

钢框架焊接节点局部屈曲累积损伤分析

王 萌, 石永久, 王元清

(清华大学 土木工程系, 100084 北京)

摘 要: 为解决试验和三维有限元方法在模拟结构地震作用下的局限性, 在构件阶段寻找损伤退化的影响因素以及退化特征对改进杆系模型计算的准确性显得尤为重要. 采用通用有限元软件 ABAQUS 建立非线性有限元模型, 结合国内外已有的钢框架焊接节点拟静力试验, 验证了建立的有限元模型对模拟局部屈曲的准确性和适用性. 通过算例参数分析, 对钢框架梁柱节点局部屈曲累积损伤现象进行深入探讨, 得到节点局部屈曲累积损伤退化分布曲线形式并分析影响因素, 进而得到节点强度退化的规律, 为提出考虑损伤退化的杆系模型提供有力的工具. 参数分析结果表明: 剪切域强弱以及板件宽厚比对于节点的破坏模式有较大影响. 通过局部加强, 改变节点的破坏模式, 可以有效提高结构的延性和耗能能力, 防止结构由于焊缝开裂导致提前破坏, 在大震作用下退化程度快进而严重影响结构的整体受力性能.

关键词: 钢框架焊接节点; 局部屈曲; 累积损伤; 有限元分析(FEM); 滞回曲线; 强度退化

中图分类号: TU393.2 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2012)04-0086-08

Analysis of local buckling cumulative damage of steel frame welded connections

WANG Meng, SHI Yong-jiu, WANG Yuan-qing

(Dept. of Civil Engineering, Tsinghua University, 100084 Beijing, China)

Abstract: To overcome the limitation to simulate the structure under earthquake with tests and three-dimensional finite element method, it is important to search for damage and degradation factors and the degradation characteristics in component stage to improve the accuracy of member model. ABAQUS is used and the non-linear finite element model is proved correct and applicable by the existed steel frame connections quas-static tests at home and abroad. By a large number of parameters analysis, the local buckling cumulative damage phenomena of steel frame connections is further discussed and local buckling cumulative damage degradation distribution curve is obtained. Due to analysis of influence factors, the connections strength degradation is acquired which is a powerful tool for member model analysis considering of damage and degradation. The results show that the panel zone strength and thickness ratios of plates have significant impact on failure mode of connections. By local reinforcement to change the connections failure mode can effectively improve the ductility and energy dissipation, prevent weld cracking that will lead to early damage and fast degradation under large earthquake which would seriously affect the overall mechanical properties of the structure.

Key words: steel frame welded connections; local buckling; cumulative damage; finite element method (FEM); hysteretic curve; strength degradation

近年来, 高层建筑在我国大量兴建, 高层钢框

架结构的抗震已成为结构工程界重点研究和关注的问题, 高层钢框架在强烈地震作用下破坏和倒塌是由于结构的部分构件和节点发生屈服、屈曲、断裂, 造成结构的恢复力退化, 产生不可恢复的塑性变形造成的, 是一种低周疲劳累积损伤破坏^[1-2]. 其倒塌或破坏的发生具有3类模态: (1) 延性破坏: 梁端出现塑性铰, 发生局部屈曲, 出现

收稿日期: 2010-09-26.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51038006); 清华大学自主科研计划资助项目(20101081766).

作者简介: 王 萌(1985—), 女, 博士研究生;
石永久(1962—), 男, 教授, 博士生导师;
王元清(1963—), 男, 教授, 博士生导师.

通讯作者: 王 萌, wangmeng1117@gmail.com.

逐渐退化的现象(退化曲线趋势如图1(a)所示). (2)脆性破坏:裂纹在焊趾的部分或者母材中发展最终导致断裂,承载力迅速退化,破坏之前没有征兆,构件没有明显的退化现象(退化曲线趋势如图1(b)所示). (3)混合破坏:破坏过程介于延性破坏和脆性破坏之间,结构一开始不出现明显退化的现象,随着局部屈曲现象以及裂纹的发展而出现退化现象^[3-4]. 而如何提高结构的延性,避免出现脆性破坏是值得探究的议题. 国内外很多学者对这方面进行研究^[3-7],希望通过构造形式以及节点的设计,使得破坏位置远离梁端部的焊缝区域,从而改善节点的受力性能(图1(c)). 结果表明:采取措施使得节点梁板件屈曲耗能而不是焊缝断裂破坏是提高节点延性以及提高抗震性能的有利途径. 由于试验成本高,三维有限元模型计算代价过高,在高层钢框架结构抗震分析中往往采用杆系模型,但是此模型难以反应节点由于局部屈曲导致明显的强度刚度退化现象,可能造成对节点性能的过高估计,存在不安全因素. 因此,在构件阶段寻找局部屈曲损伤退化的影响因素以及退化特征对改进杆系模型计算的准确性显得尤为重要.

本文通过对局部屈曲损伤试验的总结归纳,分析局部屈曲累积损伤影响因素. 采用通用有限元软件 ABAQUS,建立钢框架梁柱节点的非线性有限元模型,应用典型试验结果,验证了本文建立的有限元模型的准确性和适用性. 通过算例参数分析,对钢框架梁柱节点局部屈曲累积损伤现象进行深入探讨,提出不同控制因素下损伤退化规律,为提出考虑损伤退化的杆系模型提供有力的工具.

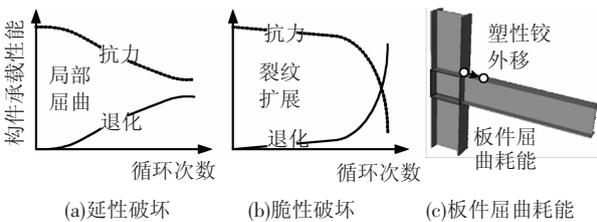


图1 低周疲劳累积损伤破坏模式

1 屈曲损伤试验分析

国外学者^[3-7]为研究节点构造以及加载制度对于节点受力性能和破坏模式的影响,进行了一系列试验,表1对其进行总结归纳.

Castiglioni 等^[3]所用欧洲型钢,研究剪切域的强弱对于节点破坏模式的影响. 表1中可以看出

剪切域弱的节点(BCC5系列),由于剪切域有较大变形,梁不会发生明显的局部屈曲,导致耗能主要发生在剪切域,梁的薄弱位置仍然在梁与柱连接的部分,导致最终焊缝断裂,发生脆性破坏. 在加载较大位移荷载的时候($\pm 75\text{ mm}$),延性有明显的降低,BCC5系列仅循环4圈就由于焊缝突然断裂而破坏.

Ricles 等^[6]所用美国型钢,所有节点梁柱截面相同,剪切域和梁柱连接的部分构造有所不同. 加强剪切域和连接构造部分对于节点的延性有很大的提高,剪切域变形很小,耗能主要源于梁发生局部屈曲,最终发生延性破坏.

Krawinkler 等^[4-5]所用美国型钢,翼缘宽厚比不同对于破坏模态有较大影响:翼缘宽厚比大(B2系列),梁发生局部屈曲,强度逐步退化,最终在翼缘发生局部屈曲的地方钢板断裂破坏;而翼缘宽厚比小的节点(B1系列),在相同的位移加载条件下滞回圈数少,并且并不发生明显的退化现象,在焊接的部分出现突然断裂,发生脆性破坏. 加载不同的位移幅值对于结构的延性以及耗能能力都有较大的影响,幅值越大,滞回圈数减少,退化越明显.

从试验归纳总结可得:节点的损伤退化和翼缘宽厚比、加载制度、剪切域强度、节点域构造形式均有很大关系. 图2可看出不同剪切域强度的节点其延性不同,梁转动所占比例不同;梁转动变形所占比例越高,节点的局部屈曲退化愈明显,越容易发生延性破坏,避免出现焊缝断裂所导致的脆性破坏. 虽然强度刚度有退化的现象,但对于整体性能影响不大,反而有利于提高结构的抗震性能.

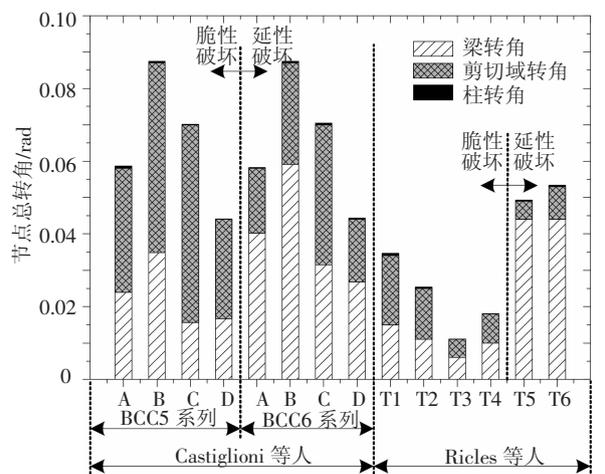


图2 节点转角组成部分比例分配对比分析^[3,6]

表 1 局部屈曲累积损伤试验总结归纳^[3-6]

试验来源	编号	梁柱尺寸	特点	加载制度	塑性滞回圈数	破坏现象	破坏现象	破坏模式
Castiglioni	BCC5-A	梁 IPE300 柱 HE160B	剪切域较弱	等幅 50 mm	15	无明显退化,突然断裂	焊缝断裂	脆性破坏
	BCC5-E	梁 IPE300 柱 HE160B	剪切域较弱	等幅 75 mm	4	无明显退化,突然断裂	焊缝断裂	脆性破坏
	BCC5-C	梁 IPE300 柱 HE160B	剪切域较弱	等幅 40 mm	22	无明显退化,突然断裂	焊缝断裂	脆性破坏
	BCC5-D	梁 IPE300 柱 HE160B	剪切域较弱	逐级加载	21	无明显退化,突然断裂	焊缝断裂	脆性破坏
	BCC6-A	梁 IPE300 柱 HE200B	剪切域较强	等幅 50 mm	14	明显逐步退化现象	钢板屈曲断裂	延性破坏
	BCC6-B	梁 IPE300 柱 HE200B	剪切域较强	等幅 75 mm	10	明显逐步退化现象	钢板屈曲断裂	延性破坏
	BCC6-C	梁 IPE300 柱 HE200B	剪切域较强	等幅 40 mm	16	明显逐步退化现象	钢板屈曲断裂	延性破坏
	BCC6-D	梁 IPE300 柱 HE200B	剪切域较强	逐级加载	19	无明显退化,突然断裂	焊缝断裂	混合破坏
Ricles	T1	梁 W36 × 150 柱 W14 × 311	腹板直接焊接,剪 切板补充角焊缝	逐级加载	7	无明显退化,突然断裂	焊缝断裂	脆性破坏
	T2	梁 W36 × 150 柱 W14 × 311	没有补充角焊缝	逐级加载	6	无明显退化,突然断裂	焊缝断裂	脆性破坏
	T3	梁 W36 × 150 柱 W14 × 311	剪切板周围焊接	逐级加载	3	无明显退化,突然断裂	焊缝断裂	脆性破坏
	T4	梁 W36 × 150 柱 W14 × 311	剪切板利用螺 栓连接	逐级加载	4	无明显退化,突然断裂	焊缝断裂	脆性破坏
	T5	梁 W36 × 150 柱 W14 × 311	加强剪切域板厚	逐级加载	9	明显逐步退化现象	屈曲钢板断裂	延性破坏
	T6	梁 W36 × 150 柱 W14 × 311	加强剪切域板厚, 加强剪切耳板 厚度	逐级加载	10	明显逐步退化现象	没有破坏	延性破坏
Krawinkler	B1	梁 W4 × 13	翼缘宽厚比小	等幅 89 mm	5	无明显退化,突然断裂	焊缝断裂	脆性破坏
		梁 W4 × 13	翼缘宽厚比小	等幅 51 mm	20	无明显退化,突然断裂	焊缝断裂	脆性破坏
		梁 W4 × 13	翼缘宽厚比小	等幅 38 mm	45	无明显退化,突然断裂	焊缝断裂	脆性破坏
	B2	梁 W6 × 9	翼缘宽厚比大	等幅 41 mm	22	明显逐步退化现象	钢板屈曲断裂	延性破坏
		梁 W6 × 9	翼缘宽厚比大	等幅 28 mm	14	明显逐步退化现象	钢板屈曲断裂	延性破坏
		梁 W6 × 9	翼缘宽厚比大	等幅 21 mm	27	明显逐步退化现象	钢板屈曲断裂	延性破坏

2 有限元模型与试验验证

仅依靠试验手段难以建立完整的体系,所以建立准确的有限元模型进行参数分析显得尤为重要.为验证本文建立的有限元模型对模拟局部屈曲累积损伤退化现象的准确性及适用性,选取了陈宏^[8], Castiglioni^[3], Krawinkler^[4]等的试验进行验证.

2.1 有限元模型

钢框架焊接节点梁柱部分在 ABAQUS 中采

用四节点缩减积分壳单元(S4R)进行模拟.钢材本构取双折线强化应力-应变曲线,根据材性试验确定.有限元计算模型的边界条件、侧向约束以及加载制度与典型试验一致.

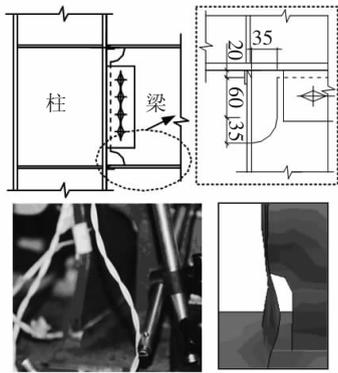
为准确模拟节点的局部屈曲现象,需要对节点施加初始缺陷.利用 Buckle 求解命令计算节点的屈曲模态,再利用 ABAQUS 中的 imperfection 命令对结构施加初始缺陷^[9].

2.2 陈宏等人试验

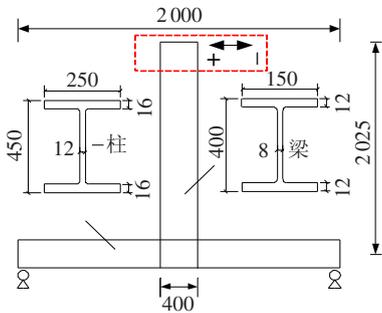
陈宏等^[8]的试验选取常规多层钢框架结构

在侧向荷载作用下梁柱反弯点之间典型单元. 梁柱均为焊接 H 型钢, 梁柱截面尺寸根据文献[10]的要求确定(图 3(a)、(b)), 采用焊接孔扩大的方式改进节点受力性能(图 3(a)). 采用 Q235B 钢材. 试件加载装置如图 3(b)所示.

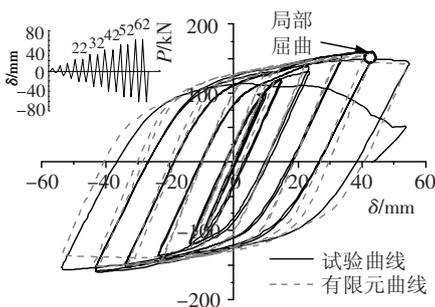
试件的计算荷载 - 位移 ($P - \Delta$) 曲线和试验滞回曲线以及典型破坏形态对比如图 3(a)、(c)、(d)所示. 可以看出有限元模型可以对节点的局部屈曲现象有较好的模拟.



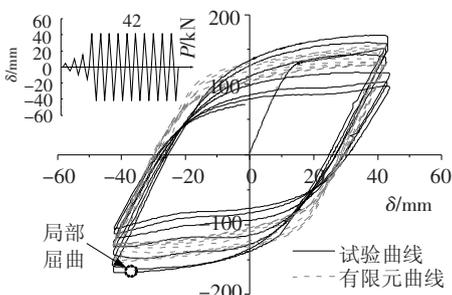
(a) 节点细部尺寸



(b) 节点加载示意/mm



(c) 逐级加载对比曲线



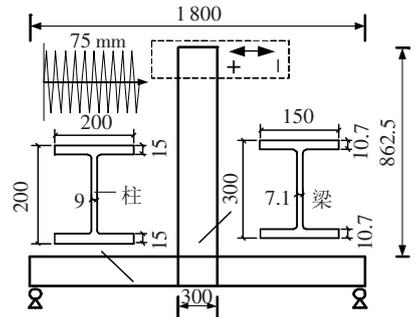
(d) 等幅加载对比曲线

图3 陈宏等试验有限元对比分析

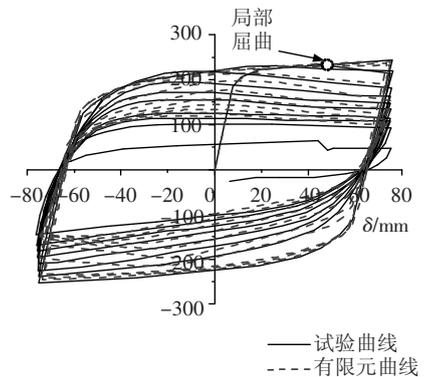
2.3 Castiglioni 等人试验

Castiglioni 等^[3]为研究节点域强弱对节点受力性能的影响. 梁柱节点采用欧洲型钢. 采用 S235 钢材. 试件加载装置如图 4(a)所示.

试件的计算荷载 - 位移 ($P - \Delta$) 曲线和试验滞回曲线的对比如图 4(b)所示, 节点发生明显局部屈曲现象, 强度发生明显退化. 从图中可以看出有限元模型可以对节点的局部屈曲现象有较好的模拟.



(a) 逐级加载对比曲线



(b) 等幅加载对比曲线

图4 Castiglioni 等试验有限元对比分析

2.4 Krawinkler 等人试验

Krawinkler 等^[4-5]为研究钢结构节点的损伤退化现象进行节点梁局部屈曲试验. 采用 A36 钢材. 试件加载装置和截面尺寸如图 5(a)所示, 为防止发生整体失稳, 在梁端增加侧向支撑, 保证其侧向稳定性.

试件计算等幅加载的荷载 - 位移 ($P - \Delta$) 曲线和试验滞回曲线以及典型破坏形态的对比如图 5(b)、(c)所示, 节点发生明显局部屈曲现象, 强度发生明显退化. 图 5(d)所示单调曲线和逐级滞回曲线的对比, 可以看出由于往复的塑性应变累积, 造成退化现象.

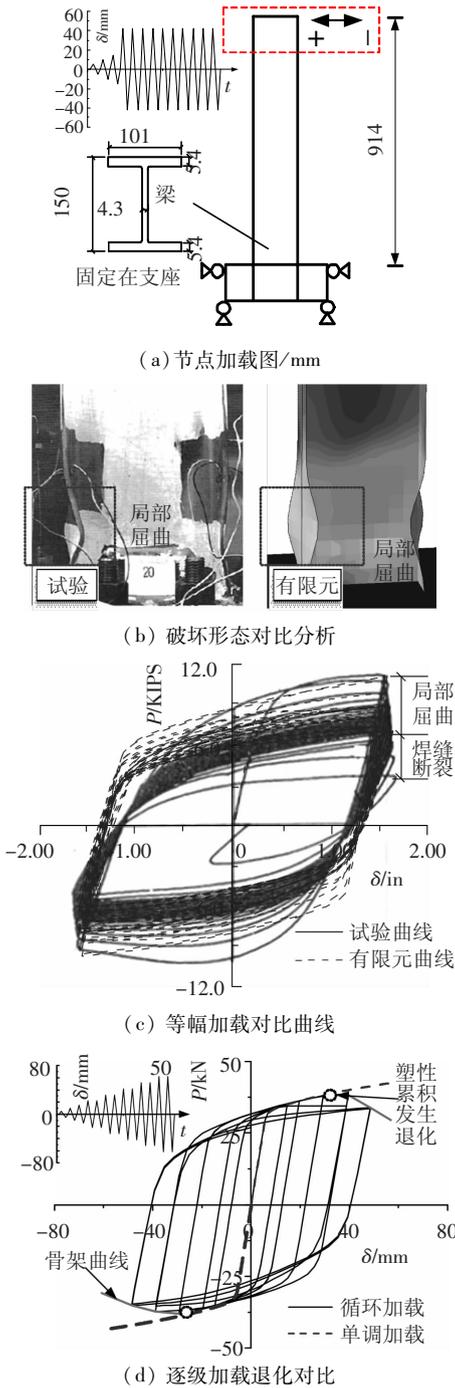


图5 Krawinkler等试验有限元对比分析

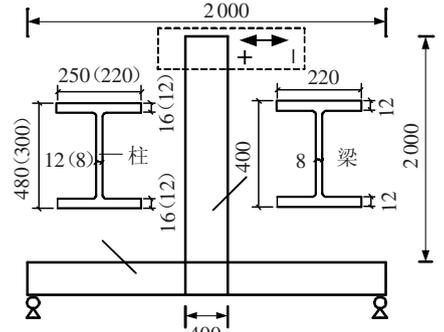
3 屈曲损伤特征分析

3.1 影响参数设计

标准节点如图6所示.对所有的模型按照一阶屈曲模式施加梁长的1/1 000作为节点的初始缺陷.

影响退化的主要参数有:剪切域强度、加载顺序、加载幅值、翼缘宽厚比、屈服强度等.算例选取5种系列(表2)进行参数分析,从而归纳得到各个因素的影响规律.S系列考察剪切域强弱不同对于节点退化性能的影响;T系列考察加载位移相同,加载位移的顺序不同对于节点退化性能的

影响;R系列考察加载圈数相同的等位移加载,幅值不同对于节点退化性能的影响;Q系列考查加载制度一致,不同翼缘宽厚比对于节点退化性能的影响;P系列考察加载制度相同,不同钢材屈服强度对于节点退化性能的影响.



- 1) 括号内表示S2节点柱B的尺寸; 2) 加载滞回数均为10圈;
- 3) ±X表示以幅值X等幅加载; 4) 加载制度A~F表示总的位移幅值之和相同,加载顺序和形式不同的情况.

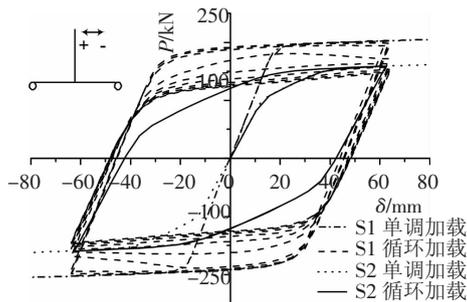
图6 算例分析节点说明(mm)

表2 算例试件参数

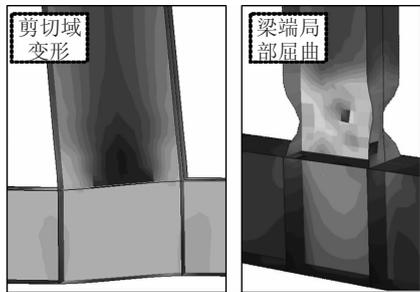
系列名称	算例试件	柱类型	梁翼缘厚度 t_f / mm	加载制度	钢材屈服强度 f_y / MPa
S系列	S1	柱A	12	±65	270
	S2	柱B	12	±65	270
T系列	T1	柱A	12	A	270
	T2	柱A	12	B	270
	T3	柱A	12	C	270
	T4	柱A	12	D	270
	T5	柱A	12	E	270
	T6	柱A	12	F	270
R系列	R1	柱A	12	±40	270
	R2	柱A	12	±50	270
	R3	柱A	12	±65	270
	R4	柱A	12	±80	270
Q系列	Q1	柱A	16	±65	270
	Q2	柱A	14	±65	270
	Q3	柱A	12	±65	270
	Q4	柱A	10	±65	270
P系列	P1	柱A	12	±65	270
	P2	柱A	12	±65	390

3.2 剪切域强度影响(S系列)

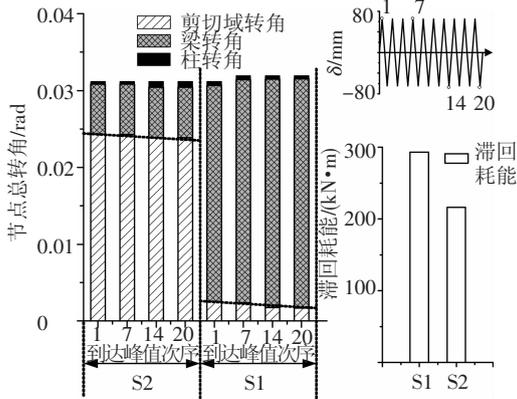
从图7可以看出,与前述试验总结相似,剪切域强的节点承载力和刚度都比剪切域弱的节点高.S1由于塑性应变累积作用发生局部屈曲,强度刚度逐级发生退化,而剪切域基本不发生变形;S2由于剪切域变形耗能,因而不会发生局部屈曲以及退化现象.在相同的加载制度下,S1比S2具有更好的耗能能力,梁变形所占的比重更多,可使破坏发生梁的翼缘屈曲钢板断裂,而不是在薄弱的焊缝处,使得结构发生延性破坏.所以在节点的抗震设计中不仅要考虑承载力方面的因素,还要考虑可能会导致的破坏模式,通过局部加强,改变节点的破坏模式,防止焊缝断裂,提高结构的延性和耗能能力.



(a) S1 与 S2 滞回曲线对比



(b) S1 与 S2 破坏形态对比



(c) S1 与 S2 滞回耗能、节点转角对比

图 7 S 系列对比分析结果

3.3 加载不同幅值影响(R 系列)

强度退化的程度是实际幅值位移所对应的承载能力与单调加载幅值位移所对应的承载能力的差值 ΔF 与单调加载幅值位移所对应的承载能力 F_p 的比值 $\Delta F/F_p$ 。从图 8 可以看出,当位移小于某位移值时,基本不发生退化,说明退化与累积的塑性变形有关,当大于此值时发生明显的退化现象;继续加载,塑性应变累积导致局部屈曲出现急剧的退化变化,此阶段仅发生在很少的圈数内,起始位置随着幅值的减少而逐渐增大,退化的程度也逐渐降低;第三阶段退化再次进入平缓阶段,随着位移的增大,出现逐步稳定平缓退化。

3.4 不同加载顺序的影响(T 系列)

T 系列进一步研究退化特征和塑性变形的关联性。图 9(a) ~ (d)、(g) 由于在大位移的情况下,强度发生退化现象,所以再次加载小圈的时候,不会按照单调的骨架曲线进行,而且在退化圈以内继续。而退化的程度和每个滞回幅值所对应

的起始退化点位置有关,但所有退化的最终值基本一致,说明退化程度与塑性变形有直接关系。不同的加载顺序滞回能耗散程度略有不同,但差异均在 4% 以内,说明不同加载虽然退化路径不同,但是对于能量的耗散基本一致。图 9(e) ~ (f) 系列对比目的为模拟地震从小到大和从大到小变化输入的区别。在循环荷载作用下,由于塑性应变累积节点发生明显的退化现象。图 9(h) 可以看出对于延性较好的情况可以看到,先进行大震退化起始早,能量耗散相对小;但是两者退化最终基本一致,稳定于一值。但如果结构延性较差,结构会由于焊缝开裂导致提前破坏,在大震作用下退化程度快,会严重影响结构的整体受力性能。

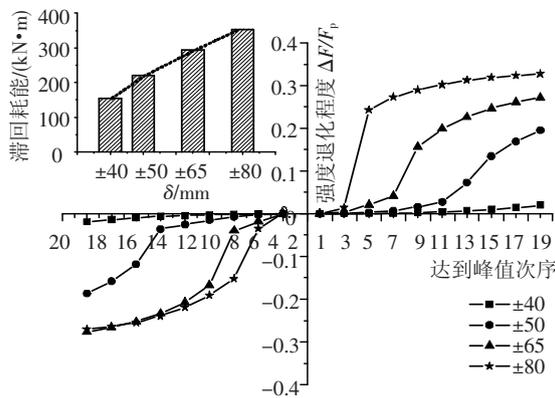


图 8 R 系列对比分析结果

3.5 翼缘不同宽厚比的影响(Q 系列)

节点发生局部屈曲与翼缘的宽厚比有很大的关联,而不同的宽厚比退化的起始位置和程度也有所不同。从图 10 中可以看出宽厚比越大,退化的起始位置越早,退化的程度越大,这也是由于宽厚比越大,节点的一阶屈曲模态值越小,导致会比翼缘宽厚比小的节点提前发生退化现象,但是从图中可以看出,在第三阶段退化的速率不相同,最终也有趋于一致的趋势。

3.6 钢材屈服强度影响(P 系列)

P 系列考察节点完全相同,加载制度相同,不同钢材屈服强度对于节点退化性能的影响。从退化图 11 上可以看出,不同的屈服强度对于起始位置有一定的影响,但是整体趋势基本一致,说明钢材的屈服强度对其影响不大。

3.7 影响因素总结分析

3.7.1 局部屈曲损伤退化曲线分析

根据算例参数分析可以得到局部屈曲损伤退化曲线呈现明显的三折线形式(图 12)。

1) 第一阶段(O - A): 非退化阶段

A 为局部屈曲退化起始点,可看作出现退化的临界值。在此滞回圈之前,基本上不发生退化现象,

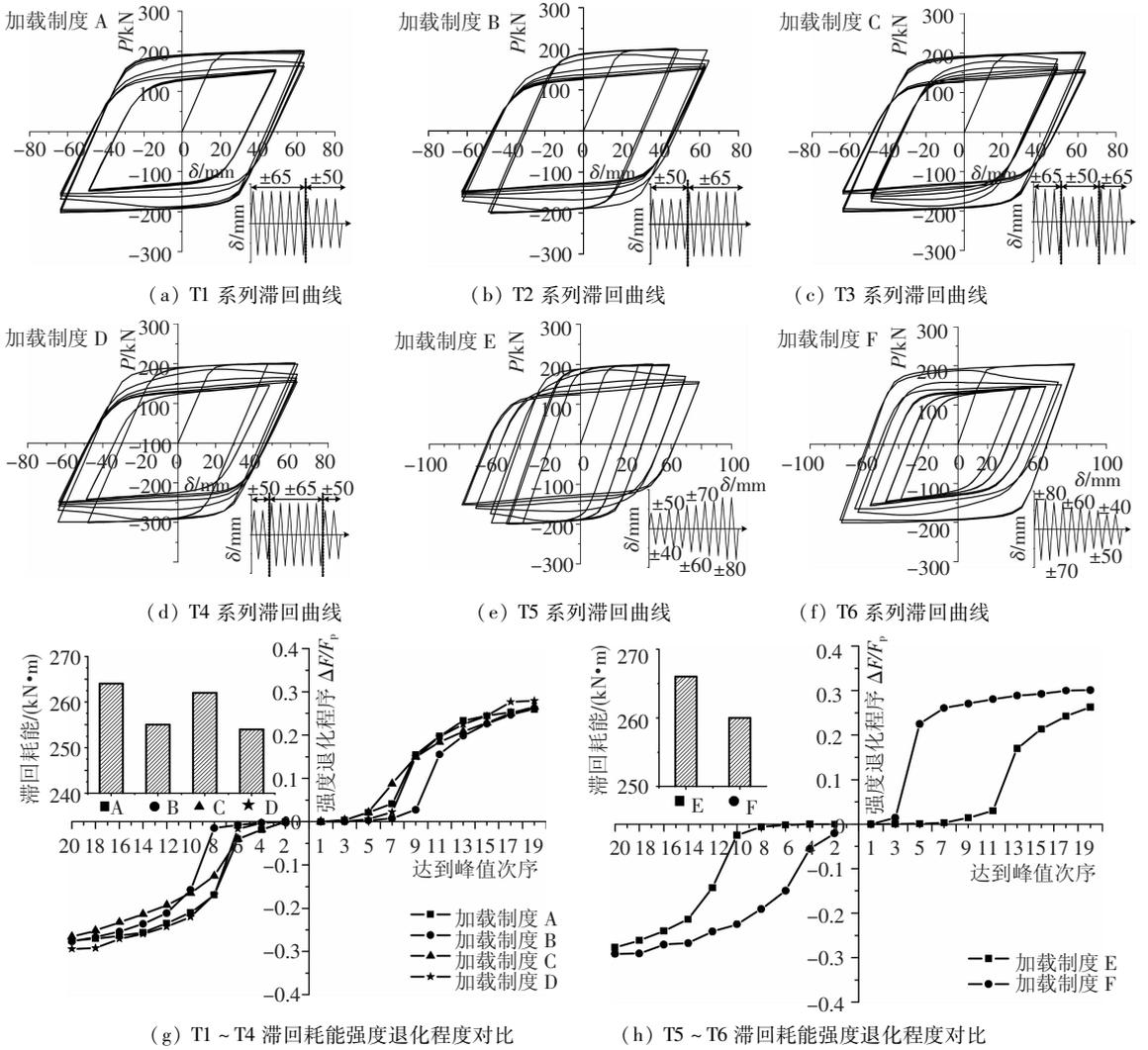


图9 T系列对比分析结果

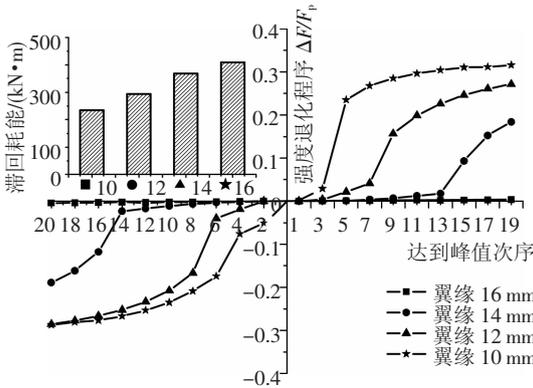


图10 Q系列对比分析结果

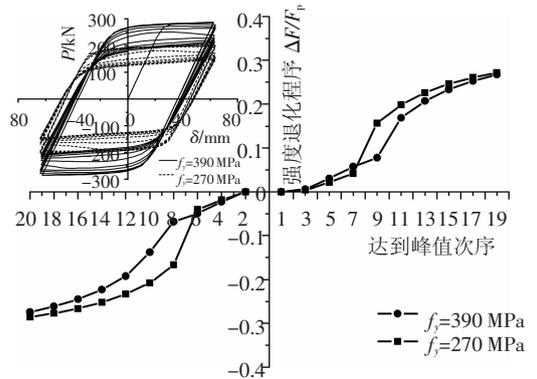


图11 P系列对比分析结果

此位置与荷载幅值、板件宽厚比、加载顺序、剪切区域强弱以及钢材屈服强度均有密切的关系。幅值越大，屈服强度越低，宽厚比越大，A点出现的越早。

2) 第二阶段(A - B) : 明显退化阶段

在A点之后B点之前,由于塑性应变累积使得板件局部屈曲,从而出现第二阶段迅速的变化并且此阶段仅发生在很少的圈数内节点强度发生较大的退化。B点的位置随着幅值增大、屈服强度越

低、宽厚比越大而减小;A - B斜率也随着幅值大、宽厚比大、屈服强度低而增大。对于延性好的节点,如果在此阶段之后破坏,那么退化进入稳定的阶段,但如果结构延性较差,结构会由于焊缝开裂导致提前破坏,会严重影响结构的整体受力性能。

3) 第三阶段(B - C) : 稳定退化阶段

在B点之后,退化现象趋于稳定,退化程度不再增长,基本稳定在30%附近,所有的情况最终趋于同一值。

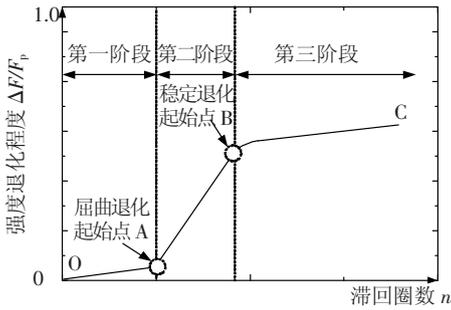


图 12 局部屈曲损伤退化曲线

3.7.2 节点的耗能能力

结合典型试验,以 S1、T1、R3、Q3、P1 为标准,比较节点的耗能能力(表 3)。在加载相同圈数的条件下,剪切域越强耗能能力越强;在加载制度相同顺序不同的情况下,虽然退化的路径和形式不同,但耗能能力基本一致,相差在 4% 以内;翼缘宽厚比在满足规范要求的情况下,宽厚比越大耗能能力越强,这主要是由于提高了节点的承载抵抗能力,并且退化现象对其耗能的影响并不明显。从对比结果可以看出,节点的耗能对于加载顺序以及退化走势并不敏感,耗能能力是节点本身的性质。

表 3 算例试件计算结果汇总

系列名称	试件	滞回耗能/ (kN·m)	耗能 比较	荷载峰值/ kN	最大退化 (正向)	最大退化 (负向)
S	S1	293.12	1.000	202.69	0.271	0.285
	S2	216.00	0.737	159.02	0.004	0.004
	T1	263.80	1.000	202.69	0.260	0.275
	T2	255.47	0.968	200.74	0.261	0.277
	T3	262.48	0.995	202.69	0.266	0.265
	T4	254.22	0.964	200.74	0.280	0.294
T	T5	265.92	1.008	200.60	0.263	0.277
	T6	259.78	0.985	204.58	0.301	0.291
	R1	154.46	0.527	199.20	0.020	0.035
	R2	219.80	0.750	200.73	0.195	0.208
	R3	293.12	1.000	202.69	0.271	0.285
	R4	353.68	1.207	204.58	0.327	0.273
Q	Q1	409.10	1.396	253.16	0.004	0.004
	Q2	368.40	1.257	228.15	0.184	0.189
	Q3	293.12	1.000	202.69	0.271	0.285
	Q4	234.48	0.800	176.87	0.316	0.287
P	P1	293.12	1.000	202.69	0.271	0.285
	P2	359.00	1.225	286.41	0.267	0.274

4 结 论

- 1) 建立钢框架节点非线性有限元计算模型在宏观破坏形态和局部屈曲等方面与典型试验结果均吻合良好,验证了模型的合理性和准确性。
- 2) 通过对已有国外试验归纳总结可得:翼缘宽厚比、加载制度、剪切域强度、节点域构造形式为影响节点损伤退化的因素。
- 3) 通过参数分析得到钢框架焊接节点局部

屈曲累积损伤退化分布曲线形式,分析影响因素,进而得到节点强度退化的规律,为提出考虑损伤退化的杆系模型提供有力的工具。

4) 剪切域强弱对于节点的破坏模式有较大影响,节点的抗震设计中不仅要考虑承载力方面的因素,还要考虑可能会导致的破坏模式,通过局部加强,改变节点的破坏模式,防止焊缝断裂,提高结构的延性和耗能能力。

5) 对于延性较好的情况,先进行大震退化起始早,能量耗散相对小;但是两者退化最终基本一致,稳定于一值。但如果结构延性较差,结构会由于焊缝开裂导致提前破坏,在大震作用下退化程度快,会严重影响结构的整体受力性能。

参考文献:

- [1] 国家自然科学基金委员会. 学科发展战略研究报告 - 建筑、环境与土木工程[R]. 北京:科学出版社, 2006.
- [2] 王萌,石永久,施刚,等. 高层钢框架构件与节点滞回模型及损伤退化分析[J]. 工业建筑, 2009 (S):973 - 981.
- [3] CASTIGLIONI C A, PUCINOTTI R. Failure criteria and cumulative damage models for steel components under cyclic loading [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(4):751 - 765.
- [4] KRAWINKLER H, ZOHREI M. Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motion [J]. Computers & Structures, 1983, 16(1 - 4):531 - 41.
- [5] KRAWINKLER H, ZOHREI M, BAHMAN L I, et al. Recommendations for experimental studies on the seismic behavior of steel components and materials [R]. Stanford, CA: Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, 1983, 61: 44 - 89.
- [6] RICLES J M, MAO C S, LU L W, et al. Inelastic cyclic testing of welded unreinforced moment connections [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4):429 - 440.
- [7] LI F X, IORI K, LI J, et al. Local buckling of RBS beams subjected to cyclic loading [J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(12): 1491 - 1498.
- [8] 陈宏. 高层钢结构节点地震震断机理及抗震性能研究[D]. 北京:中国矿业大学岩土工程专业, 2001.
- [9] STOJADINOVIC B. Stability and low-cycle fatigue limits of moment connection rotation capacity [J]. Engineering Structures, 2003, 25(5): 691 - 700.
- [10] 中华人民共和国建设部. GB50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2001.

(编辑 赵丽莹)