

DOI: 10.11830/ISSN.1000-5013.201912019



# IRR 柱承台局部压应力分布 及其计算方法

许一鹏<sup>1</sup>, 刘阳<sup>1,2</sup>, 林茂彬<sup>1</sup>, 郭子雄<sup>1,2</sup>

(1. 华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021;

2. 华侨大学 福建省结构工程与防灾重点实验室, 福建 厦门 361021)

**摘要:** 为实现框架结构的震后性能快速恢复,提出一种带可替换开缝钢板阻尼器的新型性能可恢复摇摆柱(简称 IRR 柱),对 IRR 柱柱底承台在承载力极限状态下局部压应力的分布规律开展研究.采用 ABAQUS 软件建立精细化的 IRR 柱有限元模型,研究轴压比、钢板阻尼器厚度等参数对柱底承台局部压应力分布的影响规律,并提出相应的计算方法.研究表明:文中提出的计算方法能够较为合理地计算 IRR 柱柱根承台局部压应力值,且 IRR 柱的局部压应力大小随着轴压比和阻尼器厚度的增加而显著增大.

**关键词:** 摇摆柱; 可恢复性能; 开缝钢板阻尼器; 局部受压; 有限元分析

中图分类号: TU 398

文献标志码: A

文章编号: 1000-5013(2020)04-0439-08

## Distribution of Local Bearing Stress at Foundation of IRR Columns and Calculation Method

XU Yipeng<sup>1</sup>, LIU Yang<sup>1,2</sup>, LIN Maobin<sup>1</sup>, GUO Zixiong<sup>1,2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;

2. Key Laboratory for Structural Engineering and Disaster Prevention of Fujian Province,  
Huaqiao University, Xiamen 361021, China)

**Abstract:** In order to achieve the rapid recovery of the post-earthquake performance of the frame structure, a innovative resilience rocking column (referred to as IRR column) with replaceable slit steel dampers is proposed. To study the distribution of local bearing stress at the foundation of IRR columns, using ABAQUS software to establish refined finite element model of IRR columns, and the effects of axial compression ratio, steel damper thickness and other parameters on the local bearing stress distribution of the foundation of IRR columns were studied respectively, and corresponding calculation methods were proposed. The results show that the calculation method proposed in this paper can reasonably calculate the local bearing stress of the foundation of IRR columns, and the local bearing stress of the IRR column increases significantly with the increase of axial compression ratio and steel damper thickness.

**Keywords:** rocking columns; recoverable performance; replaceable steel slit dampers; local compression; finite element analysis

随着社会经济的不断发展和结构工程领域研究的不断深入,结构在遭遇罕见地震后的“性能可恢复

收稿日期: 2019-12-16

通信作者: 刘阳(1982-),男,教授,博士,主要从事钢-混凝土组合结构的研究. E-mail: lyliuyang@hqu.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51878304, 51578254); 福建省自然科学基金资助项目(2018J01074); 福建省泉州市科技计划项目(2018Z013)

能力”已经得到全世界结构工程专家的重视. 工程结构抗震理念已经从抗倒塌逐渐向结构功能或性能的可恢复转变,成为近年来发展的重要趋势<sup>[1-2]</sup>. 为实现框架结构的性能可恢复,国内外学者开展了一系列研究. 如 Oh 等<sup>[3]</sup>、Shen 等<sup>[4]</sup>、郭子雄等<sup>[5]</sup>、刘阳等<sup>[6]</sup>、邵铁锋等<sup>[7]</sup>和 Calado 等<sup>[8]</sup>围绕钢框架和混合框架结构中的钢梁和混合节点等部位开展了相关研究. 为了实现框架结构体系的震后性能恢复,不可避免地要考虑底层柱脚塑性铰区的替换问题,而国内外对这方面的研究还相对不足.

在前期研究的基础上,本课题组<sup>[9-12]</sup>提出多种柱脚震损原位替换的构造. 其中,带开缝钢板阻尼器的新型性能可恢复摇摆柱(innovative resilience rocking column,简称 IRR 柱)因构造简单、施工和修复方便,是一种良好的技术选择. 前期研究表明,按照“强柱弱阻尼器”的原则设计得到的 IRR 柱具有优越的抗震性能和良好的性能可恢复能力<sup>[9]</sup>. 同时,在水平荷载作用下,钢柱发生摇摆,柱底承台处于局部受压状态. 为了保证承台不发生局压破坏,本文采用有限元方法,对不同参数的 IRR 柱柱底承台上表面局压应力分布进行研究.

# 1 新型可恢复摇摆柱有限元模型

新型性能可恢复摇摆柱与传统框架结构的对比,如图 1 所示. 传统框架结构会在柱根位置出现塑性铰,导致结构发生破坏,而 IRR 柱的摇摆机制能很好地避免该缺点.

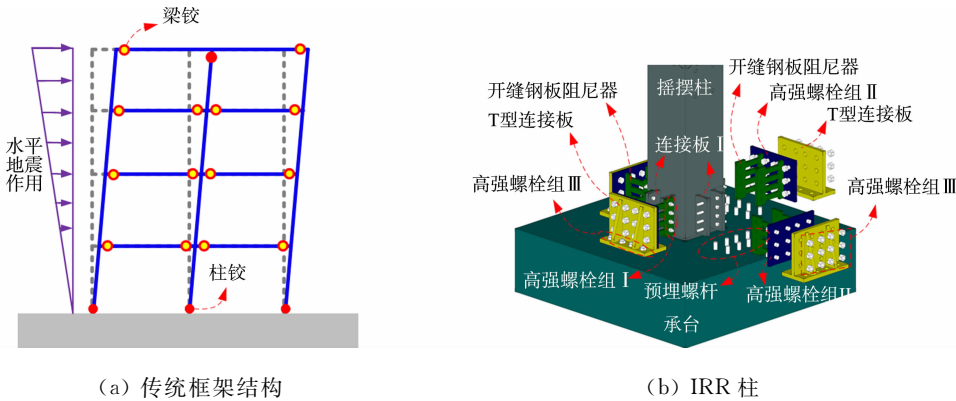


图 1 新型性能可恢复摇摆柱与传统框架结构的对比

Fig. 1 Comparison of IRR column and traditional frame structure

水平荷载作用下,IRR 柱的变形示意图,如图 2 所示. IRR 柱的详细尺寸,如图 3 所示. 图 2,3 中: $F$  为竖向力; $\alpha, \alpha'$  为条带板水平变形量; $\delta_v, \delta_v'$  为条带板竖向变形量; $R$  为半径; $D$  为直径. 摇摆柱绕一侧的转动点发生转动,柱根部抬起使左侧钢板阻尼器产生向上的剪切变形,而右侧钢板阻尼器将产生向下的剪切变形. 水平剪力和弯矩通过两侧开缝钢板阻尼器抵抗,轴力则通过柱身和右下角转动点传递到承台,承台处于局部受压状态. 为防止承台发生局压破坏,需要对承台上的局部压应力分布进行研究. 由于局部压应力难以采用试验手段直接量测,因此,采用 ABAQUS 软件建立精细化的 IRR 柱有限元模型

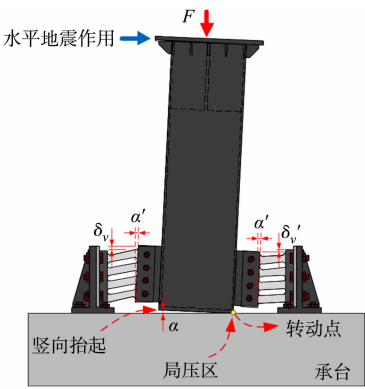


图 2 IRR 柱的变形示意图

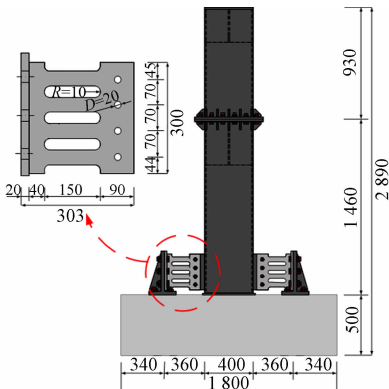


图 3 IRR 柱的详细尺寸(单位:mm)

Fig. 2 Deformation schematic diagram of IRR column Fig. 3 Detailed measurement of IRR column (unit: mm)

(图 4)进行分析.

1.1 单元类型和材料本构

网格划分的单元类型采用八节点六面体缩减积分格式(C3D8R)的三维实体单元. 加载过程中, 局压区域外的承台和柱身保持弹性状态, 因此, 网格划分较稀疏, 网格尺寸为 50~200 mm, 连接板和 T 型连接件网格尺寸均为 20 mm. 螺栓不仅承担了预紧力, 加载过程中还可能存在法向力和切向力, 受力状态复杂, 因此, 网格划分最密, 网格尺寸为 8 mm. 柱身下承台的局部受压是研究的重点, 因此, 对局压部分的网格进行局部加密, 最小网格尺寸为 10 mm. 承台局部网格划分, 如图 5 所示.

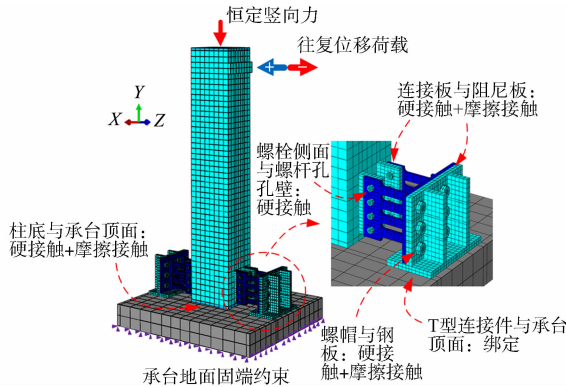


图 4 IRR 柱有限元模型

Fig. 4 Finite element model for IRR columns

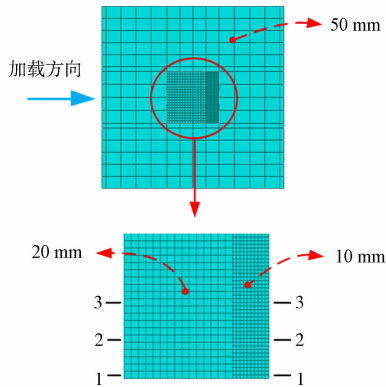


图 5 承台局部网格划分

Fig. 5 Local meshing of foundation

柱身、连接板和 T 型连接件均采用 Q345 钢, 屈服强度标准值取 345 MPa; 开缝钢板阻尼器采用 Q235 钢, 屈服强度标准值取 235 MPa; 钢材本构均采用理想弹塑性模型. 高强螺栓采用 10.9 级, 屈服强度取 900 MPa, 抗拉强度取 1 000 MPa, 采用双折线弹塑性应力-应变曲线. 所有钢材泊松比取  $\nu=0.3$ .

1.2 接触界面模拟

T 型连接件、开缝钢板阻尼器和连接板之间的界面, 以及承台和柱底的界面均由切线方向的库伦摩擦接触及法线方向的硬接触组成. 库伦摩擦接触公式选用“罚函数(penalty)”, 摩擦系数取 0.3<sup>[13]</sup>, 法向行为采用“硬接触(hard contact)”; 接触单元采用“表面与表面(surface-to-surface)”的接触方式. 螺栓与螺栓孔之间由于相对滑移很小, 其界面仅考虑硬接触; 螺栓与 T 型连接件、开缝钢板阻尼器和连接板之间的界面采用摩擦接触. T 型连接件与承台、连接板与柱身之间的焊接等均采用“绑定(tie)”进行模拟.

1.3 加载方式和边界条件

在有限元分析中, 对拟静力试验进行验证. 模型有 3 个分析步骤: 1) 通过“螺栓荷载(bolt load)”施加所有螺栓的预紧力; 2) 采用“集中力(concentrated force)”在试件上方施加竖向荷载, 根据轴压比的参数设置竖向力的大小; 3) 施加往复位移作用, 水平荷载加载制度<sup>[14]</sup>, 如图 6 所示. 图 6 中:  $N$  为试件加载的循环次数;  $\theta$  为位移角. 3 个分析步骤依次传递相互作用. 承台底部采用固定端, 在初始分析步骤设置.

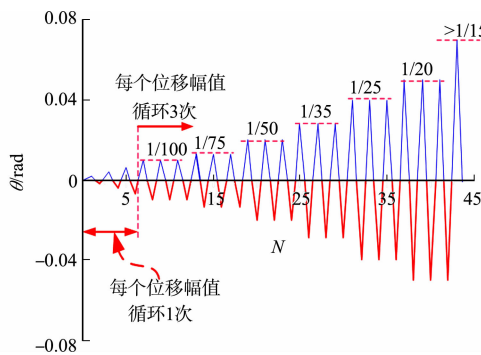


图 6 水平荷载加载制度

Fig. 6 Horizontal loading protocol

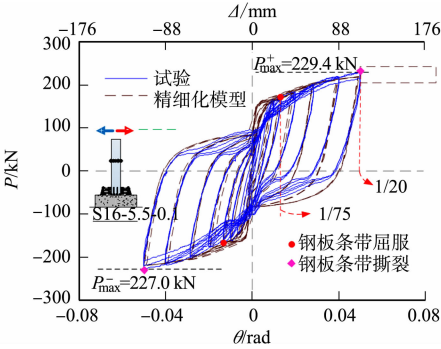
2 模型的验证

2.1 模型合理性分析

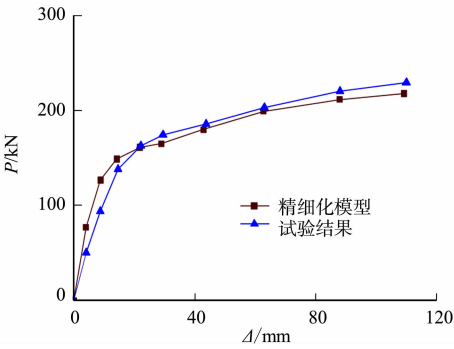
为验证模型的合理性, 采用精细化有限元模型, 对文献[9]中的 4 个 IRR 柱试验滞回曲线进行计算. 有限元模型计算试件 S16-5.5-0.1 滞回曲线对比, 如图 7 所示. 图 7 中:  $P$  为水平荷载;  $P_{\max}^+$ ,  $P_{\max}^-$  分别为正向和反向加载时的极限荷载;  $\Delta$  为水平位移.

由图 7(a)可知: 采用精细化有限元模型计算所得荷载-位移曲线与试验结果吻合良好. 有限元计算结果可以很好地模拟 IRR 柱摇摆过程中引起的滞回曲线捏拢现象. 高强螺栓从“摩擦型”到“承压型”的

转变,导致加载刚度的变化也能很好的体现.由图 7(b)中精细化模型和试验所得荷载-位移骨架曲线的对比可以清晰地看到二者之间的差异.由此可知,精细化有限元模型可以比较合理地反应 IRR 柱的受力特点,并相对准确地计算其承载力、刚度和耗能等指标.



(a) 精细化模型计算滞回曲线



(b) 骨架曲线对比

图 7 有限元模型计算试件 S16-5.5-0.1 滞回曲线对比

Fig. 7 Comparison of finite element and tested hysteretic curves for S16-5.5-0.1

考虑到承台局压应力分布的最不利状态仅与试件最大承载力相对应,模型计算得到的试件最大承载力状态下承台法向方向的局部压应力( $\sigma_N$ )分布曲线,如图 8 所示.图 8 中:水平坐标  $X$  表示承台与柱底接触部分从抬起侧到局压侧的相对距离,方向定义详见图 8 插图.由图 8 可知:水平荷载作用下,柱底承台局部压应力主要分布在靠近转动点很小的范围内,受压区宽度约为 20~30 mm.

2.2 局部压应力分布

以试件 S16-5.5-0.1 的有限元模型计算结果为例进行说明.柱底在承台接触投影面积范围内,分别提取 3 个平行于加载方向的纵剖面 1-1,2-2 和 3-3(图 5),截面间隔为 100 mm.在水平荷载达到峰值状态下,3 个不同截面位置的承台局部压应力分布曲线,如图 9(a)所示.在不同位移角下,1-1 截面处的承台局部压应力分布曲线,如图 9(b)所示.

由图 9(a)可知:在 0~300 mm 范围内,由于柱脚抬起,承台的压应力基本接近于 0,水平位置越接近 400 mm 处,压应力就越大.柱身是箱型截面,由于剪力滞后效应,承台中心位置所受的压应力相对较小,靠箱型外边缘的 1-1 截面压应力最大.后续分析均以 1-1 截面对应的局部压应力数据进行讨论.

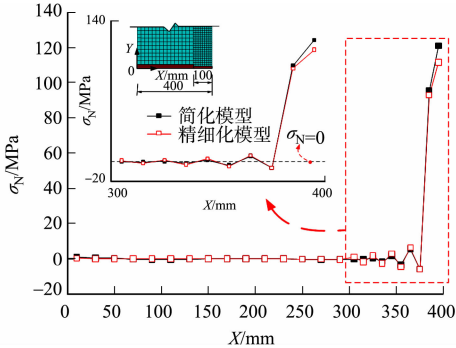
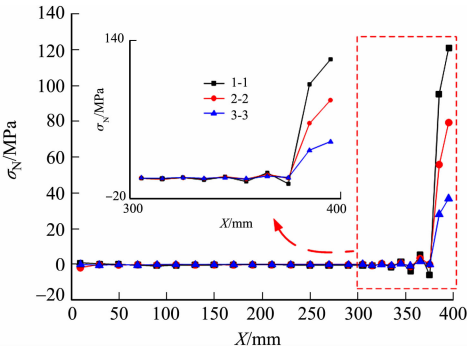
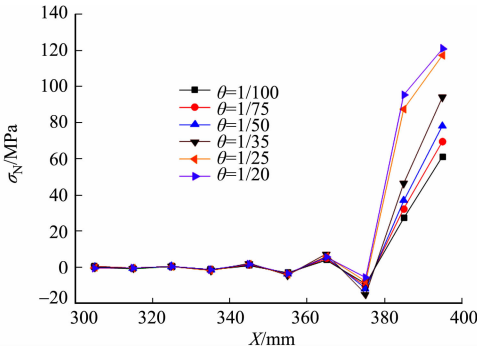


图 8 有限元模型承台法向局部压应力分布曲线  
Fig. 8 Distribution curve of local bearing stress in vertical direction of foundation of finite element model



(a) 不同截面压应力



(b) 不同位移角幅值

图 9 承台局部压应力分布曲线

Fig. 9 Distribution curves of local bearing stress of foundation

由图 9(b)可知:随着加载位移角的增大,柱底承台压应力的最大值也相应增大,1/20 位移角下,柱底边缘处局部压应力达到最大值,约为 120 MPa.可见,最不利状态下的承台局部压应力远远超过承台



混凝土强度,应该做好防止局压破坏的构造处理. 考虑到局部压应力的分布面积较小,且承台混凝土局压强度高于其抗压强度,建议在柱底承台表面局部设置一层厚度为 4~6 mm 的钢板. 根据试验结果<sup>[15]</sup>可知,该构造在轴压比  $n \leq 0.2$  时,承台出现局压破坏. 由图 9(b)还可知:当位移角小于  $1/35$  时,局压应力基本呈线性分布;当位移角大于  $1/25$  后,局压应力近似为抛物线分布. 该分布形式可为后文理论计算公式的提出作参考.

### 3 参数分析

为了研究不同设计参数对承台最大局压应力的影响规律,并对最大局压应力计算公式的提出提供数据参考,采用精细化有限元模型进行参数分析.

#### 3.1 轴压比

柱身承担的轴力大小是影响试件柱底承台压应力的主要因素. 参照钢筋混凝土柱轴压比的定义,计算 IRR 柱的设计轴压比  $n$ ,即

$$n = F / (f_y A). \tag{1}$$

式(1)中: $F$  为 IRR 柱承担的轴力设计值; $f_y$  为钢材屈服强度设计值,取  $f_y = f_{yk} / 1.1$ , $f_{yk}$  为钢材屈服强度试验值; $A$  为 IRR 柱横截面的面积.

当不同参数的试件水平位移达到  $1/20$  位移角时,提取其 1-1 截面处的压应力最大值,得到轴压比对承台局部压应力最大值的影响,如图 10 所示. 图 10 中: $\sigma_{\max}$  为局部压应力最大值; $d$  为阻尼器厚度. 由图 10 可知:局部压应力最大值随轴压比的增加而增加,增加速度随着轴压比的增大而减小,局部压应力最大值已超过 300 MPa,可见混凝土承台已经不能满足局部承压的需求,必须进行构造加强.

由图 10 还可知:当试件轴压比从 0.1 增加到 0.4 时,阻尼板厚度为 8 mm 的试件的承台局部压应力最大值由原先的 101.1 MPa 变为 276.0 MPa,增加了 172.9%;阻尼板厚度为 16 mm 的试件的承台局部压应力最大值由原先的 120.8 MPa 变为 293.4 MPa,增加了 142.9%.

#### 3.2 阻尼器厚度

不同阻尼器厚度对承台局部压应力最大值的影响,如图 11 所示. 由图 11 可知:在相同的轴压比下,随着阻尼器厚度的增加,承台最大压应力值基本呈线性增大,但增加幅度较小;当轴压比为 0.2,0.3 时,阻尼器厚度从 8 mm 增加到 20 mm,承台最大局部压应力分别增加了 14.3%和 41.2%,其余厚度的阻尼器对应的试件承台最大局部压应力的增长范围均在该区间内.

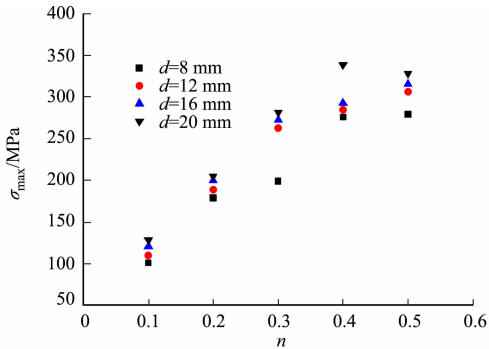


图 10 轴压比对承台局部压应力最大值的影响  
Fig. 10 Influence of axial compression ratio on maximum value of local bearing stress of foundation

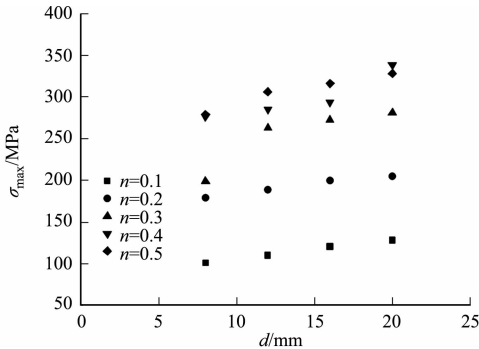


图 11 阻尼器厚度对承台局部压应力最大值的影响  
Fig. 11 Influence of damper thickness on maximum value of local bearing stress of foundation

#### 3.3 承台材料的弹性模量

为防止承台的局压破坏,工程中一般根据最大局压应力的大小,采取不同的承台构造. 局压应力较小时,可以直接采用素混凝土;局压应力较大时,可在混凝土中局部设置多层钢筋网片,或者设置钢垫板. 在有限元分析时,承台简化成单一弹性材料,不同的工程构造反应在模型中即为弹性模量的差异,而不同的弹性模量在相同的局压力下,会导致承台上表面局压面积的不同,进而导致最大局部压应力的不同. 选取 C30 混凝土和 Q345 钢材的弹性模量作为上、下限进行计算并对比. 材料弹性模量对承台局部



式(4),(5)中: $a=\Delta/H$ ,根据试验和有限元分析结果,IRR 柱达到峰值承载力时, $a$  近似取  $1/20$ .

对于图 13 中柱脚抬起另一侧,即右侧的钢板阻尼器水平条带板轴线与水平线的夹角计算式为

$$x_i=a_i\sin\alpha+b(\cos\alpha-1),\tag{7}$$

$$y_i=a_i(1-\cos\alpha)+b\sin\alpha,\tag{8}$$

$$\alpha_i=\tan^{-1}\left(\frac{y_i}{L-x_i}\right).\tag{9}$$

将 IRR 柱的设计参数代入式(1)~(9)中,即可求得承台的局部压力.

#### 4.2 局部压应力最大值

得到局部压力后,计算局部压应力最大值需要确定两个因素,即局压区面积和压应力分布规律.假设承台沿加载方向的局部受压区高度为  $\xi$ ,局部压应力分布曲线用多项式表达.局部受压区应力分布简化图,如图 14 所示.

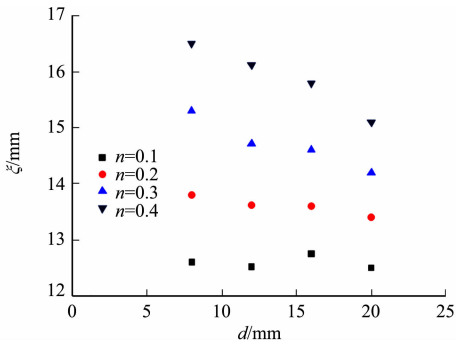
根据有限元计算结果,确定峰值荷载状态下,不同参数试件局部受压区域受压区高度的有限元计算结果,如图 15 所示.由图 15 可知:柱底承台局压范围内的受压区高度跟阻尼器厚度和轴压比大致呈线性关系,具体数值在 12~17 mm.经双参数线性拟合可得  $\xi$  的计算式为

$$\xi=10.93n-0.054\,38d+12.2.\tag{10}$$

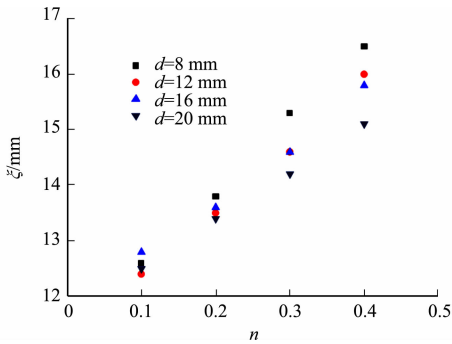
式(10)中: $0.1\leq n\leq 0.4$ ;  $8\text{ mm}\leq d\leq 20\text{ mm}$ .

假设受压区的压应力分布曲线形状分别为三角形、二次抛物线形、三次抛物线形和矩形.承台局部压应力最大值的计算式为

$$\sigma_{\max}=\frac{F_l}{400k\xi}.\tag{11}$$



(a) 阻尼器厚度



(b) 轴压比

图 15 局部受压区受压高度的有限元计算结果

Fig. 15 Calculation results of compression height of local compression zone on finite element analysis

式(11)中: $k$  为压应力分布系数,三角形、二次抛物线、三次抛物线和矩形的压应力分布系数分别取  $1/2, 2/3, 3/4, 1$ .

定义承台最大局部压应力计算值与有限元分析值的比值  $\eta$  为

$$\eta=\sigma_{\text{cal}}/\sigma_{\text{FEA}}.\tag{12}$$

式(12)中: $\sigma_{\text{cal}}$  为式(1)~(11)计算所得承台最大局部压应力; $\sigma_{\text{FEA}}$  为有限元模型的最大局部压应力计算结果.

将不同试件参数代入式(1)~(12)中,计算得到 64 个试件的  $\eta$  值,如图 16 所示.图 16 中: $K$  为试件个数; $\bar{\eta}$  为  $\eta$  的平均值; $C_V$  为离散系数.

由图 16 可知:假设承台局部压应力分布曲线为三角

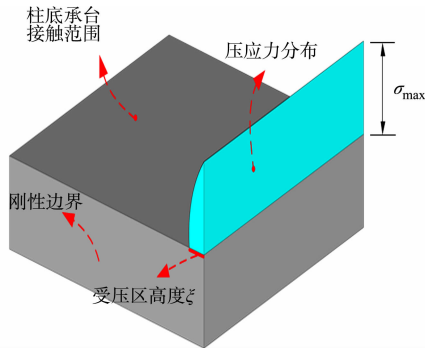


图 14 局部受压区应力分布简化图

Fig. 14 Simplified model of stress distribution in local compression zone

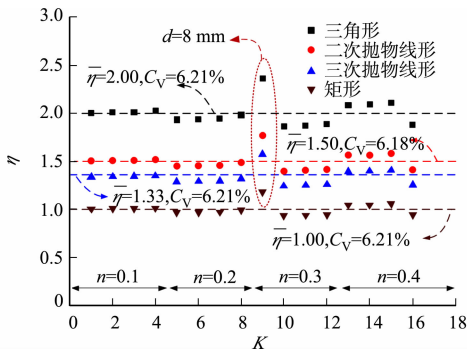


图 16  $\eta$  的计算结果

Fig. 16 Calculation results of  $\eta$

形、二次抛物线、三次抛物线和矩形,计算得到  $\eta$  的平均值分别为 2.00,1.50,1.33 和 1.00;采用矩形分布假设计算所得的结果与有限元吻合良好,其离散系数仅为 6.21%,可供工程实践和后续研究参考.

5 结 论

采用有限元方法,对 IRR 柱柱底承台承载力极限状态下局部压应力的分布规律进行研究,得到 4 点主要结论.

- 1) 轴压比是影响试件柱底承台压应力大小的主要参数.随着轴压比的增大,柱底承台压应力值显著增大.当试件轴压比从 0.1 增加到 0.4 时,承台局部压应力最大值增加了 142.9%~172.9%.
- 2) 阻尼器厚度从 8 mm 增加到 20 mm 时,承台局部压应力最大值增加了 14.3%~41.2%.
- 3) 承台材料的弹性模量对局部压应力分布影响不显著.
- 4) 通过与有限元计算结果的对比,提出 IRR 柱柱底承台局部压应力计算模型,可为性能可恢复摇摆柱的承台局压设计提供参考.

参考文献:

[1] 吕西林,周颖,陈聪.可恢复功能抗震结构新体系研究进展[J].地震工程与工程振动,2014,34(4):130-139. DOI:10.13197/j. eeev. 2014. 04. 130. luxl. 017.

[2] 周颖,吴浩,顾安琪.地震工程:从抗震、减隔震到可恢复性[J].工程力学,2019,36(6):1-12. DOI:10.6052/j. issn. 1000-4750. 2018. 07. ST09.

[3] OH S H, KIM Y J, RYU H S. Seismic performance of steel structures with slit dampers[J]. Engineering Structure, 2009,31:1997-2008. DOI:10.1016/j. engstruct. 2009. 03. 003.

[4] SHEN Y L, CHRISTOPOULOS C, MANSOUR N, *et al.* Seismic design and performance of steel moment-resisting frames with nonlinear replaceable links[J]. Journal of Structural Engineering, 2011,137(10):1107-1117. DOI:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000359.

[5] 郭子雄,朱奇云,刘阳,等.装配式钢筋混凝土柱-钢梁框架节点抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(7):98-105. DOI:10.14006/j. jzjgxb. 2012. 07. 012.

[6] 刘阳,郭子雄,戴镜洲,等.不同破坏机制的装配式 RCS 框架节点抗震性能试验研究[J].土木工程学报,2013,46(3):18-28. DOI:10.15951/j. tmgcxb. 2013. 03. 013.

[7] 邵铁锋,陈以一.采用耗能角钢连接的部件可更换梁试验研究[J].建筑结构学报,2016,37(7):38-45. DOI:10.14006/j. jzjgxb. 2016. 07. 005.

[8] CALADO L, PROENA J M, ESPINHA M, *et al.* Hysteretic behaviour of dissipative bolted fuses for earthquake resistant steel frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013,85:151-162. DOI:10.1016/j. jcsr. 2013. 02. 016.

[9] LIU Yang, GUO Zixiong, LIU Xiaojun, *et al.* An innovative resilient rocking column with replaceable steel slit dampers: Experimental program on seismic performance[J]. Engineering Structures, 2019,183:830-840. DOI:10.1016/j. engstruct. 2019. 01. 059.

[10] 刘阳,郭子雄,贾磊鹏,等.震损可更换组合柱抗震性能试验研究[J/OL].建筑结构学报:1-10. [2020-05-07]. DOI:10.14006/j. jzjgxb. 2018. 0150.

[11] 吕英婷,郭子雄,刘阳,等.震损可原位修复钢桥墩设计及其抗震性能[J].中南大学学报(自然科学版),2019,50(8):1960-1970. DOI:10.11817/j. issn. 1672-7207. 2019. 08. 024.

[12] 黄婷婷,郭子雄,刘阳,等.震损可原位修复组合柱抗震性能[J].华侨大学学报(自然科学版),2016,37(6):686-690. DOI:10.11830/ISSN. 1000-5013. 201606006.

[13] 中华人民共和国住房和城乡建设部.钢结构设计标准:GB 50017—2017[S].北京:中国建筑工业出版社,2017.

[14] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑抗震试验规程:JGJ T 101-20145[S].北京:中国建筑工业出版社,2015.

[15] 廖逸凡.带开缝钢板阻尼器的新型可恢复摇摆柱抗震性能试验研究[D].厦门:华侨大学,2018.