

引用本文:邢国华,杨成雨,高志宏,等.配置多重复合箍筋的钢筋混凝土框架结构抗震性能[J].建筑科学与工程学报,2020,37(1):58-66.  
XING Guo-hua, YANG Cheng-yu, GAO Zhi-hong, et al. Seismic Behavior of Reinforced Concrete Frame Structure with Multiple Composite Stirrups[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(1): 58-66.

DOI:10.19815/j.jace.2019.01077

## 配置多重复合箍筋的钢筋混凝土框架结构 抗震性能

邢国华<sup>1</sup>, 杨成雨<sup>1</sup>, 高志宏<sup>2</sup>, 黄永安<sup>2</sup>, 常召群<sup>1</sup>, 张贵海<sup>2</sup>, 吴 涛<sup>1</sup>

(1. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 2. 中铁第一勘察设计院集团有限公司, 陕西 西安 710043)

**摘要:**设计并制作了 3 根配置多重复合箍筋的钢筋混凝土柱,进行了低周反复荷载试验,基于 Mander 模型和修正 Kent-Park 模型建立了框架柱在不同约束条件下混凝土的本构模型,采用 OpenSees 对混凝土柱试件进行了有限元分析;通过与混凝土框架柱的试验结果对比,验证了多重复合箍筋约束的混凝土本构关系和框架柱建模的合理性,进一步建立了配置多重复合箍筋的钢筋混凝土复杂框架结构的有限元分析模型,并进行了时程反应分析。结果表明:3 根多重复合箍筋约束混凝土柱的滞回曲线均呈较为饱满的弓形,表现出良好的塑性变形性能和耗能能力;有限元模拟结果中的峰值荷载与试验结果较为接近,滞回曲线形状与试验结果基本吻合,建立的有限元模型能较准确地分析该类复合配筋柱的受力性能;复杂框架结构的顶点位移在天津波作用下最大,在 X、Y 方向分别为 341 mm 和 500 mm,结构整体位移角分别为 1/120 和 1/82;最大层间位移角出现在框架结构第 3 层,在 X 方向和 Y 方向分别为 1/66 和 1/57,均能够满足现行抗震设计规范要求;该钢筋混凝土框架结构的屈服顺序为梁端先于柱端发生屈服,实现了预期的“强柱弱梁”地震破坏机制。

**关键词:**复合箍筋;本构关系;OpenSees;钢筋混凝土;框架结构;动力分析

**中图分类号:** TU375.4

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1673-2049(2020)01-0058-09

## Seismic Behavior of Reinforced Concrete Frame Structure with Multiple Composite Stirrups

XING Guo-hua<sup>1</sup>, YANG Cheng-yu<sup>1</sup>, GAO Zhi-hong<sup>2</sup>, HUANG Yong-an<sup>2</sup>,  
CHANG Zhao-qun<sup>1</sup>, ZHANG Gui-hai<sup>2</sup>, WU Tao<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China;

2. China Railway First Survey and Design Institute Group Co., Ltd., Xi'an 710043, Shaanxi, China)

**Abstract:** Three reinforced concrete columns with multiple composite stirrups were designed and manufactured, and the reversed cyclic lateral loading tests were carried out. Based on Mander model and modified Kent-Park model, the constitutive model of concrete was established under different constraints and OpenSees software was used to perform the finite element analysis. Compared to the test results, it verified the constitutive relation of concrete with multiple composite stirrups and the rationality of frame column modeling. The finite element analysis

收稿日期:2019-01-21

基金项目:国家自然科学基金项目(51578077);中铁第一勘察设计院集团公司科研项目(院科 16-33)

作者简介:邢国华(1983-),男,内蒙古呼和浩特人,教授,博士研究生导师,工学博士,E-mail:ghxing@chd.edu.cn。

model of reinforced concrete complex frame structure with multiple composite stirrups was established, and history response analysis was performed. The results show that the hysteretic curves of three groups of columns with multiple composite stirrups are relatively full bow-shaped, showing good plastic deformation behavior and energy dissipation capacity. The peak load of the finite element simulation results is close to the experimental results, and the shape of hysteretic curves agrees well with the experimental results. The finite element model can be used to accurately analyze the mechanical behaviors of this kind of composite reinforced columns. The peak displacements of complex frame structure are the largest under the action of Tianjin wave, which are 341 mm and 500 mm in the  $X$  and  $Y$  directions, respectively, and the angles of structure drift ratios are 1/120 and 1/82, respectively. The maximum inter-story drifts appear in the third layer, which are found to be 1/66 and 1/57 in  $X$  and  $Y$  directions, and can meet the demands of the seismic design code of buildings. The order of yielding for this reinforced concrete frame structure is from the beam-end to the column-end, which achieves the anticipated seismic failure characteristics of “strong column-weak beam” mechanism.

**Key words:** composite stirrup; constitutive relation; OpenSees; reinforced concrete; frame structure; dynamic analysis

## 0 引 言

近年来,中国的地铁建设取得了突飞猛进的发展,地铁沿线进行上盖物业开发,对地铁建设和城市发展均有重大意义。高烈度区地铁上盖商业开发时,框架结构是常用且较为高效的结构体系。若采用常规框架结构,难以满足现行规范特别是业主要求,小柱网不利于地铁通行也造成业主投资浪费,大柱网布置后结构层间变形过大、延性不足,不能满足现行规范的抗震要求。通常采用多重复合箍筋约束混凝土,形成钢筋混凝土芯柱,以改善钢筋混凝土框架结构的变形性能。

在多重复合箍筋约束混凝土柱的力学性能方面,各国学者开展了系统研究并取得了丰硕的成果。Mander 等<sup>[1]</sup>考虑配箍形式对混凝土受约束区域的影响,提出了有效约束面积的概念,并建议了矩形和圆形配箍形式下约束混凝土的本构模型;程丽荣等<sup>[2]</sup>进行了 2 根核心配筋柱和 1 根普通配筋柱的轴心受压对比试验,试验结果表明柱芯配置纵筋后可以提高柱的轴向承载力以及刚度;贾艳东等<sup>[3]</sup>对 12 根配置螺旋箍筋的再生混凝土芯柱进行了轴心受压试验和偏心受压试验,指出该类配筋能够显著提高框架柱的轴压和偏压承载力,且破坏后二次加载时仍具有较高的承载力;雷自学等<sup>[4]</sup>通过 7 根高强混凝土芯柱的低周反复荷载试验,研究发现该类约束混凝土芯柱具有较好的耗能能力和变形能力。需要指出的是,已有研究主要集中于多重复合箍筋混凝

土柱构件层次的研究,对配置多重复合箍筋的钢筋混凝土框架结构抗震性能进行分析的研究较少。

地铁上盖商业开发综合体是关系国计民生的重大工程结构,开展配置多重复合箍筋的复杂框架结构的抗震性能分析,对高烈度区推广地铁上盖城市综合体模式具有重要意义。本文在已有约束混凝土模型基础上,考虑多重配箍对混凝土变形性能的改善,建立了不同约束条件下框架柱各层混凝土材料的本构模型。对 3 根配置多重复合箍筋的钢筋混凝土柱进行低周反复荷载试验,并采用 OpenSees 建立了试验柱的有限元模型,将模拟滞回曲线与试验结果进行对比,验证了多重复合箍筋约束下混凝土本构模型确定方法的合理性和混凝土框架柱建模的可行性,进一步建立了配置多重复合箍筋的钢筋混凝土复杂框架结构的有限元分析模型,开展了时程反应动力分析,研究配置多重复合箍筋的钢筋混凝土框架结构在 8 度罕遇地震作用下的地震响应。

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计与制作

兰州市地铁 1 号线东岗车辆基地运用库采用了多重复合箍筋钢筋混凝土柱,本试验以该框架柱为原型,设计并制作了 3 根试件,缩尺比例为 1:4。各柱截面尺寸为 400 mm×400 mm,加载点高度为 1 200 mm,保护层厚度为 20 mm。混凝土设计强度等级为 C50,按照《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2002)<sup>[5]</sup>对预留的 3 组尺寸为

150 mm×150 mm×150 mm 的试块进行抗压强度测试,结果见表 1。纵筋和箍筋均采用 HRB400 级热轧钢筋,直径为 6,8,12 mm 三种,依据《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T 228.1—2010)<sup>[6]</sup> 规定的方法进行拉伸试验,结果见表 2。纵向钢筋在外围配筋为 40 $\Phi$ 12,中间层为 24 $\Phi$ 8,内芯为 10 $\Phi$ 8;矩形箍筋采用 6 肢箍,直径为 8 mm,圆箍直径均为 6 mm,试验柱截面见图 1,具体配筋参数见表 3。

表 1 混凝土力学性能

Tab. 1 Mechanical Properties of Concrete				
设计强度等级	立方体抗压强度/MPa			
	第 1 组	第 2 组	第 3 组	均值
C50	54.3	55.2	52.9	54.1

表 2 钢筋力学性能

Tab. 2 Mechanical Properties of Steel Bars			
钢筋型号	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa	弹性模量/10 <sup>5</sup> MPa
$\Phi$ 6	434.6	605.2	2.0
$\Phi$ 8	462.6	624.8	2.0
$\Phi$ 12	462.1	628.1	2.0

表 3 试件参数  
Tab. 3 Parameters of Specimens

试件编号	外矩形配筋		外芯配筋		内芯配筋		轴压比	加载点高度/mm
	纵筋	箍筋	纵筋	箍筋	纵筋	箍筋		
EC-DC-100	40 $\Phi$ 12	$\Phi$ 8@100(6)	24 $\Phi$ 8	$\Phi$ 6@100	10 $\Phi$ 8	$\Phi$ 6@100	0.2	1 200
EC-DC-200	40 $\Phi$ 12	$\Phi$ 8@200(6)	24 $\Phi$ 8	$\Phi$ 6@200	10 $\Phi$ 8	$\Phi$ 6@200	0.2	1 200
EC-DC-HA-100	40 $\Phi$ 12	$\Phi$ 8@100(6)	24 $\Phi$ 8	$\Phi$ 6@100	10 $\Phi$ 8	$\Phi$ 6@100	0.5	1 200

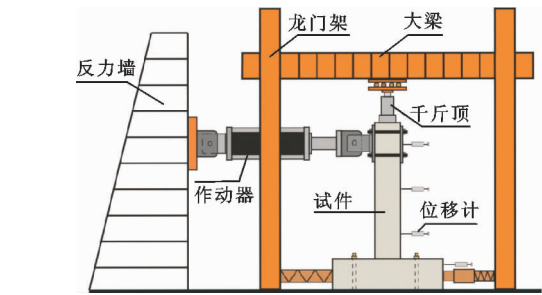


图 2 试验加载装置  
Fig. 2 Loading Setup of Test

mm 左右,因此试验过程中加载制度为:加载位移 10 mm 前以 2 mm 为步长,每级荷载反复 1 次;加载位移 10 mm 后以 10 mm 为步长,每级荷载反复 3 次,直至试件发生破坏。

试验主要测点布置:柱加载点及柱高 400 mm 和 800 mm 处分别布置位移计,用以观察试件不同高度部位的变形情况;底梁布置位移计以观测柱底

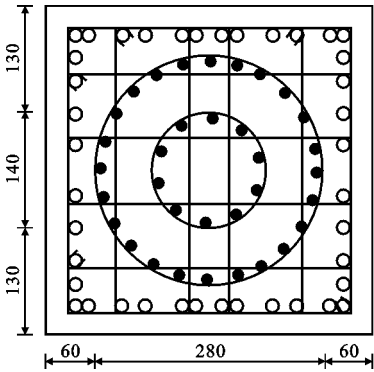


图 1 试件截面尺寸(单位:mm)  
Fig. 1 Section Dimension of Specimen (Unit:mm)

1.2 加载方案及量测

多重复合箍筋约束混凝土芯柱低周反复荷载试验的加载装置如图 2 所示。竖向荷载采用液压千斤顶通过稳压油泵作用于试验柱顶面,加载方式为预加载 50 kN,消除试验装置内部间隙,之后一次加载至预定轴压力(由轴压比确定),在整个加载过程中保持荷载恒定。水平向通过电液伺服作动器施加低周反复荷载,采用位移控制加载方式,加载前 ABAQUS 模拟计算结果表明试验柱屈服位移在 10

是否发生水平滑动;柱顶荷载和位移通过电液伺服加载系统直接采集并记录荷载-位移曲线。

2 有限元分析模型

为进一步分析多重复合箍筋约束混凝土柱的抗震性能,采用 OpenSees 对混凝土柱试件建立了二维三自由度的有限元分析模型。

2.1 纤维单元模型

本文采用纤维截面<sup>[7]</sup>,根据多重复合箍筋约束混凝土柱试件各层混凝土的约束效果不同,将混凝土纤维分为 4 类:无约束混凝土、部分约束混凝土、中间夹层约束混凝土和内核心约束混凝土。网格边长划分为 20 mm,如图 3 所示,其中  $f_{le}$  为箍筋对混凝土的有效横向约束力, $f_{le1}$  为矩形箍筋提供的横向约束力, $f_{le2}$  为外圆箍提供的横向约束力, $f_{le3}$  为内圆箍提供的横向约束力。

单元选用基于柔度法的非线性梁柱单元<sup>[8]</sup>,每

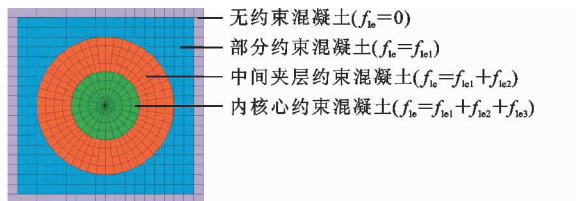


图 3 多重复合箍筋约束混凝土截面

Fig. 3 Section of Multiple Composite Stirrups  
Confined Reinforced Concrete Column

个单元采用 5 个积分点<sup>[9]</sup>,同时考虑多重复合箍筋约束混凝土柱承受大位移作用所引起的荷载-位移( $P-\Delta$ )效应。

## 2.2 材料本构关系

钢筋材料选用基于 Menegotto-Pinto-Filippou 本构关系<sup>[10-11]</sup>的 Steel02 单轴材料模型,该模型考虑了钢筋的包兴格效应,且能较好地模拟钢筋从弹性向塑性转变的过程。钢筋的屈服强度和弹性模量根据其材性试验结果确定,硬化率取 0.01,钢筋由弹性向塑性转变的参数  $R_0, a_1, a_2$  分别取 18.5, 0.925, 0.15<sup>[12]</sup>。

混凝土材料选用基于 Kent-Scott-Park 本构关系的 Concrete01 单轴材料模型<sup>[13]</sup>,其表达式为

$$\sigma_c = K f'_c \left[ 2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad \epsilon_c \leq \epsilon_0 \quad (1)$$

$$\sigma_c = K f'_c \left[ 1 - Z (\epsilon_c - \epsilon_0) \right] \quad \epsilon_0 < \epsilon_c \leq \epsilon_{20} \quad (2)$$

$$\sigma_c = 0.2 K f'_c \quad \epsilon_c > \epsilon_{20} \quad (3)$$

式中: $\sigma_c$  为混凝土压应力; $\epsilon_c$  是混凝土压应变; $\epsilon_0$  为混凝土应力峰值对应的压应变; $\epsilon_{20}$  为混凝土应力下降至 20% 峰值应力时对应的压应变; $f'_c$  为混凝土圆柱体抗压强度; $K$  为考虑箍筋约束所引起的混凝土强度增大系数,对于无约束混凝土, $K=1$ ;  $Z$  为应变软化斜率系数。

$K, \epsilon_0$  和  $Z$  分别按式(4)~(6)计算。

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (4)$$

$$\epsilon_c = 0.002 K \quad (5)$$

$$Z = 0.5 / \left( \frac{3 + 0.29 f'_c}{145 f'_c - 1000} + 0.75 \rho_s \sqrt{\frac{h'}{s}} - \epsilon_0 \right) \quad (6)$$

式中: $f_{yh}$  为箍筋屈服强度; $\rho_s$  为箍筋体积配箍率; $h'$  为箍筋肢距; $s$  为箍筋间距。

由于多重复合芯柱配筋形式较为复杂,为精确模拟不同约束条件下各层混凝土材料的本构关系,需要考虑矩形和圆形配箍形式对于混凝土性能的提。因此,本文依据 Mander 模型对 Kent-Scott-Park 本构关系中的混凝土强度增大系数  $K$  进行修

正,Concrete01 材料模型中的特征点计算采用修正后的混凝土强度增大系数  $K'$ ,其计算公式为

$$K' = -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_{le}}{f'_c}} - 2 \frac{f_{le}}{f'_c} \quad (7)$$

$$f_{le} = 0.5 \rho_s f_{yh} k_e \quad (8)$$

式中: $K_e$  为有效约束系数。

按式(8)计算矩形箍筋提供的横向约束应力  $f_{le1}$ 、外圆箍提供的横向约束应力  $f_{le2}$  和内圆箍提供的横向约束应力  $f_{le3}$ ,各部分混凝土的横向约束应力  $f_{le}$  为各层箍筋约束效果的叠加,如图 3 所示。考虑配箍形式对有效约束面积的影响,对于圆形箍筋和矩形箍筋, $k_e$  分别按式(9)和式(10)计算。

$$k_e = \frac{[1 - s / (2d_s)]^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (9)$$

$$k_e = \left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{\omega_i'^2}{6 b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s}{2d_c} \right) / (1 - \rho_{cc}) \quad (10)$$

式中: $d_s$  为圆形箍筋中心线之间的距离; $b_c, d_c$  分别为矩形箍筋构成截面的宽度和高度,取中心线间距; $\omega_i'$  为相邻纵筋的净距; $\rho_{cc}$  为纵向钢筋面积与核心区面积(箍筋中心线范围以内的面积)的比值。

## 3 试验结果与模型验证

低周反复荷载作用下试件 EC-DC-100 发生了弯曲破坏,其破坏特征是混凝土柱首先出现多条水平弯曲裂缝,之后纵筋、外芯纵筋和内芯纵筋依次出现屈服,水平裂缝加宽且斜向下发展延伸,同时出现多条新的斜裂缝;之后斜裂缝相互交叉形成“X”状,混凝土保护层剥落,钢筋外露,随着加载位移峰值逐渐增大,箍筋依次出现屈服,纵筋压曲向外凸起呈灯笼状,混凝土大面积剥落,破坏时内芯尚未屈服。试件 EC-DC-200 同样发生了弯曲破坏,其破坏特征与试件 EC-DC-100 基本一致。与试件 EC-DC-100 相比,斜裂缝间距较大,分布较疏,混凝土柱极限承载力较为接近,但延性相对较差。试件 EC-DC-HA-100 发生了弯剪破坏,试件破坏时斜裂缝几乎布满整个柱高且斜裂缝倾角大,裂缝分布密集,破坏时脆性显著,耗能能力相对较差。3 根混凝土柱试件最终的破坏形态如图 4 所示。

多重复合箍筋约束混凝土柱试件荷载-位移曲线的试验结果与模拟结果的对比情况如图 5 所示。从图 5 可以看出,有限元模拟结果与试验结果有一定的差异,原因可能在于模型中没有考虑各层约束混凝土之间的相互作用、混凝土的剥落和钢筋的屈



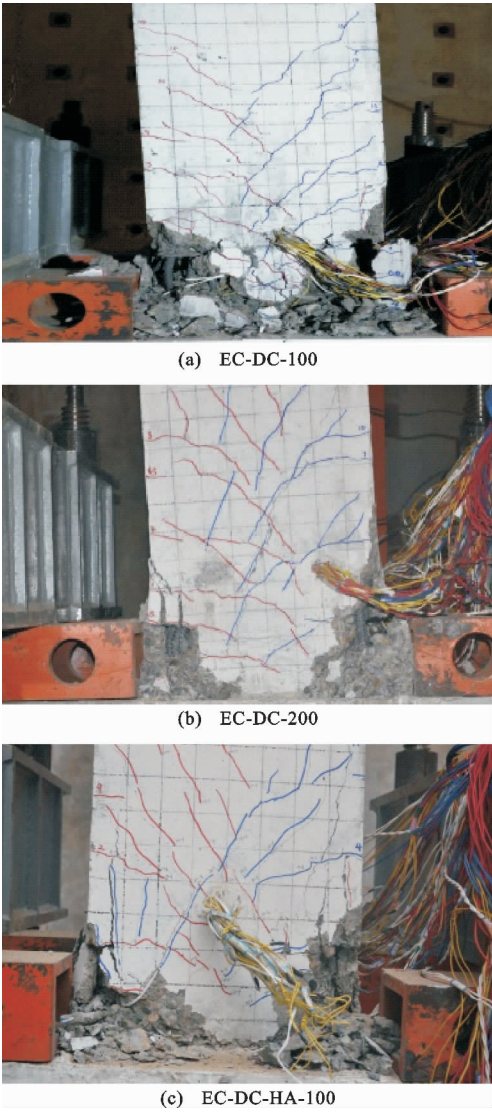


图 4 试件破坏形态

Fig. 4 Failure Patterns of Specimens

曲效应等。总体来说,本文模拟的多重复合箍筋约束混凝土柱的峰值荷载与试验结果较为接近,滞回曲线形状与试验结果基本吻合,均呈较为饱满的弓形,具有较好的塑性变形性能和耗能能力。建立的多重复合箍筋约束混凝土柱的有限元模型能较准确地分析该类混凝土复合芯柱的受力性能。

4 复杂框架结构动力分析

4.1 工程实例

兰州市地铁 1 号线东岗车辆基地运用库为纵横双向跨度均较大的钢筋混凝土框架结构,为了改善框架柱的变形能力及控制截面尺寸,该实际工程采用了多重复合箍筋约束混凝土柱作为框架柱的新型混凝土框架结构。本文以该复杂框架结构为研究对象,主要研究布设了多重复合箍筋约束混凝土柱的

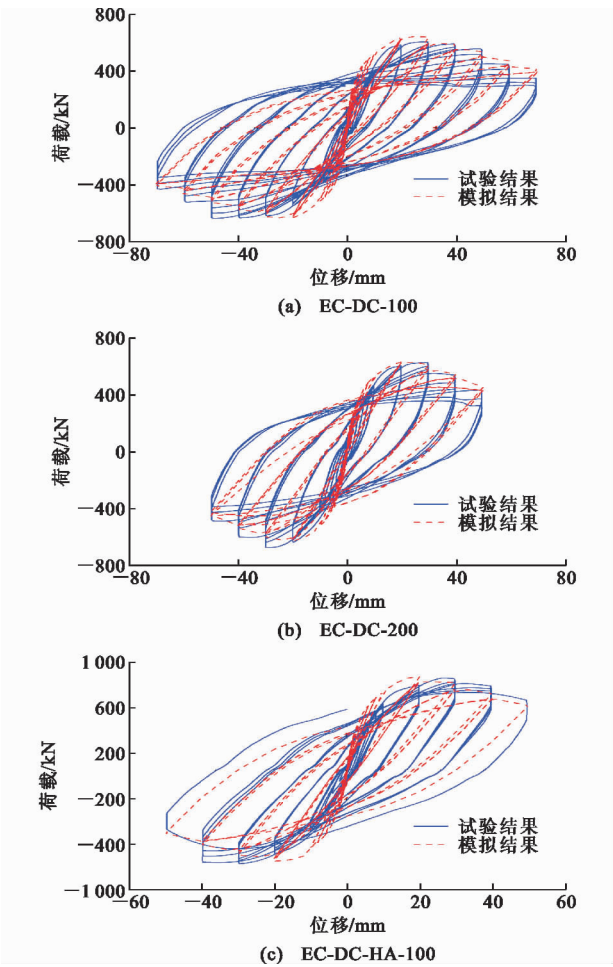


图 5 滞回曲线的试验结果与分析结果对比

Fig. 5 Comparison of Hysteresis Curves Between Test Results and Analysis Results

复杂框架结构在 8 度罕遇地震作用下的地震响应,判断该结构是否满足“大震不倒”的抗震设防目标,同时为该类复杂框架结构的抗震设计提供参考。

该工程 B 区段为 6 层复杂框架结构,其中 1 层和 2 层作为车辆运用库,层高分别为 9.5 m 和 7.6 m,3~6 层为商业用途,层高均为 5.5 m,建筑总高度 39.1 m,柱网布置如图 6 和图 7 所示。梁、柱和楼板均采用现浇钢筋混凝土,强度等级为 C50,1 层和 2 层框架柱截面尺寸均为 1 600 mm×1 600 mm,梁截面尺寸主要为 600 mm×1 500 mm,3~6 层框架柱截面尺寸主要为 1 200 mm×1 200 mm,梁截面尺寸主要为 600 mm×1 200 mm,楼板厚度均为 120 mm。由于该实际工程中梁柱配筋方式较多,限于篇幅,本文仅列出部分框架梁、柱的详细尺寸及配筋,如表 4 和图 8 所示。结构楼面恒荷载为  $4.0 \times 10^3$  MPa,活荷载为  $3.5 \times 10^3$  MPa;屋面恒荷载为  $6.0 \times 10^3$  MPa,活荷载为  $2.0 \times 10^3$  MPa,该地区抗

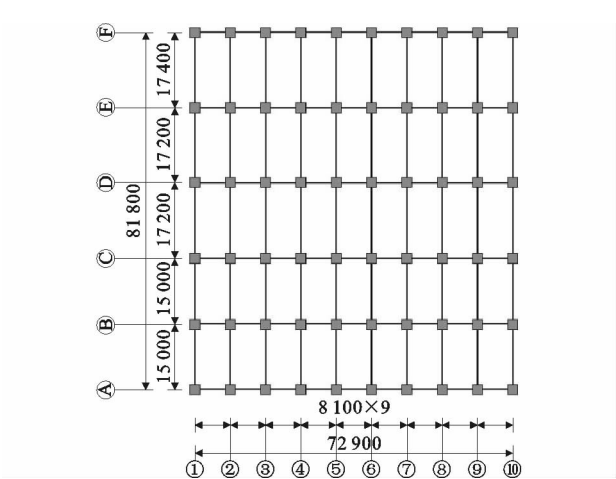


图 6 1 层和 2 层结构平面图(单位:mm)

Fig. 6 Plane Layout of the First and Second Floor (Unit:mm)

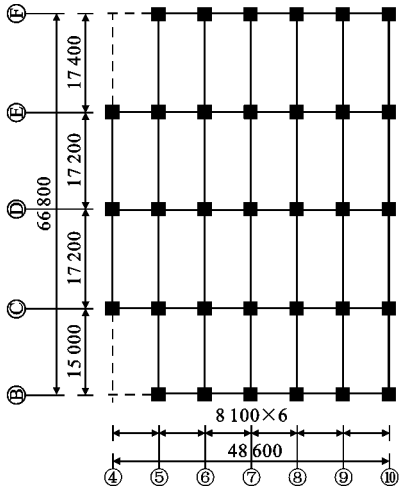


图 7 3~6 层结构平面图(单位:mm)

Fig. 7 Plane Layout of the Third to Sixth Floor (Unit:mm)

表 4 构件尺寸及配筋

Tab. 4 Dimensions and Reinforcement of Members

构件	截面尺寸	纵筋型号		箍筋型号		
		配筋	芯柱配筋	腰筋	矩形箍	圆箍
1 层框架柱 KZ-1	1 600 mm×1 600 mm	20 $\Phi$ 36+20 $\Phi$ 36	31 $\Phi$ 28+16 $\Phi$ 25		$\Phi$ 12@100(12)	$\Phi$ 12@100
3 层框架柱 KZ-2	1 200 mm×1 200 mm	16 $\Phi$ 28+16 $\Phi$ 28	16 $\Phi$ 28		$\Phi$ 12@100(8)	$\Phi$ 12@100
1 层框架梁 KL-1	600 mm×1 500 mm	12 $\Phi$ 28+20 $\Phi$ 28		14 $\Phi$ 14	$\Phi$ 12@100(4)	
3 层框架梁 KL-2	600 mm×1 200 mm	5 $\Phi$ 28+9 $\Phi$ 28		10 $\Phi$ 14	$\Phi$ 12@100(4)	

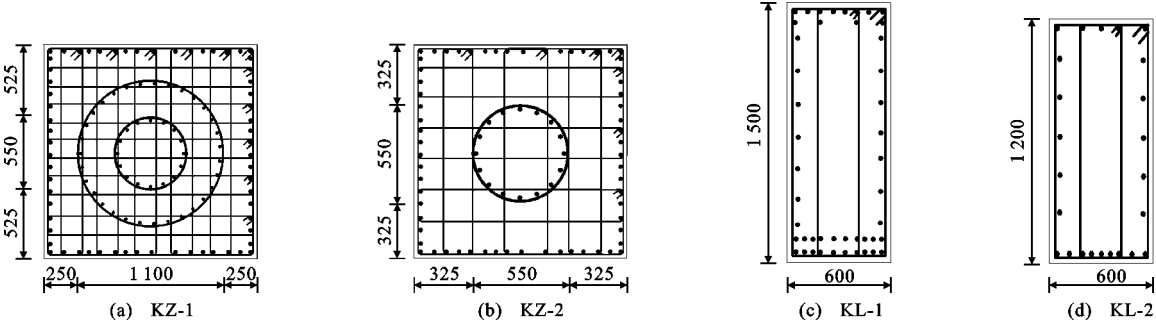


图 8 框架梁和框架柱的截面尺寸(单位:mm)

Fig. 8 Section Dimensions of Frame Beams and Columns (Unit:mm)

震设防烈度为 8 度,设计基本地震加速度为 0.20g ( $g$  为重力加速度),设计地震分组为第 2 组。

4.2 复杂框架结构时程反应分析

使用有限元程序 OpenSees 对上述复杂框架结构进行动力时程分析,结构各层框架柱的箍筋按原结构施工图采用多重复合箍筋的形式,建模过程中选用与多重复合箍筋约束混凝土柱试件相同的材料和单元模型,同时按本文建议的特征点确定方法进行修正,材料和荷载同原设计图纸。结构的质量矩阵形式采用集中质量矩阵<sup>[14]</sup>,阻尼矩阵基于 Rayleigh 阻尼<sup>[15]</sup>,由质量矩阵和刚度矩阵通过线性

组合得到。楼板荷载和次梁自重等效转化为均布荷载和集中荷载施加到框架主梁上,结构柱的自重施加到节点上。为简化运算过程,本文对复杂框架结构的有限元分析模型作如下简化:①假定地基和节点为刚性;②不考虑楼板刚度对结构的影响;③不考虑填充墙的作用。

本文依据设计反应谱<sup>[16]</sup>选用了 3 条地震波:El Centro 波、天津波和人工波<sup>[17]</sup>。采用双向地震波输入方式,规定结构轴号 1~10 所在方向为  $X$  向,轴号 A~F 所在方向为  $Y$  向,主波幅值调整为 0.4g,对应 8 度(地震加速度为 0.2g)罕遇地震水平,如图

9 所示,输入结构刚度较小的 Y 向,次波按 1 : 0.85 缩放为 0.34g 输入结构刚度较大的 X 向<sup>[16]</sup>。

4.3 计算结果分析

图 10 给出了多重复合箍筋约束混凝土框架结构在地震波作用下的顶点位移时程曲线。从图 10 可以看出,复杂框架结构在各地震波作用下的顶点位移变化规律存在差异,这与地震波的特性有关,但概括起来 Y 向的顶点位移均大于 X 向。主要原因

可能是地震波按 1 : 0.85 进行调幅后,Y 向输入的地震波能量较 X 向大,而且该框架结构在 X 向为 9 跨,Y 向为 5 跨,即 X 向的抗侧刚度大于 Y 向,相同幅值的地震作用下,Y 向的位移将会更大;结构的顶点位移峰值出现时刻滞后于地震波峰值时刻。顶点位移在天津波作用下最大,在 X,Y 方向分别为 341 mm 和 500 mm,结构整体位移角(顶点位移与结构高度之比)分别为 1/120 和 1/82,均小于 8 度罕遇

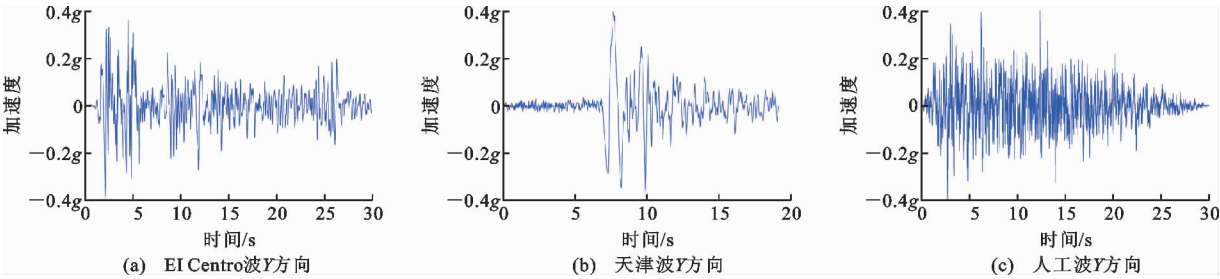


图 9 地震波输入

Fig. 9 Input of Earthquake Waves

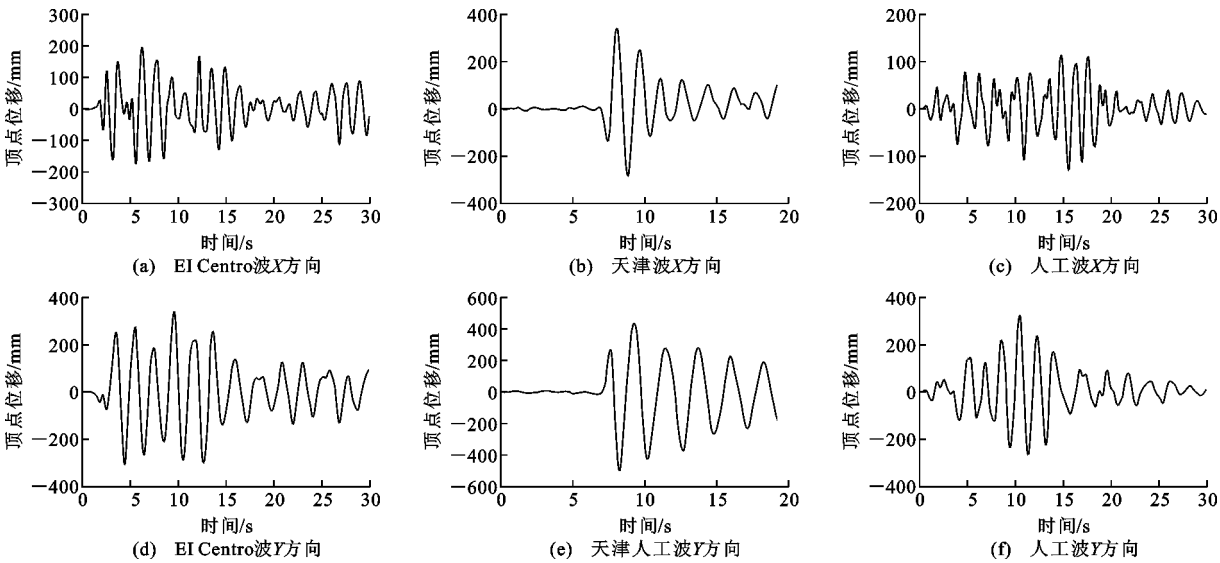


图 10 不同地震波作用下结构的顶点位移时程曲线

Fig. 10 Time-history Curves of Frame Peak Displacement Under Different Earthquake Waves

地震作用下现行抗震规范要求的 1/50。

图 11 给出了多重复合箍筋约束混凝土框架结构的最大层间位移角包络图。从图 11 可以看出,该复杂框架结构在 X,Y 两个方向的层间位移角曲线的形状基本相同,层间位移角最大值均出现在结构第 3 层,3 层以上的层间位移角随着楼层增加而逐渐减小,这是因为结构的 1 层和 2 层采用的多重复合约束混凝土柱相比于上层框架柱截面尺寸更大,箍筋约束效果更强,而且结构柱网布置在 3 层 X 方向由 9 跨变为 6 跨,Y 方向由 5 跨变为 4 跨,导致结构抗侧刚度在 3 层出现较大变化,在设计时应采取

加强措施;在 3 条罕遇地震波作用下,结构 X,Y 两个方向的 3 层层间位移角平均值分别为 1/104 和 1/73,最大值分别为 1/66 和 1/57,满足现行抗震设计规范限值 1/50 的要求<sup>[16]</sup>,即可以实现“大震不倒”的抗震设防目标。

以构件端部截面受弯方向上最外层纵向受拉钢筋应变是否达到屈服应变(钢筋模型对应屈服应变为 0.002)为出铰依据<sup>[18-20]</sup>,获得了结构⑥轴 Y 方向一榀框架在 3 个罕遇地震动作下塑性铰的分布与发展过程,3 条地震波结果类似。本文以响应较为明显的天津波为例进行分析,如图 12 所示。从图 12

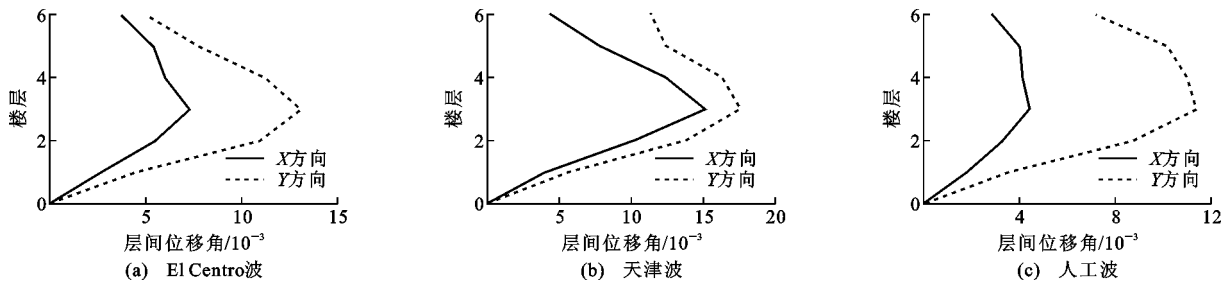


图 11 最大层间位移角

Fig. 11 Maximum Inter-story Drift Angles

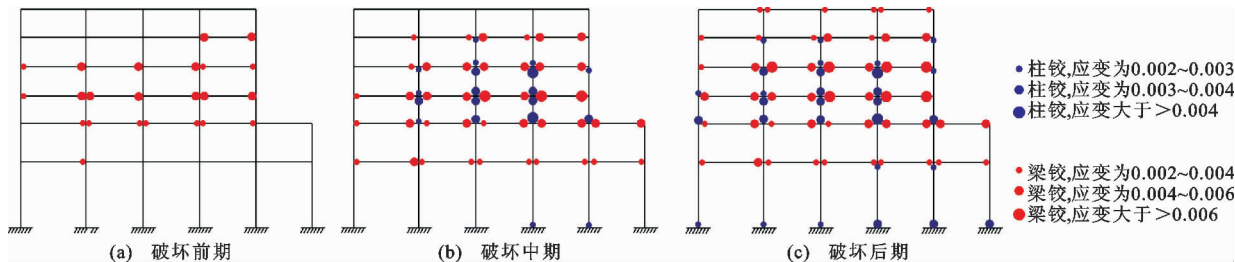


图 12 塑性铰分布

Fig. 12 Distribution of Plastic Hinges

可以看出,柱端塑性铰的数量和大小明显小于梁端,且梁端先于柱端出现塑性铰,说明在地震作用下,梁端率先发生屈服,破坏结果满足规范设计要求,表现出预期的“强柱弱梁”地震反应特性;框架柱的损伤主要集中在 3 层和 4 层的中柱,这是由于框架 3 层刚度变化较大,且中柱较边柱承担的竖向荷载更大,因此在地震荷载以及竖向荷载同时作用下,产生了较为严重的破坏;破坏后期结构在刚度变化较大的第 3 层出现层屈服机制,与最大层间位移角所在楼层一致,说明该层为结构薄弱层,设计时应采取加强措施。

## 5 结 语

(1)多重复合箍筋约束混凝土柱的滞回曲线呈较为饱满的弓形,具有较好的塑性变形性能和耗能能力;按照本文建议的混凝土材料本构关系分析所得混凝土柱滞回曲线的计算结果与试验结果吻合较好,建立的多重复合箍筋约束混凝土柱的有限元模型能较准确地分析该类复合芯柱的受力性能。

(2)时程分析结果表明,复杂框架结构的顶点位移在天津波作用下最大,在 X,Y 方向分别为 341 mm 和 500 mm,屋顶位移角分别为 1/120 和 1/82;最大层间位移角出现在第 3 层,在 X,Y 方向分别为 1/66 和 1/57,均能够满足现行抗震设计规范要求;结构梁端先于柱端发生屈服,实现了预期的“强柱弱

梁”破坏机制。

(3)本文建议采用的混凝土本构模型仍具有一定的局限性,没有考虑到各层约束混凝土之间的相互作用,以及加载后期混凝土的剥落和钢筋的屈曲效应等,下一步应对建议的本构模型进行完善修正。

## 参考文献:

### References:

- [1] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical Stress-strain Model for Confined Concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114 (8): 1804-1826.
- [2] 程丽荣,钱稼茹,范重,等.核心配筋柱中心受压试验研究[J].工程力学,2000,30(增1):579-584. CHENG Li-rong, QIAN Jia-ru, FAN Zhong, et al. Test Study of Columns with Central Reinforcement Under Axial Loads[J]. Engineering Mechanics, 2000, 30(S1): 579-584.
- [3] 贾艳东,薛旭旭.配螺旋箍筋芯柱的钢筋再生混凝土柱性能研究[J].工程与建设,2016,30(1):83-87, 102. JIA Yan-dong, XUE Xu-xu. Study on the Performance of Recycled Concrete Column with Central Reinforcement Confined by Spiral Stirrups[J]. Engineering and Construction, 2016, 30(1): 83-87, 102.
- [4] 雷自学,董三升,郭军庆,等.高强混凝土加芯柱抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2010,31(12):83-91.



- LEI Zi-xue, DONG San-sheng, GUO Jun-qing, et al. Test Study on Seismic Performance of High-strength Concrete Columns with Central Reinforcement[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(12): 83-91.
- [5] GB/T 50081—2002, 普通混凝土力学性能试验方法标准[S].
- GB/T 50081—2002, Standard for Test Method of Mechanical Properties on Ordinary Concrete[S].
- [6] GB/T 228.1—2010, 金属材料拉伸试验第 1 部分: 室温试验方法[S].
- GB/T 228.1—2010, Metallic Materials Tensile Testing Part 1: Method of Test at Room Temperature [S].
- [7] 卢怡思, 张耀庭, 徐茂华. 拟静力试验柱的数值建模分析[J]. 建筑结构, 2013, 43(增 1): 1455-1459.
- LU Yi-si, ZHANG Yao-ting, XU Mao-hua. Numerical Modeling Analysis for Pseudo-static Experimental Columns[J]. Building Structure, 2013, 43(S1): 1455-1459.
- [8] 黄宗明, 陈 滔. 基于有限单元柔度法和刚度法的非线性梁柱单元比较研究[J]. 工程力学, 2003, 20(5): 24-31.
- HUANG Zong-ming, CHEN Tao. Comparison Between Flexibility-based and Stiffness-based Nonlinear Beam-column Elements[J]. Engineering Mechanics, 2003, 20(5): 24-31.
- [9] 杜 轲, 孙景江, 许卫晓. 纤维模型中单元、截面及纤维划分问题研究[J]. 地震工程与工程振动, 2012, 32(5): 39-46.
- DU Ke, SUN Jing-jiang, XU Wei-xiao. The Division of Element, Section and Fiber in Fiber Model[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2012, 32(5): 39-46.
- [10] MENEGOTTO M, PINTO E. Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending[C]//IABSE. Proceedings of the IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads. Lisbon: IABSE, 1973: 15-22.
- [11] FILIPPOU F C, POPOV E P, BERTERO V V. Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints[R]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, 1983.
- [12] MAZZONI S, MCKENNA F, SCOTT M H, et al. OpenSees Users Manual[M]. Berkeley: University of California, 2004.
- [13] SCOTT B D, PARK R, PRIESTLEY M J N. Stress-strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates[J]. American Certification Institute Structural Journal, 1982, 79(2): 13-27.
- [14] 杨亚平, 沈海宁. 集中质量矩阵替代一致质量矩阵的合理性与局限性[J]. 青海大学学报: 自然科学版, 2010, 28(1): 35-39.
- YANG Ya-ping, SHEN Hai-ning. The Rationality and Limitation on the Substitution of the Concentrated Mass Matrix for the Consistent Mass Matrix [J]. Journal of Qinghai University: Nature Science, 2010, 28(1): 35-39.
- [15] 刘晶波, 杜修力. 结构动力学[M]. 北京: 机械工业出版社, 2005.
- LIU Jing-bo, DU Xiu-li. Structural Dynamics [M]. Beijing: China Machine Press, 2005.
- [16] GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].
- GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].
- [17] GASPARINI D A, VANMARCKE E H. Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra[R]. Cambridge: MIT, 1976.
- [18] 刘光明, 杨 红, 邹胜斌, 等. 基于新规范的钢筋混凝土框架抗震性能评价[J]. 重庆建筑大学学报, 2004, 26(1): 40-49.
- LIU Guang-ming, YANG Hong, ZOU Sheng-bin, et al. Seismic Assessment of RC Frame Structure Based on New Design Codes[J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2004, 26(1): 40-49.
- [19] 韩 军, 李英民, 姬淑艳. RC 框架结构合理破坏机制的实现[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2010, 42(12): 2003-2008.
- HAN Jun, LI Ying-min, JI Shu-yan. Realization of Rational Failure Mechanism for the RC Frame Structure [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2010, 42(12): 2003-2008.
- [20] 徐培葵, 牟 犇. 框架结构局部柱铰整体屈服机制的控制[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(9): 35-39.
- XU Pei-zhen, MOU Ben. Discussion on a Global Yield Mechanism with Local Column Plastic Hinge in Moment-resistant Frame Structure[J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(9): 35-39.