

DOI:10.11918/202312032

# 承受竖向荷载和不平衡弯矩的板柱节点受冲切计算方法

郑文忠<sup>1,2</sup>, 吕盛先<sup>1,2</sup>, 郑博文<sup>1,2</sup>, 王英<sup>1,2</sup>

(1. 结构工程灾变与控制教育部重点实验室(哈尔滨工业大学), 哈尔滨 150090;  
2. 土木工程智能防灾减灾工业和信息化部重点实验室(哈尔滨工业大学), 哈尔滨 150090)

**摘要:** GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》验算有不平衡弯矩的板柱节点受冲切时, 基于弹性理论计算等效集中反力, 将其按仅承受竖向荷载作用的板柱节点进行受冲切承载力验算。但已有研究表明, 有不平衡弯矩的板柱节点达到受冲切承载力极限状态时, 其临界截面上的剪应力具有塑性特征。为解决弹性理论未考虑板柱节点塑性行为的问题, 提出考虑塑性对剪应力影响的有不平衡弯矩板柱节点受冲切承载力计算方法。首先, 为衡量有不平衡弯矩板柱节点发生冲切破坏时的临界截面剪应力的塑性发展程度, 将按弹性方法计算得到的有不平衡弯矩板柱节点发生冲切破坏时的临界截面最大剪应力与仅竖向荷载作用板柱节点发生冲切破坏时的临界截面极限剪应力之比定义为塑性发展系数。然后, 通过分析收集到的 76 组竖向荷载和不平衡弯矩共同作用下的板柱节点冲切试验数据, 发现塑性发展系数随混凝土轴心抗拉强度的提高呈下降趋势, 而随不平衡弯矩产生的偏心剪应力与竖向荷载产生平均剪应力之比的增大呈上升趋势。并以混凝土轴心抗拉强度和剪应力之比为两个横坐标, 以塑性发展系数为纵坐标, 拟合得到了三者的关系。最后, 根据拟合得到的塑性发展系数计算公式, 将有不平衡弯矩板柱节点的等效集中反力计算方法过渡到塑性理论。

**关键词:** 板柱节点; 不平衡弯矩; 剪应力; 塑性; 受冲切承载力

中图分类号: TU375

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2025)12-0304-09

## A calculation method for punching failure of slab-column connections subjected to vertical loads and unbalanced bending moments

ZHENG Wenzhong<sup>1,2</sup>, LÜ Shengxian<sup>1,2</sup>, ZHENG Bowen<sup>1,2</sup>, WANG Ying<sup>1,2</sup>

(1. Key Lab of Structures Dynamic Behavior and Control (Harbin Institute of Technology), Ministry of Education, Harbin 150090, China; 2. Key Lab of Smart Prevention and Mitigation of Civil Engineering Disasters (Harbin Institute of Technology), Ministry of Industry and Information Technology, Harbin 150090, China)

**Abstract:** According to China's code for design of concrete structures (GB 50010—2010), the punching calculation for slabs with unbalanced bending moments is currently based on elastic theory to calculate the equivalent concentrated reaction force. This force is then used to evaluate the punching shear capacity of the plate-column joint under the action of vertical loads only. However, previous studies have revealed that the shear stress along the control perimeter exhibits plastic characteristics when the slab with unbalanced bending moments reaches its ultimate state. Therefore, to address the limitation of elastic methods in neglecting the plastic behavior of slabs, this paper presents a formula for calculating the punching of slabs with unbalanced bending moments, considering the influence of plasticity on shear stress. Initially, to assess the plastic development of shear stress along the control perimeter when slabs with unbalanced bending moments undergo shear failure, the ratio of the maximum shear stress along the control perimeter calculated by elastic methods in slabs with vertical loads and unbalanced bending moments to the ultimate shear stress along the control perimeter in slabs with vertical loads only is defined as the plastic development coefficient. Subsequently, through analysis of 76 sets of punching test data of slabs under the combined action of vertical load and unbalanced bending moment, it was observed that the plastic development coefficient decreases with the increase of concrete tensile strength, while the ratio of the eccentric shear stress induced by unbalanced bending moment to the average shear stress induced by vertical load increases. Consequently, by considering concrete tensile strength and shear stress ratio as the two horizontal coordinates and

收稿日期: 2023-12-13; 录用日期: 2024-06-06; 网络首发日期: 2024-07-22

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/23.1235.t.20240719.1710.002>

基金项目: 国家自然科学基金(52078162)

作者简介: 郑文忠(1965—), 男, 教授, 博士生导师

通信作者: 王英, wangying888@hit.edu.cn

the plastic development coefficient as the vertical axis, the relationship between the three was fitted. Finally, the method for calculating the equivalent concentrated reaction force for slabs with unbalanced bending moments is revised to plastic theory, utilizing the derived formula for calculating the plastic development coefficient.

**Keywords:** slab-column connections; unbalanced bending moments; shear stress; plasticity; punching capacity

混凝土板柱结构是一种得到广泛应用的建筑结构形式,由混凝土板和柱通过节点直接连接而成。板柱节点在竖向荷载作用下发生的冲切破坏接近于一种理想刚塑性破坏状态。仅竖向荷载作用下的板柱节点发生冲切破坏前板面变形较小,在丧失承载力瞬间,板内形成破坏锥体,属于明显的脆性破坏。当板相对两侧弯矩不等时,板柱节点即承受了不平衡弯矩(板相对两侧弯矩之差)。如板相邻两跨跨度不同、地震作用以及风荷载作用,板柱节点会承受不平衡弯矩。在竖向荷载和不平衡弯矩共同作用下,板柱节点需要在板和柱间传递剪力和不平衡弯矩,此时板柱节点的冲切破坏则表现出塑性特征。

竖向荷载和不平衡弯矩的共同作用使板柱节点受力更为复杂,且其板的某侧会先发生冲切破坏,进而使得临界截面剪应力表现出塑性特征。GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》<sup>[1]</sup>(中国规范)中关于不平衡弯矩对板柱节点受冲切承载力的影响是基于弹性理论给出的。但近些年不断有研究<sup>[2-5]</sup>表明,基于弹性理论不能合理地反映有不平衡弯矩板柱节点冲切破坏时的塑性特征,从而使得试验破坏荷载与计算值有较大偏差。因此,有必要进一步探究影响有不平衡弯矩板柱节点塑性特征的关键因素,凝练其考虑塑性影响的受冲切承载力计算方法。

## 1 基于弹性理论计算偏心剪应力

### 1.1 计算方法

弹性偏心剪应力计算模型是由 Stasio 和 Buren<sup>[6]</sup>在 1960 年提出的,此后,该计算模型因计算简便和可区分板柱节点破坏模式而受到广泛关注。目前,中国规范和 ACI 318-19《Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary》<sup>[7]</sup>(美国规范)都以弹性偏心剪应力模型为基础,给出了有不平衡弯矩的板柱节点受冲切承载力计算方

法。图 1 为中国规范和美国规范中板柱节点受冲切承载力计算模型示意,图中  $c$  为柱截面边长,  $h$  为板厚,  $h_0$  为板截面有效高度,取为板两个方向有效高度的平均值。虚线 1 为中国规范和美国规范中规定的临界截面,取距柱外边缘  $0.5h_0$  处的截面,临界截面的一侧长度为  $(c+h_0)$ ,虚线 2 为冲切破坏锥体斜截面。

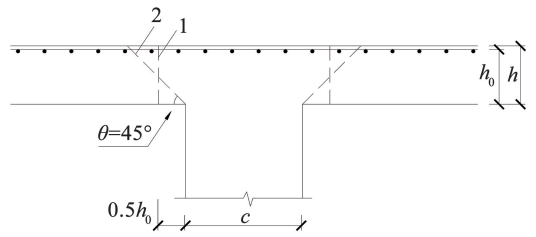


图 1 板柱节点受冲切承载力计算模型

Fig. 1 Calculation model of punching capacity of the slab

弹性偏心剪应力计算模型将不平衡弯矩分为两部分,认为  $\alpha_0 M$  (图 2) 由临界截面内的区域承担,  $(1-\alpha_0)M$  则由临界截面外的区域承担<sup>[8-10]</sup>。因此,弹性偏心剪应力计算模型的主要目标是确定不平衡弯矩分配系数  $\alpha_0$ ,目前,对于不平衡弯矩分配系数的研究已经取得了一些成果<sup>[8,11-14]</sup>。此外,弹性偏心剪应力计算模型认为不平衡弯矩  $\alpha_0 M$  在临界截面上产生线性分布的剪应力,并按弹性考虑将竖向荷载和不平衡弯矩在临界截面一侧产生的剪应力相叠加,而在临界截面相对一侧的剪应力由于方向相反而抵消(图 3)。并认为当叠加后的剪应力超过某一限值时,有不平衡弯矩的板柱节点发生冲切破坏。

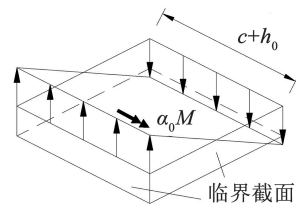


图 2 基于弹性理论计算的不平衡弯矩产生的偏心剪应力  
Fig. 2 Eccentric shear stress caused by imbalanced bending moments calculated based on elastic theory

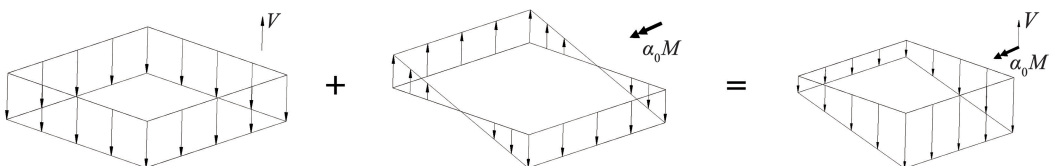


图 3 竖向荷载产生的剪应力与不平衡弯矩产生的剪应力的叠加

Fig. 3 Superposition of shear stresses caused by vertical load and from imbalanced bending moments

## 1.2 中国规范中的规定

当板未配置抗冲切钢筋时,中国规范规定的仅竖向荷载作用下的板柱节点受冲切承载力计算公式为

$$V_u = 0.7\beta_h f_t \eta u_m h_0 \quad (1)$$

$$\eta = \min(0.4 + 1.2/\beta_s, 0.5 + 0.25\alpha_s h_0/u_m) \quad (2)$$

式中: $\beta_h$ 为板截面高度影响系数,当板截面高度不大于 800 mm 时, $\beta_h$ 取 1.0,当板截面高度不小于 2 000 mm 时, $\beta_h$ 取 0.9,其间按线性插法取值; $f_t$ 为混凝土轴心抗拉强度; $u_m$ 为临界截面周长,临界截面距柱边  $0.5h_0$ 处; $h_0$ 为板截面有效高度,取板两个方向有效高度的平均值; $\beta_s$ 为矩形柱截面长边与短边的比值; $\alpha_s$ 为柱位置影响系数,中柱取 40,边柱取 30,角柱取 20。

为考虑不平衡弯矩对板柱节点受冲切承载力的影响,中国规范采用弹性偏心剪应力计算方法,即将板柱节点承受的竖向荷载  $V$  与不平衡弯矩等效的竖向荷载叠加后,得到板柱节点的等效集中反力,按仅竖向荷载作用下的板柱节点对其进行冲切验算。对于边长为  $c$  的方形中柱节点,单向不平衡弯矩作用时的板柱节点等效集中反力  $F_{1,eq}$ 按下式计算:

$$F_{1,eq} = V + \frac{0.5\alpha_0 M(c+h_0)}{I_c} u_m h_0 \quad (3)$$

$$I_c = \frac{h_0(c+h_0)^3}{6} + 2h_0(c+h_0) \frac{(c+h_0)^2}{2} \quad (4)$$

式中: $I_c$ 为按临界截面计算的类似极惯性矩; $\alpha_0$ 为不平衡弯矩分配系数,对于方形中柱节点取 0.4。

## 2 有不平衡弯矩的板柱节点冲切试验数据库

收集、整理了受竖向荷载和单向不平衡弯矩共同作用的板柱节点冲切试验,从而建立板柱节点冲切试验数据库。为使试验数据相统一,长度单位均

采用 mm,混凝土强度和钢筋强度单位均采用 MPa,竖向荷载单位采用 kN,不平衡弯矩单位采用 kN·m。根据 GB/T 50152—2012《混凝土结构试验方法标准》<sup>[15]</sup>建议的换算关系将不同文献中测得的混凝土抗压强度统一换算为混凝土标准棱柱体(150 mm × 150 mm × 300 mm)的轴心抗压强度,混凝土轴心抗压强度  $f_c$  与混凝土标准立方体(150 mm × 150 mm × 150 mm)抗压强度  $f_{cu}$  间的换算关系和混凝土轴心抗拉强度  $f_t$  与混凝土标准立方体抗压强度  $f_{cu}$  间的换算关系如下:

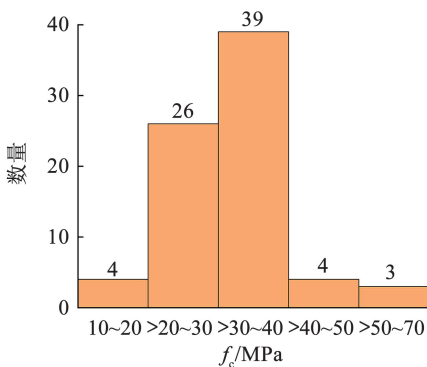
$$f_c = \alpha_{c1} f_{cu} \quad (5)$$

$$f_t = 0.395 f_{cu}^{0.55} \quad (6)$$

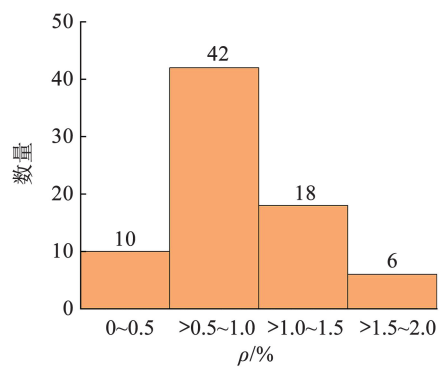
式中: $\alpha_{c1}$ 为混凝土棱柱体抗压强度与标准立方体抗压强度的比值,混凝土强度等级 C50 及以下取 0.76,混凝土强度等级 C80 取 0.82,中间线性插值。

每组试验数据应包含以下参数:方形柱边长、板截面有效高度、混凝土强度、板纵筋配筋率及其屈服强度、开始破坏时的竖向荷载和开始破坏时的不平衡弯矩。此外,所选用的试验数据应符合以下条件:1) 试件均为中柱节点;2) 柱截面为方形;3) 板均没有配置抗冲切钢筋;4) 试件均不设梁、托板和柱帽,且板内没有开洞;5) 试件采用混凝土均为普通混凝土,轻质混凝土和各类纤维混凝土被排除。

共搜集了 76 组符合上述条件的竖向荷载和单向不平衡弯矩共同作用下的板柱节点冲切试验,数据汇总见附录 A。数据库中的试件方柱边长为 127 ~ 406 mm,板截面有效高度为 72 ~ 150 mm,混凝土轴心抗压强度为 15 ~ 66 MPa,板纵筋屈服强度为 315 ~ 526 MPa,板纵筋配筋率为 0.4% ~ 1.63%。图 4 给出了板柱节点冲切试验数据库中的 76 组试件参数分布。



(a) 混凝土轴心抗压强度



(b) 板纵筋配筋率

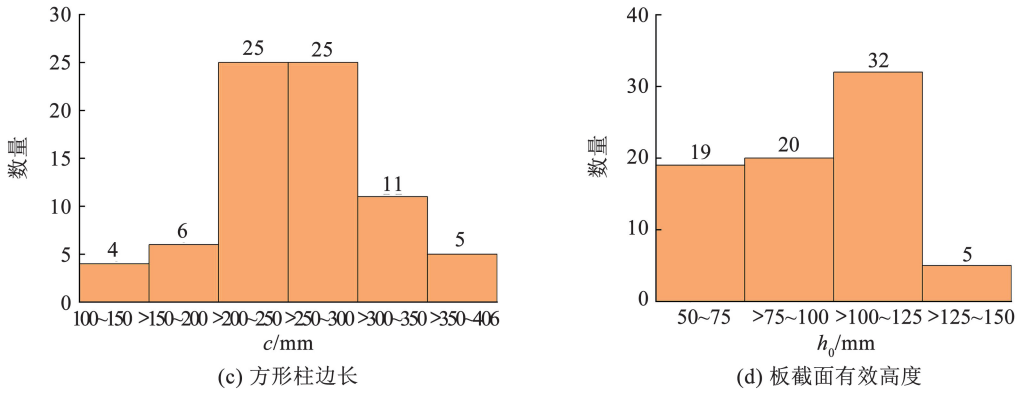


图 4 竖向荷载和不平衡弯矩共同作用下板柱节点冲切试验数据库的参数分布

Fig. 4 Parameter distribution of punching experimental data for slabs under combined vertical loads and imbalanced moments

### 3 考虑塑性影响的剪应力计算方法

#### 3.1 塑性发展系数的定义及其影响因素

按弹性理论计算时,假定竖向荷载和不平衡弯矩引起的剪应力是线性分布的,且两者之间直接叠加即得到总剪应力。而近年来的研究表明<sup>[16-18]</sup>,这种弹性假定低估了板柱节点承担不平衡弯矩的能力。文献[16]对比了 29 组有不平衡弯矩板柱节点试件开始发生冲切破坏时的不平衡弯矩试验值与美国规范 ACI318-05<sup>[19]</sup>计算值之比,结果表明,29 组试件的不平衡弯矩试验值与美国规范计算值之比为 1.37。而文献[18]对比了 46 组有不平衡弯矩板柱节点试件开始发生冲切破坏时的不平衡弯矩试验值与美国规范 ACI318-11<sup>[20]</sup>计算值之比,结果表明,46 组试件的不平衡弯矩试验值与美国规范计算值之比为 1.28。此外,文献[21]表明,有不平衡弯矩的板柱节点在受冲切承载力极限状态时,其临界截面的剪应力分布具有塑性特征。因此,需合理考虑有不平衡弯矩的板柱节点临界截面剪应力的非线性分布,提出考虑塑性影响的有不平衡弯矩的板柱节点受冲切承载力计算方法。

为衡量板柱节点塑性发展的程度,将按弹性方法计算得到的有不平衡弯矩的板柱节点开始发生冲切破坏时的临界截面最大剪应力  $\tau_{\max}$  与仅受竖向荷载作用的板柱节点发生冲切破坏时的临界截面极限剪应力  $\tau_u$  之比定义为塑性发展系数  $\alpha_1$ ,其计算公式如下:

$$\alpha_1 = \frac{\tau_{\max}}{\tau_u} = \frac{\tau_v + \tau_M}{\tau_u} \quad (7)$$

为给出塑性发展系数的计算公式,按弹性理论计算不平衡弯矩产生的临界截面偏心剪应力最大值,即

$$\tau_M = \frac{0.5\alpha_0 M(c + h_0)}{I_c} \quad (8)$$

按弹性理论计算竖向荷载产生的临界截面上的平均剪应力,即

$$\tau_v = \frac{V}{u_m h_0} \quad (9)$$

仅竖向荷载作用的板柱节点开始发生冲切破坏时的临界截面极限剪应力为

$$\tau_u = \frac{V_u}{u_m h_0} \quad (10)$$

根据式(4)可求得不平衡弯矩产生的偏心剪应力最大值  $\tau_M$  与竖向荷载产生的平均剪应力  $\tau_v$  之比为

$$\frac{\tau_M}{\tau_v} = \frac{0.5\alpha_0 M(c + h_0)/I_c}{V/(u_m h_0)} = \frac{1.2M}{V(c + h_0)} \quad (11)$$

不平衡弯矩产生的剪应力最大值与竖向荷载产生的平均剪应力的比值可以用  $M/[V(c + h_0)]$  来反映,并且该比值能够反映有不平衡弯矩板柱节点临界截面的剪应力塑性发展情况。因此,令应力比  $\beta = M/[V(c + h_0)]$ ,当应力比较小时,竖向荷载相对较大而不平衡弯矩相对较小,塑性发展较小。相反,当应力比较大时,竖向荷载相对较小而不平衡弯矩相对较大,塑性发展较大。综上,采用应力比  $\beta$  来衡量板柱节点剪应力塑性发展程度。此外,有不平衡弯矩板柱节点临界截面剪应力的塑性发展能力与混凝土强度有关,选用混凝土轴心抗拉强度来考虑混凝土强度对剪应力塑性发展能力的影响。

为分析混凝土轴心抗拉强度和应力比对塑性发展系数的影响,将各组有不平衡弯矩板柱节点试件发生冲切破坏时的竖向荷载和不平衡弯矩试验结果代入式(7)~(9),并根据式(1)和式(10)计算仅竖向荷载作用板柱节点的临界截面极限剪应力,从而绘制了 76 组试件的塑性发展系数随混凝土轴心抗拉强度和应力比的变化趋势,如图 5 所示。可以看出:混凝土轴心抗拉强度和应力比是影响塑性发展系数的重要因素;随着混凝土轴心抗拉强度的增大,塑性发展系数呈下降趋势;而随着应力比的增大,塑性发展系数呈上升趋势。

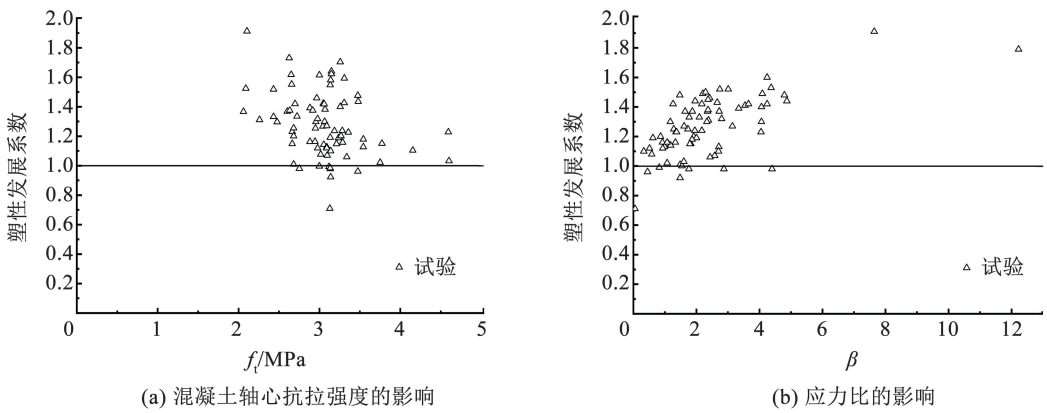


图 5 塑性发展系数的参数影响分析

Fig.5 Parameter influence analysis on plastic development coefficient

### 3.2 塑性发展系数的拟合

基于上述分析,提出有不平衡弯矩板柱节点塑性发展系数  $\alpha_1$  的拟合形式:

$$\alpha_1 = \frac{A\beta^B}{f_t^C} + D \quad (12)$$

式中  $A$ 、 $B$ 、 $C$  和  $D$  为待拟合系数,根据试验数据拟合得到。以混凝土轴心抗拉强度  $f_t$  和应力比  $\beta$  为两个横坐标,以塑性发展系数  $\alpha_1$  为纵坐标,建立三维直角坐标系。将搜集到的试验数据布置于该三维坐标系中,通过拟合获得了塑性发展系数  $\alpha_1$  与混凝土抗拉强度  $f_t$  和应力比  $\beta$  的关系,拟合结果如图 6 所示。

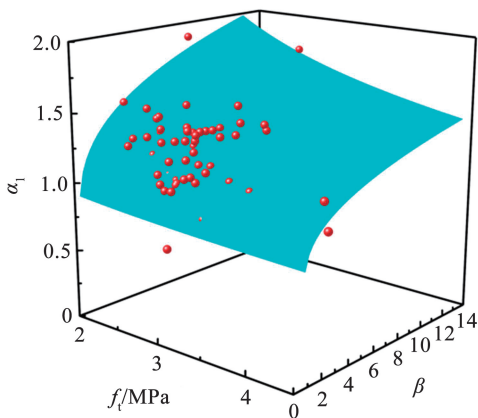


图 6 塑性发展系数的拟合曲面

Fig.6 Fitted surface of plastic development coefficient

拟合得到塑性发展系数  $\alpha_1$  计算公式:

$$\alpha_1 = \frac{1.9\beta^{0.2}}{f_t^{0.5}} - 0.1 \quad (13)$$

由式(13)可得基于塑性方法的不平衡弯矩板柱节点的临界截面最大剪应力的计算公式:

$$\tau_{\max,P} = \frac{V}{\alpha_1 u_m h_0} + \frac{0.5\alpha_0 M(c+h_0)}{\alpha_1 I_c} \quad (14)$$

因此,考虑塑性对剪应力影响的不平衡弯矩板柱节点的等效集中反力计算公式为

$$F_{1,eq,P} = \frac{V}{\alpha_1} + \frac{0.5\alpha_0 M(c+h_0)}{\alpha_1 I_c} u_m h_0 \quad (15)$$

### 3.3 考虑塑性对剪应力影响的建议计算方法的评价

表 1 给出了按中国规范计算方法和本文建议计算方法给出的预测结果的比较。可以看出,本文考虑塑性对剪应力影响的不平衡弯矩板柱节点受冲切计算方法的平均值和变异系数均优于中国规范,按本文计算方法得到的试验值与计算值之比的平均值为 1.11,变异系数为 0.10。建议公式既可以较准确地预测有不平衡弯矩板柱节点受冲切承载力,又留有一定的安全度。此外,由于本文中搜集的不平衡弯矩板柱节点冲切试验数据来源于不同国家,采用的试验方法和测量仪器也有差异,给出最大值、最小值、5%分位数和 95%分位数统计量。可以看出,总体上本文建议方法是合理可靠的,同时,本文考虑塑性影响的不平衡弯矩板柱节点受冲切计算方法相比弹性计算方法得到了良好的修正。

图 7 给出了中国规范和建议方法的预测情况随混凝土轴心抗拉强度的变化,图 8 给出了中国规范和建议方法的预测情况随应力比的变化。可以看出,按建议方法给出的预测结果随混凝土轴心抗拉强度和应力比已无明显的变化趋势,说明相较于中国规范计算公式,本文建议公式更加合理地考虑了混凝土抗拉强度和应力比的影响。

表 1 不同计算方法预测结果的比较

Tab.1 Comparison of prediction results using different calculation methods

计算方法	等效集中反力试验值与受冲切承载力计算值之比的相关统计量						
	平均值	标准差	变异系数	最大值	最小值	5%分位数	95%分位数
中国规范	1.28	0.31	0.24	1.91	0.71	0.98	1.70
建议公式	1.11	0.11	0.10	1.44	0.89	0.93	1.30

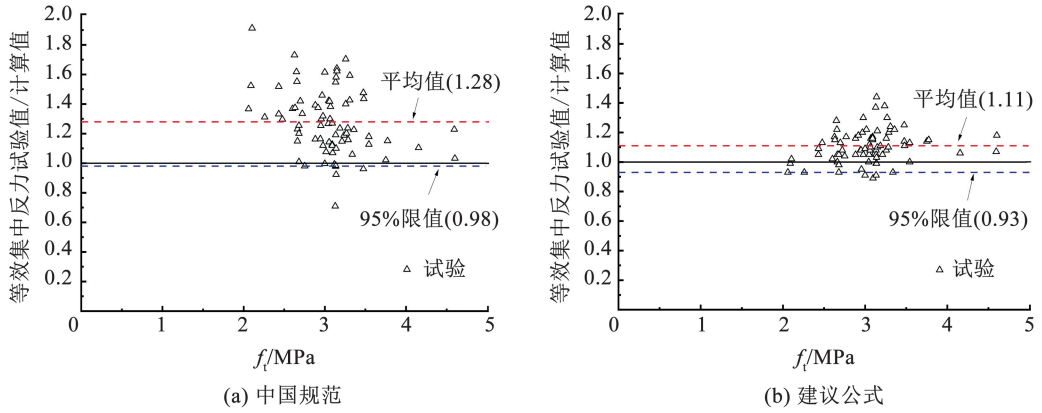


图 7 等效集中反力的试验值与不同受冲切承载力公式计算值之比随混凝土轴心抗拉强度的变化

Fig. 7 Ratio of experimental values of equivalent concentrated reaction force to calculated values from various punching capacity formulas as a function of concrete axial tensile strength

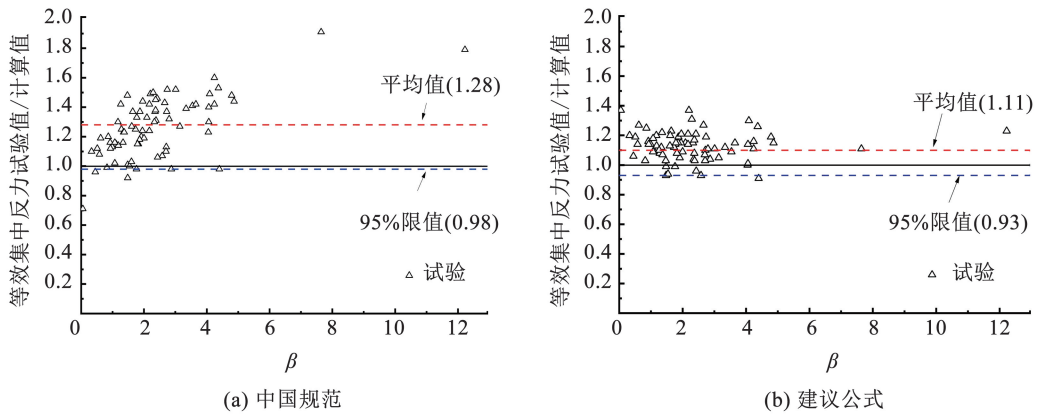


图 8 等效集中反力的试验值与不同受冲切承载力公式计算值之比随应力比的变化

Fig. 8 Ratio of the experimental values of equivalent concentrated reaction force to calculated values various punching capacity formulas as a function of stress ratio

### 4 结 论

1) 收集、整理了竖向荷载和单向不平衡弯矩共同作用下的板柱节点冲切试验, 从而建立了包含 76 组数据的有单向不平衡弯矩板柱节点冲切试验数据库。定义了用于衡量有单向不平衡弯矩板柱节点发生冲切破坏时的临界截面剪应力塑性发展程度的塑性发展系数, 通过分析试验结果发现, 塑性发展系数随混凝土轴心抗拉强度的提高呈下降趋势, 而随不平衡弯矩产生的临界截面剪应力最大值与竖向荷载产生的临界截面平均剪应力比值的增大呈上升

趋势。

2) 以混凝土轴心抗拉强度和不平衡弯矩产生的板柱节点临界截面剪应力最大值与竖向荷载产生的临界截面平均剪应力的比值为两个横坐标, 以塑性发展系数为纵坐标, 拟合得到了塑性发展系数计算公式。

3) 基于提出的塑性发展系数计算公式, 给出了考虑塑性对剪应力影响的竖向荷载和单向不平衡弯矩共同作用下的板柱节点受冲切计算方法。基于试验数据对中国规范和建议方法的预测结果进行了评价, 结果表明, 本文建议方法与试验结果更为吻合。

### 附录 A

表 A1 竖向荷载和单向不平衡弯矩共同作用下的板柱节点试验数据库

Tab. A1 Punching database of slabs under combined vertical loads and unidirectional imbalanced moments

数据来源	试件编号	$c/$ mm	$h_0/$ mm	$f_c/$ MPa	$f_t/$ MPa	$\rho_{tx}/$ %	$\rho_{ty}/$ %	$\rho_{tx}/$ %	$\rho_{ty}/$ %	$f_y/$ MPa	$V_u/$ kN	$M_u/$ (kN·m)
	S05-06	250	150	35.4	3.27	0.55	0.55	0	0	460	323.8	111.9
朱泽华 <sup>[22]</sup>	S05-07	250	150	34.8	3.24	0.55	0.55	0	0	460	370.3	91.8
	S05-08	250	150	32.9	3.14	0.55	0.55	0	0	460	413.6	55.3

表 A1(续)

数据来源	试件编号	$c$ / mm	$h_0$ / mm	$f_c$ / MPa	$f_t$ / MPa	$\rho_{tx}$ / %	$\rho_{ty}$ / %	$\rho_{lx}$ / %	$\rho_{ly}$ / %	$f_y$ / MPa	$V_u$ / kN	$M_u$ / (kN·m)
Marzouk 等 <sup>[23]</sup>	N. H. L. S. 0.5	250	119	39.6	3.47	0.50	0.50	0.40	0.40	460	266.2	44.4
	N. N. H. S. 1.0	250	119	33.8	3.18	1.00	1.00	0.40	0.40	460	163.6	117.5
	N. H. H. S. 0.5	250	119	32.0	3.09	0.50	0.50	0.40	0.40	460	164.3	97.8
Marzouk 等 <sup>[24]</sup>	N. H. H. S. 1.0	250	119	33.1	3.15	1.00	1.00	0.40	0.40	460	250.3	116.1
	H. H. H. S. 0.5	250	119	66.0	4.60	0.50	0.50	0.40	0.40	460	200.2	118.0
	H. H. H. S. 1.0	250	119	65.8	4.59	1.00	1.00	0.40	0.40	460	262.4	132.6
Hanson 等 <sup>[8]</sup>	A1	152	57	28.8	2.92	1.63	1.63	1.63	1.63	365	5.7	22.3
	A12	152	57	31.4	3.06	1.63	1.63	1.63	1.63	372	26.9	20.5
	A2	152	57	29.7	2.97	1.63	1.63	1.63	1.63	376	4.8	24.3
	A4L	152	57	31.6	3.07	1.63	1.63	1.63	1.63	374	4.8	23.8
	A6C	152	57	32.8	3.13	1.63	1.63	1.63	1.63	368	4.6	17.0
	A9	152	57	32.7	3.13	1.63	1.63	1.63	1.63	369	62.9	0.7
Stamenkovic 等 <sup>[25]</sup>	C/L/2	127	56	28.2	2.88	1.17	1.17	1.17	1.17	434	62.2	10.5
	C/L/3	127	56	24.2	2.65	1.17	1.17	1.17	1.17	434	33.8	13.6
	C/L/4	127	56	23.8	2.63	1.17	1.17	1.17	1.17	434	20.9	16.7
Islam 等 <sup>[26]</sup>	1	229	70	25.9	2.75	1.14	1.14	0.57	0.57	356	35.6	30.5
	2	229	70	30.3	3.00	1.14	1.14	0.57	0.57	374	35.6	37.7
	3C	229	70	28.2	2.88	1.14	1.14	0.57	0.57	316	35.8	35.8
Elgabry 等 <sup>[27]</sup>	1	250	116	32.8	3.13	1.10	1.10	0.43	0.43	452	150.0	130.0
Hawkins 等 <sup>[28]</sup>	S1	300	117	41.0	3.54	1.20	1.20	0.59	0.59	459	128.1	145.0
	S2	300	117	32.9	3.14	0.84	0.84	0.49	0.49	455	142.3	88.0
	S3	300	117	32.0	3.09	0.55	0.55	0.40	0.40	458	138.8	53.7
	S4	300	117	32.8	3.13	1.20	1.20	0.59	0.59	459	149.9	125.0
苏毅等 <sup>[29]</sup>	C1	250	79	15.7	2.09	0.51	0.51	0.51	0.51	328	30.4	30.1
	C2	250	79	15.3	2.06	0.51	0.51	0.51	0.51	328	46.5	35.9
	C3	250	77	24.4	2.66	1.27	1.27	1.27	1.27	353	39.4	52.2
	C4	300	77	25.0	2.70	0.82	0.82	0.82	0.82	353	54.8	44.9
	C5	300	79	25.4	2.72	0.79	0.79	0.79	0.79	328	41.1	32.6
段洪涛 <sup>[30]</sup>	B1	350	120	15.9	2.10	0.52	0.52	0.52	0.52	333	30.5	109.5
	B2	350	120	37.2	3.36	0.94	0.94	0.94	0.94	319	30.5	194.6
	B3	350	118	26.2	2.77	0.77	0.77	0.77	0.77	340	30.5	174.4
Almeida 等 <sup>[31]</sup>	C-50	250	118	45.5	3.75	0.45	0.96	0.31	0.67	526	203.4	80.4
	C-40	250	118	46.0	3.77	0.45	0.96	0.31	0.67	526	167.4	110.5
	C-30	250	118	54.8	4.15	0.45	0.96	0.31	0.67	526	131.3	130.7
Park 等 <sup>[32]</sup>	RC-A	300	114	21.4	2.48	1.06	1.06	0.79	0.79	430	133.6	64.5
	RC-B	300	114	35.8	3.29	1.06	1.06	0.79	0.79	430	159.6	70.5
Rha 等 <sup>[33]</sup>	LC-S2-C5	250	70	24.7	2.68	1.17	1.17	0.98	0.98	410	61.2	28.9
	LM-S2-C5	250	70	24.7	2.68	0.40	0.40	0.13	0.13	410	61.2	37.5
	LM-S3-C5	250	70	24.7	2.68	0.40	0.40	0.93	0.13	410	61.2	33.9
Kang 等 <sup>[34]</sup>	C0	250	130	35.7	3.28	0.52	0.52	0.20	0.20	452	125.0	103.0
Durrani 等 <sup>[35]</sup>	DNY-1	254	97	33.1	3.15	0.59	0.59	0	0	372	68.5	47.2
	DNY-2	254	97	24.4	2.66	0.59	0.59	0	0	372	85.4	33.4
	DNY-3	254	97	23.4	2.60	0.59	0.59	0	0	372	50.7	48.4
	DNY-4	254	97	18.1	2.26	0.59	0.59	0	0	372	52.9	44.1

表 A1(续)

数据来源	试件编号	$c$ / mm	$h_0$ / mm	$f_c$ / MPa	$f_t$ / MPa	$\rho_{lx}$ / %	$\rho_{ly}$ / %	$\rho_{lx}$ / %	$\rho_{ly}$ / %	$f_y$ / MPa	$V_u$ / kN	$M_u$ / (kN·m)
Robertson <sup>[36]</sup>	1	254	97	35.2	3.26	0.83	0.83	0.83	0.83	501	45.4	64.7
	2C	254	97	31.2	3.05	0.83	0.83	0.83	0.83	501	44.5	66.2
	3SE	254	97	39.7	3.48	0.83	0.83	0.83	0.83	501	42.3	72.3
	4S	254	97	39.6	3.47	0.83	0.83	0.83	0.83	501	44.0	74.0
	5SO	254	97	35.2	3.26	0.83	0.83	0.83	0.83	501	44.9	66.8
	6LL	254	97	30.6	3.02	0.83	0.83	0.83	0.83	525	125.0	25.6
	7L	254	97	29.3	2.94	0.83	0.83	0.83	0.83	525	85.4	39.9
	8I	254	92	36.2	3.31	0.83	0.83	0.83	0.83	525	47.1	66.7
Pan 等 <sup>[37]</sup>	AP1	274	103	32.9	3.14	0.86	0.86	0.29	0.29	484	103.7	57.4
	AP2	274	103	32.0	3.09	0.86	0.86	0.29	0.29	484	111.2	41.5
	AP3	274	103	32.8	3.13	0.86	0.86	0.29	0.29	484	53.4	88.5
	AP4	274	103	29.5	2.95	0.86	0.86	0.29	0.29	484	48.9	74.9
Ghali 等 <sup>[38]</sup>	S0.5	305	120	34.3	3.21	0.50	0.50	0.17	0.17	476	129.0	100.0
	S1.0	305	120	31.5	3.06	1.00	1.00	0.33	0.33	476	129.0	128.0
	S1.5	305	120	36.8	3.34	1.50	1.50	0.50	0.50	476	129.0	133.0
Ali <sup>[39]</sup>	SP-A	355	111	31.1	3.04	1.11	1.11	0.65	0.65	425	117.0	171.3
	SP-B	355	111	32.1	3.10	1.11	1.11	0.65	0.65	415	117.0	140.8
唐明 <sup>[5]</sup>	RC1	350	123	30.3	3.00	0.81	0.81	0.81	0.81	421	171.0	124.4
	RC2	350	123	32.5	3.12	0.81	0.81	0.81	0.81	421	254.0	98.5
	RC3	350	123	29.9	2.98	0.81	0.81	0.81	0.81	421	315.5	76.3
	RC4	350	123	31.3	3.05	0.61	0.61	0.61	0.61	421	174.1	96.8
Hwang <sup>[40]</sup>	b2	244	67	20.7	2.43	0.63	0.63	0.25	0.25	444	37.0	20.4
	b3	244	67	20.7	2.43	0.73	0.73	0.34	0.34	444	29.0	24.7
马云昌等 <sup>[41]</sup>	IC2	400	65	23.9	2.63	1.21	1.21	1.21	1.21	378	33.7	25.7
	IC3	400	77	29.9	2.98	0.65	0.65	0.65	0.65	315	20.0	26.7
Tian 等 <sup>[9]</sup>	I0.5	406	127	24.3	2.66	0.50	0.50	0.30	0.30	469	105.0	128.0
Zee 等 <sup>[42]</sup>	INT	140	52	41.0	3.54	0.65	0.65	0.52	0.52	435	28.8	10.3
Wey 等 <sup>[43]</sup>	SC0	254	97	36.2	3.31	0.82	0.82	0.12	0.12	525	66.3	62.0
Stark 等 <sup>[44]</sup>	C-02	305	82	29.4	2.95	1.18	1.18	0.51	0.51	454	90.0	44.6

注:  $c$  为方形柱边长;  $h_0$  为板有效高度, 取板两个方向有效高度的均值;  $f_c$  为混凝土轴心抗压强度;  $f_t$  为混凝土轴心抗拉强度;  $\rho_{lx}$  为  $x$  方向板顶受拉钢筋配筋率;  $\rho_{lx}$  为  $x$  方向板底受拉钢筋配筋率;  $\rho_{ly}$  为  $y$  方向板顶受拉钢筋配筋率;  $\rho_{ly}$  为  $y$  方向板底受拉钢筋配筋率;  $f_y$  为板受拉纵筋屈服强度;  $V_u$  为破坏时的竖向荷载;  $M_u$  为破坏时的不平衡弯矩。

## 参考文献

- [1] 中国建筑科学研究院. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010  
China Academy of Building Research. Code for design of concrete structures: GB 50010—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010
- [2] TIAN Y, JIRSA J O, BAYRAK O. Strength evaluation of interior slab-column connections[J]. ACI Structural Journal, 2008, 105(6): 692. DOI:10.14359/20097
- [3] CHOI K K, SHIN D W, PARK H G. Shear strength model for slab-column connections subjected to unbalanced moment[J]. ACI Structural Journal, 2014, 111(3): 491. DOI:10.14359/51686533
- [4] PARK H, CHOI K. Improved strength model for interior flat plate column connections subject to unbalanced moment[J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(5): 694. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445
- [5] 唐明. 钢筋混凝土板柱节点抗震性能研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2021  
TANG Ming. Study on seismic behavior of RC slab-column connections[D]. Changsha: Hunan University, 2021. DOI:10.27135/d.cnki.ghudu.2021.004392
- [6] STASIO D, BUREN M R. Transfer of bending moment between flat plate floor and column[J]. ACI Structural Journal, 1960, 23(3): 1. DOI:10.14359/8022
- [7] ACI COMMITTEE 318. Building code requirements for structural concrete and commentary: ACI 318-19[S]. Farmington Hill: American Concrete Institute, 2019
- [8] HANSON N W, HANSON J M. Shear and moment transfer between concrete slabs and columns[J]. Journal of the PCA Research and Development Laboratories, 1968, 10(1): 2
- [9] TIAN Y, JIRSA J O, BAYRAK O, et al. Behavior of slab-column connections of existing flat-plate structures[J]. ACI Structural Journal, 2008, 105(5): 561. DOI:10.14359/19939
- [10] KANG T H K, WALLACE J W. Dynamic responses of flat plate

- systems with shear reinforcement [J]. *ACI Structural Journal*, 2005, 102(5): 763. DOI:10.14359/14672
- [11] 王建平, 丁慧, 宋力. 板柱节点不平衡弯矩传递方式与分配比例研究[J]. *工业建筑*, 2015, 45(增刊): 339  
WANG Jianping, DING Hui, SONG Li. The transfer mode and distribution proportion research of unbalanced moment on reinforced concrete slab-column node [J]. *Industrial Construction*, 2015, 45(Sup.): 339
- [12] MOEHLE J P. Strength of slab-column edge connections[J]. *ACI Structural Journal*, 1988, 85(1): 89
- [13] ELGABRY A A, GHALI A. Moment transfer by shear in slab-column connections[J]. *ACI Structural Journal*, 1996, 93(2): 187. DOI: 10.14359/1487
- [14] MEGALLY S, GHALI A. Punching of concrete slab due to column moment transfer[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2000, 126(2): 180. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:2(180)
- [15] 中国建筑科学研究院. 混凝土结构试验方法标准: GB/T 50152—2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012  
China Academy of Building Research. Standard for test method of concrete structures: GB/T 50152—2012 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012
- [16] TIAN Y, JIRSA J O, BAYRAK O. Strength evaluation of interior slab-column connections[J]. *ACI Structural Journal*, 2008, 105(6): 692
- [17] CHOI K K, SHIN D W, PARK H G. Shear strength model for slab-column connections subjected to unbalanced moment [J]. *ACI Structural Journal*, 2014, 111(3): 491
- [18] PARK H, CHOI K. Improved strength model for interior flat plate column connections subject to unbalanced moment[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2006, 132(5): 694
- [19] ACI COMMITTEE 318. Building code requirements for structural concrete and commentary: ACI 318-05 [S]. Farmington Hill: American Concrete Institute, 2005
- [20] ACI COMMITTEE 318. Building code requirements for structural concrete and commentary: ACI 318-11 [S]. Farmington Hill: American Concrete Institute, 2011
- [21] UNGERMANN J, HEGGER J, FINGERLOOS F. Durchstanzen in unregelmäßigen flachdeckensystemen anwendungs und modellierungshinweise[J]. *Beton-und Stahlbetonbau*, 2023, 118(3): 167. DOI:10.1002/best.202200107
- [22] 朱泽华. 偏载下板柱结构中柱节点受力性能试验研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2015  
ZHU Zehua. Experimental investigations on eccentrically loaded RC interior slab-column connections [D]. Changsha: Hunan University, 2015
- [23] MARZOUK H, EMAM M, HILAL M S. Effect of high-strength concrete columns on the behavior of slab-column connections[J]. *ACI Structural Journal*, 1996, 93(5): 545. DOI:10.14359/9713
- [24] MARZOUK H, EMAM M, HILAL M S. Effect of high-strength concrete slab on the behavior of slab-column connections[J]. *ACI Structural Journal*, 1998, 95(3): 227. DOI:10.14359/541
- [25] STAMENKOVIC A, CHAPMAN J C. Local strength at column heads in flat slabs subjected to a combined vertical and horizontal loading [J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1974, 57(2): 205
- [26] ISLAM S, PARK R. Tests on slab-column connections with shear and unbalanced flexure [J]. *Journal of the Structural Division*, 1976, 102(3): 549. DOI:10.1016/0022-1694(77)90030-0
- [27] ELGABRY A, GHALI A. Tests on concrete slab-column connections with stud-shear reinforcement subjected to shear-moment transfer[J]. *ACI Structural Journal*, 1987, 84(5): 433. DOI:10.14359/1656
- [28] HAWKINS N M, MITCHELL D, SHEU M S. Cyclic behavior of six reinforced concrete slab-column specimens transferring moment and shear [D]. Seattle: University of Washington, 1974
- [29] 苏毅, 吴强, 程文灏. 低周反复水平荷载作用下板柱结构的试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2005, 26(5): 1  
SU Yi, WU Qiang, CHENG Wenrang. Experimental study on plate column structures under low cycle repeated horizontal loads [J]. *Journal of Building Structures*, 2005, 26(5): 1. DOI:10.3321/j.issn:1000-6869.2005.05.001
- [30] 段洪涛. 钢筋混凝土板柱节点抗震性能的试验研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2004  
DUAN Hongtao. Experimental study on seismic performance of reinforced concrete slab column joints [D]. Chongqing: Chongqing University, 2004
- [31] ALMEIDA A F O, INACIO M M G, LUCIO V J G, et al. Punching behaviour of RC flat slabs under reversed horizontal cyclic loading [J]. *Engineering Structures*, 2016, 117: 204. DOI:10.1016/j.engstruct.2016.03.007
- [32] PARK H G, KIM Y N, SONG J G, et al. Lattice shear reinforcement for enhancement of slab-column connections [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2012, 138(3): 425. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000484
- [33] RHA C, KANG T H, SHIN M, et al. Gravity and lateral load-carrying capacities of reinforced concrete flat plate systems [J]. *ACI Structural Journal*, 2014, 111(4): 753. DOI: 10.14359/51686731
- [34] KANG T H, WALLACE J W. Seismic performance of reinforced concrete slab column connections with thin plate stirrups [J]. *ACI Structural Journal*, 2008, 105(5): 617. DOI:10.14359/19945
- [35] 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. DOI:10.14359/997
- [36] ROBERSTON I N. Seismic response of connections in indeterminate flat-slab 140 subassemblies [D]. Houston: Rice University, 1990
- [37] PAN A, MOEHLE J P. Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates [J]. *ACI Structural Journal*, 1989, 86(3): 250. DOI:10.14359/2889
- [38] GHALI A, ELMASRI M Z, DILGER W. Punching of flat plates under static and dynamic horizontal forces [J]. *ACI Journal Proceedings*, 1976, 73(10): 566. DOI:10.14359/11097
- [39] ALI B. Punching shear strength of high strength reinforced concrete slabs [D]. India: University of Salahadin-Hawlar, 2005
- [40] HWANG S J. An experimental study of flat-plate structures under vertical and lateral loads [D]. Berkeley: University of California, 1989
- [41] 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  
MA Yunchang, LV Xilin. Research on seismic performance of reinforced concrete slab column joints [J]. *Journal of Building Structures*, 2001, 22(4): 49. DOI:10.3321/j.issn:1000-6869.2001.04.009
- [42] ZEE H L, MOEHLE J P. Behavior of interior and exterior flat plate connections subjected to inelastic load reversals [D]. Berkeley: University of California, 1984
- [43] WEY E H, DURRANI A J. Seismic response of interior slab-column connections with shear capitals [J]. *ACI Structural Journal*, 1992, 89(6): 682. DOI:10.14359/4140
- [44] STARK A, BINICI B, BAYRAK O. Seismic upgrade of reinforced concrete slab-column connections using carbon fiber-reinforced polymers [J]. *ACI Structural Journal*, 2005, 102(2): 324. DOI: 10.14359/14284