

大震下钢框架梁柱节点调和变形机制与设计方法^{*}

黄远^{1†}, 朱正庚², 郭亚飞¹

(1.湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082; 2.中民筑友科技集团, 湖南 长沙 410005)

摘要:为了提高钢框架结构的变形能力,进而改善其抗震性能,建立了钢框架结构梁端-节点区调和变形机制,通过增加节点区的剪切变形来降低对梁端的转动需求.首先采用通用非线性有限元软件 MSC. Marc 建立钢框架梁柱节点的有限元模型,对已有试验进行非线性有限元分析,有限元分析结果与试验结果吻合良好.在验证了有限元模型合理性的基础上,分析了不同参数条件下,层间位移角为 0.04 时钢框架梁柱节点的节点区剪切变形和梁端变形的关系,发现了影响梁端和节点区变形的关键参数.在此基础上提出了梁端-节点区调和变形的简化设计方法,为钢框架梁柱节点的抗震设计提供参考.

关键词:钢框架;梁柱节点;变形;有限元;抗震设计

中图分类号:TU391

文献标志码:A

Concerted Deformation Mechanism and Design Method of Steel Frame Beam-column Joints under Rare Earthquakes

HUANG Yuan^{1†}, ZHU Zhenggeng², GUO Yafei¹

(1.College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China;

2.China MingSheng Drawin Technology Group, Changsha 410005, China)

Abstract: In order to improve the deformation capacity of the steel frame structure so as to enhance the seismic performance, in this paper, a concerted deformation mechanism between the steel beam and panel zone was built by increasing the shear deformation of the panel zone so that the rotation demand of the steel beam may be reduced. Nonlinear finite element (FE) models of the steel frame beam-column joints were also established by using MSC. Marc. The results from the FE models fit well with the test data. Based on the reasonability of the FE models, parametric analyses were carried out to explore the relationship between the shear deformation of the panel zone and the deformation of the beam end in the beam-column joints when the story drift ratio is 0.04. The key parameters that affect the deformation of the beam end and the panel zone were identified. A simplified design method of the concerted deformation between the steel beam and panel zone was proposed, which may provide references for seismic design of the steel frame beam-column joints under rare earthquakes.

Key words: steel frames; beam-column joints; deformation; finite element; seismic design

钢结构以其强度高、质量轻、延性好、施工速度快、抗震性能好、综合经济指标好等优点,被广泛应

* 收稿日期:2016-03-26

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51478174), National Natural Science Foundation of China(51478174); 湖南省自然科学基金资助项目(14JJ3054), Natural Science Foundation of Hunan Province of China (14JJ3054); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(2016HNDX), Fundamental Research Funds for the Central Universities (2016HNDX)

作者简介:黄远(1982—),男,湖南衡阳人,湖南大学副教授,博士

† 通讯联系人, E-mail: huangy@hnu.edu.cn

用于高层和超高层建筑中^[1-2].在大震作用下,钢结构通过在梁端形成塑性铰来耗散地震输入的能量,以保持结构的整体性,实现抗震设计的目标.因此,梁柱节点在钢框架结构的抗震性能中扮演着举足轻重的角色^[3].

Northridge 地震和 Kobe 地震中,大量钢结构建筑在梁柱连接的节点处发生脆性破坏,研究者开始重新审视钢框架梁柱节点的抗震设计^[4]. Engelhardt 等人^[5]的研究表明,焊接的质量对钢框架梁柱节点的抗震性能具有重要影响.杨尉彪等人^[6]提出了改进节点的构造形式,包括梁端局部加强、局部削弱等措施.

钢框架的层间位移角由 3 部分组成: $\theta = \theta_c + \theta_{pz} + \theta_b$,其中 θ_c 为柱的变形引起的层间位移角,称为柱的转角; θ_{pz} 为节点区剪切变形引起的层间位移角,称为节点区转角; θ_b 为梁端变形引起的层间位移角,称为梁端转角.我国《建筑抗震设计规范》^[7]规定,多、高层钢结构的弹塑性层间位移角限值为 0.02,美国 AISC 规范^[8]认为在大震下,高延性钢框架结构在接近破坏时的层间位移角将有可能远大于 0.02,层间位移角的变形需求将高达 0.04.为了达到层间位移角 0.04 的高延性目标,本文建立梁端-节点区调和变形机制并对相关设计方法进行研究.大量试验研究表明^[9-10],刚性连接钢框架梁柱节点在梁端转角达到 0.02~0.03 时,梁、柱翼缘处焊缝开始出现脆性裂纹,构件发生破坏.在强柱弱梁的抗震设计准则下,钢框架节点区几乎不参与节点变形,但 Lee 等人^[11-12]的研究发现,合理利用钢框架节点区的剪切变形,使节点区和梁端共同变形以消耗地震能量,能够显著改善大震下钢框架梁柱节点的抗震性能.试验研究表明,节点区的极限剪切变形为 0.025~0.04^[13].由于梁端或节点区各自的极限变形均不能达到 0.04,因此,为保证大震下钢框架结构在层间位移角达到 0.04 时,梁、柱翼缘处的焊缝以及节点区不发生提前破坏,本文提出梁端-节点区调和变形机制,使大震下节点区和梁端二者协同均匀变形,节点区转角和梁端转角各占层间位移角的 40%~50%,共同耗散地震能量.这样就能保证在梁端及节点区均不发生破坏的前提下,结构的层间位移角达到大震的高延性变形目标 0.04.

为了实现梁端-节点区调和变形,本文首先采用有限元软件 MSC. Marc 建立了钢框架梁柱节点精细非线性有限元分析模型,在验证了有限元模型的合理性和适用性之后,通过参数分析,提出了层间

位移角为 0.04 时,使钢框架梁柱节点的节点区转角和梁端转角各占层间位移角的 40%~50%,可使梁端-节点区调和变形的的设计方法简化,为钢框架结构的抗震设计提供参考.

1 有限元模型及模型验证

1.1 有限元模型

在三维有限元模型中,采用壳单元模拟钢框架梁柱节点,当梁柱的翼缘和腹板的宽度和厚度之比(以下简称宽厚比)小于等于 5%时,采用薄壳单元(TYPE 139),当宽厚比大于 5%时,采用厚壳单元(TYPE 75).模型中的钢材采用双折线弹塑性本构模型,如图 1 所示,图中 f_y 和 ϵ_y 分别为钢材的屈服强度和屈服应变.钢材的泊松比取为 0.3,弹性模量为 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$,屈服准则采用 Von Mises 屈服准则.求解控制采用程序默认的 Full Newton-Raphson 平衡迭代法,收敛准则采用相对力收敛,模型将发生较大的弹塑性变形,为考虑几何非线性,打开求解控制的大应变选项.有限元模型如图 2 所示.

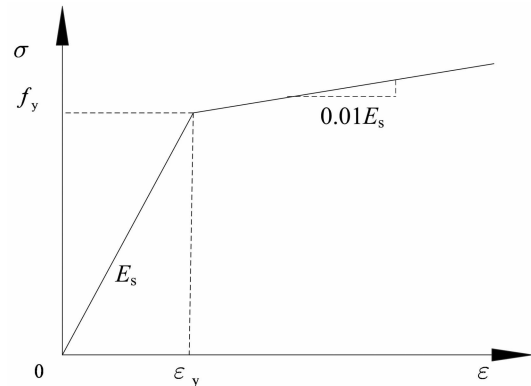


图 1 钢材的本构关系

Fig. 1 The constitutive relation of steel

1.2 模型验证

郭兵等^[14]进行了 6 个不同类型的钢框架梁柱节点单调加载试验,得到了梁柱连接截面的弯矩与梁端位移、节点区转角的关系曲线,采用上述参数设置对焊接连接的试件 JS1 进行有限元分析.试件 JS1 梁长 1.0 m,截面尺寸为 $H200 \times 130 \times 6 \times 8$,柱高 1.0 m,截面尺寸为 $H180 \times 180 \times 8 \times 10$,钢材实测屈服强度平均值为 319 N/mm^2 ,节点区转角的测量计算方法与文献^[14]相同,计算结果如图 3 所示.从图 3(a)可以看出,有限元分析得到的梁柱连接截

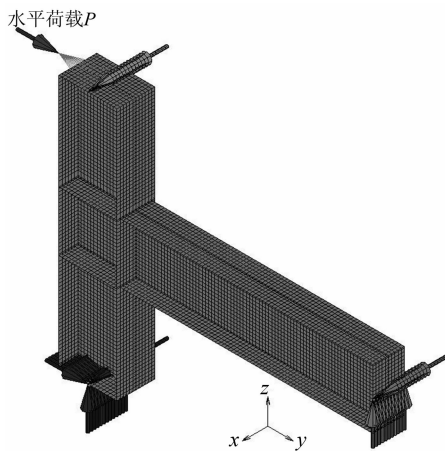


图2 有限元模型

Fig.2 The finite element model

面弯矩-梁端位移曲线与试验曲线几乎完全重合;从图3(b)可以看出,梁柱连接截面弯矩-节点区剪切变形曲线的前1/3与试验曲线几乎完全重合,后2/3部分较试验值偏大.从总体上看,有限元分析曲线与试验曲线的走向基本一致,误差在可以接受的范围之内,可以认为两者吻合良好.

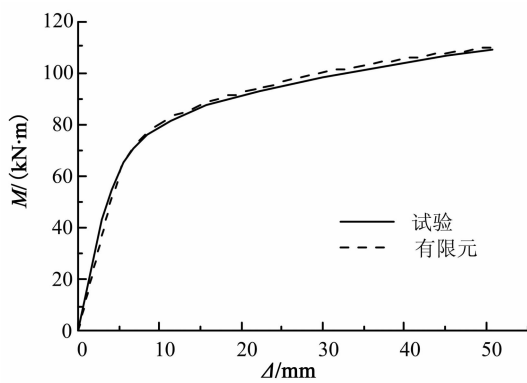
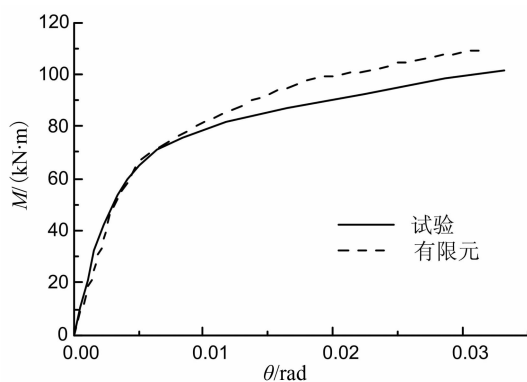
(a) $M-\Delta$ 曲线(b) $M-\theta$ 曲线

图3 试件 JS1 验证曲线

Fig.3 Model validation curves of JS1

Lee 等^[11]进行了8个梁端削弱的钢框架梁柱节点的滞回试验,同样采用上述参数设置对焊接连接的试件 DB700-SW 进行有限元分析.试件 DB700-SW 梁长 3 597 mm,截面尺寸为 $H700 \times 300 \times \sim 13 \times 24$,翼缘的屈服强度、极限强度分别为 304 N/mm^2 和 455 N/mm^2 ,腹板的屈服强度、极限强度分别为 364 N/mm^2 和 480 N/mm^2 ;柱高 3 500 mm,截面尺寸为 $H428 \times 407 \times 20 \times 35$,翼缘的屈服强度和极限强度分别为 343 N/mm^2 和 512 N/mm^2 ,腹板的屈服强度和极限强度分别为 358 N/mm^2 和 520 N/mm^2 ,其他详细参数见参考文献[11].本文采用单调加载的方法模拟滞回试验,因为单调加载计算效率高,单调加载曲线与滞回试验的骨架曲线几乎重合,误差在可以接受的范围之内,能够反映构件的受力特性.计算结果如图4所示,其中图4(a)为梁柱连接截面的弯矩-层间位移角曲线,图4(b)为梁端荷载-梁下翼缘靠近柱表面处的应变曲线.

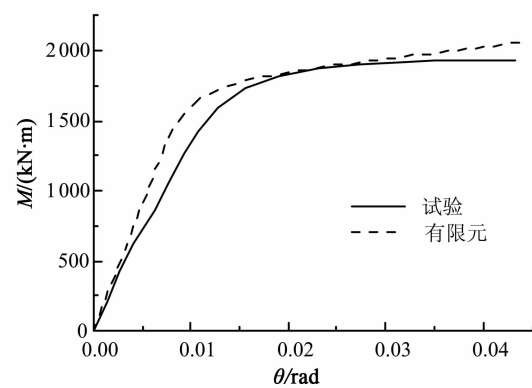
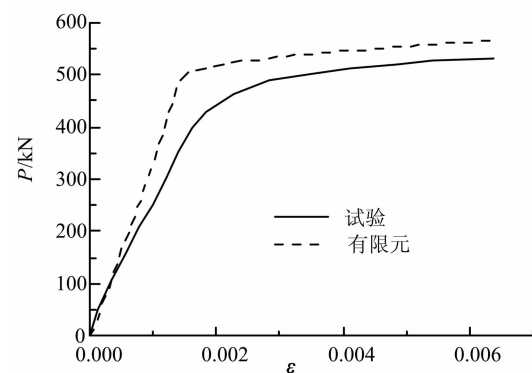
(a) $M-\theta$ 曲线(b) $P-\epsilon$ 曲线

图4 试件 DB700-SW 验证曲线

Fig.4 Model validation curves of DB700-SW

从图4(a)可以看出,有限元分析得到的梁柱连接截面的弯矩-层间位移角曲线与试验得到的骨架曲线吻合良好;从图4(b)可以看出,有限元分析得

到的梁端荷载-梁下翼缘靠近柱表面处的弯曲应变曲线在拐角处不如试验曲线平滑,呈明显的双折线形式,这是因为模型中钢材采用的是双折线的弹塑性本构关系,而实际中钢材屈服后会有一屈服平台,有限元分析得到的梁端荷载比试验值略大.从总体上看,有限元分析曲线与试验骨架曲线的变化趋势基本一致,误差在可以接受的范围之内,可以认为两者吻合良好.

从以上两个算例可以看出,本文提出的有限元模型不仅能够从整体上模拟钢框架梁柱节点的力学性能,而且能准确地模拟出节点的变形性能以及局部应变等信息.因此,可以应用本文的有限元模型,对钢框架梁柱节点在大震下的变形耗能性能进行深入分析.

2 梁柱节点转角测量计算方法

为了对钢框架梁柱节点的变形耗能性能进行深入研究,首先必须确定梁柱节点转角的测量计算方法.结合文献[15]的建议,本文采用了如图 5 所示的转角测量计算方法.图中数字处均设置位移计,其中 1,2,3,4,7 和 8 测量的水平位移分别为 $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3, \Delta_4, \Delta_7$ 和 Δ_8 ; 5,6,9 和 10 测量的竖向位移分别为 $\Delta_5, \Delta_6, \Delta_9$ 和 Δ_{10} .

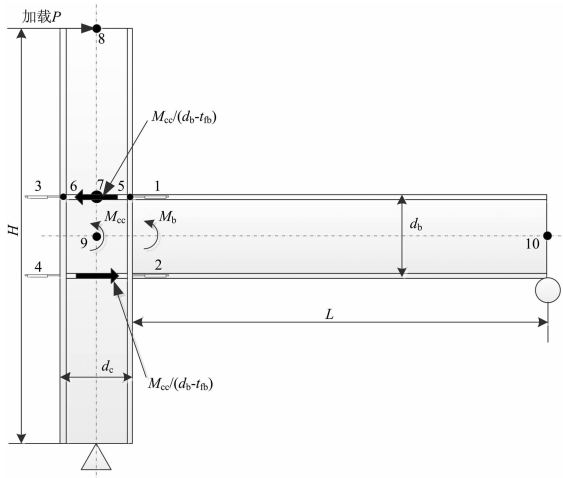


图 5 转角测量计算方法和节点区受力图

Fig. 5 The rotation measuring and calculating method and panel zone forces

柱的转角为:

$$\theta_c = \frac{2(\Delta_8 - \Delta_7)}{H - d_b} - \frac{\Delta_6 - \Delta_5}{d_c - t_{cf}} \quad (1)$$

式中: H 为柱高; d_b 为梁截面高度; d_c 为柱截面高度; t_{cf} 为柱翼缘厚度. 节点区转角为:

$$\theta_{pz} = \theta - \theta_c - \frac{(\Delta_3 - \Delta_4) + (\Delta_1 - \Delta_2)}{2(d_b - t_{bf})} \quad (2)$$

式中: θ 为梁柱节点的层间位移角; t_{bf} 为梁翼缘厚度. 梁端转角为:

$$\theta_b = \frac{(\Delta_3 - \Delta_4) + (\Delta_1 - \Delta_2)}{2(d_b - t_{bf})} + \frac{(\Delta_{10} - \Delta_9)}{(L + d_c/2)} \quad (3)$$

式中: L 为梁的长度.

经有限元分析验证,该钢框架梁柱节点转角测量计算方法能够很好地满足理论公式: $\theta = \theta_c + \theta_{pz} + \theta_b$, 能够比较准确地计算出梁柱节点各部分的转角变形.

3 参数分析

分别选取柱截面高度,柱截面宽度,柱翼缘厚度,柱腹板厚度,梁截面高度,梁截面宽度,梁翼缘厚度,梁腹板厚度,带加强板时节点区腹板厚度作为分析参数,如表 1 所示.其中,基准模型的柱截面尺寸为 $H500 \times 300 \times 12 \times 20$,梁截面尺寸为 $H500 \times 250 \times 10 \times 15$,钢材的屈服强度为 400 N/mm^2 ,泊松比为 0.3,弹性模量为 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$,框架柱的高度和框架梁的长度均为 2 000 mm.柱、梁截面的塑性模量比值为 1.43,满足 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》“强柱弱梁”的抗震设计要求,截面尺寸满足现行规范的要求.

不同参数变化情况下,层间位移角为 0.04 时,梁端转角和节点区转角的关系曲线如图 6 所示.由图 6 可知,影响钢框架梁柱节点变形的关键参数为柱截面高度、柱腹板厚度、梁截面宽度、梁翼缘厚度和节点区腹板厚度.

表 1 参数分析取值

Tab.1 Variables of parameter analysis		mm				
分析参数	取值					
柱截面高度	300	400	500	600	700	
柱截面宽度	250	300	400	500	—	
柱翼缘厚度	12	15	20	25	30	
柱腹板厚度	9	12	15	18	20	
梁截面高度	300	400	500	600	700	
梁截面宽度	150	200	250	300	—	
梁翼缘厚度	9	12	15	20	25	
梁腹板厚度	8	10	12	15	20	
节点区腹板厚度	12	15	20	25	30	

从图 6(a)可以看出,钢框架梁柱节点在层间位移角为 0.04 时,随着柱截面高度的增加,节点区转角显著减小,梁端转角显著增大,柱截面高度为 300 mm 时,层间位移角主要由节点区变形承担,柱截面

高度为 700 mm 时,层间位移角主要由梁端变形承担.

从图 6(b)可以看出,钢框架梁柱节点在层间位移角为 0.04 时,随着柱截面宽度的增加,节点区转角逐渐减小,梁端转角逐渐增大,但变化都不是特别显著.说明柱截面宽度对梁柱节点的变形分配影响不大.

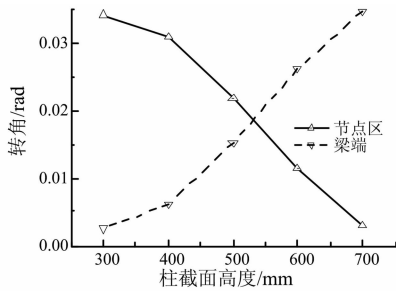
从图 6(c)可以看出,钢框架梁柱节点在层间位移角为 0.04 时,柱翼缘厚度对梁柱节点变形的影响与柱截面宽度对其变形的影响类似,随着柱翼缘厚度的增大,节点区转角逐渐减小,梁端转角逐渐增大,但变化都不是特别显著.说明柱翼缘厚度对梁柱节点的变形分配影响同样不大.

从图 6(d)可以看出,钢框架梁柱节点在层间位

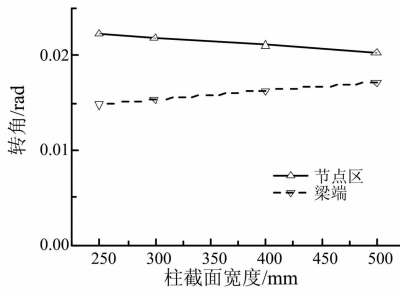
移角为 0.04 时,随着柱腹板厚度的增加,节点区转角显著减少,梁端转角显著增大,当柱腹板厚度增大到一定程度时,梁柱节点的变形分配几乎不再发生变化,层间位移角几乎完全由梁端变形承担.

从图 6(e)可以看出,钢框架梁柱节点在层间位移角为 0.04 时,随着梁截面高度的增加,节点区转角先增大后减小,梁端转角先减小后增大,但从整体上看,梁截面高度对钢框架梁柱节点的变形分配影响不是很大.

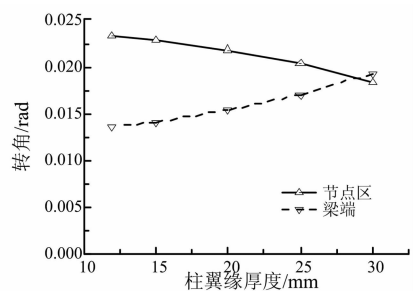
从图 6(f)可以看出,钢框架梁柱节点在层间位移角为 0.04 时,随着梁截面宽度的增大,节点区转角显著增大,梁端转角显著减小,层间位移角从几乎完全由梁端变形承担向几乎完全由节点区变形承担转变.



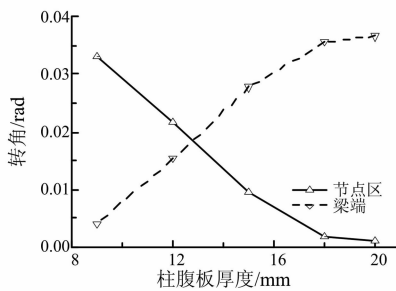
(a) 不同柱截面高度下的分析曲线



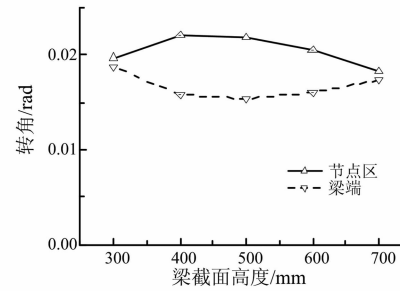
(b) 不同柱截面宽度下的分析曲线



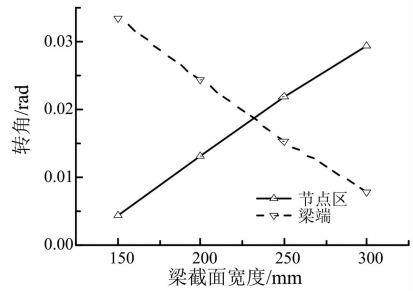
(c) 不同柱翼缘厚度下的分析曲线



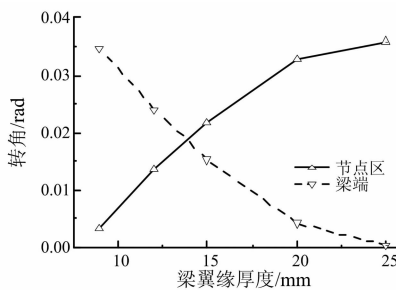
(d) 不同柱腹板厚度下的分析曲线



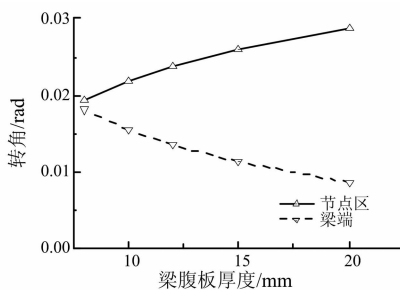
(e) 不同梁截面高度下的分析曲线



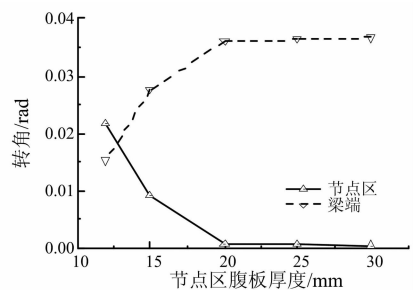
(f) 不同梁截面宽度下的分析曲线



(g) 不同梁翼缘厚度下的分析曲线



(h) 不同梁腹板厚度下的分析曲线



(i) 不同节点区腹板厚度下的分析曲线

图 6 梁端-节点区变形曲线

Fig. 6 The deformation curves of beam end-panel zone

从图 6(g)可以看出,在层间位移角为 0.04 时,随着梁翼缘厚度的增大,节点区转角显著增大,梁端转角显著减小。

从图 6(h)可以看出,钢框架梁柱节点在层间位移角为 0.04 时,随着梁腹板厚度的增加,节点区转角明显增大,梁端转角明显减小。

钢框架梁柱节点可以采用在节点区增设加强板的方式调节节点的变形分配,因此,设有加强板的梁柱节点的节点区腹板厚度等于柱腹板厚度加上加强板的厚度。从图 6(i)可以看出,钢框架梁柱节点在层间位移角为 0.04 时,随着节点区腹板厚度的增加,节点区转角显著减小,后保持不变,梁端转角显著增大,后保持不变,当节点区的腹板厚度较大时,梁柱节点的层间位移角主要由梁端变形承担,过厚的节点区腹板厚度并不能改善钢框架梁柱节点的抗震性能,反而会影响节点的调和耗能能力。因此,可以采用在节点区设置加强板的方式调节梁柱节点的变形分配,改善节点在大震下的抗震性能,但加强板的厚度要适当。

4 简化设计方法

为了综合考虑各关键参数对梁端及节点区变形的影响,将这些影响因素总结为简化的设计方法,本节将定义无量纲化的节点区腹板厚度。

如图 5 所示,梁的最大弯矩出现在梁柱连接截面处,取梁的抗弯承载力为^[16]:

$$M_b = \gamma W f_y \quad (4)$$

式中: γ 为梁截面塑性发展系数,取 1.05; W 为梁截面绕强轴的截面模量; f_y 为钢材的屈服强度。此时节点区腹板承受的弯矩为:

$$M_{cc} = M_b \left(\frac{L + d_c/2}{L} \right) \quad (5)$$

节点区腹板承受的剪力为:

$$V_{pz} = M_{cc} / (d_b - t_{fb}) - M_{cc} / H \quad (6)$$

美国钢结构建筑抗震设计规范^[8]提出钢框架梁柱节点腹板抗剪承载力计算公式为:

$$V_{pz} = 0.6 F_{yc} d_c t_{pz} \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{pz}} \right) \quad (7)$$

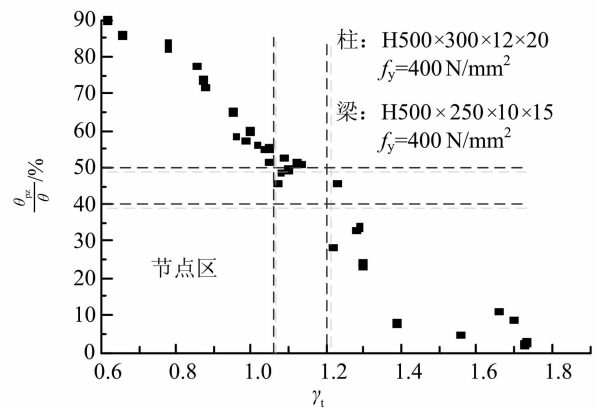
式中: F_{yc} 为柱钢材的屈服强度; t_{pz} 为节点区腹板厚度,不设加强板时即为柱腹板厚度; b_{cf} 为柱翼缘宽度。令公式(6)等于公式(7),计算得到一个节点区腹板厚度值^[12],本文称为平衡节点区腹板厚度 $t_{balance}$:

$$t_{balance} = \left[\left(\frac{M_{cc}}{d_b - t_{fb}} - \frac{M_{cc}}{H} \right) - \frac{1.8 F_{yc} b_{cf} t_{cf}^2}{d_b} \right] / (0.6 F_{yc} d_c) \quad (8)$$

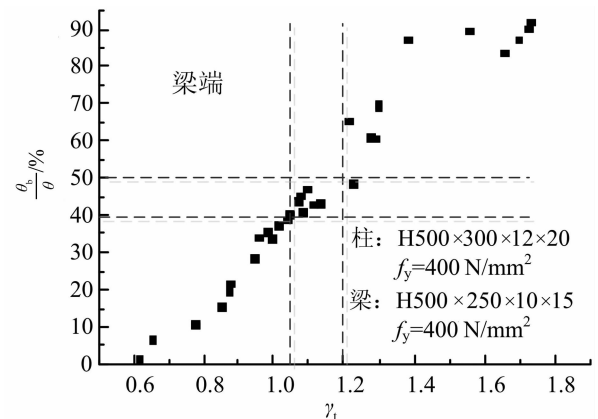
定义无量纲化的节点区腹板厚度:

$$\gamma_t = t_{pz} / t_{balance} \quad (9)$$

将前文的模型计算结果以无量纲化的节点区腹板厚度 γ_t 为横坐标,以节点区和梁端转角占层间位移角的百分比为纵坐标作散点图,如图 7 所示。从图 7 可以看出,当层间位移角为 0.04 时,节点区转角和梁端转角各占层间位移角的 40%~50%,即在地震作用下,节点区和梁消耗的能量各占总输入地震能量的 40%~50%时,无量纲化的节点区腹板厚度 γ_t 为 1.05~1.20。因此,大震作用下取 $1.05 \leq \gamma_t \leq 1.20$,能够使钢框架梁柱节点在层间位移角达到 0.04 时,梁端-节点区调和变形,梁、柱翼缘处的焊缝及节点区不发生提前破坏,节点区转角和梁端转角各占层间位移角的 40%~50%,共同耗散地震能量。



(a) 节点区转角



(b) 梁端转角

图 7 层间位移角为 0.04 时的变形

Fig. 7 Deformation of the story drift ratio 0.04

5 结 论

本文对大震下钢框架梁柱节点调和变形机制与设计方法进行研究,得到以下结论:

1)有限元模型能够较好地模拟刚性连接钢框架梁柱节点的受力性能和变形性能,可以用来对钢框架结构进行有限元分析和校核.本文提出的梁柱节点转角测量计算方法能够比较准确地计算出梁柱节点各部分的转角变形.

2)参数分析表明,柱截面高度、柱腹板厚度、梁截面宽度、梁翼缘厚度和节点区腹板厚度是影响大震下钢框架梁柱节点变形的关键参数,可以通过改变上述参数调节节点区转角和梁端转角各占层间位移角的比例.

3)大震下取无量纲化的节点区腹板厚度 $1.05 \leq \gamma_i \leq 1.20$,能够使钢框架梁柱节点在层间位移角达到 0.04 时,梁、柱翼缘处的焊缝及节点区不发生提前破坏,结构具有良好的调和变形耗能性能.本文提出的简化设计方法能够为大震下钢框架梁柱节点的抗震设计提供参考.

本文结论适用于钢框架梁柱刚接节点的分析 and 设计.对于钢框架的半刚性节点以及考虑楼板组合作用和轴力影响的梁柱节点调和变形机制,以及调和耗能机制的试验验证工作,还需要进一步研究.

参考文献

- [1] 舒兴平,沈蒲生.平面钢框架极限承载力的试验研究[J].湖南大学学报:自然科学版,1994,21(1):92-97.
SHU Xingping, SHEN Pusheng. Experimental study on the ultimate strength of plane steel frames[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 1994, 21(1): 92-97. (In Chinese)
- [2] 舒兴平,刘小山,卢倍嵘,等.带偏心支撑钢框架-混凝土核心筒结构抗震性能研究[J].湖南大学学报:自然科学版,2009,36(8):7-11.
SHU Xingping, LIU Xiaoshan, LU Beirong, et al. Research on the seismic performance of steel frame-concrete core tube structures with eccentric braces[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2009, 36(8): 7-11. (In Chinese)
- [3] 石永久,奥晓磊,王元清,等.中高强度钢材钢框架梁柱组合节点抗震性能试验研究[J].土木工程学报,2009,42(4):48-54.
SHI Yongjiu, AO Xiaolei, WANG Yuanqing, et al. Experimental study on the seismic performance of beam-to-column composite connections in medium-high strength steel frame structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(4): 48-54. (In Chinese)
- [4] 黎永,舒兴平.焊接孔长度对钢框架梁-柱刚性节点性能的影响[J].湖南大学学报:自然科学版,2003,30(1):92-96.
LI Yong, SHU Xingping. Effect of length of access hole on behavior of steel beam-column moment connections[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2003, 30(1): 92-96. (In Chinese)
- [5] ENGELHARDT M D, HUSAIN A S. Cyclic loading performance of welded flange-bolted web connections[J]. Journal of Structural Engineering, 1993, 119(12): 3537-3550.
- [6] 杨尉彪,高小旺,张维嶽,等.高层建筑钢结构梁柱节点试验研究[J].建筑结构,2001,31(8):3-8.
YANG Weibiao, GAO Xiaowang, ZHANG Weiyue, et al. Experimental study on high-rise building steel structure beam-column joints[J]. Building Structure, 2001, 31(8): 3-8. (In Chinese)
- [7] GB 50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
GB 50011-2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: Building Industry Press of China, 2010. (In Chinese)
- [8] AISC. Seismic provisions for structural steel buildings[S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [9] 王元清,周晖,石永久,等.基于断裂力学的钢框架梁柱节点抗震性能分析[J].工程力学,2012,29(4):104-112.
WANG Yuanqing, ZHOU Hui, SHI Yongjiu, et al. Seismic behavior analysis of welded beam-to-column connections based on fractures mechanics [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(4): 104-112. (In Chinese)
- [10] 赵大伟,石永久,陈宏.低周往复荷载下梁柱节点的试验研究[J].建筑结构,2000,30(9):3-6.
ZHAO Dawei, SHI Yongjiu, CHEN Hong. Experimental study on beam-column joints under low frequency cyclic loading [J]. Building Structure, 2000, 30(9): 3-6. (In Chinese)
- [11] LEE C H, JEON S W, KIM J H, et al. Effects of panel zone strength and beam web connection method on seismic performance of reduced beam section steel moment connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(12): 1854-1865.
- [12] JUN J, SHERIF E T. Evaluation of FEMA-350 seismic provisions for steel panel zones[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(2): 250-258.
- [13] CASTRO J M, ELGHAZOULI A Y, IZZUDDIN B A. Modeling of the panel zone in steel and composite moment frames [J]. Engineering Structures, 2005, 27(1): 129-144.
- [14] 郭兵,王磊,王颖,等.钢框架梁柱连接节点转动刚度试验研究[J].建筑结构学报,2011,32(10):82-89.
GUO Bing, WANG Lei, WANG Ying, et al. Experimental study on rotational stiffness of steel frame beam-column connections [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(10): 82-89. (In Chinese)
- [15] 施刚,袁锋,霍达,等.钢框架梁柱节点转角理论模型和测量计算方法[J].工程力学,2012,29(2):52-60.
SHI Gang, YUAN Feng, HUO Da, et al. The theoretical model and measuring calculation method of the beam-to-column joint rotation in steel frames[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(2): 52-60. (In Chinese)
- [16] GB 50017-2003 钢结构设计规范[S].北京:中国计划出版社,2003.
GB 50017-2003 Code for design of structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2003. (In Chinese)