

装配式支吊架抗震性能试验研究*

孙 彬^{1,2}, 张雪芳², 张晋峰², 王景涛²

(1. 中国建筑科学研究院有限公司 北京, 100013)

(2. 建研院检测中心有限公司 北京, 100013)

摘要 装配式门型支吊架在工程中已大量投入使用,却没有相应的抗震性能测试方法。为研究地震作用下门型支吊架的破坏机理和抗震性能,提出一种适合不同类型支吊架的抗震性能测试方法,开展了 16 套门型支吊架的低周往复荷载试验,分析试件尺寸及抗震斜撑等对其抗震性能的影响。结果表明:该方法能够系统科学地测试评价支吊架的抗震性能;支吊架的连接节点应力较大,滑移较多,容易成为薄弱部位,通常先于主体杆件发生破坏;支吊架尺寸影响其抗震性能,在宽度尺寸相同的情况下,高度越大,其弹性刚度、承载力及延性系数越小,刚度退化系数越大;抗震斜撑能够提高门型支吊架的抗震性能,带斜撑支吊架的弹性刚度、承载力及刚度退化情况均优于无斜撑支吊架,破坏时极限承载力较大,水平位移较小。研究结果可为支吊架产品的工程应用、质量检验和标准制订提供参考依据。

关键词 装配式; 门型支吊架; 抗震斜撑; 抗震性能; 测试方法

中图分类号 TU352.1

引 言

地震灾害表明,建筑管道支撑体系等非结构构件损坏会造成建筑使用功能瘫痪或丧失^[1-4]。装配式支吊架是连接机电管线与建筑结构的重要非结构构件,除承受重力作用外,还承受地震作用并将其传递给建筑结构,其抗震性能直接影响建筑物的震害损失。研究装配式支吊架抗震性能对于保障建筑使用安全以及人民生命财产安全均有着重要意义。

Goodwin^[5]对医院管道系统进行了振动台试验,结果表明,支吊架体系能够有效限制管道位移。Tian 等^[6]对不同支撑形式的管线系统进行了抗震性能试验,发现布置支架的管线系统损坏甚微,而未布置支架的管线系统的悬吊螺杆、天花板、喷淋接头及管线接头均发生了严重破坏。Soroushian 等^[7]建立了消防管道的分析模型并对其进行动力加载,分析了消防管道体系中支吊架在地震作用下的非弹性行为。Yung 等^[8]对某医院消防管道体系模型进行动力试验,发现布置在主要管道处的支吊架能有效降低螺纹接头弯矩并减小喷头位移。Praveen 等^[9]结合 18 次强震记录建立了抗震支吊架

部件及组件的低周疲劳模型,并给出了试验加载方案。尚庆学等^[10]采用 FM 1950^[11]建议的试验加载制度对钢缆式、梁夹式、螺杆式 3 类抗震支架进行了拟静力试验,通过易损性分析确定了各类支架的极限承载力。罗干等^[12]进行了抗震连接件的拉伸破坏试验与数值分析,得到了抗震连接构件的极限承载力及破坏形式。

上述研究多数围绕管道体系开展,针对支吊架自身抗震性能的研究相对较少。近年来,装配式门型支吊架在工程中已大量投入使用,却没有相应的抗震性能测试方法。现有标准《建筑抗震支吊架通用技术条件》(GB/T 37267—2018)^[13]提供的测试方法源于 FM 1950,仅适用于单杆防晃支吊架,并不适用于门型支吊架。为了研究装配式门型支吊架的抗震性能及其破坏机理,笔者提出一种适合不同类型支吊架的抗震性能测试方法,开展了 16 套门型支吊架的抗震性能试验,分析支吊架的滞回性能、骨架曲线、承载能力、刚度退化、延性系数及应力应变等抗震性能特征,研究结果可为支吊架产品的工程应用和标准制订提供参考依据。

* 中国建筑科学研究院有限公司自筹基金课题资助项目(20190112470730018)

收稿日期:2022-02-07;修回日期:2022-04-27

1 试验概况

1.1 试件设计

试件考虑带斜撑和不带斜撑 2 种情况,每种情况各设计 2 种尺寸。试件材料均为 Q235 钢,带斜撑支吊架主体结构由 3 根横截面为 41 mm×41 mm×2 mm 的 C 型槽钢通过直角连接件和槽钢底座组成,两侧抗震斜撑各由 1 根 41 mm×41 mm×2 mm 的 C 型槽钢通过抗震连接件与主体结构连接,抗震斜撑与槽钢立柱的安装角度为 45°,螺栓紧固扭矩为 50 N·m。

共制作 16 个试件,编号分别是 KZ-A-1~KZ-A-4, KZ-B-1~KZ-B-4, CZ-A-1~CZ-A-4, CZ-B-1~CZ-B-4。编号为 1 的试件用于水平单调推覆加载试验,编号为 2~4 的试件用于低周往复加载试验。试件参数见表 1。

表 1 试件参数

试件分组	有无斜撑	(高×宽)/mm	扭矩/(N·m)	角度/(°)	试件套数
KZ-A	有	400×400	50	45	4
KZ-B	有	580×400	50	45	4
CZ-A	无	400×400	50	—	4
CZ-B	无	580×400	50	—	4

1.2 传感器布置

带斜撑支吊架的传感器布置如图 1 所示,共布置 22 个应变片和 2 个位移计。其中:2 个数字编号(如“1/2”)表示前后对称布置的 2 个应变片;3 个数字编号(如“17/18/19”)表示正面布置的 45°应变花;2 个位移计分别布置在槽钢立柱下部。除了没有斜撑上的传感器外,无斜撑支吊架的传感器布置与带斜撑支吊架相同。

1.3 加载方案

目前的抗震支吊架设计均不考虑其承重功能,

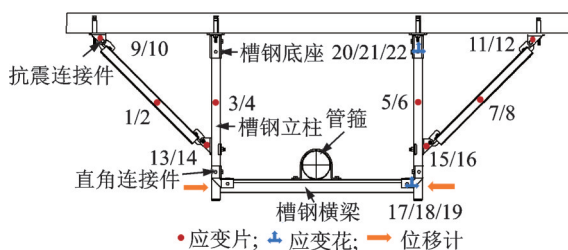


图 1 传感器布置示意图

Fig.1 Sensor layout diagram

故本次试验不考虑竖向荷载,只施加水平荷载。加载装置如图 2 所示,夹持管道的夹具整体呈 U 字形,包括 2 个夹具伸长臂,用于连接管道和作动器。带斜撑支吊架试验安装如图 3 所示。

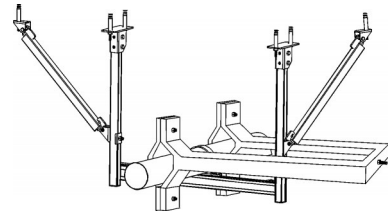


图 2 试验装置

Fig.2 Test equipment



图 3 带斜撑支吊架试验安装图

Fig.3 Test installation of supports and hangers with aseismic bracing

根据文献[14]建议的试验加载制度进行加载,初始加载量通过待测试件单调水平推覆加载试验结果确定,具体步骤如下:

- 1) 每组第 1 个试件先进行水平单调加载,获得破坏位移 Δ_m ,随后根据破坏位移 Δ_m 进行该组第 2~4 个试件的低周往复加载;
- 2) 采用变幅位移控制加载,共分 10 级,每级循环 2 次,初始加载位移取 $0.048\Delta_m$,后续加载位移 Δ_i 按 $1.4\Delta_{i-1}$ 进行增幅,加载频率为 0.05 Hz,加载曲线如图 4 所示;
- 3) 若试件在 10 级位移加载过程中破坏,则停止加载;若试件完成 10 级位移加载后未破坏,则继续施加 $1.3\Delta_m$ 的等幅循环荷载,直至试件破坏。

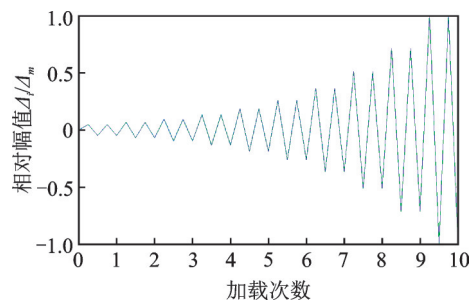
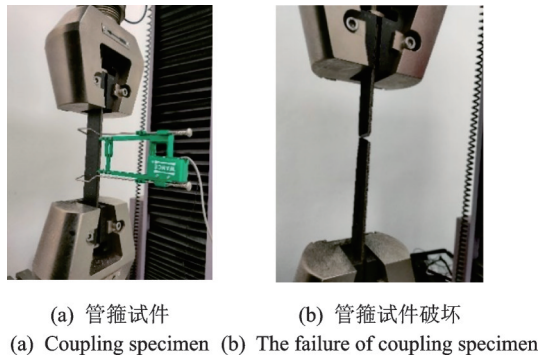


图 4 加载曲线示意图

Fig.4 Schematic diagram of loading curve

1.4 材性试验

材性试验采用与支吊架部件同厚、长×宽为250 mm×30 mm的长条形试件,对其进行单向拉伸试验,试件变形由引伸计测定。拉伸试验如图5所示,材性试验结果如表2所示。



(a) 管箍试件 (b) 管箍试件破坏
(a) Coupling specimen (b) The failure of coupling specimen

图5 管箍试件拉伸试验

Fig.5 Tensile test of coupling specimen

表2 材性试验结果

Tab.2 Material performance test results

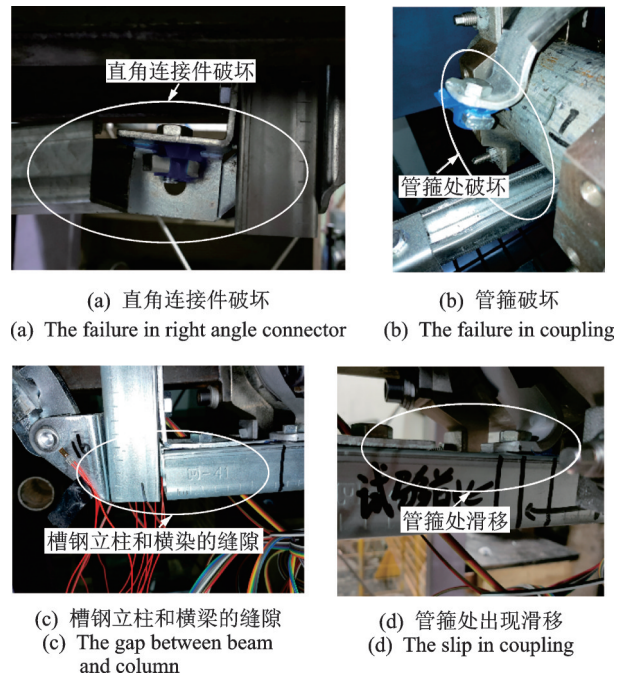
部件	厚度/ mm	屈服强 度/MPa	极限强 度/MPa	弹性模 量/MPa	伸长率/ %
槽钢	1.96	348	446	2.02×10^5	25.2
连接件	3.98	322	388	2.13×10^5	42.2
管箍	4.96	295	403	2.28×10^5	36.4

2 试验过程及破坏现象

2.1 带斜撑门型支吊架

带斜撑支吊架的薄弱环节为管箍和直角连接件处,破坏形式均为旋翼螺母从槽钢开口处拔出,破坏照片见图6。2组带斜撑支吊架的破坏形式基本一致,以试件KZ-B-2为例,对其试验现象进行描述。

在前3级位移循环加载过程中,荷载与位移基本呈线性关系。第4级位移循环加载完成后,试件逐渐进入塑性发展阶段,管箍处变形明显,正(负)向出现3.04 mm (2.84 mm)的残余变形。当加载位移增加到13.65 mm时,槽钢立柱水平位移分别为7.03 mm和-7.36 mm,管箍处变形显著,此时加载点位移由主体结构变形和管箍变形两部分叠加组成,抗震连接件在与槽钢立柱的接触面上出现滑动,正(负)向残余变形增到5.08 mm (7.35 mm)。随着加载位移的继续增加,试件整体刚度逐渐降低,荷载随位移增幅放缓。当加载位移增加到52.40 mm时,到达峰值荷载16.53 kN,抗震连接件在槽钢立柱接触面的滑移更加明显,管箍处旋翼螺母咬合摩



(a) 直角连接件破坏 (b) 管箍破坏
(a) The failure in right angle connector (b) The failure in coupling

(c) 槽钢立柱和横梁的缝隙 (d) 管箍处出现滑移
(c) The gap between beam and column (d) The slip in coupling

图6 试件KZ-B-2的试验破坏现象

Fig.6 Experimental failure phenomenon of specimen KZ-B-2

擦力失效,与槽钢横梁发生较大的水平滑移。当加载位移进行到第10级(74.00 mm)时,管箍左侧旋翼螺母从槽钢开口拔出,试验停止,抗震斜撑及其连接件未见明显变形。以52.40 mm作为终止加载位移,此时槽钢立柱水平位移为19.81 mm,支吊架左侧锚固端抗震连接件发生了14.60 mm的水平滑移,右侧槽钢立柱和槽钢横梁之间出现了2.00 mm的缝隙,管箍发生了15.00 mm的滑移。

2.2 无斜撑门型支吊架

由于缺少两侧抗震斜撑的支撑作用,无斜撑支吊架破坏时极限承载力较小,发生的水平位移较大,薄弱环节为槽钢底座和直角连接件处,破坏形式同样为旋翼螺母从槽钢开口拔出,破坏照片见图7,管箍全程未见明显变形和滑移。2组无斜撑支吊架破坏形式基本一致,以试件CZ-B-2为例,对其试验现象进行描述。

在前4级循环加载过程中,试件处于弹性阶段,无残余变形,荷载与位移线性相关。第5级加载完成后,试件逐渐进入塑性发展阶段,变形主要集中在槽钢底座处,正向无残余变形,负向出现5.34 mm的残余变形。在第6~8级位移加载过程中,槽钢底座处变形更加明显,槽钢开口处齿牙被旋翼螺母顶出鼓包,直角连接件处旋翼螺母与槽钢横梁之间出现滑移,导致槽钢立柱和横梁出现5 mm的缝隙。由于没有斜撑的约束作用,无斜撑支吊架管箍处无滑移,主体结构位移与作动器加载端位移基本保持一致。当加载位移增加到53.48 mm时,到达峰值荷载6.12 kN,缝隙宽度

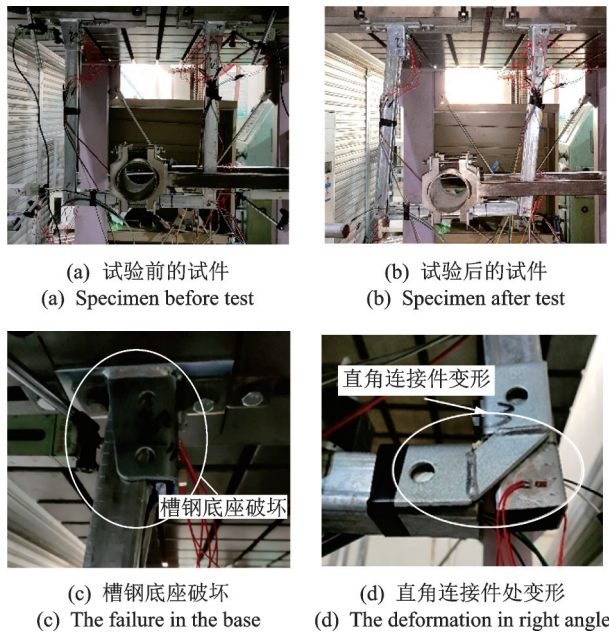


图7 试件 CZ-B-2 的试验破坏现象

Fig.7 Experimental failure phenomenon of specimen CZ-B-2

增加到 13.00 mm, 随后力值下降。当加载位移为 93.21 mm 时, 左侧槽钢底座处旋翼螺母拔出破坏, 试验停止, 位移计测得槽钢立柱底部位移为 74.72 mm, 槽钢立柱和横梁之间的缝隙增加到 18.50 mm。

3 试验结果分析

3.1 滞回曲线

各个试件滞回曲线如图 8 所示, 由图可见:

1) 在对称的循环荷载作用下, 门型支吊架正负向力学性能不对称, 带斜撑支吊架正负向力学性能差异大于无斜撑支吊架。导致该差异的原因有: ① 支吊架主要部件依靠槽钢齿牙和旋翼螺母齿槽的咬合摩擦力进行连接, 随着加载位移的增加, 槽钢齿牙和旋翼螺母齿槽逐渐被磨平, 咬合摩擦力失效, 部件之间出现相对滑移, 导致试件正负向力学性能呈现出差异; ② 由于斜撑的约束作用, 带斜撑支吊架主体结构变形相对较小, 但节点连接薄弱, 管箍和直角连接件处滑移较多, 致使带斜撑支吊架力学性能差异比无斜撑支吊架明显。

2) 带斜撑支吊架的滞回曲线在加载初期呈细长梭形, 曲率较大, 几乎无残余变形, 耗能很少; 随着位移加载量增加, 管箍处旋翼螺母出现滑移, 曲线出现捏拢现象, 滞回环呈弓形, 曲线斜率无下降, 试件刚度退化不明显, 承载力稳步上升; 随着位移继续加大, 滑移增多, 曲线斜率开始下降, 塑性变形不断发展, 残余变形逐渐增大, 滞回环趋于饱满, 试件刚度降低, 同一加载等级对应的 2 次循环滞回曲线差异

明显, 第 2 次循环加载曲线低于第 1 次循环。

3) 无斜撑支吊架的滞回曲线在加载初期呈细长梭形, 曲率较大, 无残余变形, 耗能很少; 随着位移加载量增加, 槽钢底座连接处进入塑性变形阶段, 斜率开始下降, 试件刚度降低, 但承载力依然稳步上升, 负向残余变形逐渐增大, 正向残余变形很小, 滞回环呈倒 S 形; 随着位移继续加大, 槽钢底座处旋翼螺母将槽钢开口顶出鼓包, 节点连接被削弱, 滞回环向位移轴方向偏移, 荷载到达峰值后开始下降, 曲线斜率下降明显, 试件刚度迅速降低, 负向残余变形继续增大, 滞回环由最初耗能能力较好的梭形变为耗能能力最差的 Z 形。

3.2 骨架曲线

将各个试件的滞回曲线每级第 1 次循环峰值点相连得到骨架曲线, 如图 9 所示。

试件骨架曲线包括弹性阶段、弹塑性阶段及破坏阶段。带斜撑支吊架破坏时极限荷载较大, 水平位移较小; 无斜撑支吊架破坏时极限荷载较小, 水平位移较大。带斜撑试件 KZ-A-2~4 的极限承载力比无斜撑试件 CZ-A-2~4 提高了 69.2%~106.7%, KZ-B-2~4 的极限承载力比 CZ-B-2~4 提高了 121.2%~301.5%, 说明抗震斜撑能显著提高门型支吊架的极限承载能力。小尺寸试件 KZ-A-2~4 的极限承载力比大尺寸试件 KZ-B-2~4 提高 9.3%~25.3%, CZ-A-2~4 的极限承载力比 CZ-B-2~4 提高了 42.5%~104.9%, 说明试件宽度相同的情况下, 高度越小, 极限承载力越高, 承受相同荷载时发生的位移越小, 且无斜撑试件的极限承载力对尺寸更敏感。

骨架曲线斜率表示试件弹性刚度, 带斜撑支吊架弹性刚度均高于无斜撑支吊架, 试件尺寸越小, 弹性刚度越大, 试件 KZ-A-2~4 的弹性刚度较 CZ-A-2~4 提高了 103.9%~184.9%, 试件 KZ-B-2~4 的弹性刚度较 CZ-B-2~4 提高了 246.4%~482.6%。

3.3 骨架曲线的特征点

骨架曲线的特征点包括屈服点、极限点及破坏点。骨架曲线峰值荷载对应的纵、横坐标值定义为极限承载力和极限位移, 将 0.85 倍的峰值荷载对应的纵、横坐标值定义为破坏承载力和破坏位移, 屈服位移根据图 10 所示的通用屈服弯矩法获得。

各个试件骨架曲线特征值见表 3, 由表可见, 试件尺寸及是否带斜撑均会影响试件承载力。抗震斜撑能显著提高试件的极限承载力和屈服承载力, 且试件尺寸越小, 其极限承载力和屈服承载力越大。

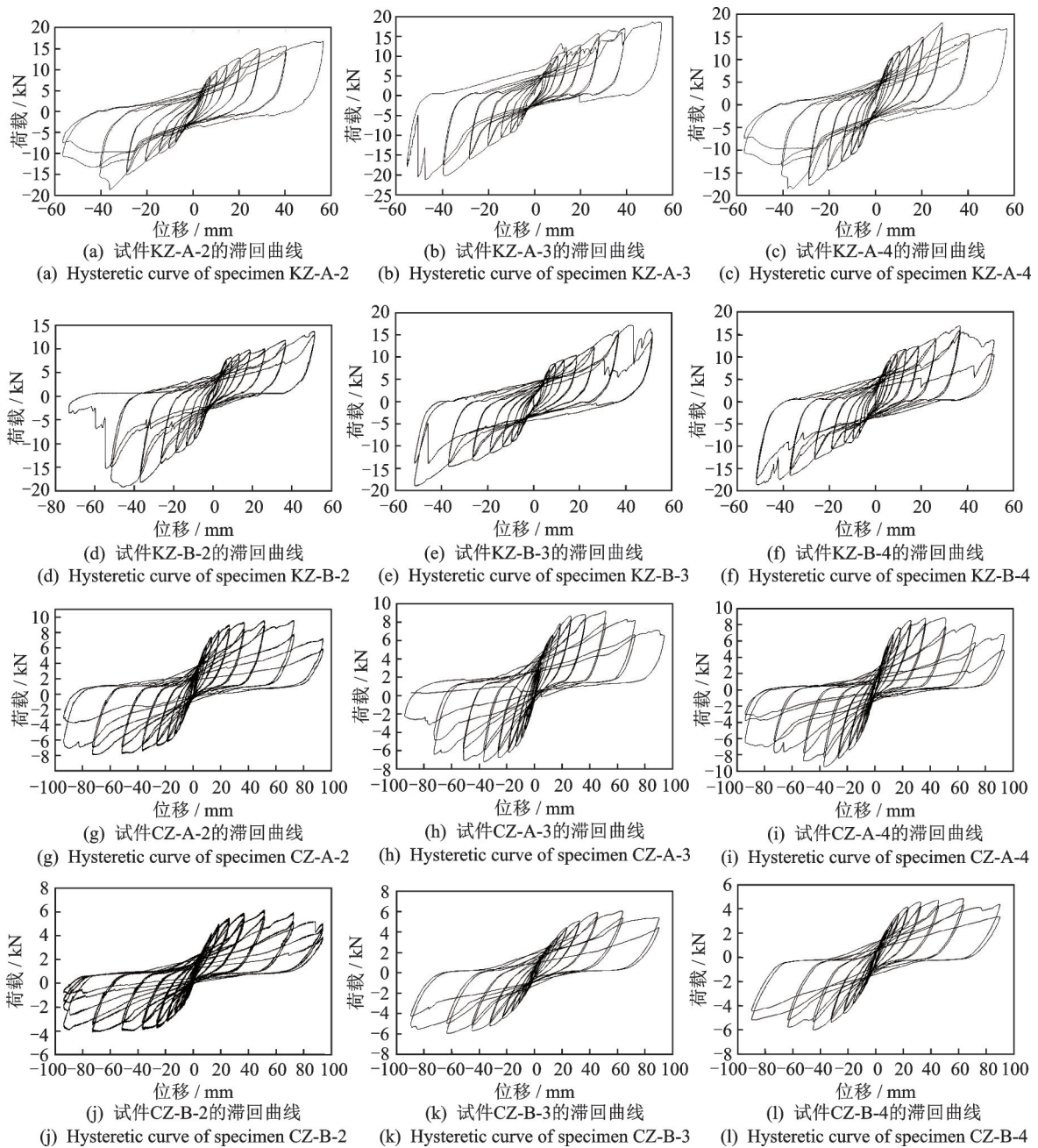


图 8 试件滞回曲线

Fig.8 Hysteretic curve of specimen

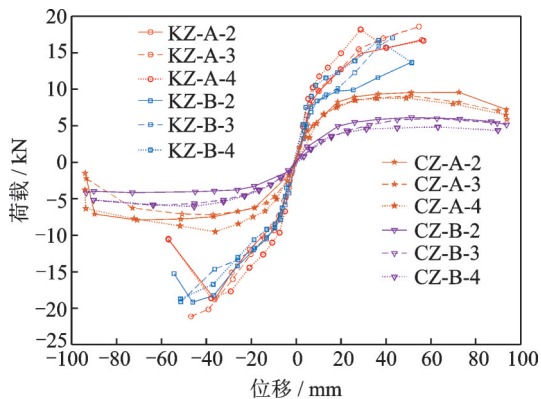


图 9 试件的骨架曲线

Fig.9 Skeleton curves of supports and hangers

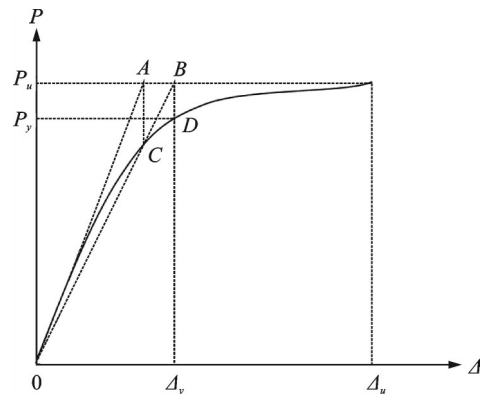


图 10 通用屈服弯矩法示意图

Fig.10 Schematic diagram of general yield moment method

表 3 试件骨架曲线特征值

试件类型	屈服点		极限点		破坏点	
	P_y/kN	Δ_y/mm	P_u/kN	Δ_u/mm	P_b/kN	Δ_b/mm
KZ-A-2(+)	13.78	21.56	16.53	57.21	16.53	57.21
KZ-A-2(-)	12.38	19.93	19.22	35.78	16.34	42.05
KZ-A-3(+)	13.09	19.96	18.75	55.09	18.75	55.09
KZ-A-3(-)	12.24	17.05	21.17	47.06	21.17	47.06
KZ-A-4(+)	13.71	21.17	18.22	28.94	15.49	56.73
KZ-A-4(-)	12.18	17.33	18.60	37.88	15.81	43.51
KZ-B-2(+)	9.74	19.17	13.65	51.56	13.65	51.56
KZ-B-2(-)	12.83	22.46	18.69	44.37	15.88	54.36
KZ-B-3(+)	10.15	19.63	16.71	43.45	16.20	50.84
KZ-B-3(-)	12.58	21.71	19.00	51.45	19.00	51.45
KZ-B-4(+)	12.30	19.45	16.74	36.69	14.23	48.43
KZ-B-4(-)	10.58	20.45	18.67	51.33	18.67	51.33
CZ-A-2(+)	8.45	21.77	9.48	72.98	8.06	88.84
CZ-A-2(-)	6.59	21.32	7.86	72.14	6.68	89.95
CZ-A-3(+)	8.04	22.57	9.12	51.20	7.75	83.06
CZ-A-3(-)	6.40	22.13	7.20	36.97	6.12	74.37
CZ-A-4(+)	7.91	21.46	8.80	49.98	7.48	80.92
CZ-A-4(-)	7.83	20.58	9.52	37.78	8.09	67.71
CZ-B-2(+)	5.21	23.40	6.07	56.55	5.16	94.08
CZ-B-2(-)	3.79	24.71	4.12	72.42	3.50	93.65
CZ-B-3(+)	4.44	24.75	6.00	62.71	5.37	89.60
CZ-B-3(-)	4.76	26.12	5.90	56.36	5.19	90.10
CZ-B-4(+)	4.19	26.11	4.76	49.81	4.17	90.35
CZ-B-4(-)	4.99	27.00	6.21	49.81	5.28	90.18

正向加载时, KZ-A 类试件极限承载力和屈服承载力的平均值较 KZ-B 类试件提高 7.2% 和 26.1%, 较 CZ-A 类试件提高 95.3% 和 66.4%。

若按文献[12]规定的位移限值(50 mm)确定支吊架的抗震承载力, 并取正负向加载中的较小值, KZ-A 类试件的平均承载力为 17.41 kN, KZ-B 类为 13.75 kN, CZ-A 类为 7.81 kN, CZ-B 类为 5.28 kN。

3.4 刚度退化

采用环线刚度 K_j 来评估试件刚度退化情况

$$K_j = \frac{\sum_{i=1}^n P_j^i}{\sum_{i=1}^n \mu_j^i} \quad (1)$$

其中: P_j^i 为第 j 级加载位移 ($\Delta/\Delta_y = j$) 时, 第 i 次加载循环的峰值点荷载; μ_j^i 为第 j 级加载位移 ($\Delta/\Delta_y = j$) 时, 第 i 次加载循环的峰值点位移; n 为循环次数。

刚度退化曲线如图 11 所示, PD 和 ND 分别表示刚度退化曲线的正向和负向。由图可见: 带斜撑支吊架初始环线刚度较高, 曲线下降趋势明显; 无斜撑支吊架

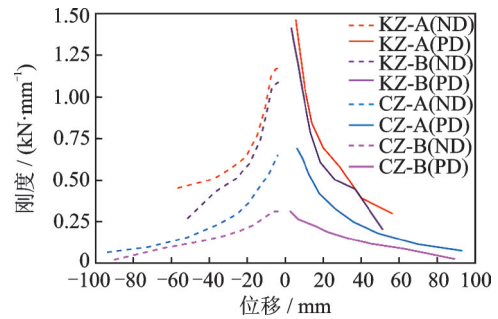


图 11 试件刚度退化曲线

Fig.11 Stiffness degradation curve of the specimen

初始环线刚度较小, 曲线下落趋势较缓。带斜撑支吊架初始点和破坏点的环线刚度均大于无斜撑支吊架。

采用刚度退化系数评价支吊架整体刚度退化情况, 刚度退化系数取初始环线刚度和破坏点环线刚度的比值, 刚度退化系数越小, 支吊架刚度退化越少, 抗震性能越好。KZ-A 类试件的正向(负向)平均刚度退化系数为 4.90(2.60), KZ-B 类试件的正向(负向)平均刚度退化系数为 7.00(5.74), CZ-A 类试件的正向(负向)平均刚度退化系数为 9.85(10.03), CZ-B 类试件的正向(负向)平均刚度退化系数为 12.92(15.50)。带斜撑支吊架刚度退化系数均小于无斜撑支吊架, 说明抗震斜撑能有效改善门型支吊架的刚度退化情况, 试件刚度退化系数随试件高度尺寸增加而增大。

3.5 延性系数

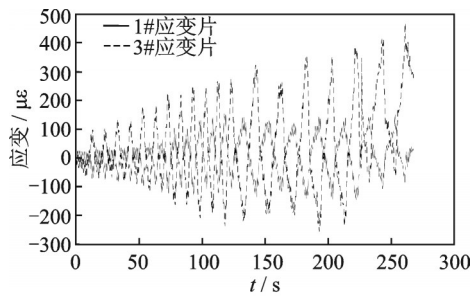
采用位移延性系数 μ 评估试件的变形能力, μ 为试件破坏位移与屈服位移的比值。通常情况下, 试件延性系数越高, 抵抗塑性变形能力越强。各个试件的延性系数及平均值见表 4, 其中 μ_i 为每组第 i 个试件的延性系数。由表可知, 带斜撑支吊架延性系数在 2~3 之间, 无斜撑支吊架延性系数在 3~5 之间。这是因为带斜撑支吊架节点连接薄弱, 构件滑移较多, 先于主体结构失效, 破坏时水平位移较小; 而无斜撑支吊架由于没有斜撑的约束作用, 主体结构位移较大, 构件滑移相对较少, 节点失效时间晚于带斜撑支吊架, 破坏时水平位移较大。因此, 无斜撑支吊架延性系数大于带斜撑支吊架。应加强支吊架节点设计, 尽量保证节点晚于主体杆件失效, 可在一定程度上提高支吊架塑性变形能力。小尺寸试件的延性系数略大于大尺寸试件, KZ-A 类试件的延性系数大于 KZ-B 类试件, CZ-A 类试件的延性系数大于 CZ-B 类试件。

3.6 应变

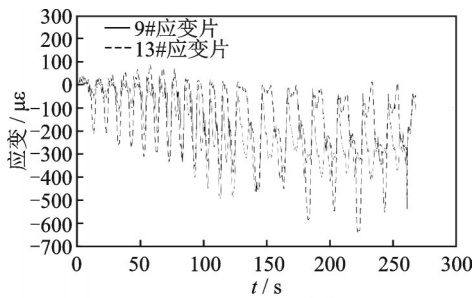
试件 KZ-B-2 的应变曲线如图 12 所示, 由图可见, 抗震斜撑和槽钢立柱中部应变相对较小, 抗震连

表4 试件延性系数
Tab.4 Ductility coefficient of specimens

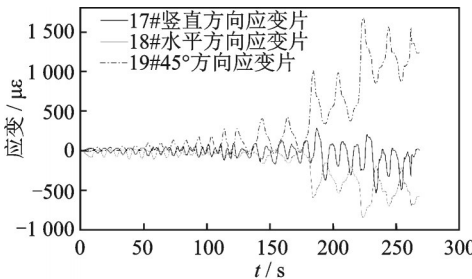
试件分组	μ_2	μ_3	μ_4	$\bar{\mu}$
KZ-A(+)	2.65	2.76	2.68	2.70
KZ-A(-)	2.11	2.76	2.51	2.46
KZ-B(+)	2.69	2.59	2.49	2.59
KZ-B(-)	2.42	2.37	2.51	2.43
CZ-A(+)	4.08	3.68	3.77	3.79
CZ-A(-)	4.22	3.36	3.29	3.62
CZ-B(+)	4.02	3.62	3.46	3.70
CZ-B(-)	3.79	3.45	3.34	3.53



(a) 1#和3#应变
(a) Strains of 1# and 3#



(b) 9#和13#应变
(b) Strains of 9# and 13#



(c) 17#,18#和19#应变
(c) Strains of 17#,18# and 19#

图12 KZ-B-2试件各部位应变

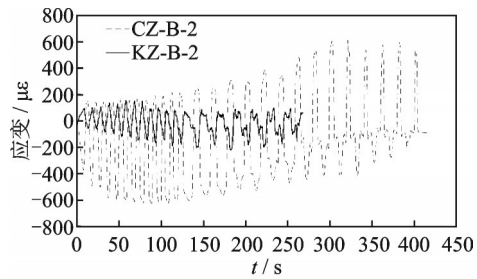
Fig.12 Strains in various parts of KZ-B-2 specimen

连接件处应变较斜撑和槽钢立柱中部应变偏大,但小于槽钢底座处应变,直角连接件处应变最大。

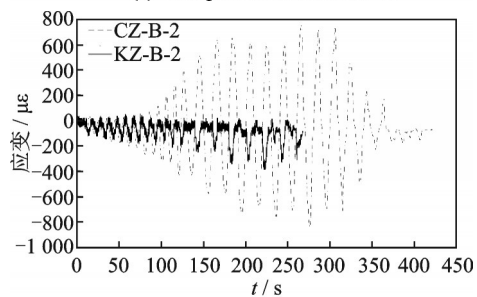
位移加载初期,槽钢立柱是主要受力构件,其中部应变大于抗震斜撑;随着位移增大,抗震斜撑中部应变逐渐增加但仍小于槽钢立柱中部应变。3#应变片测得的应变在-300~500 με,最大应变为463.43 με,应力

为94.03 MPa。斜撑上部抗震连接件内力大于下部抗震连接件,9#应变片测得的应变在-700~100 με,最大应变为-635.21 με,应力为-135.46 MPa。直角连接件处的应力情况比较复杂,加载初期,其应变较小;随着加载位移的增加,直角连接件出现了明显变形,应变迅速增大。19#应变片测得的最大应变为1 674.20 με,应力为346.35 MPa,说明直角连接件已经屈服并进入塑性变形阶段。

试件KZ-B-2和CZ-B-2的5#应变片和22#应变片测得的应变曲线对比见图13,可以看出,由于抗震斜撑能够有效承受地震作用,降低支吊架主体结构的位移及内力,带斜撑支吊架槽钢立柱中部应变及槽钢底座处应变均远小于无斜撑支吊架。槽钢底座处应变在加载初期基本一致,随着位移增加,无斜撑支吊架槽钢底座处受力增大,应变迅速增加并超过带斜撑支吊架,无斜撑支吊架槽钢底座应变为-850~800 με,最大应变为-828.56 με,最大应力为-188.50 MPa。



(a) 5#应变片应变对比
(a) Comparison of strain for 5#



(b) 22#应变片应变对比
(b) Comparison of strain for 22#

图13 不同试件同一部位应变对比

Fig.13 Comparison of strain in the same part of different specimens

4 结论

1) 支吊架的连接节点容易成为薄弱部位,连接部位滑移较多,通常先于主体杆件发生失效破坏,故应加强支吊架的节点设计,采用“强节点”的设计理念,优化杆件尺寸,充分发挥支吊架各个部件的力学

性能,进一步提升产品的技术经济性。

2) 支吊架的尺寸影响其抗震性能,在支吊架宽度尺寸相同的情况下,高度越大,其弹性刚度、极限承载力、屈服承载力、延性系数及各级循环的环线刚度越小,刚度退化系数越大。因此,支吊架的质量检验应规范产品尺寸的要求。

3) 抗震斜撑能显著提高门型支吊架的抗震性能,带斜撑支吊架破坏时极限承载力较大,水平位移较小,同尺寸带斜撑支吊架的弹性刚度、极限承载力、屈服承载力及各级循环的环线刚度均大于无斜撑支吊架,刚度退化系数和延性系数小于无斜撑支吊架。在对称循环荷载作用下,门型支吊架正负向力学性能不对称,带斜撑支吊架正负向力学性能差异大于无斜撑支吊架。

4) 支吊架的连接节点应力较大,带斜撑支吊架直角连接件处应力最大,槽钢底座处应力次之,抗震连接件处应力再次之,斜撑和槽钢中部应力最小。无斜撑支吊架则是槽钢底座处应力最大,直角连接件处次之,槽钢立柱中部应力最小,但也大于同尺寸带斜撑支吊架的槽钢立柱中部应力。

5) 无斜撑门型支吊架具备一定的抗震能力,在实际工程应用中,若考虑带斜撑支吊架的承重功能和无斜撑支吊架的抗震功能,将两种类型支吊架进行统筹设计,可充分发挥支吊架体系的承重和抗震能力,确保建筑机电工程的安全可靠与经济合理。

参 考 文 献

- [1] MIRANDA E, MOSQUEDA G, RETAMALES R, et al. Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile earthquake [J]. Earthquake Spectra, 2012, 28(S1): S453-S471.
- [2] MIZUTANI K, KIM H, KIKUCHIHARA M, et al. The damage of the building equipment under the 2011 Tohoku pacific earthquake[C]//9th International Conference on Urban Earthquake Engineering and 4th Asia Conference on Earthquake Engineering. Tokyo: Tokyo Institute of Technology, 2012.
- [3] DAVIES R D. Seismic evaluation, parameterization, and effect of light-frame steel studded gypsum partition walls [D]. New York: State University of New York, 2010.
- [4] 王亚勇. 概论汶川地震后我国建筑抗震设计标准的修订[J]. 土木工程学报, 2009, 42(5): 1-12.
WANG Yayong. An overview of recent revision of seismic design codes after the 512 Wenchuan earthquake [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(5): 1-12. (in Chinese)
- [5] GOODWIN E. Experimental evaluation of the seismic performance of hospital piping subassemblies [D].

Reno: University of Nevada, 2005.

- [6] TIAN Y, FILIATRAULT A, MOSQUEDA G. Seismic response of pressurized fire sprinkler piping systems I: experimental study[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2015, 19(4): 649-673.
- [7] SOROUSHIAN S, ZAGHI A E, MARAGAKIS E, et al. Seismic fragility study of fire sprinkler piping systems with grooved fit joints [J]. Journal of Structural Engineering, 2015, 141(6): 1-15.
- [8] YUNG A, FAN R, JUIN F, et al. Seismic performance evaluation of strengthened typical sprinkler piping systems in hospitals [J]. NCREE Research Programs and Accomplishments, 2019(2018): 81-84.
- [9] PRAVEEN K M, PAUL E S, ANTONIO C B, et al. Testing sprinkler pipe seismic brace components [J]. Earthquake Spectra, 2003, 19(1): 87-109.
- [10] 尚庆学, 李泽, 刘瑞康, 等. 管线系统抗震支架力学试验研究[J]. 工程力学, 2018, 35(A1): 120-125, 133.
SHANG Qingxue, LI Ze, LIU Ruikang, et al. Experimental study on properties of aseismic braces in pipe line systems [J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(A1): 120-125, 133. (in Chinese)
- [11] FM 1950 Approval standard for seismic sway braces for automatic sprinkler systems [S]. Massachusetts: FM Global Research, 2010.
- [12] 罗干, 丁幼亮, 朱浩樑. 抗震支吊架抗震连接构件的破坏试验与数值分析研究[J]. 工程建设与设计, 2020, 3: 40-44.
LUO Gan, DING Youliang, ZHU Haoliang. Tensile test and numerical analysis of structure connecting component of anti-seismic hangers [J]. Construction & Design for Project, 2020, 3: 40-44. (in Chinese)
- [13] GB/T 37267—2018 建筑抗震支吊架通用技术条件 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2018.
- [14] FEMA 461 Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components [S]. California: Federal Emergency Management Agency, 2007.



第一作者简介:孙彬,男,1978年6月生,博士、研究员。主要研究方向为混凝土结构性能退化机理、工程质量检测技术、结构性能评定方法及建筑结构试验方法。曾发表《基于区间分析的锈蚀钢筋混凝土结构使用寿命预测》(《建筑结构学报》2012年第33卷第6期)等论文。
E-mail: sunbinmail@163.com

通信作者简介:张雪芳,女,1994年4月生,硕士、助理工程师。主要研究方向为建筑材料检测、非结构构件抗震等。 E-mail: zxf2017@edu.tju.cn