

文章编号:1673-2049(2018)05-0179-09

蜂窝梁滞回性能研究

贾连光,李秋谔,刘 勔,宋中琦

(沈阳建筑大学 土木工程学院,辽宁 沈阳 110168)

摘要:为了研究地震作用下蜂窝梁滞回性能、局部稳定性以及局部屈曲对蜂窝梁滞回性能的影响规律,采用试验研究与理论分析相结合的方法对蜂窝梁滞回性能进行研究。设计 4 根不同腹板高厚比的正六边形孔蜂窝简支梁试件,在简支梁中央施加低周往复荷载进行拟静力试验。通过试验得到不同腹板高厚比正六边形孔蜂窝梁的滞回曲线、骨架曲线、刚度退化曲线,计算相应的延性系数及耗能系数,分析其破坏过程和破坏形态,研究蜂窝梁的滞回性能和破坏机理。结果表明:腹板高厚比较大的正六边形蜂窝梁主要破坏方式为孔间腹板局部屈曲,屈曲会导致试件变形急剧增加,滞回性能迅速变差,造成试件承载力下降而破坏;腹板高厚比越大,腹板越容易发生局部屈曲变形,因此,在实际工程中蜂窝梁应该严格限制腹板高厚比。

关键词:蜂窝梁;腹板高厚比;滞回性能;局部屈曲;试验研究

中图分类号:TU973.2

文献标志码:A

Study on Hysteretic Behavior of Cellular Beam

JIA Lian-guang, LI Qiu-rong, LIU Meng, SONG Zhong-qi

(School of Civil Engineering, Shenyang Jianzhu University, Shenyang 110168, Liaoning, China)

Abstract: In order to study the hysteretic behavior and local stability of cellular beam under earthquake, and the influence law of local buckling on hysteretic properties of cellular beam, through combining the method of experimental research, theoretical analysis to study the hysteretic behavior of cellular beam. 4 hexagon-hole cellular simple-supported beam specimens with different web height-thickness ratios were designed, the pseudo static test was carried out in the center of simple-supported beam with low cycle reciprocating load. The hysteretic curves, skeleton curves, and stiffness degradation curves of hexagon-hole cellular beams with different web height-thickness ratios were obtained, the corresponding ductility coefficient and energy dissipation factor were calculated, the failure process and failure form were analyzed, and the hysteretic behavior and failure mechanism of the cellular beam were studied. The results show that the failure mode of the hexagon-hole cellular beam with larger web height-thickness ratio is local buckling of the web between holes, buckling will lead to deformation of the specimen increasing sharply, the hysteretic behavior will deteriorate rapidly, resulting in the decrease of bearing capacity and the destruction of the specimen. As the web height-thickness ratio increases, the web is more vulnerable to local buckling. Therefore, the web height-thickness ratio should be strictly restricted in practical engineering.

Key words: cellular beam; web height-thickness ratio; hysteretic behavior; local buckling; exper-

收稿日期:2018-06-20

基金项目:国家自然科学基金项目(51578346)

作者简介:贾连光(1961-),男,辽宁沈阳人,教授,博士研究生导师,E-mail:syjlgl@163.com。

imental study

0 引言

蜂窝梁轻质高强,外形美观,便于穿孔,在地震作用下具有合理孔形、合理扩高比和合理孔间距的蜂窝梁端第 1 个蜂窝孔处易形成塑性铰^[1-3],可以较好地避免节点发生脆性破坏,提高了其转动能力,在一定程度上提升了结构的抗震性能^[4-5],因此被广泛运用于高层建筑和大跨结构中。蜂窝梁的腹板局部屈曲破坏是蜂窝梁的破坏形式之一,在不同的荷载类型和边界条件下,蜂窝梁腹板会产生多种局部屈曲模式^[6],而孔间腹板破坏模式对蜂窝梁受力性能有着显著的影响^[7]。因此,国内外学者对蜂窝梁腹板局部屈曲做了大量的理论与试验分析,发现孔形、开孔率、孔间距、剪跨比、蜂窝梁高厚比等因素对蜂窝梁腹板屈曲的影响较大^[8-10],并给出了对应情形下合理的孔形、开孔率和蜂窝梁高厚比限值公式^[11-14]。上述对蜂窝梁的研究大多为静力性能与滞回性能的理论研究,对其滞回性能试验研究还很少。为使蜂窝梁构件更广泛的应用,有必要深入研究不同腹板高厚比正六边形孔蜂窝梁在地震作用下的受

力机理和破坏形式,分析腹板局部屈曲对蜂窝梁滞回性能的影响。本文对 4 根不同腹板高厚比正六边形孔蜂窝简支梁中央施加低周往复荷载,研究其承载力、刚度退化、延性和耗能性能,分析高厚比变化对蜂窝梁滞回性能的影响,为蜂窝梁抗震性能理论研究和设计提供依据。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验共设计 4 根蜂窝梁,编号分别为 FWL-1,FWL-2,FWL-3 和 FWL-4,其腹板孔形状均为正六边形。在 H 型钢腹板采用折线切割后,再错位采用对接焊缝焊接形成蜂窝梁^[15-20]。

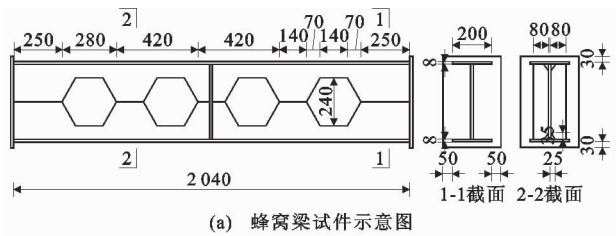
试件长度均为 2 040 mm,开孔高度均为 240 mm,翼缘尺寸为 200 mm×8 mm,截面高度为 400 mm,通过变化腹板厚度达到改变蜂窝梁腹板高厚比。钢材型号为 Q345B,焊条为 E4311 型,焊缝质量符合二级标准。

试验试件编号和截面尺寸见表 1,试件模型如图 1 所示。

表 1 蜂窝梁试件截面尺寸

Tab. 1 Cross-sectional Dimensions of Cellular Beam Specimens

试件编号	梁截面扩高后尺寸	开孔高度/mm	开孔率/%	腹板高厚比
FWL-1	400 mm×200 mm×5.9 mm×8 mm	240	60	65
FWL-2	400 mm×200 mm×5.1 mm×8 mm	240	60	75
FWL-3	400 mm×200 mm×4.8 mm×8 mm	240	60	80
FWL-4	400 mm×200 mm×4.5 mm×8 mm	240	60	85



(a) 蜂窝梁试件示意图



(b) 蜂窝梁试件加工完成图

图 1 蜂窝梁试件(单位:mm)

Fig. 1 Cellular Beam Specimen (Unit:mm)

1.2 材性试验

根据《钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备》(GB/T 2975—1998)^[21]相关规定分别从型钢的腹板和翼缘切割取出,测定方法根据《金属材料:室温拉伸试验方法》(GB/T 228—2010)^[22]中的规定执行材性试验。

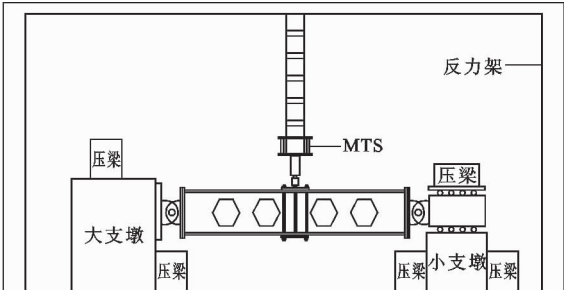
根据从拉力机上读取的屈服荷载与极限荷载,电阻应变片测量得到的试件屈服应变 ϵ_y ,以及实测的试件截面面积,计算得到材料的屈服强度 f_y 、极限强度 f_u 、弹性模量 E 、伸长率 δ ,材性试验结果如表 2 所示。

1.3 试验装置及测试内容

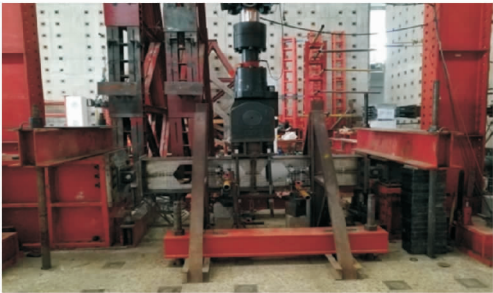
试验在沈阳建筑大学结构工程实验室进行。试验加载装置如图 2 所示。试验装置主要由 1 000

表 2 钢材力学性能
Tab. 2 Mechanical Properties of Steel

试件规格	试件编号	f_y /MPa	$\epsilon_y/10^{-6}$	f_u /MPa	伸长率 $\delta/\%$	$E/10^5$ MPa
6 mm 厚钢板	6-1	342.1	1 258	494.8	27.1	2.09
	6-2	339.8	1 289	490.1	274.0	2.03
	6-3	341.7	1 204	489.9	26.3	2.11
	平均值	341.2	1 250	491.6	26.9	2.08
8 mm 厚钢板	8-1	360.5	1 344	505.7	23.3	1.96
	8-2	356.9	1 318	517.4	20.6	1.93
	8-3	360.7	1 317	507.3	21.8	2.04
	平均值	359.4	1 326	510.1	21.9	1.98



(a) 加载装置示意



(b) 实际加载装置

图 2 加载装置
Fig. 2 Loading Device

kN 的 MTS 液压伺服作动器、支墩、反力架、侧向支撑和压梁等组成。试验通过 1 000 kN 的 MTS 液压伺服作动器在蜂窝梁跨中位置处施加低周往复荷载,作动器固定于 1 000 kN 反力架上。

试验的蜂窝梁为简支梁,为了保证试验过程中梁不发生上下移动,同时又保证蜂窝梁可以有效地转动,设计了 3 个单向铰和 1 个滑动箱作为支座,支座连接如图 3 所示。试件左侧端板通过高强度螺栓与铰装置连接并与固定支墩连接形成不动铰支座。试件右侧端板通过高强度螺栓与铰装置连接并与滑动箱连接形成滑动铰支座,滑动箱上下各放置 3 根滚轴,下方设计带凹槽的板件放置于固定的支墩上。试验现场装置如图 4 所示。

为保证在加载过程中试件不会出现平面外失

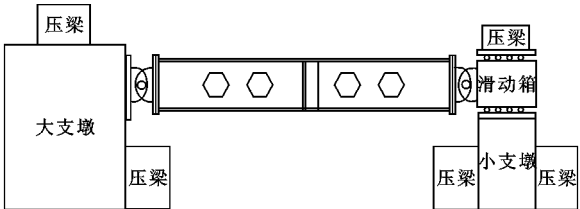


图 3 支座连接
Fig. 3 Support Connection



(a) 固定铰支座



(b) 滑动铰支座

图 4 支座连接试验现场
Fig. 4 Test Site of Support Connection

稳,在试件两侧各设置了一对侧向支撑来保证整体稳定性。

试验需要测量的内容包括:

- (1)蜂窝梁跨中加载点处的荷载-位移曲线。
- (2)蜂窝孔洞周围以及孔间腹板的应力分布情况。
- (3)钢梁翼缘不同截面处的应力分布。
- (4)蜂窝梁的腹板平面外位移。
- (5)蜂窝梁的变形情况及破坏形态。

1.4 加载制度

试验通过 MTS 液压伺服作动器在试件跨中位置施加低周往复荷载,根据《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)^[23] 中的规定,拟静力试验的加载程序应采用荷载-变形双控制的方法。试验的具体加载步骤如下:

(1)预载阶段,正式开始加载之前,首先进行预加载,预加载荷载取值约为极限荷载的 10%。预载

后试件各部位紧密接触,进入正常的工作状态,保证荷载和变形区域稳定,检验全部试验装置的可靠性,检验全部观测仪表工作是否正常。然后分级卸载至 0,并记录各仪表的初值。

(2)正式加载采用荷载-位移控制法,加载分 2 个阶段,在弹性阶段以荷载控制加载,以 20 kN 为级差控制循环加载至弹性极限状态,每级循环 1 周。当试件屈服后,以屈服位移的整数倍控制加载,每级循环 2 周,直至试件破坏或承载力达到极限荷载的 85% 以下停止加载。加载卸载速度保持一致,加载过程由计算机控制,加载制度如图 5 所示,其中, P 为荷载, Δ 为位移, N 为循环次数, Δ_y 为屈服位移。

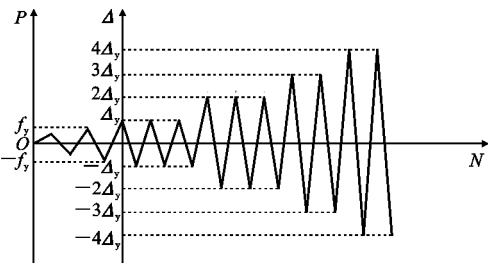


图 5 加载制度
Fig. 5 Loading System

2 试验现象

为了方便地描述蜂窝梁各孔洞和孔间腹板的变形情况,对蜂窝梁的孔洞进行编号,如图 6 所示。

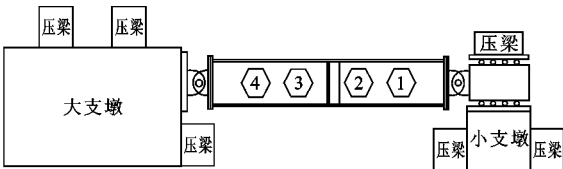


图 6 蜂窝梁孔洞编号
Fig. 6 Hole Number of Cellular Beam

对于试件 FWL-1,加载初期试件处于弹性阶段。当荷载增加至 94.24 kN(拉)时,孔 3 的左下角处应变值达到 $1\,725\times10^{-6}$,根据材性试验结果可知此处孔角已经屈服;当荷载增加至 220 kN(拉)时,跨中位置荷载-位移曲线拉方向出现拐点,试件开始进入弹塑性阶段,此时跨中位移为 3.12 mm,此后采用该位移的整数倍控制加载。位移荷载增加至 2 倍屈服位移时,孔角位置处均已经屈服,并且应变较大。当加载至 3 倍屈服位移时,此时已达荷载峰值点 304.11 kN(拉),持续增加至 4 倍屈服位移时,从腹板处各测点应变值看出孔间腹板全截面进入屈服状态,4 号孔左上角、左下角都出现了明显的屈曲现

象,该级荷载循环至第 2 圈时,荷载下降至 250.86 kN,4 号孔左下角出现裂缝,荷载下降到峰值荷载的 85% 以下,试件破坏。试件的最终破坏形态为孔间腹板产生 S 形变形和 4 号孔左下角出现裂缝,腹板连接焊缝位置并未出现破坏现象,翼缘也未屈服。试件 FWL-1 的最终破坏情况如图 7 所示。

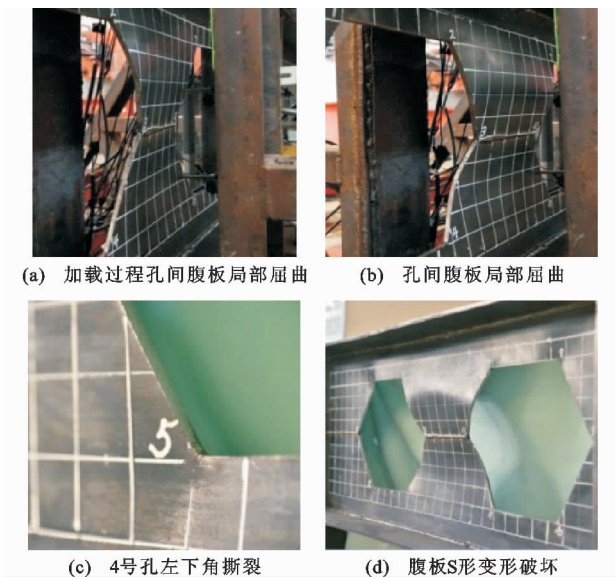


图 7 FWL-1 破坏情况
Fig. 7 FWL-1 Damage Status

对于试件 FWL-2,加载初期试件处于弹性阶段,当加载增加至 120 kN(拉力)时,孔角 3 的左下角处应变值达到 $1\,655\times10^{-6}$,孔角位置已经屈服,但试件仍处于弹性阶段,直至加载至 200 kN 时,蜂窝梁试件进入了弹塑性阶段,此时跨中位移为 2.6 mm,以该位移的整数倍控制加载。随着位移荷载持续增加至 2 倍屈服位移时,4 号孔右下角受压位置处腹板出现了局部屈曲现象,但此时屈曲现象不太明显,当位移荷载持续增加至 3 倍屈服位移时,4 号孔的右下角和 3 号孔的左上角附近都产生了局部屈曲现象。当位移荷载作用至 3 倍屈服位移的第 2 圈拉方向时,荷载达到了试件的峰值荷载 250.74 kN。继续增加位移荷载至 4 倍屈服位移时,4 号孔的左下孔角和左上孔角也出现了明显的鼓曲现象,该级荷载循环至第 2 圈时,荷载下降至 206 kN,荷载下降到峰值荷载的 85% 以下,试件破坏。试件的最终破坏形态为孔间腹板产生 S 形变形,焊缝位置并未出现破坏现象,孔角未出现撕裂现象,翼缘也未达到屈服状态。试件 FWL-2 的最终破坏情况如图 8 所示。

对于试件 FWL-3,加载初期加载点荷载-位移曲线为过原点的直线,试件处于弹性阶段。当荷载

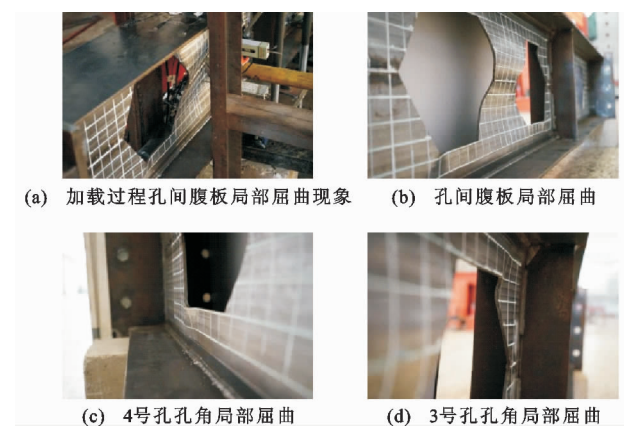


图 8 FWL-2 破坏情况

Fig. 8 FWL-2 Damage Status

达到 102 kN 时,4 号孔的左上孔角进入屈服状态,试件依旧处于弹性阶段。当加载至 160 kN 时,蜂窝梁试件进入弹塑性工作阶段,此时跨中位移约为 2.3 mm,此后采用该位移的整数倍控制加载。随着位移荷载持续增加至 2 倍屈服位移时,4 号孔右下角受压位置处腹板出现了局部屈曲现象。随着荷载的反复作用,鼓曲现象越来越明显,但屈曲位置仅限于 4 号孔的右下角位置。当位移荷载增加至 3 倍屈服位移时,孔间腹板的屈曲范围扩大至 3 号孔和 4 号孔孔间腹板,随着荷载的往复作用,孔间腹板反复屈曲,很快达到试件的峰值荷载 234.82 kN。此后随着荷载的持续加载,孔间腹板局部屈曲现象越来越严重,承载力逐渐下降。当位移荷载增加到 4 倍屈服位移时,荷载下降到峰值荷载的 85% 以下,试验结束。最终试件破坏现象为孔间腹板局部破坏,并未出现焊缝破坏现象,孔角也未出现撕裂现象。试件 FWL-3 的最终破坏情况如图 9 所示。

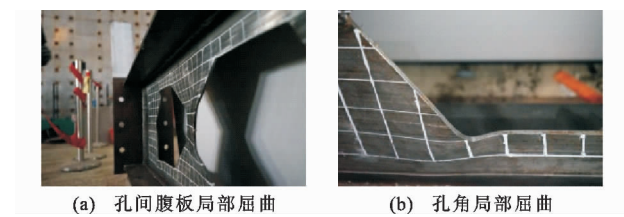


图 9 FWL-3 破坏情况

Fig. 9 FWL-3 Damage Status

对于试件 FWL-4,荷载控制加载阶段试件处于弹性阶段。当荷载达到 92 kN 时,3 号孔右上孔角处应变首先达到屈服状态。当荷载加至 140 kN 时,蜂窝梁试件进入弹塑性工作阶段,此时跨中位移约为 2 mm,此后采用该位移的整数倍控制加载。当位移荷载增加至 2 倍屈服位移时,4 号孔右下角受压位置处腹板出现了鼓曲现象,随着荷载的反复

作用,鼓曲现象越来越明显。当位移荷载增加至 3 倍屈服位移时,3 号孔和 4 号孔孔间腹板屈曲现象明显,这时荷载达到了该试件的峰值荷载 202.18 kN。随着荷载的持续反复作用,两孔之间的腹板几乎全部发生屈曲现象,屈曲呈波浪形,焊缝以上向外凸起,焊缝以下向内凹陷,腹板已经发生平面外失稳,同时靠近加劲肋位置的孔角也出现了明显的屈曲现象,荷载下降到峰值荷载的 85% 以下,试件破坏,试验结束,此时该试件并未出现焊缝破坏现象,孔角也未出现撕裂现象。试件 FWL-4 的破坏情况如图 10 所示。

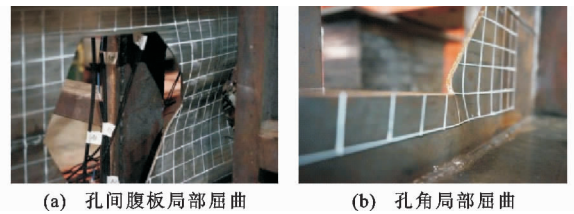


图 10 FWL-4 破坏情况

Fig. 10 FWL-4 Damage Status

3 试验结果分析

3.1 滞回曲线分析

本文试验得到的试件滞回曲线如图 11 所示。由图 11 可以看出,荷载控制加载阶段各试件的滞回曲线为过原点的直线。在达到峰值荷载之前,试件曲线均呈梭形,但高厚比较小的蜂窝梁试件 FWL-1 的滞回曲线饱满程度要明显优于其他 3 个试件,FWL-4 的滞回曲线饱满程度明显最差。在达到峰值荷载之前,随着荷载的增大,腹板局部屈曲越来越明显,蜂窝梁承载力下降,局部腹板退出工作,滞回曲线出现下降趋势,并且出现不同程度的捏缩现象。高厚比越大的蜂窝梁试件,腹板发生局部屈曲后,随着荷载的持续作用,损伤累积越严重,屈曲范围扩大越迅速,从而造成过多的腹板退出工作。因此,腹板高厚比越大的蜂窝梁试件滞回曲线下降段出现越快,饱满程度越差,耗能能力越差。

3.2 骨架曲线分析

各试件的骨架曲线如图 12 所示。由图 12 可以看出:

(1)4 个试件在往复荷载作用下均经历了弹性阶段、弹塑性阶段和破坏阶段 3 个阶段。FWL-1 的初始刚度最大,试件 FWL-4 的初始刚度明显低于前 3 个试件,说明随着腹板高厚比的增大,试件的初始刚度越来越低。

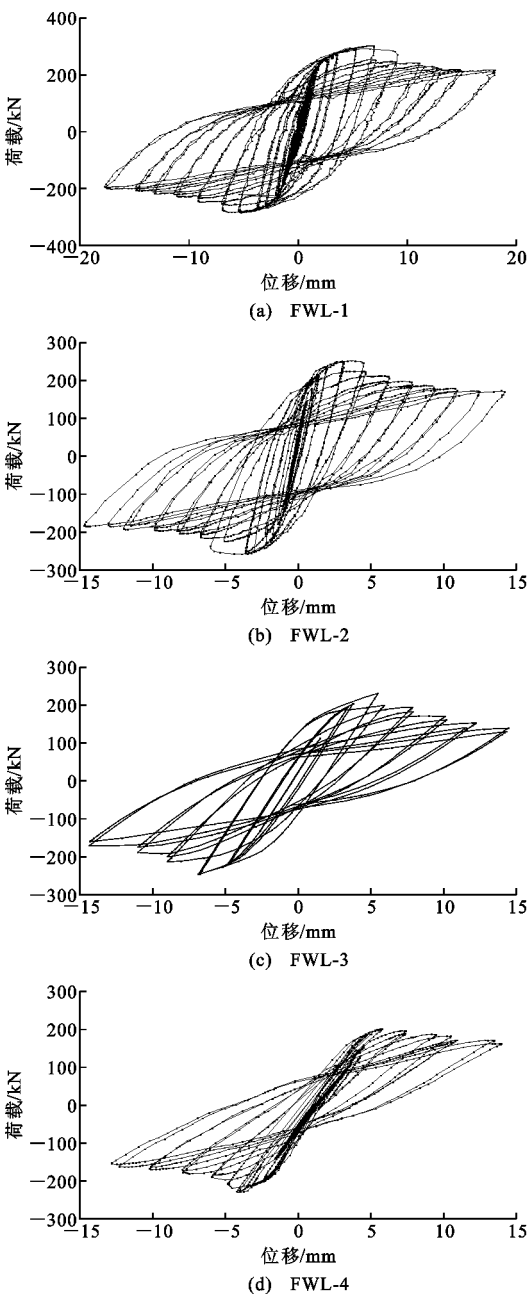


图 11 各试件滞回曲线

Fig. 11 Hysteretic Curves of Specimens

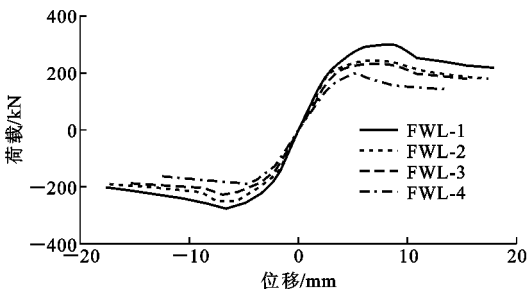


图 12 各试件的骨架曲线

Fig. 12 Skeleton Curves of Specimens

(2)腹板高厚比对蜂窝梁的承载能力有较为明

显的影响,腹板高厚比由 65 变化至 85 时,4 个试件的最大承载能力依次为 304. 11,250. 74,234. 82,202. 18 kN,试件 FWL-2,FWL-3,FWL-4 的承载能力相对试件 FWL-1 分别下降 17. 55%,6. 35%,13. 9%,这说明腹板高厚比越大,蜂窝梁的承载能力下降越明显。

(3)随着腹板变薄,腹板越来越容易发生局部屈曲,局部屈曲发生后,发生局部屈曲的部位会退出工作,从而导致蜂窝梁的承载能力迅速下降,所以随着腹板高厚比的增大,试件达到峰值荷载后的下降速率越来越大。

3.3 刚度退化分析

本文采用割线刚度来描述结构刚度的变化过程,其刚度 K 计算公式如下

$$K = \frac{|P_A| + |-P_B|}{|\Delta_A| + |-\Delta_B|} \tag{1}$$

式中: P_A, P_B 为各级循环加载时的正、反方向峰值点荷载; Δ_A, Δ_B 为峰值点荷载各自对应的正、反方向位移。

通过计算所得各试件的刚度变化曲线如图 13 所示。由图 13 可以看出,腹板高厚比越大,蜂窝梁的初始刚度越小。在低周往复荷载作用下,蜂窝梁的刚度会随着位移的变大而逐渐降低,FWL-4 的这一现象最为明显。这是由于试件屈服后会很快出现局部屈曲现象,腹板高厚比越大,则腹板发生局部屈曲后变形越迅速,导致试件的承载能力下降越快,位移增大速率小于荷载的降低速率,从而造成刚度退化明显。当试件屈曲后达到一定程度时,试件的刚度退化速率就会又趋于平缓,这是由于此时试件的刚度本身就很很小,并且由于加载装置和支撑装置的保护作用,试件的变形不会无限地增大下去,试件又达到屈曲后新的平衡状态,因此刚度退化趋于平缓。

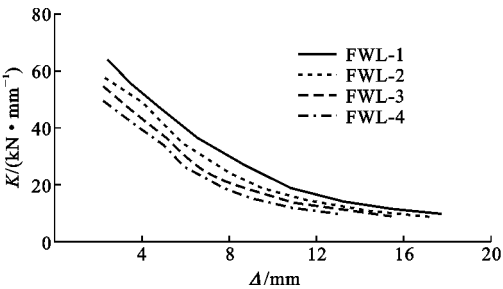


图 13 各试件的刚度退化曲线

Fig. 13 Stiffness Degradation Curves of Specimens

3.4 延性分析

本文采用位移延性系数作为试件的延性指标,来研究蜂窝梁及其组合梁的延性变化规律。位移延

性系数一般用 μ 来表示,它是结构或者构件的极限位移与屈服位移的比值,计算公式如下

$$\mu=\frac{\Delta_u}{\Delta_y}\tag{2}$$

式中: Δ_u 为结构极限位移,通常取骨架曲线中极限承载力下降到 85% 时的位移。

通过骨架曲线可以看出,试件并没有明显的屈服点。目前应用最广泛的屈服位移获取方法是几何作图方法,几何作图方法也分多种^[24],本文采用几何作图法中的等面积法,具体操作方法见图 14,其中, P_u 为极限荷载, P_y 为屈服荷载。首先在试件骨架曲线峰值荷载 A 点处做一条平行于横坐标的直线,然后过原点 O 做一条割线交骨架曲线于点 C,交过 A 点的平行线于点 D,最后沿 D 点做一条垂直于横坐标轴的直线交骨架曲线于点 E,使图形 ADCA 的面积与图形 COBC 的面积相等,此时 E 点就可以认为是试件的屈服点位置,其所对应的位移即为试件的屈服位移^[24]。极限位移的选取根据试验试件的破坏形式具体情况具体分析。一般情况下极限位移取荷载下降到峰值荷载的 85% 时所对应的位移,但是一些结构破坏时的荷载并未达到峰值荷载的 85% 以下,此时可以选取峰值荷载对应的位移作为极限位移^[25]。

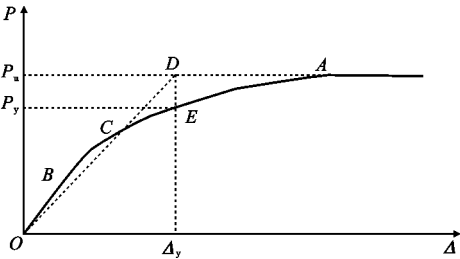


图 14 几何作图法确定的屈服点

Fig. 14 Yield Point by Geometric Drawing Method

根据上述方法取得各试件的屈服位移和极限位移,对应的屈服荷载和极限荷载以及通过计算所得到的延性系数如表 3 所示。

表 3 试件延性系数			
Tab. 3 Ductility Coefficients of Specimens			
试件编号	屈服位移/mm	极限位移/mm	延性系数
FWL-1	4.21	13.86	3.29
FWL-2	3.68	10.89	2.96
FWL-3	3.42	9.75	2.88
FWL-4	2.79	7.72	2.77

由表 3 可以看出,各试件的延性系数均在 2.5 以上,FWL-1 的延性系数超过了 3,说明高厚比较小的蜂窝梁试件延性越好,即腹板高厚比较小的蜂

窝梁屈服后的变形能力和承载力均能保持在较好的状态。FWL-4 的延性系数仅为 2.77,这是由于试件屈服后蜂窝梁的变形和荷载下降幅度较大,导致延性较差。这说明腹板高厚比过大时,试件屈服后的变形能力会过多削弱,并不适合继续承受地震荷载。因此,为了保证蜂窝梁在屈服后还具备较大的塑性变形能力,使试件不至于迅速丧失承载能力,需要保证蜂窝梁腹板高厚比不要过大。

3.5 耗能能力分析

根据《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)以及前人的研究经验^[25-26],本文采用能量耗散系数 E' 和等效黏滞阻尼系数 h_e 来衡量构件的耗能能力。能量耗散系数和等效黏滞阻尼系数的计算简图如图 15 所示。

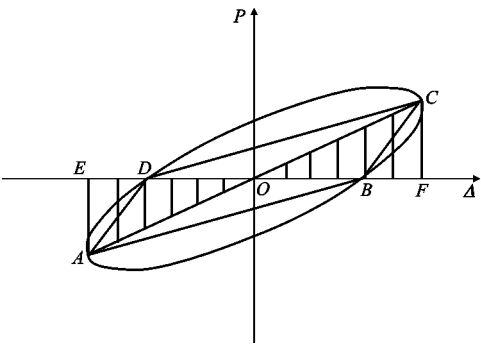


图 15 等效黏滞阻尼系数计算示意图

Fig. 15 Calculation Schematic Diagram of Equivalent Viscous Damping Coefficient

h_e 的计算公式为

$$h_e=\frac{1}{2\pi}\frac{S_{ABCD A}}{S_{\Delta O E A}+S_{\Delta O F C}}\tag{3}$$

式中: $S_{ABCD A}$ 为试件循环 1 周所耗散的能量; $S_{\Delta O E A}$, $S_{\Delta O F C}$ 为试件所吸收的能量。

能量耗散系数 E' 为试件在一个滞回环的总能量与试件弹性能量的比值,定义为

$$E'=\frac{S_{ABCD A}}{S_{\Delta O E A}+S_{\Delta O F C}}=2\pi h_e\tag{4}$$

根据公式(3),(4)计算出的蜂窝梁试件等效黏滞阻尼系数 h_e 和能量耗散系数 E' 如表 4 所示。

表 4 各试件耗能能力参数值		
Tab. 4 Energy Dissipation Capacity Parameters of Each Specimen		
试件编号	等效黏滞阻尼系数 h_e	能量耗散系数 E'
FWL-1	0.310	1.948
FWL-2	0.274	1.724
FWL-3	0.265	1.665
FWL-4	0.215	1.353

由表 4 可以看出:随着腹板高厚比变大,构件耗能能力逐渐降低,说明减小腹板高厚比可以有效地提升蜂窝梁试件的吸能、耗能能力。本文试件高厚比分别为 65,75,80 和 85,高厚比数值均较大,且 4 个试件均发生了局部屈曲破坏现象,局部屈曲导致蜂窝梁局部位置大面积的腹板退出工作,从而导致滞回曲线饱满程度变差,曲线出现了不同程度的捏缩现象,滞回环面积减小,吸能、耗能能力较差。

4 结 语

(1)高厚比越大,蜂窝梁孔间腹板局部屈曲现象越严重,腹板产生较大的局部屈曲后,应力集中的孔角和焊缝位置不发生破坏,所以孔间腹板局部屈曲破坏是高厚比较大蜂窝梁的主要破坏形式。

(2)蜂窝梁腹板局部屈曲对蜂窝梁滞回性能影响显著,随着腹板高厚比的增加,蜂窝梁试件的承载能力、延性、刚度、耗能能力等均会出现不同程度的下降,且高厚比越大下降程度越明显。

(3)高厚比越大的蜂窝梁腹板越容易产生局部屈曲变形,随着屈曲范围迅速增大,导致试件整体产生较大的塑性变形,不能继续承受荷载作用而破坏。因此,蜂窝梁应该严格限制腹板高厚比。

参考文献:

References:

[1] 贾连光,李庆文,孙宏达. 扩高比对蜂窝框架抗震性能的影响[J]. 钢结构,2011,26(10):9-13.
JIA Lian-guang, LI Qing-wen, SUN Hong-da. Effect on Seismic Performance of Cellular Frame Due to the Expansion Ration [J]. Steel Construction, 2011, 26 (10):9-13.

[2] 贾连光,孙宏达,李庆文. 开孔形式对蜂窝框架抗震性能的影响[J]. 沈阳建筑大学学报:自然科学版,2011,27(4):666-673.
JIA Lian-guang, SUN Hong-da, LI Qing-wen. Effect on Seismic Performance of Cellular Frame Due to the Web Open Form [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University: Natural Science, 2011, 27(4):666-673.

[3] 王留生,齐 政,贾连光,等. 蜂窝式钢框架结构合理扩高比限值分析[J]. 沈阳建筑大学学报:自然科学版,2013,29(2):304-312.
WANG Liu-sheng, QI Zheng, JIA Lian-guang, et al. Reasonable Expansion Ratio Limit Analysis of Cellular Steel Frame Structure [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University: Natural Science, 2013, 29(2):304-312.

[4] 贾连光,孙宏达,王春刚. 蜂窝式钢框架结构抗震性能试验研究[J]. 工程力学,2012,29(7):147-153.
JIA Lian-guang, SUN Hong-da, WANG Chun-gang. Experimental Research on Seismic Behavior of Cellular Steel Frame [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29 (7):147-153.

[5] 贾连光,王 健. 蜂窝式梁-柱钢框架结构抗震性能分析[J]. 沈阳建筑大学学报:自然科学版,2009,25(3):451-454.
JIA Lian-guang, WANG Jian. Analysis on the Seismic Behavior of the Cellular Beam-columns Steel Frame Structure [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University: Natural Science, 2009, 25(3):451-454.

[6] 张益凡. 蜂窝梁的整体和局部稳定分析[D]. 长沙:中南大学,2008.
ZHANG Yi-fan. Study on Global Stability and Local Stability of Castellated Steel Beams [D]. Changsha: Central South University, 2008.

[7] 王旭东,王培军. 蜂窝钢梁孔间腹板屈曲性能研究进展[J]. 建筑钢结构进展,2014,16(6):1-13.
WANG Xu-dong, WANG Pei-jun. Advances on Buckling Behavior of Web-posts in Castellated Steel Beams [J]. Progress in Steel Building Structures, 2014, 16 (6):1-13.

[8] 周光禹. 蜂窝式压弯构件局部稳定问题研究[D]. 沈阳:沈阳建筑大学,2006.
ZHOU Guang-yu. Study on the Local Stability of Cellular Compression-bending Members [D]. Shenyang: Shenyang Jianzhu University, 2006.

[9] WU Y, WU D, LIN G D, et al. A Simplified Calculation Method for the Bearing Capacity of Hexagon-hole Castellated Beams [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2009, 41(2):5-8.

[10] TSAVDRIDIS K D, DMELLO C. Web Buckling Study of the Behaviour and Strength of Perforated Steel Beams with Different Novel Web Opening Shapes [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67 (10):1605-1620.

[11] 李 鹤,王旭东,张露露,等. 圆角多边形孔蜂窝梁孔间腹板屈曲承载力计算方法对比研究[J]. 建筑钢结构进展,2017,19(2):38-44.
LI He, WANG Xu-dong, ZHANG Lu-lu, et al. Comparison of the Web-post Buckling Capacity of Castellated Steel Beams with Fillet Corner Hexagonal Web Openings Obtained from Different Design Methods [J]. Progress in Steel Building Structures, 2017, 19 (2):38-44.

[12] 孙晓程. 蜂窝构件腹板局部稳定设计方法[D]. 沈阳:

- 沈阳建筑大学,2012.
- SUN Xiao-cheng. Local Stability Design Method for Cellular Member Web [D]. Shenyang: Shenyang Jianzhu University,2012.
- [13] 张 卓. 纯弯状态下蜂窝梁腹板的局部稳定性分析[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学,2006.
- ZHANG Zhuo. Local Stability of Web of Castellated Beams Under Uniform Moment[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology,2006.
- [14] 李亚波. 工字梁中心开椭圆孔腹板的屈曲性能研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2007.
- LI Ya-bo. Study on Buckling of Web with Oval Openings in I-shaped Beam[D]. Xi'an:Xi'an University of Architecture and Technology,2007.
- [15] 苏益声. 圆形孔与多边形孔蜂窝钢梁的试验分析[J]. 广西大学学报:自然科学版,2003,28(1):5-9.
- SU Yi-sheng. The Experiment and Analysis of the Circular and Polygon Holes Honeycombed Steel Beams[J]. Journal of Guangxi University: Natural Science Edition,2003,28(1):5-9.
- [16] 王洪范,王立新. 蜂窝梁的应用和计算方法[J]. 工业建筑,1994,24(6):60-65.
- WANG Hong-fan, WANG Li-xin. The Application and Calculation Methods of Castellated Beams[J]. Industrial Building,1994,24(6):60-65.
- [17] 贾连光,李红超,吴一红. 低周反复荷载下蜂窝式钢框架梁柱节点性能试验研究[J]. 土木工程学报,2012,45(1):61-68.
- JIA Lian-guang, LI Hong-chao, WU Yi-hong. Experimental Study of the Behavior of Beam-column Connections of Cellular Steel Frames Under Low-cyclic Reversed Loading[J]. China Civil Engineering Journal,2012,45(1):61-68.
- [18] 杨庆山,李 波,杨 娜. 梁腹板开圆孔钢框架梁柱节点的性能研究[J]. 工程力学,2007,24(9):111-121,139.
- YANG Qing-shan, LI Bo, YANG Na. Investigation on Behaviors of the Connection with Opening in Beam Web of Steel Moment Resisting Frames[J]. Engineering Mechanics,2007,24(9):111-121,139.
- [19] SWEEDAN A M I, EL-SAWY K M, MARTINI M I. Identification of the Buckling Capacity of Axially Loaded Cellular Columns[J]. Thin-walled Structures,2009,47(4):442-454.
- [20] KNOWLES P R. Castellated Beams[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers,1991,90(1):521-536.
- [21] GB/T 2975—1998, 钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备[S].
- GB/T 2975—1998, Steel and Steel Products — Location and Preparation of Test Pieces for Mechanical Testing[S].
- [22] GB/T 228—2010, 金属材料:室温拉伸试验方法[S].
- GB/T 228—2010, Metallic Materials: Tensile Testing at Ambient Temperature[S].
- [23] JGJ/T 101—2015, 建筑抗震试验规程[S].
- JGJ/T 101—2015, Specification for Seismic Test of Buildings[S].
- [24] 陈 鹏. 轴向力作用下 T 型方管节点滞回性能的试验研究[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学,2007.
- CHEN Peng. Experimental Research on Hysteretic Behavior of T-type SHS Joint Under Axial Loading [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology,2007.
- [25] WANG W, CHEN Y Y. Hysteretic Behaviour of Tubular Joints Under Cyclic Loading[J]. Journal of Constructional Steel Research,2007,63(10):1384-1395.
- [26] SMIOES D S L, SIMOES R D, PAULO J S C. Experimental Behaviour of End-plate Beam-to-column Composite Joints Under Monotonical Loading[J]. Engineering Structures,2001,23(11):1383-1409.