yajun<sup>1</sup>

(1. China United Northwest Institute for Engineering Design and Research Corporation, Xi'an, Shaanxi 710077, China;

2. Zhejiang Architectural Design and Research Institute, Hangzhou, Zhejiang 310001, China;

3. China Northwest Architectural Design and Research Institute Co., Ltd., Xi'an, Shaanxi 710018, China;

4. Shaanxi Sanqin Construction Drawing Examination Co., Ltd., Xi'an, Shaanxi 710000, China)

**Abstract:** Based on the large eccentric joints of a frame shear wall high-rise building, the adverse effects of eccentric joints on the shear capacity of the core joint area were analyzed. Through the refined finite element model of the joint, the additional torque and bending moment of beam-column joint eccentricity and the adverse effect of eccentricity on the shear capacity of the core joint area were quantitatively analyzed. The results indicate that for the typical strong columns and weak beams joint system (large columns and small beam sections), the maximum stress value of concrete in the core area of eccentric joints is still less than the standard compressive strength value of materials in the core area of eccentric joints, even if the structural measures like horizontal haunch at beam ends are not adopted. Furthermore, because the floor around the core joint area mitigated part additional moment resulting from eccentricity, thus the shear resistance of the core area of column joint has a larger surplus.

**Keywords:** large eccentric joints of beam-column; shear capacity; strong column and weak beam; horizontal haunch at beam ends

在建筑设计过程中为了保障建筑立面效果, 常常使梁侧面与柱的外侧或内侧对齐, 这将使柱处于偏心受压的状态。对中低层建筑, 由于梁柱截面尺寸相差不大, 偏心距较小, 对结构受力影响较小; 但

是对高层建筑, 由于上部荷载较大, 柱的截面尺寸通常较大, 梁柱对齐之后偏心距较大, 对结构的受力影响也较大。在抗震设防烈度较高的地区, 偏心效应对结构的受力影响会进一步放大。《高层建筑混凝

土结构技术规程》<sup>[1]</sup> (后称《高规》)6.1.7 节及《建筑抗震设计规范》<sup>[2]</sup> (后称《抗规》)附录 D 规定:6~8 度抗震设计时,梁、柱中心线宜重合,当不能重合时,且偏心距大于该方向柱宽的 1/4 时,在计算中应考虑梁柱偏心对节点核心区受力和构造的不利影响。

对梁柱大偏心问题,相关学者通过试验和数值计算进行了研究。柳炳康等<sup>[3]</sup>、余琼等<sup>[4]</sup>通过试验对梁柱偏心对结构的影响展开了研究,研究结果表明:梁端剪力对柱产生附加偏心弯矩;降低梁柱节点的约束,影响节点核心区抗剪承载力;地震等水平荷载作用下,梁端弯矩产生的钢筋轴向拉力和混凝土压力的偏离核心区,在节点核心区形成附加扭矩,产生扭转效应;若扭矩作用过大可能会造成柱节点核心区靠近偏心一侧出现纵向裂缝,使破坏加剧。然而以上试验过程中未考虑楼板对柱变形的约束作用,实际工程中楼板刚度较大,对柱具有较强的约束作用<sup>[5]</sup>。因此,实际工程中柱受到的扭转效应也就没有试验中的显著。此外,以上试验梁截面尺寸小于或等于 150 mm×350 mm,柱的截面尺寸小于或等于 25 mm×350 mm;而目前高层建筑的梁柱截面尺寸较大,本文的依托工程柱截面尺寸为 700 mm×800 mm,梁的截面尺寸分别为 300 mm×600 mm 和 250 mm×1000 mm,柱的刚度显著大于梁的刚度,这种典型的强柱弱梁节点在偏心荷载作用下的受力与普通小尺寸梁柱节点具有一定的差异。吴金妹等<sup>[6]</sup>依托以某超高层建筑梁柱大偏心节点,通过数值计算,定量分析了梁柱偏心所产生的附加弯矩、附加扭矩以及其对节点核心区抗剪承载力的影响。研究结果表明:对于柱大梁小、柱强梁弱的梁柱节点,即使不采用梁端水平加腋的措施,柱抗扭能力和节点核心区抗剪承载力都仍有较大富余,且柱端弯矩更小。

目前,相关学者对普通梁柱节点在偏心荷载作用下的受力特性通过试验进行了详细的研究,但是这些研究主要针对的是截面尺寸较小的常规梁柱节点。然而,随着高层建筑的发展,其梁柱截面尺寸越来越大,梁柱的刚度也显著提升,对这些大断面强柱弱梁节点在偏心荷载作用下的受力损伤特性还缺乏深入研究,对这类节点在大偏心时应该采取的设计措施也不明确。因此,有必要结合实际工程对大尺寸强柱弱梁大偏心节点的受力特性展开研究。本文结合某实际工程梁柱偏心节点设计参数,建立数值计算模型,从不同角度定量研究梁柱节点偏心对结构受力的影响,并基于分析结果给出相关的设计建议。研究成果对类似高层建筑大偏心梁柱节点的设计

计具有参考价值。

## 1 工程概况

项目位于 8 度抗震设防地区,建筑功能为商业,分为 A—D 四个区,结构大屋面高度分别为 67.1 m (A 区,地上共 11 层)、97.6 m (B、C 区,地上共 16 层)、18.3 m (D 区,地上共三层),地下均为 4 层。结构体系分别为框剪结构 (A—C 区)、框架结构 (D 区),建筑结构安全等级:二级;主体结构设计使用年限:50 年;结构重要性系数:1.0。基本风压:0.35 kN/m<sup>2</sup>;基本雪压:0.25 kN/m<sup>2</sup>;建筑抗震设防类别:重点设防类,抗震设防烈度:8 度(0.20g);设计地震分组:第二组。设计初期经过计算分析,得出多数框架梁柱在满足建施使用要求的情况下将会产生较大的偏心距。按《抗规》、《高规》可考虑在梁端采用水平加腋措施。经与业主商量,为提升建筑使用品质,在造价增加不太大的情况下,尽量不要采用加腋<sup>[4]</sup>方式。为尽可能满足此要求,对节点进行受力损伤分析,本文选用 A 区其中一个节点作为研究对象,尺寸详见典型节点图 1,其中梁、板采用 C35 混凝土,剪力墙、柱采用 C55 混凝土<sup>[7]</sup>。钢筋均为 HRB400。

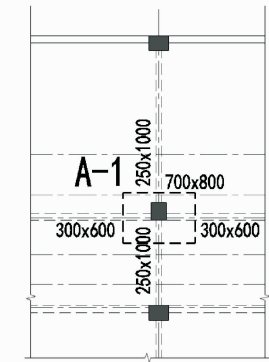


图 1 典型节点详图

## 2 梁偏心产生的附加弯矩及扭矩

对选取的典型节点,根据 YJK 计算结果,以第 11 层恒载作用下的单工况结果为例,详见表 1。

表 1 节点偏心产生附加弯矩统计对比

| 节点<br>编号 | 梁偏心                |                    | 梁居中                |                    | 梁偏心/梁居中     |             |
|----------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------|-------------|
|          | 柱 $M_x$<br>/(kN·m) | 柱 $M_y$<br>/(kN·m) | 柱 $M_x$<br>/(kN·m) | 柱 $M_y$<br>/(kN·m) | 柱 $M_x/M_x$ | 柱 $M_y/M_y$ |
| A-1      | -300.2             | 1.6                | -303.6             | 1.6                | 0.99        | 1.00        |

由表 1 可知,对于本项目来说,节点偏心产生的附加弯矩在 YJK 软件中可以考虑,并且梁偏心相较

于梁居中方案柱端部弯矩约增加 1.11 倍。

通过 YJK 分别对比框架梁居中(刚性楼板假定)、框架梁偏心(刚性楼板假定)、框架梁偏心(楼板采用弹性板 6)三个模型<sup>[5,8]</sup>中柱端扭矩数值分别为框架梁居中扭矩为 11.8 kN·m,框架梁偏心(刚性楼板假定)扭矩为 16.4 kN·m,框架梁偏心(楼板采用弹性板 6)扭矩为 13.3 kN·m。从以上数据可以看出框架梁偏心引起的附加扭矩较居中增大了约 39%,但考虑楼板的贡献后框架梁偏心扭矩较不考虑楼板时降低了约 23%。由此可以看出楼板考虑面外刚度后部分程度上降低了由于框架梁偏心引起的扭矩作用。

3 节点有限元模型分析

进行节点精细化有限元分析时,边界条件需要从整体模型中推演出来,分析的节点不靠近结构的支撑点,其周围不存在真实的边界,但是考虑到分析模型中必须提供一定的边界条件约束使其不发生刚体位移。根据圣维南原理,边界约束会影响边界临近处的分析精度,此节点分析区域距离为大于 2 倍于节点构造尺寸。进行节点分析时,采用如图 2 所示的计算简图。根据 YJK 计算结果可知,水平荷载作用下,柱反弯点位置为柱跨中位置,为了简化计算,取上下各半层柱,柱顶和柱底设置为铰接;在柱顶施加竖向轴力  $P$ ,轴力  $P$  为 YJK 小震计算结果的最大竖向轴力;梁端施加剪力  $V(V = M_{bua}/L, M_{bua}$  为根据实际配筋和材料强度标准值计算框架梁的抗震抗弯承载力, $L$  为梁长一半),目的是分析在框架梁达到受弯承载力情况时节点核心区的损伤状态,计算时对于每个杆件均按照实际配筋计算  $M_{bua}$ 。建立框架梁偏心作用下的有限元模型,分析偏心节点对节点核心区受力的不利影响,从而给出适当的设计建议。

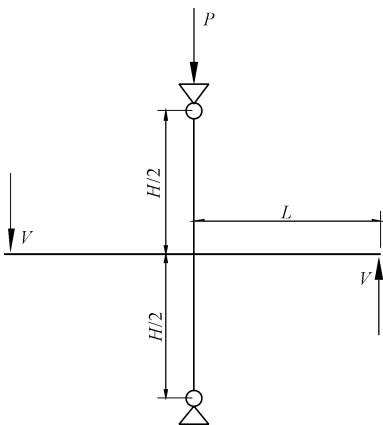


图 2 节点隔离体计算简图

3.1 软件与基本方法

采用大型通用有限元分析软件 ABAQUS 2020<sup>[9-10]</sup>建立节点的精细化有限元分析模型,详见图 3。其中框架梁和框架柱均采用考虑减缩积分的三维八节点空间六面体单元(C3D8R)进行模拟,钢筋采用桁架单元(T3D2)进行模拟,有限元模型考虑几何非线性和材料非线性。钢筋嵌入(Embed)混凝土内部。钢筋采用 Von Mises 屈服准则,采用理想双折线模型,屈服强度<sup>[9]</sup>取钢筋强度设计值,屈服后刚度为 0。模型中不考虑附加吊筋,偏安全。混凝土采用弹塑性损伤本构模型(Concrete Damage Plasticity)<sup>[10-12]</sup>,钢筋选用三折线本构模型。依据《混凝土结构设计规范》<sup>[7]</sup>(GB 50010—2010)(2015 年版)附录 C 计算得到混凝土的单轴受压和单轴受拉应力-应变曲线,采用带拉断的 Mohr-Coulomb 准则作为塑性损伤模型的屈服准则,流动法则采用非关联流动的 Drucker-Prager 法则,其势函数表达式如下:

$$G = \sqrt{(\lambda \sigma_0 \tan \varphi)^2 + 1.5 \rho^2} + \sqrt{3} \xi \tan \varphi \tag{1}$$

式中: $\varphi$  为膨胀角,建议取值范围为  $30^\circ \sim 42^\circ$ ,取最小值  $30^\circ$ ;  $\lambda$  为塑性势能流动偏心率,取值 0.1,表示材料在较大静水压力下,膨胀角保持不变; $\sigma_0$  为混凝土峰值抗拉强度; $\rho$  为混凝土单轴抗压强度代表值除以混凝土压应变与混凝土弹性模量的乘积,取值参考文献<sup>[7]</sup>附录 C; $\xi$  为粘性系数,取值 0.0005。

有限元分析采用 coupling 命令将点荷载施加于构件加载面。

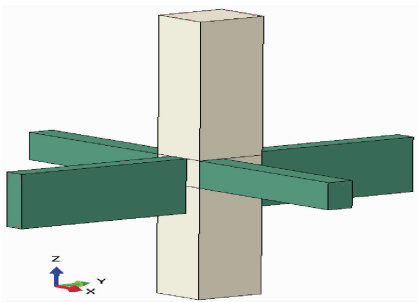


图 3 几何模型(梁偏心)

3.2 梁柱核心区抗剪承载力计算

对选取的典型节点,梁柱偏心大于 1/4,按照规范公式计算得到的有效截面宽度为  $b_f$ ,然而柳炳康等<sup>[3]</sup>和余琼等<sup>[4]</sup>分别给出了大偏心节点有效截面的建议公式,如公式(2)、公式(3)所示,计算结果列于表 2 中。根据附录 D<sup>[2]</sup>中(D.1.1-1 及 D.1.1-2)计算梁柱节点核心区组合的剪力设计值为  $V_f^l$ ;根据附录 D<sup>[2]</sup>中(D.1.3)验算梁柱节点核心区组合剪力设

计值为  $V_j^2$ , 计算时选用  $b_j$ 、 $b_{jl}$  和  $b_{jy}$  三者中的较小值进行计算; 根据附录 D<sup>[2]</sup> 中 (D. 1. 4-1 及 D. 1. 4-2) 验算梁柱节点核心区截面抗震受剪承载力为  $V_j^3$ 。梁柱节点核心区抗剪承载力验算如表 2 和表 3 所示, 仅验算梁柱偏心超过 1/4 柱宽的方向。

$$b_{jl} = \frac{b_c}{1 + 3.36b_c e / (3b_c - h_c) h_c} \tag{2}$$

$$b_{jy} = \frac{b_c}{1 + 2.65b_c e / (3b_c - h_c) h_c} \tag{3}$$

式中:  $b_{jl}$  和  $b_{jy}$  分别为柳炳康公式和余琼公式计算的

截面有效宽度;  $b_c$  为验算方向的柱截面宽度;  $e$  为梁柱中心偏心距;  $h_c$  为验算方向的柱截面高度。

3.3 实际工程节点

实际工程中楼板的存在对节点核芯区抗剪有一定的贡献作用, 由于梁柱偏心引起的节点核芯区的附加扭矩会被抗扭刚度更大的楼板承担。楼板的混凝土和钢筋建模采用的单元类型和材料本构关系与前述相同, 钢筋嵌入混凝土中。楼板与梁和柱混凝土之间采用绑定约束, 带楼板模型约束楼板的侧向位移。详见图 4 (考虑楼板实际约束偏心模型)。

表 2 节点核心区截面设计值

| 节点<br>编号 | 方向  | 偏心距<br>$e/\text{mm}$ | 1/4 截面<br>宽度/ $\text{mm}$ | 梁截面高度<br>$h_b/\text{mm}$ | 柱截面高度<br>$h_c/\text{mm}$ | 梁截面宽度<br>$b_b/\text{mm}$ | 节点核心区有效截面宽度     |                    |                    | 节点核心区<br>截面高度<br>$h_j/\text{mm}$ |
|----------|-----|----------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------|--------------------|--------------------|----------------------------------|
|          |     |                      |                           |                          |                          |                          | $b_j/\text{mm}$ | $b_{jl}/\text{mm}$ | $b_{jy}/\text{mm}$ |                                  |
| A-8      | X 向 | 250                  | 200                       | 600                      | 700                      | 300                      | 475             | 511                | 553                | 700                              |

根据计算结果, 表 3 给出了验算结果, 所有节点的  $V_j^2/V_j^1$  和  $V_j^3/V_j^1$  均大于 1.0, 根据抗规公式验算结果, 节点核心区抗剪满足要求。同时根据节点核

心区抗剪承载力要求, 增大了节点核心区箍筋直径, 增大直径后可以满足要求。表 3 给出了调整后的节点核心区箍筋配箍情况。

表 3 节点核心区剪力设计值及调整后箍筋布设情况

| 节点编号 | 方向  | $V_j^1/\text{kN}$ | $V_j^2/\text{kN}$ | $V_j^3/\text{kN}$ | $V_j^2/V_j^1$ | $V_j^3/V_j^1$ | 箍筋直径/ $\text{mm}$ | 箍筋间距/ $\text{mm}$ |
|------|-----|-------------------|-------------------|-------------------|---------------|---------------|-------------------|-------------------|
| A-8  | X 向 | 1915              | 2939              | 2672              | 1.54          | 1.40          | 16                | 100               |

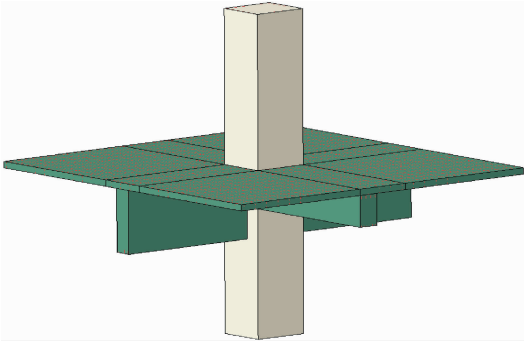


图 4 偏心模型

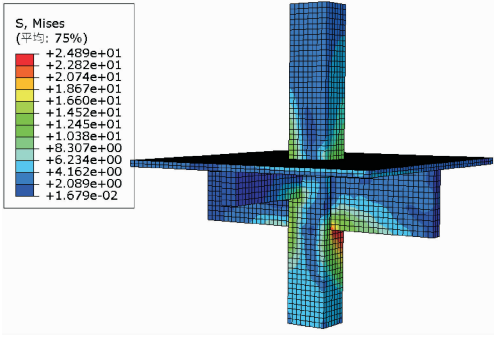


图 5 混凝土最大应力

3.4 实际约束条件下有限元分析结果

3.4.1 单调加载条件下混凝土损伤分析

模型加载时第一步首先施加竖向轴力, 第二步在梁两端分别施加相反方向的剪力, 第三步改变施加的剪力和方向。这种加载方式可以充分考虑地震荷载作用下的最不利情况。根据计算结果, 考虑楼板实际约束条件时进行混凝土损伤分析, 混凝土最大应力详见图 5, 混凝土核心区应力水平图 6, 节点核心区最大受压损伤系数详见图 7。

从有限元计算结果可知, 在实际考虑楼板约束的情况下, 节点核心区混凝土的应力水平最大值为 24.9 MPa, 是小于混凝土 C55 的抗压强度标准值 35.5 MPa, 并且仅只有局部特别小部分混凝土的应力水平较高, 大部分混凝土单元应力水平在 14 MPa 附近。节点核心区混凝土的最大受压损伤系数为 0.339, 介于 0.26~0.52 之间, 按照混凝土受压损伤程度评价为轻度损伤, 且仅只有局部出现, 大部分受压损伤系数为 0.141, 介于 0~0.17 之间, 评价为完

好,标明节点核心区混凝土基本安全。

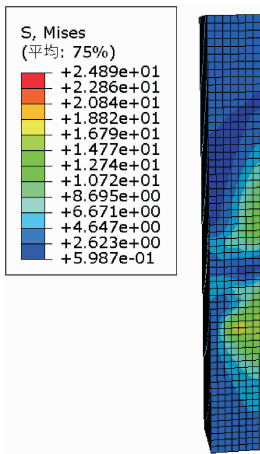


图 6 混凝土核心区应力水平

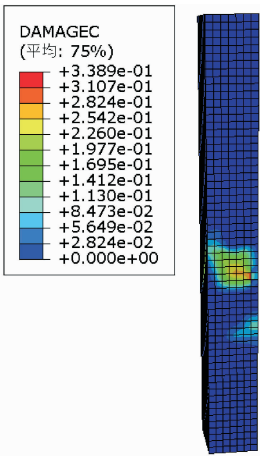


图 7 节点核心区最大受压损伤系数

3.4.2 单调加载条件下钢筋损伤分析

在 3.4.1 条加载方式下,考虑楼板实际约束条件下单调加载时进行钢筋损伤分析,钢筋最大应力分布详见图 8,节点核心区钢箍筋最大应力分布详见图 9。

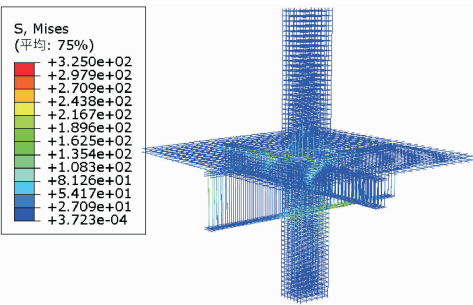


图 8 钢筋最大应力分布图

从以上有限元计算结果对比可知,在实际考虑楼板约束的情况下,节点核心区钢筋应力较梁端应

力偏低,节点核心区箍筋的最大应力水平为 183 MPa,远小于钢筋的屈服强度 360 MPa,处于弹性状态,且维持一个较低的应力水平,相对安全。

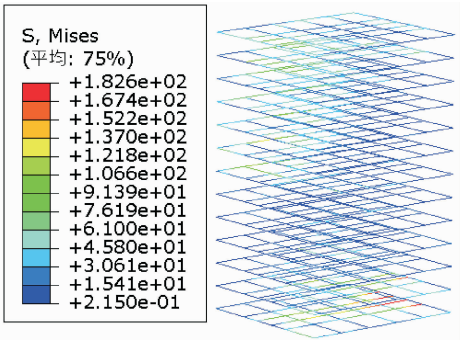


图 9 节点核心区箍筋最大应力分布图

3.4.3 单调与循环加载

考虑到实际中地震作用下,结构遭受循环荷载作用<sup>[13-15]</sup>,故对节点采用循环加载与单调加载进行对比。为了与上文的单调加载结果进行对比,循环加载时依旧采用荷载控制,加载增量取 0.25V,达到 V 前循环一次,达到 V 后循环三次,加载幅值分别为 0.25V、-0.25V、0.5V、-0.5V、0.75V、-0.75V、1.0V、-1.0V、1.0V、-1.0V、1.0V、-1.0V。

在加载初期,基本处在弹性阶段,荷载和位移呈现线性相关性,刚度变化影响不明显,试件回归正常初始位移时荷载较小残余变形较小;随着层间位移角的增大,节点混凝土出现裂缝,逐渐进入弹塑性工作节点。随着加载位移逐渐增大,裂缝变多,两个方向滞回曲线均出现滑移,这是由于试件内部粘结滑移的影响导致滞回曲线出现捏拢。当荷载越过峰值点之后,节点承载力、刚度、强度出现明显退化,在同一加载级别下,后一循环的滞回曲线斜率均小于前一循环,其滞回环面积逐渐增大。

使用 ABAQUS 有限元软件将大偏心钢筋混凝土梁柱节点进行滞回模拟,滞回曲线如图 10 所示。

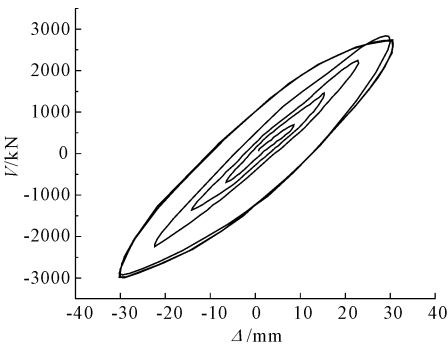


图 10 有限元模拟滞回曲线

3.4.4 循环加载时混凝土损伤分析

循环加载情况下,考虑楼板实际约束条件时进行混凝土损伤分析,混凝土最大应力详见图 11,混凝土核心区应力水平图 12,节点核心区最大受压损伤系数详见图 13。

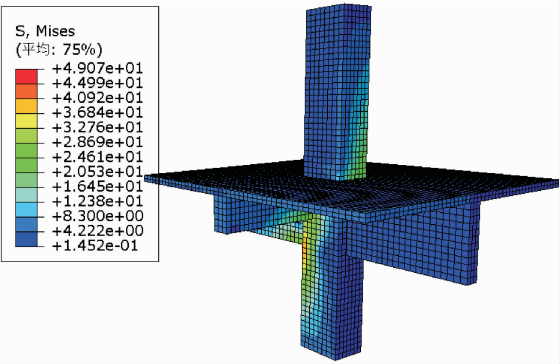


图 11 混凝土最大应力

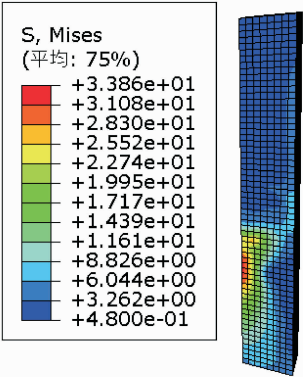


图 12 混凝土核心区应力水平

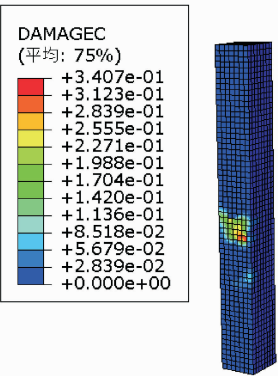


图 13 节点核心区最大受压损伤系数

从上述有限元计算结果可知,在循环荷载作用下,混凝土损伤较单调加载略微增加,节点核心区混凝土的应力水平最大值为 33.9 MPa,小于混凝土 C55 的抗压强度标准值 35.5 MPa,并且仅只有局部特别小部分混凝土的应力水平较高,大部分混凝土单元应力水平维持在 17 MPa 附近。节点核心区混

凝土的最大受压损伤系数为 0.341,介于 0.26 ~ 0.52 之间,按照混凝土受压损伤程度评价为轻度损伤,且仅只有局部出现,大部分受压损伤系数为 0.170,介于 0~0.17 之间或略大于 0.17,评价为完好或较完好,混凝土损伤的范围控制在较小部分区域,标明节点核心区混凝土较为安全。

3.4.5 循环加载时钢筋损伤分析

在 3.4.3 节加载方式下,考虑楼板实际约束条件下循环加载时进行钢筋损伤分析,钢筋最大应力分布详见图 14,节点核心区钢筋最大应力分布详见图 15。

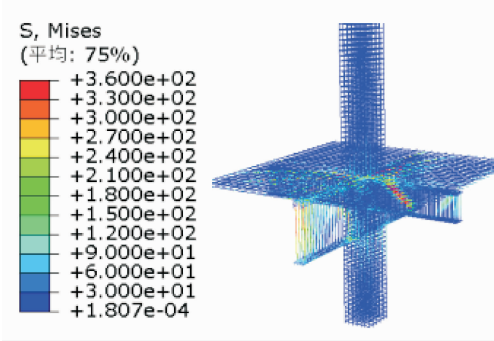


图 14 钢筋最大应力分布图

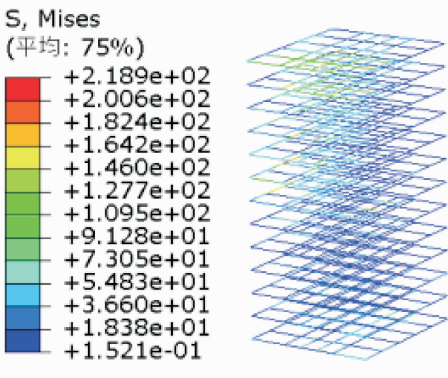


图 15 节点核心区箍筋最大应力分布图

根据上述有限元计算结果可知,循环加载的节点核心区箍筋的最大应力水平为 219 MPa,相较于单调加载下箍筋应力水平增大了约 20%,但仍小于钢筋的屈服强度 360 MPa,处于弹性状态,且维持一个较低的应力水平,较安全。

通过以上对比分析可得:

(1) 节点梁端损伤较节点核心区损伤严重<sup>[16-19]</sup>,满足“强节点弱构件”的设计要求。

(2) 对比框架梁偏心分析结果可知,框架梁偏心后节点核心区混凝土的损伤程度加大,钢筋应力水平随之增高,但仍处于弹性阶段,并未达到屈曲,

相对安全。

(3) 偏心节点通过增加箍筋直径后,可以有效控制节点核心区钢筋的应力水平,可以保证节点核心区满足设计要求。

(4) 相较于没有楼板的构件,考虑楼板存在的实际约束情况下,可明显降低节点核心区混凝土的损伤程度和钢筋应力水平。

4 结 论

通过对某项目梁柱大偏心节点的有限元分析,得到以下结论:

(1) 随着梁柱偏心尺寸的增大会造成节点核心区有效抗剪截面减小,从而对节点核心区产生不利影响。

(2) 由于楼板的存在对柱节点核心区具有明显的约束作用,可一定程度上减小梁偏心产生的不利效应,设计时可关注节点周边是否有楼板及楼板厚度的选用,并采用合理的构造措施。

(3) 可采用通过增大节点核心区箍筋配箍率即加大箍筋直径或减小箍筋间距可以使节点核心区抗剪承载力提高。

(4) 或采用在框架梁截面有效验算宽度范围内设置封闭箍筋,在楼板边界处、框架柱 1/2 范围内,设置较大直径的贯通水平筋形成同柱截面 1/2 宽度的暗梁,暗梁纵筋直径不宜小于框架梁纵筋二级,暗梁箍筋同框架梁箍筋,以控制柱截面扭转,可有效降低梁柱偏心对节点核心区的不利影响。

参考文献:

[1] 高层建筑混凝土结构技术规程:JGJ 3—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.

[2] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010(2016 年版)[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.

[3] 柳炳康,黄慎江,周 安. 钢筋混凝土框架梁柱偏心节点抗震性能的试验研究[J]. 建筑结构学报,1999,20(5):50-58.

[4] 余 琼,李思明. 框架偏心节点反复荷载下的受力性能[J]. 同济大学学报(自然科学版),2006,34(4):

448-454.

[5] 董存言,王龙军,葛序尧,等. 不同处理措施对结构柱节点核心区影响分析[J]. 建筑结构,2023,53(S1):1754-1757.

[6] 吴金妹,廖 耕,等. 对某超高层项目大偏心梁柱节点是否采用水平加腋构造研究[J]. 建筑结构,2020,50(4):54-56.

[7] 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010(2015 年版)[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.

[8] 余 琼,李思明,等. 框架偏心节点反复荷载下的受力性能[J]. 同济大学(自然科学版),2006,34(4):26-32.

[9] 冯 鹏,强翰霖,叶列平. 材料、构件、结构的“屈服点”定义与讨论[J]. 工程力学,2017,34(3):36-46;41-51.

[10] Hibbitt, Karlsson, Sorensen. ABAQUS/Standard User Subroutines Reference Manual[M]. USA:The Pennsylvania State University, 1998:1-200.

[11] 曹金凤,石亦平. ABAQUS 有限元分析常见问题解答[M]. 北京:机械工业出版社,2009.

[12] Moon J, Roeder C W, Lehman D E, et al. Analytical modeling of bending of circular concrete-filled steel tubes[J]. Engineering Structures, 2012,42(12):349-361.

[13] 庄 云,郭子雄. 不同规范 SRC 梁柱节点抗剪承载力计算方法比较[J]. 建筑结构,2008,38(12):87-89.

[14] 张爱林,于 劲,李 健,等. 低周反复荷载作用下 T 形截面钢异形柱-钢梁节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2011,32(7):118-126.

[15] 朱柏龙,陈裕周. 双向低周反复荷载作用下钢筋混凝土框架边节点抗震性能研究[J]. 同济大学学报,1991,19(S1):23-33.

[16] 李 勇,刘文明. 钢结构中梁偏心布置对梁柱节点力学性能的影响研究[J]. 建筑结构,2023,53(S2):1237-1242.

[17] 柯长仁,刘迎澳. 加腋梁对 RC 框架结构的抗连续倒塌模拟分析[J]. 工程抗震与加固改造,2022,44(1):52-59.

[18] 刘明俊. 钢筋混凝土结构偏心夹心梁柱节点低周反复加载抗剪及抗震性能研究[J]. 江西建材,2023(12):117-119.

[19] 李 鑫. 我国重大地震与建筑抗震设计的研究[J]. 山西建筑,2016,42(16):53-54.