

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2015.04.001



偏载下板柱结构中柱节点破坏试验研究

易伟建, 朱泽华, 赵 晋

(湖南大学 土木工程学院, 长沙 410082)

摘 要:采用重剪比以及配筋率两个试验变量对4个板柱中节点的破坏过程进行了对比试验,并在试验过程中采用特制应变测杆对试件内部斜裂缝的形成和发展予以监测。试验结果表明:试件最终破坏形态受重剪比和配筋率两因素共同影响;重剪比相同的试件,配筋率的提高也可有效提高中柱节点对不平衡弯矩的承载力;板内斜裂缝在节点发生冲切破坏之前已产生,并从靠近柱头的受压区向板底受拉区开展。基于试验结果和历史试验数据,将中国规范 GB 50010—2010 所采用的基于偏心剪应力模型的计算方法和欧洲规范 Eurocode2-04 进行对比,分析了偏心剪应力模型不足的原因。

关键词:偏载;板柱中节点;重剪比;配筋率;偏心剪应力模型

中图分类号:TU375.2 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2015)04-0001-11

Experimental analysis of eccentrically loaded RC interior slab-column connections

Yi Weijian, Zhu Zehua, Zhao Jin

(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, P. R. China)

Abstract: Gravity shear ratio and slab reinforcement ratio were adopted as the two test variables of competitive experiment to study the failure process of interior slab-column connections by means of 4 specimens. The formation and development of inner shear crack were monitored by using a special strain measuring rod during the experiment. The test results showed that the failure pattern of specimens was related to both gravity shear ratio and slab reinforcement ratio; unbalanced moment bearing capacity of the same gravity shear ratio specimens could be improved effectively by increasing reinforcement ratio; the inner shear crack had been generated before punching shear failure happened, and developed from the compression zone nearing the column to the tension zone locating at the bottom of slab. Based on the results in this study and current test data, the calculation method based on eccentric shear stress model which was adopted by GB50010—2010 was compared with the one used by Eurocode2-04, and the reasons for the shortcomings of eccentric shear stress model were analyzed.

Key words: eccentrically loaded; interior slab-column connections; gravity shear ratio; reinforcement ratio; eccentric shear stress model

收稿日期:2015-03-03

基金项目:国家自然科学基金(51338004,51178175)

作者简介:易伟建(1954-),男,博士,教授,主要从事混凝土结构设计方法与基本理论研究,(E-mail)wjyi@hnu.edu.cn.

Received:2015-03-03

Foundation item: National Natural Science Foundation of China(No. 51338004, 51178175)

Author brief: Yi Weijian (1954-), PHD, professor, main research interests: concrete structural design method and basic theory, (E-mail)wjyi@hnu.edu.cn.

钢筋混凝土板柱结构体系形式简洁、能降低建筑物层高且便于施工。在实际工程中,由于水平荷载作用以及受板柱结构本身不等跨、边界条件等因素的影响,板柱节点通常需要同时承受重力荷载和不平衡弯矩。因此,学术界将节点所受竖向重力荷载与其冲切承载力的比值定义为重剪比,以表征节点所受重力荷载水平,并针对不同重剪比下的中柱节点的冲切破坏作了一定的研究。

Dilger 等^[1]为研究重剪比和抗冲切锚栓对钢筋混凝土板柱节点抗震性能的影响,进行了 7 个板柱节点的低周反复荷载试验,试验结果表明:竖向重力荷载的增大将明显减弱板柱节点的抗侧移能力;配置抗冲切锚栓可显著改善板柱节点延性性能;运用屈服铰线理论得到节点不平衡弯矩承载力计算值与试验值吻合良好。Morrison 等^[2]的研究成果表明增加板配筋后,节点承受水平荷载的能力没有显著提高,且由于竖向荷载作用,节点承受水平荷载的能力有所下降。Austin Pan 等^[3-4]对板柱节点历史试验数据进行了分析研究,提出了重剪比是影响板柱节点抗侧移能力和延性的主要因素的观点,并得出结论:节点的延性和抗侧移能力随重剪比的增加而降低;ACI 规范采用的偏心剪应力模型对板柱节点不平衡弯矩承载力的计算偏保守;要保证板柱节点在大震下能够承受 1.5% 的层间位移角而不发生破坏,板柱节点的重剪比需小于 0.4;Robertson 等^[5]则提出 ACI 规范建议的重剪比限值应由 0.4 降为 0.35,以保证节点层间位移角为 1.5% 时不发生冲切破坏。马云昌等^[6]在试验的基础上采用塑性极限方法,推导出板柱节点抗冲切和抗弯强度相关方程,并进一步简化为实用计算公式,给出了节点承载力的上限解。Ying Tian 等^[7]对板柱中节点提出以拟梁法为概念的计算模型,吻合结果较好,但该模型适用范围仅限于重剪比小于 0.4 的情况。Farzam 等^[8]对 Krueger 等^[9]在 1998~2000 年之间的一系列偏心等比例加载试验进行有限元分析,认为随着偏心距的增加,混凝土强度对节点承载力的影响程度增加,而配筋率则相反。

目前,试验数据大多集中在重剪比较小的范围内,对重剪比较高的节点的受力性能研究相对较少;学术界对同时传递竖向剪力和不平衡弯矩的板柱中节点的受力机制仍未统一认识,中国现行《混凝土结

构设计规范》(GB 50010—2010)^[10]仅在附录中给出类似国外规范方法供设计人员参考。因此,本文对 4 个偏载下板柱中节点的受力性能,在较高重剪比情况下,进行了试验研究,并在已有的试验数据的基础上,分析了中国规范所采用的偏心剪应力模型的可行性和合理性。

1 试验概况

1.1 试件设计

试件为方形板,采用单层双向配筋方式,试件浇筑时板体边缘远离偏载一侧沿平行于不平衡弯矩方向预留两排共计 8 个直径 40 mm 的孔洞,板厚 180 mm,有效板跨 2 350 mm。试件有效板跨正中上表面附有一个带悬臂梁的方形柱头,柱头截面尺寸 250 mm×250 mm,高 500 mm,偏心距为 700 mm。板内钢筋采用 HRB400E 钢筋,直径 14 mm,钢筋间距分别为 185 mm 和 100 mm,底层钢筋外侧距混凝土下表面 16 mm,配筋率分别为 0.55%、1.03%。为了模拟钢筋混凝土板柱结构中柱节点的上层柱对节点区的约束,试件底部与上柱头对应处用建筑结构胶粘贴一块与柱截面尺寸相同 20 mm 厚钢板。试件尺寸及配筋见表 1 和图 1。

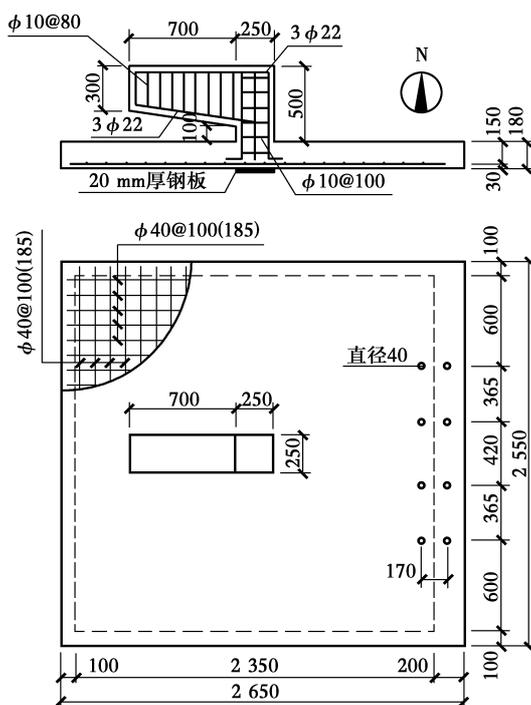


图 1 试件尺寸及配筋

Fig. 1 Dimensions and reinforcements of specimens

表 1 试件主要参数

Table 1 Main parameters of specimens

试件名称	板边长 L_1	板边长 L_2	有效板跨 L	板厚 h	有效高度 h_0	柱头尺寸 c	配筋方式	配筋率 $\rho/\%$
S05-06	2 650	2 550	2 350	180	150	250	14@185	0.55
S05-07	2 650	2 550	2 350	180	150	250	14@185	0.55
S05-08	2 650	2 550	2 350	180	150	250	14@185	0.55
S10-08	2 650	2 550	2 350	180	150	250	14@100	1.03

注:试件命名方式以 S05-06 为例,05 表示配筋率为 0.55%,06 表示重剪比为 0.6,余同; L_1 为平行于不平衡弯矩方向板边, L_2 为垂直于不平衡弯矩方向板边,表中长度单位均为 mm。

1.2 材料性能

MPa,极限强度 614.5 MPa,屈服应变 2 297 $\mu\epsilon$,混

凝土立方体抗压强度见表 2。

凝土立方体抗压强度见表 2。

表 2 主要试验结果

Table 2 Main experimental results of specimens

试件名称	$f_{cu}/$ MPa	$F_1/$ kN	$V/$ kN	$V'/$ kN	$V_g/$ kN	$M_u/$ (kN·m ⁻¹)	$f/$ mm	冲切锥面倾角/(°)		V_g/F_1	$\frac{M_u(c+h_0)/2}{I_c \cdot f_t}$
								东	西		
S05-06	47.84	542.72	164.03	159.80	323.83	111.86	13.944	35.1	36.8	0.60	1.08
S05-07	46.80	538.07	239.23	131.13	370.36	91.79	16.856	39.6	46.9	0.69	0.90
S05-08	43.85	524.24	334.64	78.96	413.60	55.27	33.745	—	—	0.79	0.55
S10-08	46.47	536.56	177.19	251.92	429.11	176.34	9.872	23.2	45.1	0.80	1.73

注: F_1 为试件按《混凝土结构设计规范》(GB50010—2010)^[10]计算冲切承载力; V 为极限状态轴心荷载; V' 为极限状态偏心荷载; V_g 为破坏重力荷载; M_u 为极限不平衡弯矩; f 为试件破坏前的板底中心挠度; $I_c = \frac{h_0(c+h_0)^3}{6} + 2h_0(c+h_0)(\frac{c+h_0}{2})^2$;“—”表示未测得结果。

1.3 测点布置及测量内容

竖向位移、支座竖向位移,以及轴心和偏心荷载,试

件测点布置如图 2 所示。

件测点布置如图 2 所示。

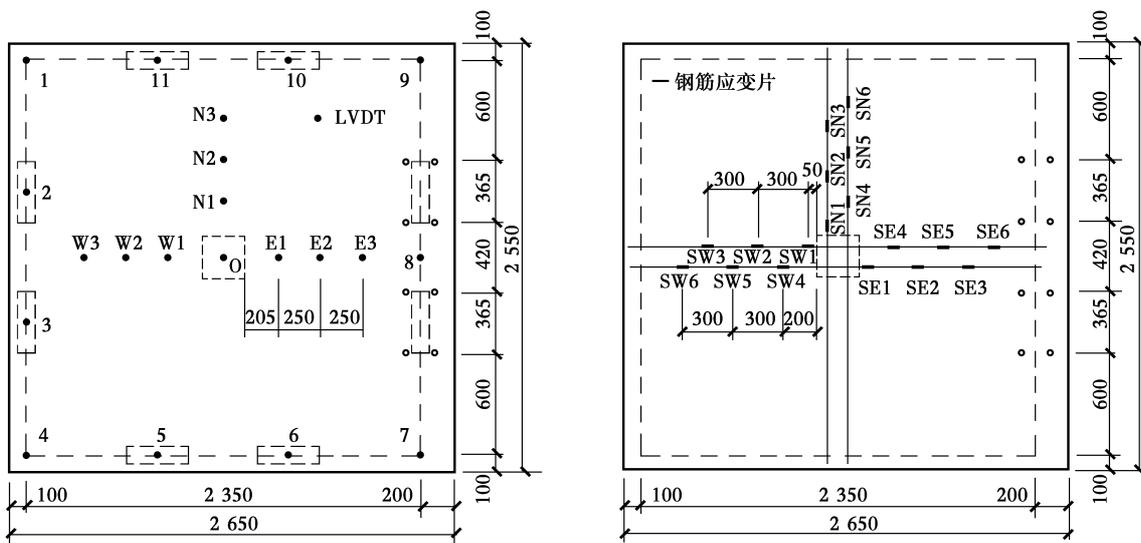


图 2 测点布置
Fig. 2 Arrangement of measuring device

1.4 试验装置及加载方案

高度可调的滚动铰支座上以保证试件支座位于同一

水平面,支座分别位于各板边净跨 1/3 处。滚动铰

高度可调的滚动铰支座上以保证试件支座位于同一

支座由下至上为高度可调垫块、250 mm × 100 mm × 45 mm 钢板、20 mm 厚聚氨酯类橡胶垫以及直径 50 mm、长度 250 mm 实心钢滚轴。此外，为防止施加偏心荷载过程中远离柱头牛腿一侧板体翘起，在板上表面对应板底支座处对称布置两个同样的支座，并通过 8 根直径 30 mm 的锚杆通过预留孔洞贯穿板体，固定在支撑钢梁上。轴心和偏心荷载分别采用 1 000 kN 和 500 kN 液压千斤顶施加，由 2 台油泵独立控制。试件各测点位移采用 LVDT 进行量测，各项测量数据由日本 TML-TDS530 采集。

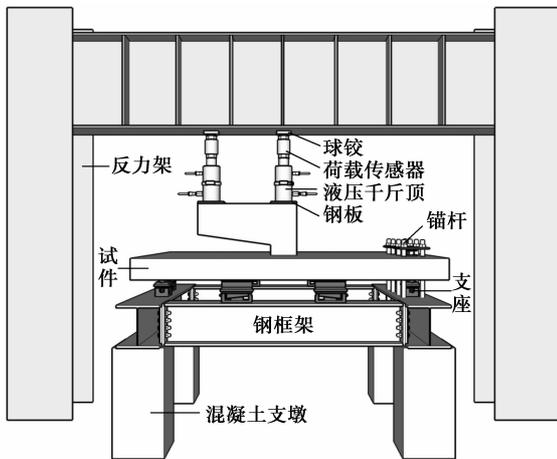


图 3 加载装置

Fig. 3 Load instrument of experiment

为监测板内冲切斜裂缝的形成和开展趋势，试验制作如图 4 所示的应变测杆。该应变测杆采用有机玻璃材料，直径 8 mm，两端加工螺纹，并在测杆中间位置布置钢筋应变片。试验加载前，将测杆穿过试件预留 10 mm 孔洞，两端用螺帽和垫片在试件上下表面锚固(如图 4)。应变测杆数据由动态应变仪 MGCplus 采集，采样频率 2 400 Hz。

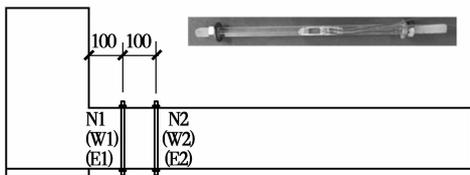


图 4 应变测杆及应变测杆布置

Fig. 4 Strain rods and strain rods layout of specimens

为模拟试件在不同重力荷载水平下节点由于竖向荷载和不平衡弯矩共同作用下的破坏，将试验加载过程分为两个阶段。第 1 阶段，试验采用分级加载的方式施加轴心荷载到某一设定值(模拟恒载)后

开始施加偏心荷载。第 2 阶段，分级施加偏心荷载(模拟活载产生不平衡弯矩)，加载过程中保持轴心荷载和偏心荷载之和(总的重力荷载)与设定值基本相等，增大偏心荷载的同时减小轴心荷载，直至试件破坏。

2 试验现象及结果

2.1 裂缝开展及破坏形态

各试件在试验第 1 阶段轴心荷载加至 120 ~ 140 kN 时板底所粘钢板附近混凝土开裂，出现弯曲裂缝。随着轴心荷载的增加，板底裂缝数目增加，原有裂缝从板底中心向四周延伸，呈辐射状发展，径向裂缝之间出现环向裂缝。由于各试件重剪比不同，第 1 阶段结束时重力荷载大小也不相同，至试验第 1 阶段结束时，各试件板底各方向径向裂缝已发展至支座位置，切向裂缝相互连接贯通，其中，以低配筋率高重剪比试件 S05-07 和 S05-08 最为明显。试验第 2 阶段，开始施加偏心荷载。板底偏载一侧出现新的径、切向裂缝，既有裂缝宽度增加，其余 3 个方向裂缝数目基本无变化。试验第 2 阶段结束时，各试件伴随一声脆响最终破坏，节点区混凝土从板内冲出。从板底裂缝图 5 可以看出，冲切面不对称的现象较为明显，低配筋率高重剪比试件混凝土保护层剥落现象较严重，其余两试件板底混凝土保护层基本未发生剥落现象。各试件承载力等试验结果见表 2。

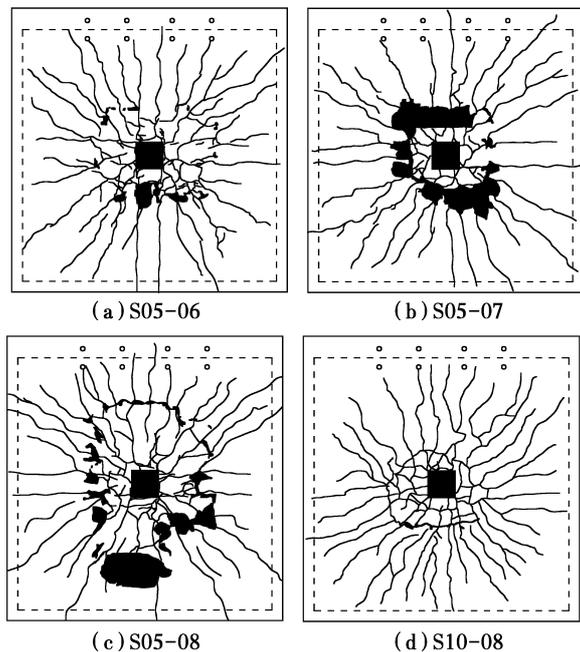


图 5 板底裂缝图

Fig. 5 Cracking pattern at the bottom of slabs

2.2 荷载-挠度曲线及试件挠曲形状

各试件扣除支座位移后板底中心的荷载-挠度曲线及试件挠曲形状见图 6。由于试验两阶段所受实际外荷载(分别为竖向重力荷载和不平衡弯矩)的性质不同,图 6(a)仅给出试件第 1 阶段的板底中心荷载-挠度曲线,图 6(b)纵轴则为试验第 2 阶段结束时各测点获得的位移增量。结果表明,各试件并未因为不平衡弯矩的出现而发生类似“正弦曲线”的挠

曲,除试件 S10-08 测点 E3 位移有少量减小,其余试件各测点位移均增加。原因在于试验第 1 阶段结束时各试件刚度都有不同程度的退化(见图 6(a)),其中以低配筋高重剪比试件尤为明显;试验第 2 阶段,虽然节点所受竖向荷载基本保持不变,但由于不平衡弯矩的逐级施加,试件刚度不断降低。因此,试验第 2 阶段各试件东侧测点位移随试验进程不减反增。

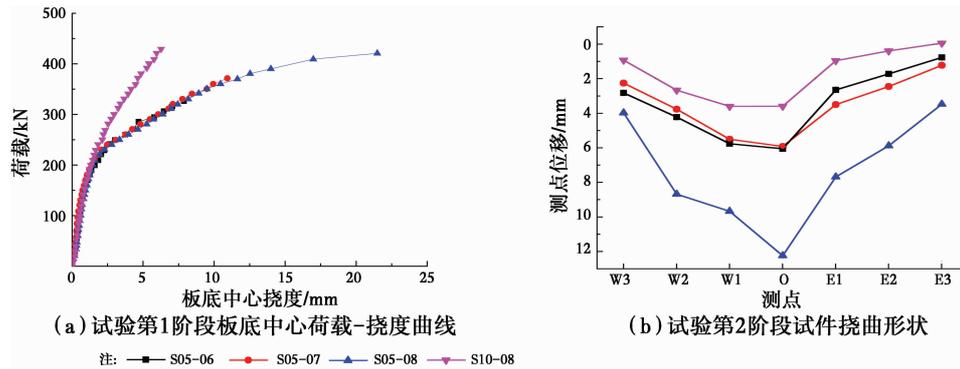


图 6 荷载-挠度曲线及试件挠曲形状

Fig. 6 Load-deflection curves and deflected shape of specimens

2.3 钢筋应变测试结果

典型钢筋应变曲线见图 7。测试结果表明,试验第 1 阶段,靠近柱头位置的钢筋应变较大。对低配筋率高重剪比试件而言,当轴心荷载达到目标设

定值时,柱头附近部分纵筋达到屈服状态。试验第 2 阶段开始,西侧(偏载方向)钢筋屈服范围明显增大,东侧柱头附近钢筋应变反而减小,北侧钢筋应变增幅较小。至试件发生冲切破坏前,板底最大弯矩

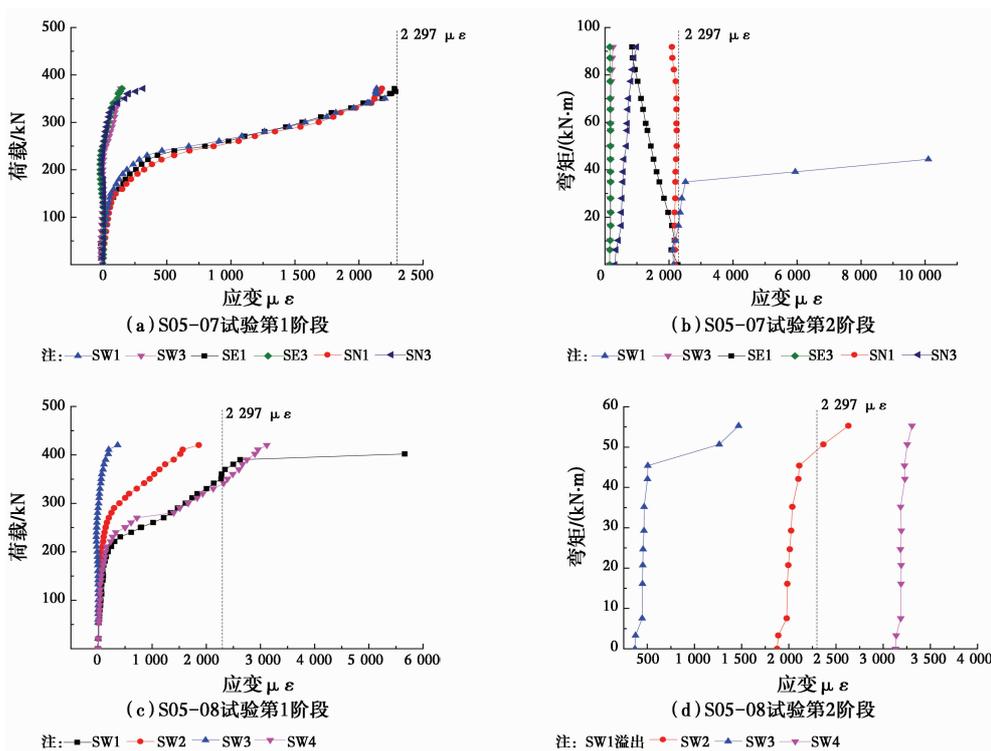


图 7 部分试件纵筋应变测试结果

Fig. 7 Part longitudinal reinforcement strains test result of specimens

截面处钢筋已经屈服,而离柱头较远的钢筋应变片未达到屈服应变。图7(c)、(d)为试件S05-08西侧部分钢筋应变测试结果,该试件发生冲切破坏之前位于节点区($c+3h$)范围外的钢筋应变测点SW2已经达到屈服应变,标识该方向钢筋屈服半径已大于 $c+3h$ 。

2.4 板内斜裂缝开展过程

图8为部分应变测杆测试结果,应变时程曲线

下降段含义为试件发生冲切破坏的瞬间应变到达峰值后由于测杆断裂而导致应变值迅速减小。结果显示:各试件靠柱头较近的测杆N1、E1在达到峰值应变前已产生较大应变,表明在试件在发生冲切破坏前,板内柱头附近已形成斜裂缝;试件发生冲切破坏时,测杆N2、E2应变峰值点均在测杆N1、E1之后出现,说明板内斜裂缝是由靠近柱头受压区向板底受拉区开展。

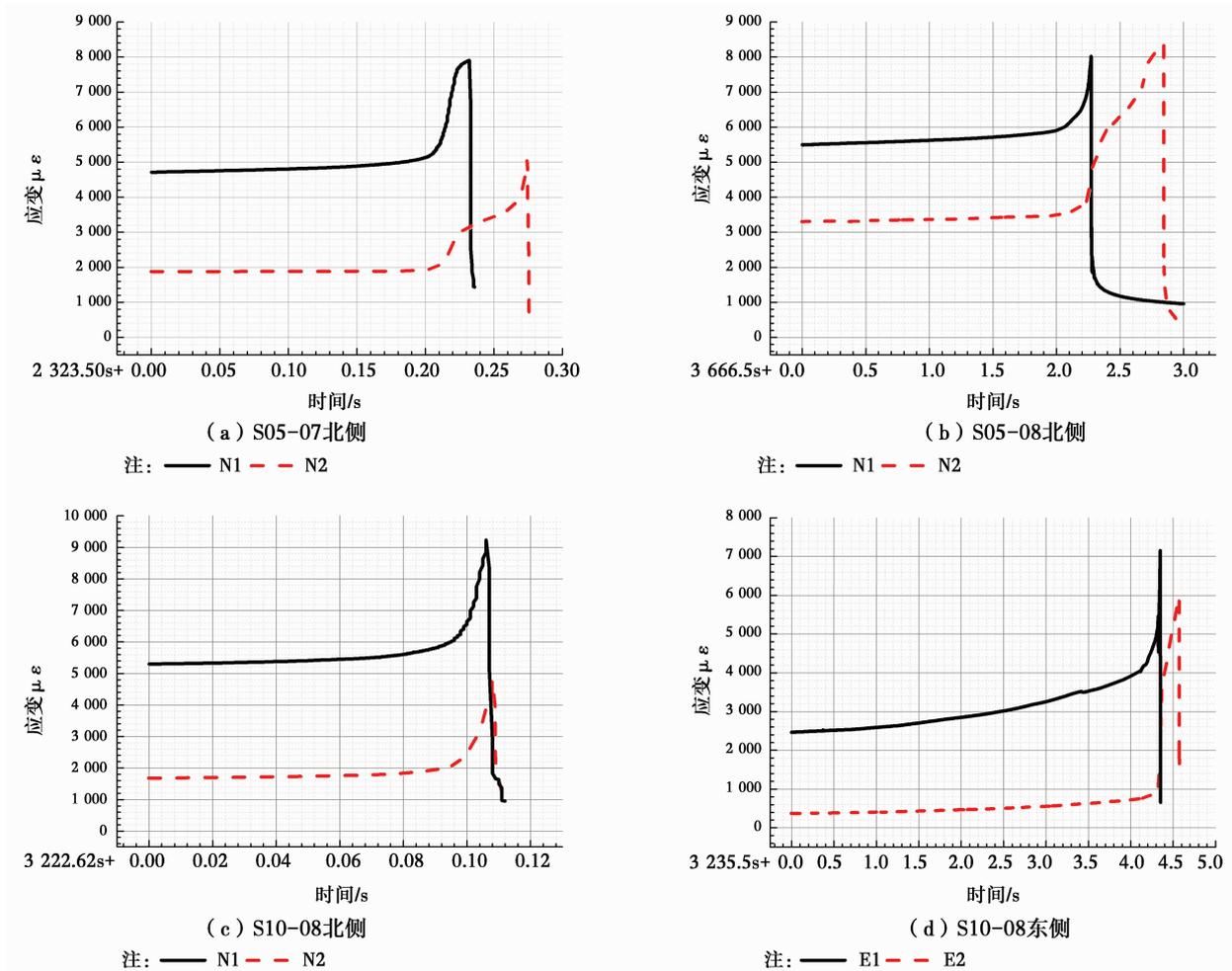


图8 部分试件应变测杆应变时程曲线

Fig. 8 Part specimens' strain-time curves of strain rod

3 试验结果分析

3.1 重剪比的影响

将试件破坏时节点所承受总的重力荷载 V_g 与中国规范对仅在集中反力作用下板柱节点冲切承载力 $F_1 = 0.7f_t u_m h_0$ (混凝土轴心抗拉强度 f_t 采用平均值)的比值定义为重剪比。表2第11列为各试件实际重剪比,同试验初始设定值基本相同,第12列为不平衡弯矩承载力按中国规范计算公式无量纲化

的结果。通过对试验结果和试验现象的对比分析,发现随着重剪比的增加,S05系列试件不平衡弯矩承载能力减小,且减小的幅度增加;板底中心挠度,径、环向裂缝发展宽度则随着重剪比的增加而变大;试验过程中混凝土保护层剥落现象也随重剪比的增加而变得更严重。因此,对于高重剪比的板柱节点而言,不平衡弯矩承载力虽然相对较低,但破坏前的征兆会相对明显。

3.2 配筋率的影响

试件 S05-08 与 S10-08 重剪比接近,后者无量纲化后的不平衡弯矩承载力提高了 214.55%,表明配筋率的增加可有效提高相同重剪比节点不平衡弯矩的承载能力。对比图 6 两试件板底中心挠度和试件挠曲形状,发现后者在发生冲切破坏前各相同位置测点位移均小于前者。由此可知,配筋率的增加提高了节点承载力和刚度的同时也使得其破坏形态表现得更为脆性,在相同试验条件下,低配筋率节点变形能力优于高配筋率节点,受力过程中内力重分布的现象也更加明显。

3.3 不平衡弯矩的影响

对 S05 系列试件而言,重剪比越小可认为发生破坏时不平衡弯矩参与的权重越大。从图 6(b) 来看,该系列中不平衡弯矩参与程度越大的试件,各方向测点位移增量越小,表明不平衡弯矩的出现加快了节点的破坏进程。图 9 为该系列试件冲切破坏锥,单从节点核心区混凝土来看,高重剪比试件 S05-08 在同系列试件中塑性绞线发展最为充分,核心区混凝土被塑性绞线较均匀地“切割”成若干块,而同系列的其余两试件节点核心区混凝土则未见明显“切割”现象,说明对低配筋高重剪比节点而言,不平衡弯矩的参与可能会改变其基本破坏形态。表 2 第 9、10 两列表明,不平衡弯矩的参与使得节点冲切破坏锥呈明显不对称状,偏载一侧冲切破坏锥面相比而言更为陡峭。

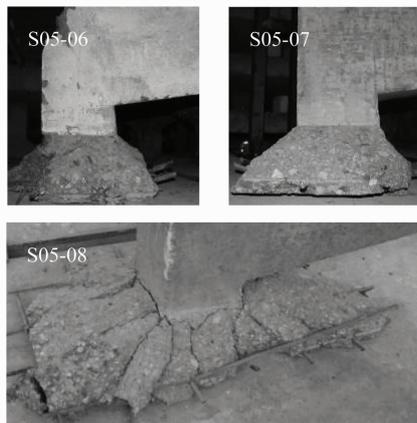


图 9 冲切破坏锥

Fig. 9 Punching shear failure cone

4 计算值与试验值的比较

4.1 中国规范 GB 50010—2010

中国《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[10]

参考美国 ACI318 规范采用了偏心剪应力模型,该模型由 Stasio 等^[11]于 1960 年提出。针对方形中柱节点,该模型认为:节点区不平衡弯矩一部分($\alpha_0 = 40\%$)由偏心剪应力抵抗,余下 60%由柱周边($c + 3h$)范围内受弯钢筋抵抗,如图 10 所示。基于规范公式给出的假设,同时承受竖向剪力和不平衡弯矩作用的板柱节点可能出现冲切破坏和弯曲破坏两种基本破坏形式,取二者承载力较小值作为最后的承载力计算值 M_{GB} 。

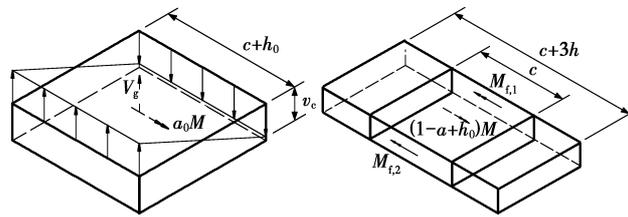


图 10 偏心剪应力模型

Fig. 10 Eccentric shear-stress model

节点发生冲切破坏:

$$M_{v,u} = \frac{(F_1 - V_g)I_c}{u_m h_0 \alpha_0 (c + h_0)/2} = \frac{5(F_1 - V_g)I_c}{u_m h_0 (c + h_0)} \quad (1)$$

$$I_c = \frac{h_0 (c + h_0)^3}{6} + 2h_0 (c + h_0) \left(\frac{c + h_0}{2}\right)^2 \quad (2)$$

$$F_1 = 0.7\beta_b f_t \eta u_m h_0 \quad (3)$$

$$\eta = \min \left\{ 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s}, 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} \right\} \quad (4)$$

式中: $M_{v,u}$ 为节点发生冲切破坏的计算值; F_1 为不配置箍筋或弯起钢筋的板在局部荷载或集中反力作用下的冲切承载力, f_t 为混凝土轴心抗拉强度; u_m 为计算截面的周长,取距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长; h_0 为截面有效高度,取 2 个方向配筋的截面有效高度平均值;其余各符号含义均与规范相同。

节点发生弯曲破坏:

$$M_{f,u} = \frac{M_{f,1} + M_{f,2}}{1 - \alpha_0} = \frac{M_{f,1} + M_{f,2}}{0.6} \quad (5)$$

$$M_{f,1} = f_{y,1} A_{s,1} h_0 \left(1 - 0.5 \frac{f_{y,1} \rho_1}{\alpha_1 f_c}\right) \quad (6)$$

$$M_{f,2} = f_{y,2} A_{s,2} h_0 \left(1 - 0.5 \frac{f_{y,2} \rho_2}{\alpha_1 f_c}\right) \quad (7)$$

式中: $M_{f,u}$ 为节点发生弯曲破坏的计算值; $f_{y,1}$ 、 $A_{s,1}$ 和 ρ_1 分别为顶部 ($c + 3h$) 范围内顶部钢筋的屈服强度、截面面积和配筋率。 $f_{y,2}$ 、 $A_{s,2}$ 和 ρ_2 为底部相应范围内的钢筋各项指标;当混凝土强度等级不

超过 C50 时, α_1 取为 1.0, 当混凝土强度等级为 C80 时, α_1 取为 0.94, 其间按线性内插法确定。当重力荷载 V_g 或底部钢筋配筋率 ρ_2 较大时, 节点可能在顶部钢筋 $f_{y,2}$ 屈服前达到破坏, 此时, $M_{f,2}$ 取混凝土界限受压区高度进行计算。

4.2 欧洲规范 Eurocode2-04

欧洲规范 Eurocode2-04^[12] 规定冲切临界面位于距柱边 $2d$ (d 为板的有效高度) 处, 根据规范公式, 方形中柱节点不平衡弯矩承载力 M_{Ed} 计算公式如下:

$$M_{Ed} = \frac{5}{3} (v_{Rd,c} - \frac{V_g}{u_1 d}) W_1 d \quad (8)$$

$$W_1 = \frac{3c^2}{2} + 4cd + 16d^2 + 2\pi dc \quad (9)$$

$$v_{Rd,c} = 0.18k(100\rho_1 f'_c)^{1/3} \quad (10)$$

式中: u_1 为临界截面周长 $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$; $\rho_1 = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0.02$, ρ_{lx} 、 ρ_{ly} 分别为沿板体 z 和 y 方向距柱边 3 倍板体有效厚度与柱头尺寸之和范围内纵筋

配筋率; f'_c 为混凝土轴心抗压强度, 按 $f'_c = 0.8f_{cu}$ 计算。

4.3 规范计算值与试验值比较

表 3 第 10、11 列分别列出了含本文试验结果及历史试验数据同中、欧规范计算值的对比, 结果表明: 对同时承受竖向剪力和不平衡弯矩的中柱节点承载力的计算, 中国规范整体偏于保守, 欧洲规范计算结果与试验结果较吻合, 但偏于不安全; 二者的变异系数均偏大, 且前者计算结果离散程度高于后者。图 11 显示: 当 $V_g/F_1 \leq 0.3$ 时, 数据云图内的点相对而言较为密集, $V_g/F_1 \geq 0.8$ 时, 数据点离散程度较高。此外, 当 $0.3 < V_g/F_1 < 0.6$ 时, 中国规范偏于不安全, 甚至出现高估承载力的情况。由于试件 S10-08 试验值与计算值偏差较大, 表 3 还给出了剔除该试件后重新对中、欧规范进行评估的结果, 相比剔除前平均值及变异系数略有下降, 但结果依然符合上述规律。

表 3 不平衡弯矩承载力计算值与试验值比较

Table 3 Comparison of calculated and experimental unbalanced moment capacities

编号	数据来源	试件名称	试验值		GB 50010—2010		Eurocode2-04		试验值/计算值	
			V_g	M_u	F_1	V_g/F_1	M_{GB}	M_{Ed}	M_u/M_{GB}	M_u/M_{Ed}
1		SM0.5	129.00	100.33	490.99	0.26	63.50	108.70	1.58	0.92
2	[13]	SM1.0	129.00	127.45	471.98	0.27	122.56	144.17	1.04	0.88
3		SM1.5	129.00	132.87	507.28	0.25	136.34	186.68	0.97	0.71
4	[14]	1	5.41	64.00	344.50	0.02	54.42	108.46	1.18	0.59
5		3	3.57	97.90	334.73	0.01	54.26	106.85	1.80	0.92
6		S1	0.00	35.00	213.23	0.00	14.90	48.30	2.35	0.72
7		S2	0.00	39.00	192.68	0.00	22.40	50.68	1.74	0.77
8	[2]	S3	0.00	42.00	189.96	0.00	29.78	55.18	1.41	0.76
9		S4	14.30	36.00	192.23	0.07	21.75	46.27	1.65	0.78
10		S5	28.60	38.00	192.90	0.15	23.05	42.11	1.65	0.90
11		A	44.48	61.92	267.59	0.17	52.21	62.87	1.19	0.98
12	[5]	B	84.52	41.35	258.37	0.33	49.98	48.46	0.83	0.85
13		C	120.55	27.12	264.77	0.46	41.47	38.27	0.65	0.71
14	[15]	SC0	73.03	61.69	310.23	0.24	63.56	68.72	0.97	0.90
15		DNY-1	68.50	47.23	297.44	0.23	28.31	58.92	1.67	0.80
16	[16]	DNY-2	85.41	33.44	253.19	0.34	28.01	45.28	1.19	0.74
17		DNY-3	50.71	48.36	247.18	0.21	30.62	55.49	1.58	0.87
18		DNY-4	52.93	44.06	215.06	0.25	27.61	48.95	1.60	0.90
19	[17]	1C	39.90	51.20	283.57	0.14	52.20	65.73	0.98	0.78

续表

编号	数据来源	试件名称	试验值		GB 50010—2010		Eurocode2-04		试验值/计算值			
			V_g	M_u	F_l	V_g/F_l	M_{GB}	M_{Ed}	M_u/M_{GB}	M_u/M_{Ed}		
20		S1	128.10	144.61	429.13	0.30	105.77	126.08	1.37	1.15		
21	[18]	S2	142.34	87.90	337.77	0.42	68.67	78.71	1.28	1.12		
22		S3	138.78	53.67	337.77	0.41	69.92	62.42	0.77	0.86		
23		S4	149.90	125.41	416.23	0.36	93.58	113.27	1.34	1.11		
24	[19]	10&PT3	56.04	312.92	0.33	59.79	68.49	0.94	0.82			
25	[20]	A12	26.87	20.45	113.54	0.24	15.48	21.06	1.32	0.97		
26		A13L	26.15	19.89	112.95	0.23	15.51	21.10	1.28	0.94		
27	[21]	15120	71.40	234.70	0.06	38.51	74.55	1.85	0.96			
28	[6]	IC2	18.80	75.60	220.54	0.09	35.45	67.73	2.13	1.12		
29		IC3	28.80	30.60	253.25	0.11	13.51	48.85	2.26	0.63		
30		PD1	253.00	526.00	1284.96	0.20	533.18	651.95	0.99	0.81		
31	[22]	PD2	734.00	166.00	1271.47	0.58	277.69	339.23	0.60	0.49		
32		PD3	734.00	200.00	1243.32	0.59	263.15	324.41	0.76	0.62		
33	[23]	S6	267.81	72.78	346.95	0.77	27.81	71.70	2.62	1.02		
34		S7	270.44	42.49	373.39	0.72	36.17	37.08	1.17	1.15		
35	[24]	E5-30-1	479.00	30.80	506.61	0.95	9.20	31.67	3.35	0.97		
36		E7-50-1	477.83	32.26	565.60	0.84	29.26	54.42	1.10	0.59		
37		S05-06	323.83	111.86	542.73	0.60	72.20	75.34	1.55	1.48		
38	本文	S05-07	370.36	91.79	538.07	0.69	55.90	54.67	1.64	1.68		
39		S05-08	413.60	55.27	524.23	0.79	36.88	32.44	1.50	1.70		
40		S10-08	429.11	176.34	536.56	0.80	35.82	78.06	4.92	2.26		
平均值									1.519	1.432*	0.945	0.915*
变异系数									0.515	0.392*	0.349	0.287*

注:表中力单位为 kN,弯矩单位为 kN·m,“*”表示剔除偏差较大试件 S10-08 后的计算结果。

对于偏心剪应力模型关于节点发生冲切或受弯破坏的判断,试件 S05-08 钢筋应变测试结果表明,偏载一侧柱头附近 ($c+3h$) 范围内钢筋已经进入屈服阶段,但节点仍在板底最大弯曲截面钢筋屈服后发生了冲切破坏。故仅以柱周边 ($c+3h$) 范围内受弯钢筋屈服则认为节点发生受弯破坏的判断标准并不合理。

而对发生冲切破坏的中柱节点承载力的计算,无论是中、美规范采用的偏心剪应力模型还是欧洲规范所采用的计算方法,均为一旦临界截面上剪应力达到临界应力时节点失效。根据杨开^[25]对 231 个楼板冲切破坏承载力试验值的统计和分析,发现中国规范对板柱节点冲切强度(临界剪应力)的计算偏安全,尤其在配筋率较高时过于保守;计算公式仅考虑混凝土因素,没有考虑板内配筋率和钢筋屈服强度的影响,模型粗糙,导致数据离散。因此,对配

筋率较高、重剪比接近于 1 的节点而言,比值 M_u/M_{GB} 往往偏大并伴随激增的趋势,从而造成了高离散的数据群。以本文试件 S10-08 为例,该试件与试件 S05-08 重剪比均约为 0.8(接近于 1),但前者配筋率相对后者有所提高,使得前者不平衡弯矩承载力试验值高出计算值数倍。而欧洲规范对临界应力的计算公式考虑了配筋率等因素的影响,相对而言较为合理,所以计算值与试验值的吻合程度较高。但从二者离散程度都不低这一点来看,对于同时承受竖向剪力和不平衡弯矩的板柱节点受力机理仍需要进一步研究。

5 结 论

通过对 4 个不同参数的中柱节点在有偏载作用下破坏试验,以及已有试验成果基础上,得出以下结论:

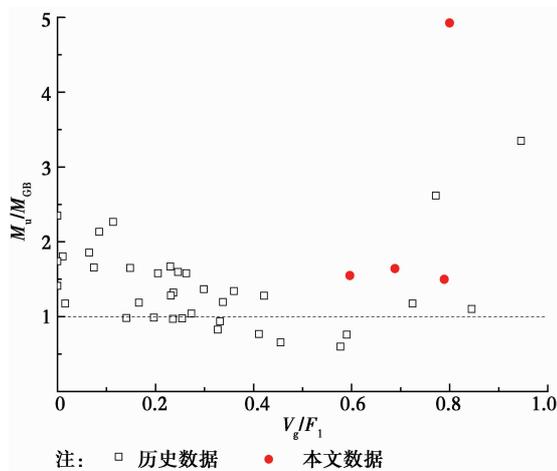


图 11 重剪比对规范 GB 50010—2010 计算值的影响

Fig. 11 Effect of gravity shear ratio on code GB 50010—2010 calculated value

1) 配筋率相同的提前下, 中柱节点重剪比越大, 其不平衡弯矩承载力越低, 破坏前的征兆也越明显。对低配筋率、高重剪比的节点而言, 不平衡弯矩的出现可能会改变其最终破坏形式。

2) 相同重剪比的中柱节点, 配筋率的提高可有效提高其不平衡弯矩承载力。

3) 节点发生冲切破坏之前, 板内柱头附近已形成斜裂缝, 并从靠近柱头的受压区向板底受拉区开展。

4) 基于偏心剪应力模型的计算公式对节点承载力的预测不够准确, 离散程度高, 且在重剪比介于 0.3 到 0.6 之间时不够保守, 甚至高估节点的不平衡弯矩承载力。此外, 中国规范对节点破坏类型预测的标准也不甚合理。

5) 各国规范对于同时承受竖向剪力和不平衡弯矩的板柱节点承载力的计算准确程度不够理想, 离散程度较高, 其受力机理仍需要进一步研究。

参考文献:

- [1] Dilger W H, Ghali A. Shear reinforcement for concrete slabs[J]. Journal of the Structural Division, 1981, 107(12): 2403-2420.
- [2] Morrison D G, Hirasawa I, Sozen M A. Lateral-load tests of RC slab-column connections[J]. Journal of Structural Engineering, 1983, 109(11): 2698-2714.
- [3] Austin D Pan, Jack P Moehle. Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates[J]. ACI Structural Journal, 1989, 86(3): 250-258.
- [4] Austin D P, Jack P M. An experimental study of slab-

- column connections[J]. ACI Structural Journal, 1992, 89(6): 626-638.
- [5] Robertson I N, Durrani A J. Gravity load effect on seismic behavior of interior slab-column connections[J]. ACI Structural Journal, 1993, 89(1): 37-45.
- [6] 马云昌, 吕西林. 钢筋混凝土板柱节点的抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(4): 49-54.
Ma Y C, Lü X L. Seismic behavior of reinforced concrete slab-column system[J]. Journal of Building Structures, 2011, 22(4): 49-54. (in Chinese)
- [7] Tian Y, Jirsa J O, Bayrak O. Strength evaluation of interior slab-column connections[J]. ACI Structural Journal, 2008, 105(6): 692-700.
- [8] Farzam M, Fouad N A, Grünberg J, et al. Punching of RC slabs under eccentric loads [J]. Structural Concrete, 2010, 11(4): 211-220.
- [9] Krueger G, Burdet O, Favre R. Punching strength of RC flat slabs with moment transfer[C]// Structural Concrete Laboratory of EPFL. International Workshop on Punching Shear, Stockholm: EPFL, 2000: 333-341.
- [10] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010: 232-236.
GB50010—2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010: 232-236. (in Chinese)
- [11] Di S, Van Buren M R. Transfer of bending moment between flat plate floor and column[J]. ACI Structural Journal, 1960, 23(3): 163-176.
- [12] British Standards Institution. Eurocode 2: design of concrete structures: Part 1-1: general rules and rules for buildings [S]. Brussels: British Standards Institution, 2004: 101-104.
- [13] Ghali A, Elmarsri M Z, Dilger W. Punching of flat plates under static and dynamic horizontal forces[J]. ACI Journal Proceedings, 1976, 73(10): 566-572.
- [14] Pan A D, Moehle J K P. An experimental study of slab-column connections[J]. ACI Structural Journal, 1992, 89(6): 626-638.
- [15] Wey E H, Durrani A J. Seismic response of interior slab-column connections with shear capitals[J]. ACI Structural Journal, 1992, 89(6): 682-691.
- [16] Durrani A J, Du Y, Luo Y H. Seismic resistance of nonductile slab-column connections in existing flat-slab buildings[J]. ACI Structural Journal, 1995, 92(4): 479-487.
- [17] Robertson I N, Kawai T, Lee J, et al. Cyclic testing of

- slab-column connections with shear reinforcement[J]. ACI Structural Journal, 2002, 99(5): 605-613.
- [18] Hawkins N M, Mitchell D, Sheu M S. Cyclic behavior of six reinforced concrete slab-column specimens transferring moment and shear[C]//NSF. Section II, Department of Civil Engineering. Seattle: University of Washington, 1974: 50.
- [19] Pan A, Moehle J P. Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates [J]. ACI Structural Journal, 1989, 86(3): 250-258.
- [20] Hanson N W, Hanson J M. Shear and moment transfer between concrete slabs and columns [J]. Journal of PCA Research and Development Laboratory, 1968, 10(1): 2-16.
- [21] 周军, 吕西林. 混凝土平板结构中柱节点在剪力与不平衡弯矩共同作用下的分析研究[J]. 建筑结构学报, 1997, 18(5): 32-42.
- Zhou J, Lü X L. Analysis of interior slab-column connection in rc flat slab structures under shear and unbalanced moment[J]. Journal of Building Structures. 1997, 18(5): 32-42. (in Chinese)
- [22] Drakatos I S, Beyer K, Muttoni A. Experimental investigation on seismic behaviour of slab-column connections [C]// Structural Concrete Laboratory of EPFL. Proc. of the 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, Quebec: EPFL, 2014: 255-261.
- [23] Symonds D W. Slab-column connections subjected to high intensity shears and transferring reversed moments [D]. Seattle: University of Washington, 1976.
- [24] 洪小滔. 偏载下钢筋混凝土板柱节点冲切破坏试验研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2013.
- Hong X T. Experimental study on punching shear failure of reinforced concrete slab-column connections with eccentric loading [D]. Changsha: Hunan University, 2013. (in Chinese)
- [25] 杨开. 钢筋混凝土板受冲切可靠度分析[D]. 长沙: 湖南大学, 2012.
- Yang K. The reliability analysis of reinforced concrete slabs in punching shear [D]. Changsha: Hunan University, 2012. (in Chinese)

(编辑 胡 玲)