

动力荷载下传统风格建筑双梁-柱节点抗震性能 试验研究

薛建阳^{1,2}, 马林林¹, 隋 龔¹, 董金爽¹

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 西安建筑科技大学结构工程与抗震教育部重点实验室, 陕西 西安 710055)

摘要: 为研究传统风格建筑混凝土双梁-柱节点的破坏特征及抗震性能,进行了 2 个节点试件的动力循环加载试验,包括一个典型传统风格建筑混凝土双梁-柱节点和一个单梁-柱节点。观察了节点试件的受力过程及破坏特征,研究了试件的荷载-位移滞回曲线、骨架曲线、承载能力、刚度及承载力退化、延性和耗能能力,并对其破坏模式进行了分析。研究表明:相对于单梁-柱节点,传统风格建筑混凝土双梁-柱节点承载力和刚度较高,其耗能能力和位移延性略小于单梁-柱节点;两者刚度退化规律基本一致。总体上,传统风格建筑混凝土双梁-柱试件的变形及耗能能力较强,抗震性能良好。在试验研究的基础上,利用 ABAQUS 软件对传统风格建筑混凝土双梁-柱节点进行了非线性数值模拟,研究了轴压比、混凝土强度、上下梁间距等参数对其力学性能的影响。结果表明:随混凝土强度和上下梁间距的增大,试件的承载力随之提高;随轴压比增大,试件的承载力有一定提高,但延性降低;随混凝土强度的提高,延性逐渐降低。

关键词: 传统风格建筑; 双梁-柱节点; 抗震性能; 动力循环加载; 破坏模式

中图分类号: TU398; TU311.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2021)01-0038-10

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2021.01.005

1 概 述

混凝土具有防腐、防火、耐久性好和节省后期维修费用等优点,以及良好的可塑性,使其成为传统风格建筑(又称仿古建筑)的主要建筑材料^[1]。

传统风格建筑中,屋盖集中了结构的大部分重量,采用柱柱时,柱截面尺寸存在收分,使得柱上部分轴压比较大,结构抗震性能下降,限制了结构在抗震设防要求较高地区的使用^[2]。目前,国内外对普通框架结构梁-柱节点研究较全面^[3-5],而对传统风格建筑混凝土双梁-柱节点(如图 1 所示)的研究较少,且现行规范未对此类构件做出相关规定。薛建阳等^[6-7]进行了传统风格钢结构梁-柱节点试验研究;谢启芳等^[8]进行了 4 个传统风格建筑钢筋混凝土梁-柱节点拟静力试验,得出如果按常规梁-柱节点设计,该类节点很难满足结构抗震设防要求的结论。此外,梁柱节点试验多采用拟静力加载制度,与地震作用下结构的实际受力状况存在较大差别,如何获得

地震作用下传统风格建筑双梁-柱节点更真实的受力状况及力学性能,是当前传统风格建筑亟需解决的关键问题之一。



图 1 传统风格建筑双梁-柱节点

Fig. 1 Dual-lintel column joints in traditional style buildings

鉴于此,本文对 1 个典型传统风格建筑混凝土双梁-柱节点进行动力循环加载下的试验研究。为了对比,同时设计了 1 个混凝土单梁-柱节点试件,试件的上柱均为钢管混凝土柱,对其破坏模式及抗震性能进行了对比分析。

收稿日期: 2019-04-01; **修订日期:** 2019-08-21

基金项目: 国家科技支撑计划课题(2014BAL06B03);国家自然科学基金资助项目(51978568);陕西省科技创新团队计划(2019TD-029);陕西省自然科学基金基础研究重点项目(2020JZ-50)

2 试验概况

2.1 试件设计

由西安某景区殿堂式传统风格建筑工程实例,并按清工部《工程做法则例》^[9]中材份制规定,选取水平荷载作用下梁、柱反弯点间的部分,设计了2个缩尺比为1:2的混凝土梁-柱节点,包括1个典型传统风格建筑混凝土双梁-柱节点试件DLJ和1个单梁-柱节点对比试件SLJ。为便于对比研究,双梁-柱节点上梁及柱尺寸(如图2所示)与单梁-柱节点梁柱尺寸(如图3所示)相同。试件采用C40商品混凝土,浇筑时,预留边长为150 mm的标准立方体试块,并与试件同条件养护,实测其抗压强度平均值为58.2 MPa。试件设计轴压比 $n=0.25$ 。钢材材性指标如表1所示。

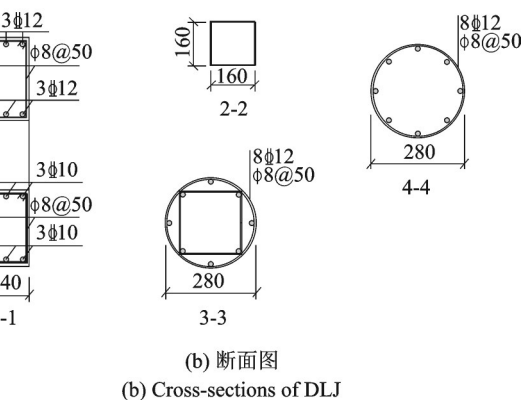
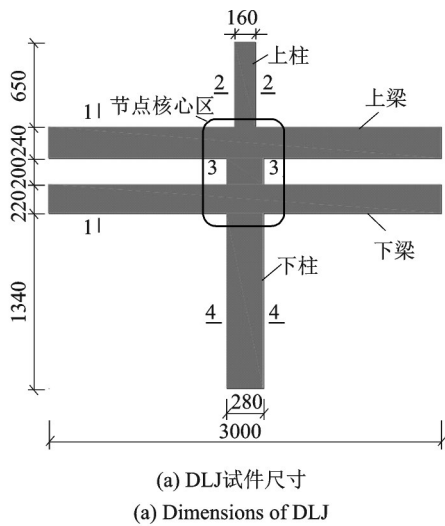
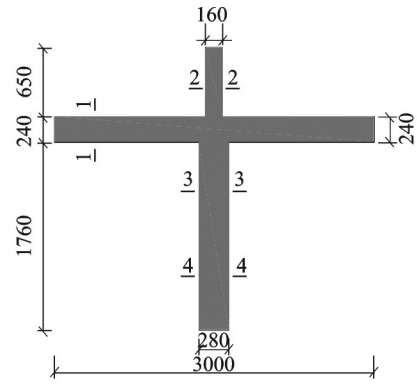
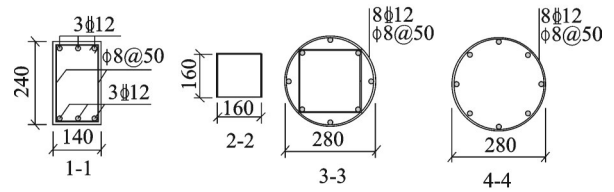


图2 DLJ试件尺寸及构造(单位:mm)
Fig. 2 Sketch of DLJ specimen (Unit:mm)

为便于叙述,规定试件上柱为柱子在上梁顶部以上部分,下柱为柱子在下梁底部以下部分。试件上柱为方钢管混凝土柱,方钢管尺寸为160 mm×5.5 mm,下柱及梁均采用普通钢筋混凝土,上、下梁



(a) SLJ试件尺寸
(a) Dimensions of SLJ



(b) 断面图
(b) Cross-sections of SLJ

图3 SLJ试件尺寸及构造(单位:mm)
Fig. 3 Sketch of SLJ specimen (Unit:mm)

表1 钢材材性指标

Tab. 1 Mechanic performance indices of steel

板厚(直径)/mm	f_y /MPa	ϵ_y /10 ⁻⁶	f_u /MPa	E_s /MPa	δ /%
-5.5	336.5	1674	463.3	2.01×10^6	32.9
Φ8	323.5	1570	400.0	2.06×10^6	35.6
Φ10	465.5	2316	596.5	2.01×10^6	33.1
Φ12	450.1	2296	586.7	1.96×10^6	30.8

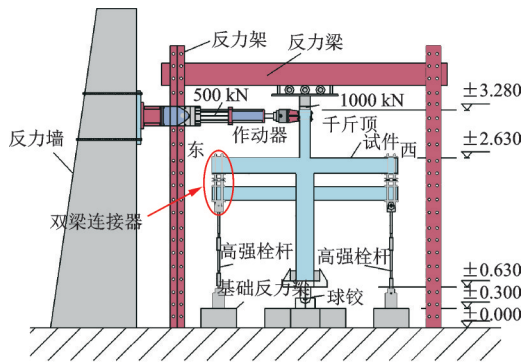
注: f_y 为屈服强度; ϵ_y 为屈服应变; f_u 为极限强度; E_s 为弹性模量; δ 为伸长率

中的纵筋均贯穿方钢管,在梁柱节点区均设有圆形箍筋,上柱方钢管自上梁顶面向下延伸840 mm,且四周均焊有抗剪栓钉。

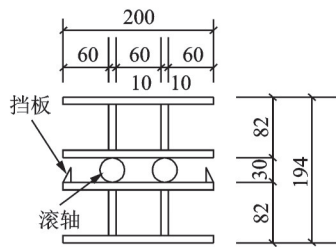
2.2 加载方案

试验加载装置如图4所示,采用柱端加载方式,首先由1000 kN油压千斤顶在柱顶施加竖向荷载至设计值,然后采用500 kN电液伺服作动器在柱端施加动态水平往复荷载,作动器量程为±250 mm。千斤顶与反力梁之间设置滚轮,保证千斤顶能够随柱顶实时水平移动。试验时,在双梁之间安装双梁连接器,保证上、下梁能够在水平方向移动且保持相同的竖向距离,以保证上、下梁之间不产生弯矩和剪力,仅传递竖向力,如图4(b)所示。

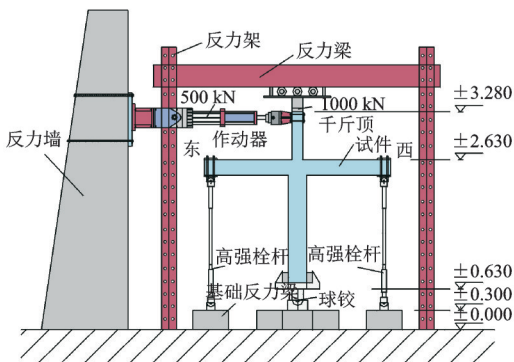
试件加载结束的标志为:当试件的侧向变形过大不能继续承载,或水平荷载下降到峰值荷载的85%。



(a) DLJ节点
(a) Joint of DLJ



(b) 双梁连接器
(b) Connector of dual lintels



(c) SLJ节点
(c) Joint of SLJ

图4 试验加载装置图(单位:mm)

Fig.4 Test setup (Unit:mm)

2.3 加载制度

为了更真实可靠地模拟地震作用,试验采用动力加载制度,通过MTS793电液伺服程控结构试验系统输入正弦波荷载以便更好研究动态循环荷载作用下试件的力学性能。正弦波振幅及频率由《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)及《中国地震烈度表》(GB/T 17742-2008)^[10]确定。

不同的峰值加速度对应不同的地震烈度,根据输入正弦波峰值加速度的不同,本次加载共分为10个工况,试验中采用的动力加载制度如表2所示。

2.4 量测方案

为考察梁端塑性铰区域、节点核心区的承载力及变形,在相应位置处钢筋上预埋应变片。试验数据均由8通道DC-104R动态应变数据采集仪实时采

集记录。应变片布置如图5和6所示。

表2 试验加载工况

Tab.2 Test loading conditions

工况	$a/$ ($\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$)	$s/$ mm	$f/$ Hz	工况	$a/$ ($\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$)	$s/$ mm	$f/$ Hz
1	50	5	1.59	6	460	40	1.71
2	100	8	1.78	7	500	53	1.55
3	150	11	1.86	8	570	65	1.50
4	250	15	2.05	9	585	77	1.39
5	350	27	1.81	10	600	88	1.31

注: a 为加速度; s 为控制位移; f 为频率

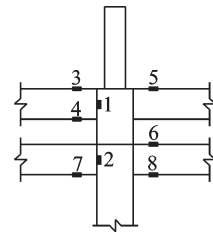
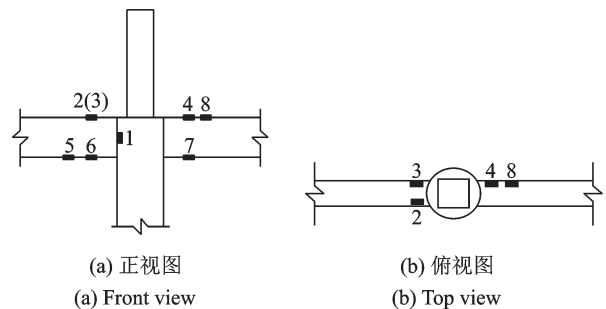


图5 DLJ试件应变片布置

Fig.5 Strain gauges arrangement of DLJ



(a) 正视图
(a) Front view
(b) 俯视图
(b) Top view

图6 SLJ试件应变片布置

Fig.6 Strain gauges arrangement of SLJ

3 试验过程及破坏形态

两试件破坏过程基本类似,大致分为4个阶段。

(1) 试件DLJ破坏过程

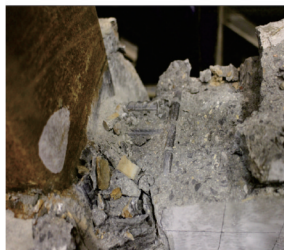
①在控制位移达到27 mm前,荷载-位移曲线呈线性关系,说明试件基本在弹性范围内工作;②随着加载的继续,控制位移达到40 mm时,试件刚度出现明显退化,上梁梁端塑性铰区域已出现明显裂缝,梁端塑性铰区域应变片大部分超过了材料的屈服应变,同时试件荷载-位移曲线出现明显拐点,表明试件达到屈服,进入弹塑性工作阶段;③继续加载至荷载分别达到正向、负向极限荷载,试件梁端塑性铰区域混凝土出现明显剥落现象,上梁梁端混凝土剥落严重,控制位移达到77 mm时,加载过程中伴有混凝土压溃和剥落;④随着荷载的继续增加,上梁梁端混凝土已大部分剥落,下梁梁端混凝土虽有剥落,但

程度轻于上梁梁端,上梁梁端与柱相接处最终形成塑性铰,此时试件转角为 $1/40$,当转角达到 $1/38$ 时,下梁梁端与柱相交处形成塑性铰。

试件的最终破坏形态如图 7 所示。



(a) 试件最终破坏形态
(a) Failure modes of specimen



(b) DLJ 上梁梁端
(b) Upper lintel-end of DLJ



(c) DLJ 下梁梁端
(c) Lower lintel-end of DLJ



(d) SLJ 梁端
(d) Lintel-end of SLJ



(e) SLJ 梁端
(e) Lintel-end of SLJ

图 7 试件破坏形态

Fig.7 Failure modes of specimens

(2) 试件 SLJ 破坏过程

①当加载至控制位移达到 15 mm 前,荷载-位移曲线基本呈线性关系,试件在弹性范围内工作;②随着加载的继续,控制位移达到 40 mm 时,构件刚度出现明显退化,梁端塑性铰区域应变片均超过了材料的屈服应变,同时试件荷载-位移曲线出现明显拐点,表明试件达到屈服,进入弹塑性阶段;③继续加载至荷载分别达到正向、负向极限荷载,试件梁端塑性铰区域混凝土破坏严重,加载过程中伴有混凝土剥落;④继续加载,梁端混凝土剥落更加严重,梁端形成塑性铰。

综上所述,可知:

1) DLJ 及 SLJ 试件在加载过程中,随着荷载的不断增大,试件均出现不同程度的裂缝开展及混

土剥落现象,导致其刚度及强度退化;

2) 临近破坏时,梁端均形成塑性铰,试件几乎不能再消耗外荷载作用下产生的能量,承载力降低较为明显。

4 主要试验结果及分析

4.1 应变分析

4.1.1 DLJ 应变分析

选取应变片测点 2、测点 3、测点 8 进行应变分析。各测点荷载-应变曲线如图 8 所示。由图 8(a) 可知,试件 DLJ 测点 3 在控制位移为 27 mm 时最大应变值为 $920\ \mu\epsilon$,明显小于屈服应变,表明上梁梁端尚未达到屈服;随着加载的继续,控制位移为 65 mm 时,测点 3 最大应变值达到 $2200\ \mu\epsilon$,超过材料的屈服值,表明上梁梁端区域进入到弹塑性工作阶段,试件卸载后存在残余变形。

试件 DLJ 测点 8 在控制位移为 27 mm 时最大应变值为 $1400\ \mu\epsilon$,接近材料屈服应变值,表明此工况时下梁处于弹性工作阶段的末期;加载至控制位移为 77 mm 时,最大应变值达到 $12300\ \mu\epsilon$,远远超过材料屈服应变值,说明此时下梁已处于塑性工作阶段末期,结合试验现象,此时下梁梁端形成塑性铰,上梁梁端破坏相对严重。

试件 DLJ 测点 2 位于柱核心区位置,由图 8(e) 可知,控制位移为 77 mm 时,箍筋应变值最大为 $610\ \mu\epsilon$,远小于钢材的屈服应变,表明该位置截面仍处于弹性工作阶段;柱核心区上下梁之间的侧面部位有少量混凝土挤压剥落,但剥落范围较小,也未见柱中箍筋裸露,说明试件满足设计要求,其破坏是由于梁端形成塑性铰所造成的。

4.1.2 SLJ 应变分析

SLJ 节点试件梁端裂缝最先出现,受力较大,核心区为受剪区域,选取梁端塑性铰区域应变片 7 及核心区应变片 1 进行应变分析。各测点荷载-应变曲线如图 9 所示。

试件 SLJ 测点 7 在控制位移为 40 mm 时最大应变值为 $2400\ \mu\epsilon$,超过材料的屈服应变,表明该处已进入到弹塑性工作阶段。随着加载继续,该部位应变迅速增大,最大应变值达到 $11600\ \mu\epsilon$,远超过材料的屈服应变,此时,试件该位置处部分混凝土剥落,裂缝宽度约为 3 mm ,梁端上顶面可见钢筋,而下表面未见钢筋裸露,说明该位置进入塑性阶段。

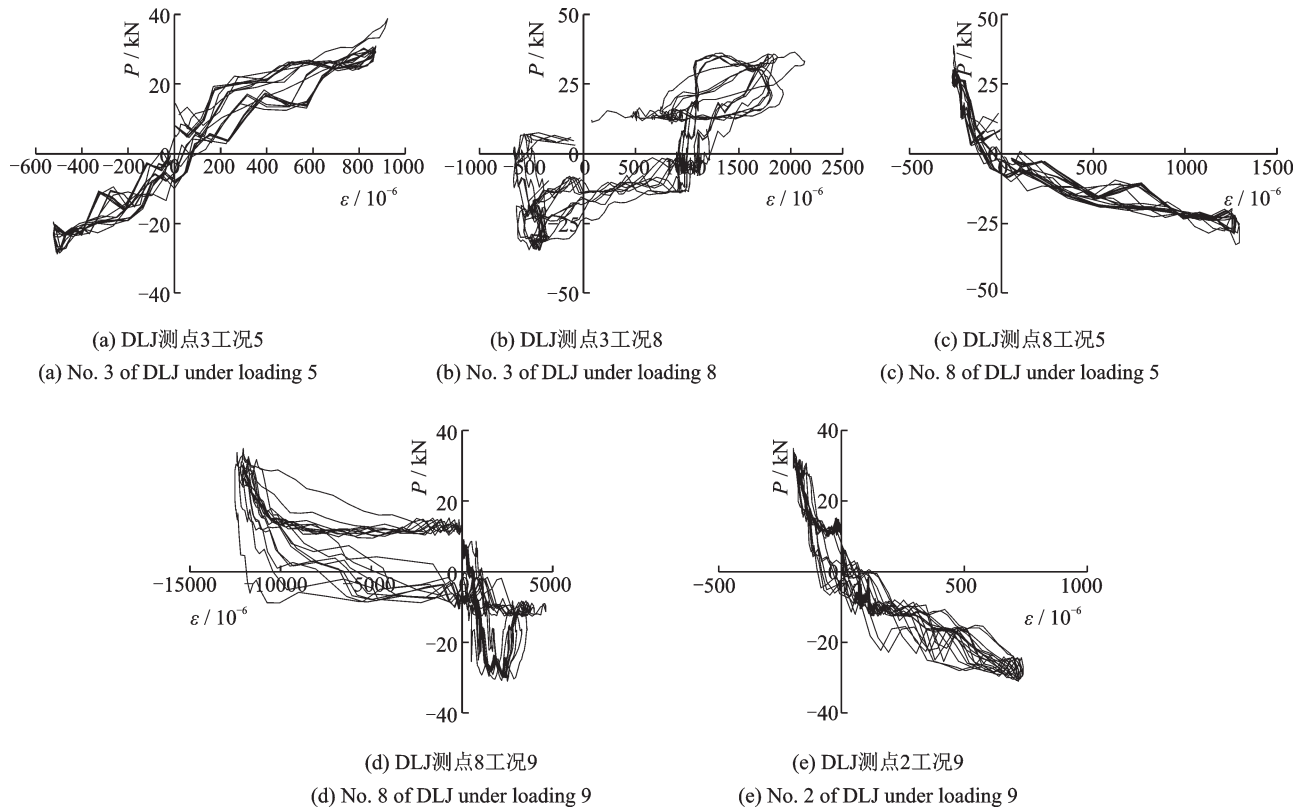


图8 DLJ测点荷载-应变曲线

Fig. 8 Cyclic load-strain curves of DLJ specimen

SLJ节点试件测点1位于柱核心区位置,由图9(c)可知,控制位移为77 mm时,箍筋应变值最大为2000 $\mu\epsilon$,达到材料的屈服应变值,试件破坏位置在梁端塑性铰区域,结合试验过程中观察到的试件破坏现象,最终判断破坏类型为梁铰破坏机制。

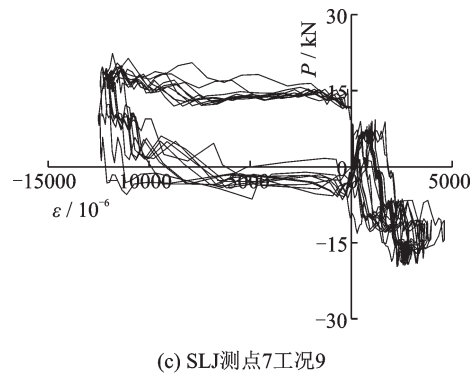
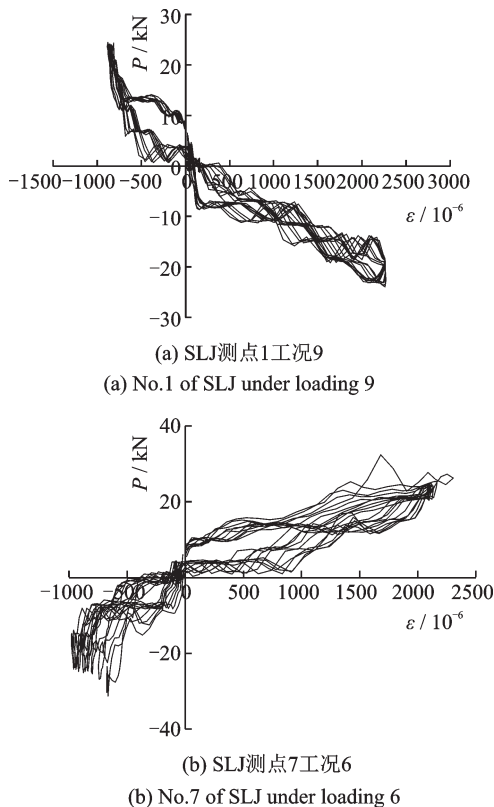


图9 SLJ测点荷载-应变曲线

Fig. 9 Cyclic load-strain curves of SLJ specimen

4.2 试件水平荷载-位移曲线

取各试件各工况下第一圈滞回曲线叠加,可得其水平荷载-位移滞回曲线。如图10所示,图中 P 为柱顶水平荷载, Δ 为相应的柱顶水平位移。

试件 P - Δ 曲线为锯齿状,主要是受加载方式及加载设备的影响:一方面是受试验采用动力加载方式的影响,MTS位移采集系统不能平稳的采集数据;另一方面是由于在快速加载过程中,MTS加载设备在送油及回油过程不能保证速率固定。虽然试件 P - Δ 曲线呈现一定的锯齿状,但仍能客观地反映试件的力学特征。

由图10可知:

(1)试件 $P-\Delta$ 曲线较为饱满,存在一定的“捏拢”现象,这是由于钢筋与混凝土之间黏结滑移及试件安装时存在少量空隙等所导致。试件最终破坏类型为梁铰破坏,耗能能力得以充分发挥。

(2)加载初期,各试件柱端水平荷载与位移基本呈线性关系,试件处于弹性工作阶段,滞回环所包围的面积较小,卸载后几乎无残余变形,且刚度退化不明显,试件裂缝数量较少,宽度较细。

(3)随着加载的继续,试件进入弹塑性工作阶段,滞回环所包围的面积逐渐增大,同时滞回环逐渐向位移轴倾斜,初始斜率逐渐变小,试件刚度及强度逐渐退化,这是由于试件损伤累积导致。

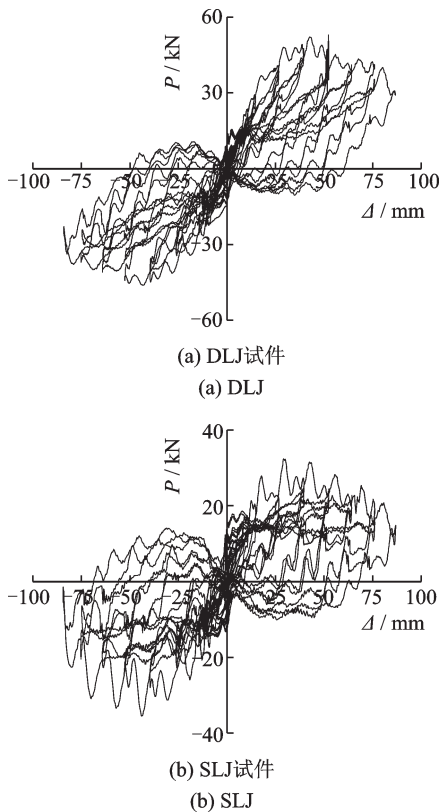


图 10 试件 $P-\Delta$ 滞回曲线

Fig. 10 $P-\Delta$ hysteretic loops of the specimens

4.3 试件水平荷载-位移骨架曲线

各试件骨架曲线如图 11 所示。由图 11 可知:

(1)荷载较小时,荷载-位移曲线基本呈线性关系,试件基本处于弹性工作阶段;随着荷载的增大及损伤累积,荷载-位移曲线表现出明显的非线性,出现了明显的拐点,刚度及强度开始退化,荷载增长滞后于变形的增长。

(2)对比 SLJ 及 DLJ 可知,双梁-柱节点在加载初期刚度略大于单梁-柱节点,说明双梁-柱节点下梁的存在提高了试件的刚度;屈服后,SLJ 很快达到极限荷载,但骨架曲线下降段更为平缓,在加载后期

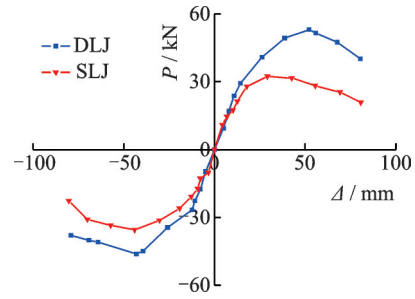


图 11 试件 $P-\Delta$ 骨架曲线

Fig. 11 $P-\Delta$ skeleton curves of the specimens

能够保持较高的承载力。

(3)对比两试件的骨架曲线,在弹塑性阶段,试件 DLJ 骨架曲线斜率较大,具有更大的侧移刚度,其峰值荷载明显大于试件 SLJ。两者骨架曲线下降段差别较大,这是由于试件 DLJ 为双梁-柱节点,双梁对节点区均有约束,节点区域明显大于单梁-柱节点,提高了试件的承载力,但在加载后期,下梁的存在导致上下梁变形不协调,内力分布不均匀,极限承载力后,承载力下降较快。

4.4 试件承载力及延性分析

采用“Park 法”^[11]确定试件的屈服点。破坏荷载取试件骨架曲线中荷载下降到 85% 峰值荷载时所对应荷载值。试验中各试件相应特征点的试验值如表 3 所示,采用位移延性系数 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ 衡量试件变形能力。

表 3 试件各特征点值及位移延性系数

Tab. 3 Characteristic values and ductility coefficients

试件 编号	屈服点		极限点		破坏点		延性系数 μ	平均 值
	$P_y /$ kN	$\Delta_y /$ mm	$P_m /$ kN	$\Delta_m /$ mm	$P_u /$ kN	$\Delta_u /$ mm		
DLJ	42.2	28.3	53.0	52.2	45.1	68.1	2.41	2.66
	-33.5	-24.2	-46.7	-43.1	-39.7	-70.7	2.92	
SLJ	28.3	19.0	32.3	29.2	27.5	58.8	3.09	3.13
	-27.5	-22.4	-35.5	-44.7	30.1	-70.9	3.17	

由表 3 可知:

(1)试件 DLJ 的屈服、极限和破坏荷载均高于对比试件 SLJ,这是由于 DLJ 双梁-柱节点中的下梁可分担一部分荷载。试件 DLJ 屈服荷载约为试件 SLJ 的 1.36 倍,极限荷载约为 SLJ 试件的 1.47 倍,说明双梁-柱节点试件的承载力显著提高。

(2)双梁-柱节点的位移延性系数为 2.66,相比单梁-柱节点降低约 18.1%,这是由于双梁-柱节点试件中下梁的存在导致其内力分布不均匀,使得试件在极限荷载之后荷载下降较快。

4.5 试件耗能分析

试件的耗能能力通过等效黏滞阻尼系数 h_e 来反映。试件在各阶段的等效黏滞阻尼系数如表 4 所示。表中 J-1 至 J-4 为文献[8]中试件的等效黏滞阻尼系数。

表 4 等效黏滞阻尼系数

Tab. 4 Equivalent viscous damping coefficients

试件编号	屈服荷载 h_{ey}	极限荷载 h_{eu}	破坏荷载 h_{em}
DLJ	0.085	0.128	0.141
SLJ	0.144	0.192	0.223
J-1	0.065	0.085	0.138
J-2	0.061	0.076	0.192
J-3	0.056	0.079	0.227
J-4	0.048	0.068	0.138

由表 4 可知,上柱加强型传统风格建筑混凝土双梁-柱节点试件在各个特征点的等效黏滞阻尼系数略低于单梁-柱节点,但高于普通传统风格建筑混凝土双梁-柱节点,说明上柱加强型传统风格建筑混凝土双梁-柱节点耗能能力较强,其抗震性能优越。

对试件滞回环所围成的面积进行计算,如图 12 所示。

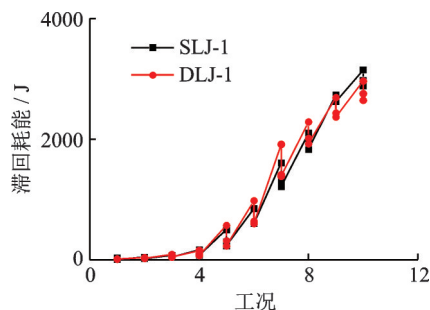


图 12 试件滞回耗能曲线

Fig. 12 Curves of hysteretic energy dissipation

由图 12 并结合表 3-4 知:

(1) 屈服前,各试件滞回耗能较小,表明在外荷载较小时,滞回曲线基本呈线性,几乎不存在残余变形,试件耗能主要以可恢复的弹性应变能为主。

(2) 随着荷载的增大,试件由弹性阶段逐渐进入弹塑性阶段,试件耗能由弹性应变能为主向塑性变形转变,且弹性应变能在结构总耗能中所占比例也不断减小。

(3) 滞回耗能曲线中每个“台阶”均由 3 个数据点组成,第 3 个滞回环耗能较第一个滞回环小,说明在同级位移下,试件强度逐步退化,其耗能能力也随之降低。

4.6 刚度退化分析

割线刚度取每一加载位移下割线刚度的平均值,割线刚度按下式计算

$$K = \frac{|P_i| + |-P_i|}{|\Delta_i| + |-\Delta_i|} \quad (1)$$

式中 P_i 为第 i 次循环峰值点的荷载; Δ_i 为第 i 次循环峰值点的位移。计算结果如图 13 所示。

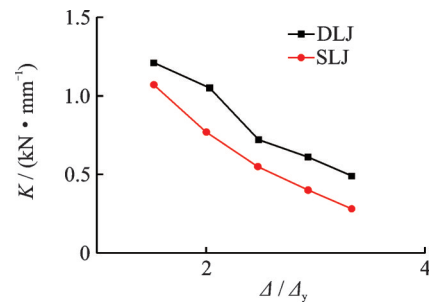


图 13 刚度退化曲线

Fig. 13 Curves of stiffness degradation

由图 13 可知:

(1) 试件刚度随着加载位移的增大而逐步退化,刚度退化的根本原因是试件弹塑性性质和损伤累积,对混凝土结构梁-柱节点而言,这种损伤主要表现为钢筋的屈服、混凝土裂缝的开展及缝宽的增大、贯通裂缝的形成以及混凝土剥落等。

(2) 传统风格建筑混凝土双梁-柱节点刚度大于单梁-柱试件,这是由于双梁-柱节点试件下梁的存在提高了试件的整体刚度和承载力;两者退化曲线几乎平行,表明两者退化速率大致相等。

(3) 加载后期,试件刚度退化速率减缓,这是由于达到极限承载力后,试件不再有新裂缝出现,且钢筋已大部分达到屈服。

4.7 承载力衰减分析

各试件在动态循环荷载和竖向荷载的共同作用下,承载力不断退化,采用承载力退化系数 λ_i (各级荷载与极限承载力之比) 来表征试件的承载力退化。各试件的 $\lambda_i - \Delta/\Delta_y$ 曲线如图 14 所示。

由图 14 可知:

(1) 试件达到极限承载力前,各试件在同级正负向加载过程中,承载力退化并不明显。这是由于在试件屈服前,试件基本处在弹性阶段,损伤较小。

(2) 试件达到极限承载力后,随着水平荷载和循环次数的增加,其承载力退化明显,且总体上呈加快的趋势。这主要是混凝土严重剥落、钢筋屈服及试件损伤累积造成的。

(3) 加载后期,上柱加强型传统风格建筑混凝土

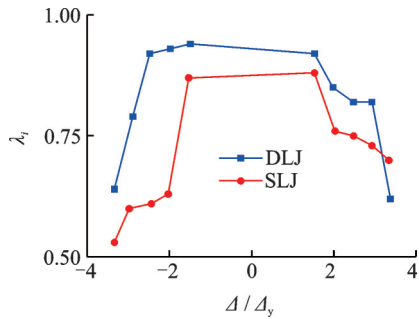


图 14 承载力退化曲线

Fig. 14 Curves of bearing capacity degradation

双梁-柱节点承载力衰减速率小于单梁-柱节点,这是由于双梁-柱节点的独特构造形式,梁端出现塑性铰后试件仍具有一定的承载力,其承载力衰减速率较小。

5 参数分析

5.1 有限元模型的建立

为对传统风格建筑混凝土双梁-柱节点试件抗震性能的主要影响因素进行分析,采用有限元软件 ABAQUS 建立试件的三维有限元模型。建模时,模型截面尺寸和试验试件尺寸完全相同,钢材采用双线性强化模型,混凝土采用 Kent-Scott-Park 约束混凝土本构模型,钢管与混凝土间采用绑定(Tie)的方式定义接触关系,钢筋与混凝土间采用嵌入(Embed)的方式定义接触关系^[12]。模型选用 S4R 壳单元,网格划分采用结构优化网格技术;定义与试验一致的边界条件,在加载部位设置高强垫板避免加载端出现应力集中,将荷载施加在高强垫板之上,将加载步设置为先在柱顶施加轴向荷载,而后在柱顶部施加水平荷载。有限元模型如图 15 所示。

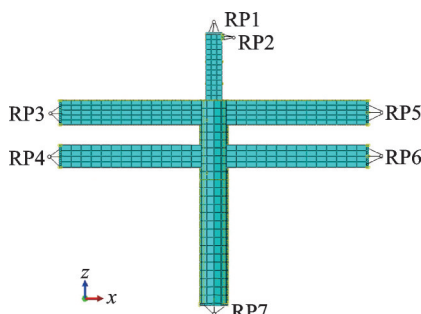


图 15 有限元模型

Fig. 15 Finite element model

5.2 有限元模型验证

为验证上述非线性有限元模型的合理性和准确性,采用与试验一致的边界条件对有限元模型进行分析,并与试验结果对比分析。数值分析中材料本构关系特征点由其材性试验确定。

有限元计算与试验所得荷载-位移曲线如图 16 所示。由图 16 可知:试件屈服前,有限元分析和试验所得曲线高度吻合,二者初始刚度基本相等。试件进入屈服阶段后,有限元分析和试验所得曲线产生一定差异,但偏离较小,在一定程度上验证了有限元模型及分析的正确性。

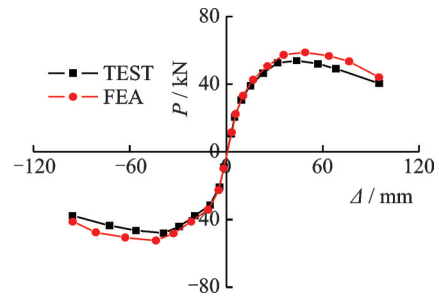


图 16 计算结果与试验结果对比

Fig. 16 Comparison of test and FEA analysis results

5.3 参数分析

为深入研究传统风格建筑混凝土双梁-柱节点受力性能,了解主要参数对构件的影响,选取轴压比 n 、混凝土强度 f_c 、上下梁间距 h 等关键参数进行分析。

5.3.1 轴压比 n

在试验基础上,保持其他参数不变,选取不同的轴压比 n , n 分别为 0.25, 0.50, 0.75。计算结果如表 5 及图 17 所示。

表 5 轴压比对试件力学性能影响

Tab. 5 Influence of axial compression ratio on mechanical property of specimens

试件	n	P_y/kN	Δ_y/mm	P_m/kN	Δ_m/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	μ
DLJ	0.25	59.4	17.5	84.4	29.1	71.7	97.2	5.82
	0.50	73.6	20.9	82.3	32.8	70.0	95.6	4.78
	0.75	70.7	22.5	76.3	32.5	65.6	90.7	4.65

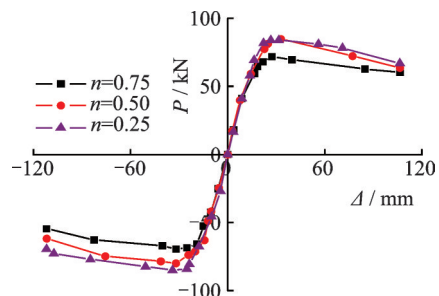


图 17 轴压比 n 对 $P-\Delta$ 骨架曲线的影响

Fig. 17 $P-\Delta$ curves with different axial compression ratios

由表 5、图 17 可知:轴压比的变化对试件的初始刚度影响较小,但对其承载力及延性影响较大,这是由于随轴压比的增大,模型的 $P-\Delta$ 效应愈加明显,使

得极限荷载变小,与轴压比 $n=0.25$ 时相比,轴压比为0.50,0.75时,试件的极限荷载分别下降了2.5%和9.6%,说明轴压比的变化对试件承载力有较大的影响;随着轴压比的增大,试件的延性呈降低趋势,与轴压比 $n=0.25$ 时相比,轴压比为0.50,0.75时试件的延性分别下降了17.9%和20.0%,说明增大轴压比,试件的延性变差,其抗震性能降低。

总体上,随柱轴压比的提高,试件初始刚度变化甚微,但承载力及延性有所降低。

5.3.2 混凝土强度 f_c

为研究不同混凝土强度 f_c 对节点受力性能的影响,在试验的基础上,保持其他参数不变,选取不同混凝土强度 f_c ,取 f_c 分别为20,30,40 MPa。

表6给出了不同混凝土强度 f_c 下,各试件有限元分析的主要结果。图18给出了不同混凝土强度 f_c 下各试件的 $P-\Delta$ 骨架曲线。

表6 混凝土强度对试件力学性能影响

Tab. 6 Influence of concrete strength ratio on mechanical property of specimens

试件	f_c / MPa	P_y / /kN	Δ_y / /mm	P_m / /kN	Δ_m / /mm	P_u / /kN	Δ_u / /mm	μ
DLJ	20	55.4	18.7	82.4	39.6	70.2	94.9	5.70
	30	61.3	20.4	92.6	44.6	78.7	99.4	4.87
	40	64.9	25.7	97.8	49.5	83.1	93.6	3.64

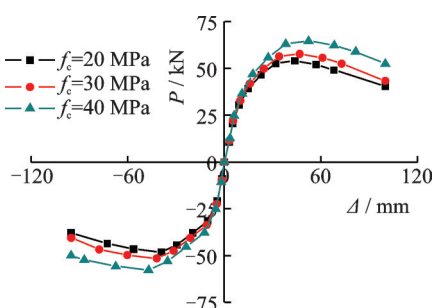


图18 混凝土强度对 $P-\Delta$ 骨架曲线的影响

Fig.18 $P-\Delta$ curves with different concrete strength

由表6、图18可知:混凝土强度的改变对试件弹性阶段影响较小,对其承载力及延性影响较大。与 $f_c=20$ MPa时相比,混凝土强度 f_c 为30,40 MPa时试件的极限承载能力分别提高了12.4%和18.7%,说明随混凝土强度的提高,试件的承载力提高;但试件的位移延性总体上呈现下降趋势,与混凝土强度 $f_c=20$ MPa时相比, f_c 为30,40 MPa时试件的延性系数分别降低了14.5%和30.3%,说明混凝土强度变化对试件延性有较大的影响。

总体上,随着混凝土强度的提高,试件的初始刚度变化较小,其承载力呈增大趋势,但延性逐渐降低。

5.3.3 上下梁间距 h

为研究上下梁间距对节点受力性能影响,在试

验的基础上,保持其他参数不变,选取不同上下梁间距 h , h 分别取150,200,250 mm。

表7给出了不同上下梁间距 h 下,各试件有限元分析的主要结果。图19给出了不同上下梁间距 h 下,各试件的 $P-\Delta$ 骨架曲线。

由表7、图19可知:上下梁间距 h 的改变对试件弹性阶段影响较小,而对其承载力及延性影响较大。与上下梁间距 $h=150$ mm时相比, h 分别为200,250 mm时试件的承载力分别增大了9.5%,16.7%,说明上下梁间距 h 的提高对试件承载力具有一定的影响;试件的位移延性总体上呈降低的趋势,与上下梁间距 $h=150$ mm时相比, h 分别为200,250 mm时试件的延性系数分别降低了21.0%,23.1%,说明在一定范围内,上下梁间距 h 的变化对试件延性具有较大的影响。

表7 上下梁间距对试件力学性能影响

Tab. 7 Influence of spacing between dual lintels on mechanical property of specimens

试件	h / mm	P_y / kN	Δ_y / mm	P_m / kN	Δ_m / mm	P_u / kN	Δ_u / mm	μ
DLJ	150	48.4	24.2	62.2	36.6	52.9	76.7	3.17
	200	53.8	29.3	66.5	42.5	56.5	82.1	2.80
	250	59.5	35.6	70.9	48.5	60.3	86.5	2.43

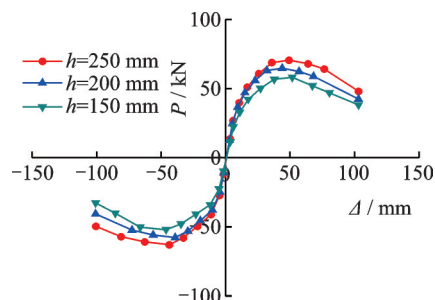


图19 上下梁间距对 $P-\Delta$ 骨架曲线的影响

Fig.19 $P-\Delta$ curves with different spacing between dual lintels

总体上,随上下梁间距增大,试件极限承载力提高,延性降低,但弹性阶段的刚度变化较小。

6 结 论

(1)动力循环荷载作用下,各试件破坏形态为梁铰破坏机制,节点区无明显裂缝,试件滞回曲线饱满,抗震性能较好。

(2)双梁-柱节点在加载初期刚度略大于单梁-柱节点;试件屈服后,随着位移幅值及循环次数的增大,刚度退化明显,但其承载力衰减速率小于单梁-柱节点。

(3)上柱加强型传统风格建筑混凝土双梁-柱节点等效黏滞阻尼系数高于普通钢筋混凝土传统风格

建筑双梁-柱节点,表明前者耗能能力优于后者;混凝土传统风格建筑双梁-柱节点位移延性系数略低于单梁-柱节点,但其承载力明显高于单梁-柱节点,体现了优越的抗震性能。

(4)随混凝土强度、上下梁间距的增大,传统风格建筑混凝土双梁-柱节点的承载力得以提高,但其延性逐渐降低,而试件的初始刚度影响甚微;随着轴压比增大,虽然双梁-柱节点的承载力提高,但延性降低。

参考文献:

- [1] 马炳坚. 中国古建筑木作营造技术[M]. 北京: 科学技术出版社, 2003.
- [2] 赵鸿铁, 薛建阳, 隋 龔, 等. 中国古建筑结构及其抗震: 试验、理论及加固方法[M]. 北京: 科学出版社, 2012.
- [3] Zhang J W, Li X Y, Cao W L, et al. Cyclic behavior of steel tube-reinforced high-strength concrete composite columns with high-strength steel bars[J]. *Engineering Structures*, 2019, 189: 565-579.
- [4] Piotr L, Anna D, Przemysław K. Comparison of steel-concrete composite column and steel column[J]. *Composite Structures*, 2018, 202(15): 82-88.
- [5] Mark D D, Jerome F H, Tiziano P, et al. Elastic flexural rigidity of steel-concrete composite columns [J]. *Engineering Structures*, 2018, 160(1): 293-303.
- [6] 薛建阳, 吴占景, 隋 龔, 等. 仿古建筑钢结构双梁-柱边节点抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2015, 03: 80-89.
- Xue Jianyang, Wu Zhanjing, Sui Yan, et al. Experimental study on seismic performance of steel double-beams column exterior joints in antique style building[J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 03: 80-89.
- [7] 薛建阳, 吴占景, 隋 龔, 等. 传统风格建筑钢结构双梁-柱中节点抗震性能试验研究及有限元分析[J]. *工程力学*, 2016, 33(5): 97-105.
- Xue Jianyang, Wu Zhanjing, Sui Yan, et al. Experimental study and numerical analysis on seismic performance of steel double-beams-column interior-joints in traditional style building [J]. *Engineering Mechanics*, 2016, 33(5): 97-105.
- [8] 谢启芳, 李 朋, 王 龙, 等. 传统风格钢筋混凝土梁-柱节点抗剪机理分析与抗剪承载力计算[J]. *建筑结构*, 2014, 44(19): 81-86.
- Xie Qifang, Li Peng, Wang Long, et al. Shear mechanism analysis and shear capacity calculation of the RC column-beam joint built in traditional style[J]. *Building Structure*, 2014, 44(19): 81-86.
- [9] 梁思成. 清工部《工程做法则例图解》[M]. 北京: 清华大学出版社, 2006.
- [10] GB/T 17742-2008. 中国地震烈度表[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- GB/T 17742-2008. The Chinese Seismic Intensity Scale[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.
- [11] Elnashai A S, Broderick B M, Dowling P J. Earthquake-resistant composite steel/concrete structure [J]. *The Structural Engineering*, 1995, 73(8): 121-132.
- [12] 赵鸿铁. 钢与混凝土组合结构[M]. 北京: 科学出版社, 2001.

Experimental research on the seismic performance of dual-lintel column joints in traditional style buildings under dynamic loading

XUE Jian-yang^{1,2}, MA Lin-lin¹, SUI Yan¹, DONG Jin-shuang¹

(1.School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, China; 2.Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance of the Ministry of Education (XAUAT), Xi'an 710055, China)

Abstract: In order to research the seismic performance and failure characteristics of dual-lintel column joints in traditional style buildings, two joint specimens are tested under dynamic cyclic loading, including a typical dual-lintel column joint and a single-lintel column joint. The failure process and characteristics are obtained. The hysteretic loops, skeleton curves, bearing capacity, degradation of strength and stiffness, ductility, energy dissipation and failure modes of the joints are analyzed. The results show that the bearing capacity and stiffness of the dual-lintel column joint are higher than those of the single-lintel column joint. However, the energy dissipation and ductility of the dual-lintel column joint are slightly smaller than those of the single-lintel column joint. The regularity of rigidity degeneration for the joints is basically the same. Generally, the dual-lintel column joint in traditional style buildings has better deformability and energy dissipation, showing better seismic performance. Based on the experimental research, the nonlinear numerical simulation of dual-lintel column joints in traditional style buildings is developed by the ABAQUS software. The influence of axial compression ratio, concrete strength and spacing between dual lintels on the joints is studied. It is shown that the bearing capacity of the models increases with the increment of concrete strength and spacing between dual lintels. In addition, the bearing capacity of the models improves, but the ductility decreases with the increment of the axial compression ratio. And the ductility of the models decreases with a larger concrete strength.

Key words: traditional style buildings; dual-lintel column joint; seismic performance; dynamic cyclic loading; failure modes

作者简介: 薛建阳(1970-),男,教授,博士。E-mail: jianyang_xue@163.com

通讯作者: 马林林(1989-),男,博士研究生。E-mail: linling_ma@163.com