

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2023.031



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



低屈强比高强钢箱形柱抗震性能试验研究

聂诗东^{1a,1b}, 叶曦雨^{1a}, 王辉^{1a,2}, 李静尧^{1a}, 陈振业³

(1. 重庆大学 a. 土木工程学院; b. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045; 2. 中国人民解放军陆军勤务学院 军事设施系, 重庆 401331; 3. 河钢集团钢研总院, 石家庄 050023)

摘要: 钢结构的材料高强度是发展趋势, 目前高强钢存在屈强比过高的问题, 限制了高强钢在建筑结构中的抗震设计应用。对低合金高强度结构钢进行材性改良, 研发出一种新型低屈强比 Q620E 高强钢。对此新型高强钢的抗震性能进行试验研究, 根据壁板宽厚比等级设计截面尺寸不同的箱形截面柱, 对轴压比为 0.2 和 0.35 的高强钢箱形柱进行低周往复加载试验。通过观察试件的破坏模式、提取滞回曲线和骨架曲线, 从承载力、延性、耗能性能与损伤发展等方面对钢柱的抗震性能进行分析, 并与 Q690D 普通高强钢柱抗震性能进行比较。试验结果表明, 低屈强比高强钢柱具有良好的滞回性能和塑性变形能力; 壁板宽厚比对构件承载力及延性影响显著; 壁板宽厚比越大则刚度下降越快、损伤发展不连续; 相较于 Q690D 普通高强钢, Q620E 新型钢在力学性能与构件抗震方面均体现出较大的优势, 可考虑在高强钢建筑结构中拓展应用。

关键词: 高强钢; 低屈强比; 箱形柱; 抗震性能; 低周往复加载试验

中图分类号: TU391 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2023)06-0029-09

Experimental analysis on seismic behavior of low yield ratio high strength steel box-section column

NIE Shidong^{1a,1b}, YE Xiyu^{1a}, WANG Hui^{1a,2}, LI Jingyao^{1a}, CHEN Zhenye³

(1a. School of Civil Engineering; 1b. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China; 2. Department of Military Installations, Army Logistics University of PLA, Chongqing 401331, P. R. China; 3. Iron and Steel Technology Research Institute, He Steel Group Co. Ltd., Shijiazhuang 050023, P. R. China)

Abstract: The high strength of steel structure is the main trend. At present, the high yield ratio is the problem of the high strength steel, which limits the application of high strength steel in the seismic design of structures. A new type of high strength steel with a low yield ratio Q620E has been developed in HBIS Group by improving the material properties of low alloy high strength structural steel. In order to study the seismic performance of it, box-section columns with different cross-sectional dimensions were designed according to classes width-to-thickness ratio of steel columns. Low-cycle reversal tests were performed on box-shaped columns of high strength steel with nominal axial compression ratios of 0.2 and 0.35. The seismic performance

收稿日期: 2022-11-19

基金项目: 国家自然科学基金(51578089); 河钢集团研发项目(H20200688)

作者简介: 聂诗东(1974-), 男, 博士, 副教授, 主要从事钢结构研究, E-mail: nieshidong@cqu.edu.cn。

Received: 2022-11-19

Foundation items: National Natural Science Foundation of China (No. 51578089); R & D Project of HBIS Group (No. H20200688)

Author brief: NIE Shidong (1974-), PhD, associate professor, main research interest: steel structure, E-mail: nieshidong@cqu.edu.cn.

of steel columns was investigated in terms of bearing capacity, ductility, energy dissipation performance and damage index by observing the damage modes, extracting hysteresis curves and skeleton curves of the specimens and comparing the seismic performance with that of Q690D ordinary high-strength steel columns. The test results show that the designed high-strength steel columns have good hysteresis performance and plastic deformation capacity; width-to-thickness ratio has a significant effect on the bearing capacity and ductility of the members; the larger width-to-thickness ratio is, the faster the stiffness dissipation capacity of the member decreases and discontinuous damage development occurs; compared with Q690D ordinary high-strength steel, Q620E steel shows greater advantages in mechanical properties and seismic design of the member, which can be considered for high-strength steel structures.

Keywords: high-strength steel; low yield ratio; box-section column; seismic performance; low-cycle reversal test

近年来,建筑结构对钢材性能的要求不断提高,高强度钢材(High Strength Steel, HSS, $f_y \geq 460$ MPa)的应用受到关注。采用高强度钢材可有效减轻结构自身重量、降低建筑材料消耗,促进节能环保、防震抗灾的经济型建筑结构体系建设^[1]。

学者们对高强钢焊接柱的抗震性能开展了系列研究。施刚等^[2-3]对 Q460 高强钢焊接柱开展抗震性能试验研究,分析了板件宽厚比、轴压比对试件的承载力、破坏模式和延性的影响,结果表明, Q460 高强钢构件具有很好的耗能能力和抗震性能。陈素文等^[4-5]对 Q690D 高强钢焊接 H 形和箱形截面柱进行了低周往复加载试验,结果表明,火焰矫正显著影响试件的力学性能和破坏位置,采用火焰矫正措施时,应严格控制在试件受力较大部位。Hai 等^[6-8]对 Q690 钢 H 形截面柱的滞回模型进行研究,考虑了循环退化对模型的影响,提出了局部屈曲和低周疲劳两种损伤主导模式的劣化规律和损伤指标,建立并校正了 Q690 钢柱循环劣化滞回模型。宁克洋等^[9-10]对比分析了奥氏体型不锈钢 S30408、双相型不锈钢 S22053 和低合金高强钢 Q460 焊接柱抗震性能的差异,针对不锈钢箱形截面柱提出不同抗震等级的延性定量判定标准。Wang 等^[11]对 Q460C 高强钢焊接柱进行抗震试验研究,基于试验提取的滞回曲线总结归纳出一种多折线模型,用于描述钢柱弯矩-曲率的关系。结合研究现状可以看出,高强钢柱的试验研究起步不久,且高强钢焊接柱抗震性能试验构件所用钢材的屈强比普遍大于 0.9,不满足规范的材性要求。《高强钢结构设计标准》(JGJ/T 483—2020)^[12](后简称《高钢标》)不建议利用其进行塑性设计,过高的屈强比也限制了其在建筑结构中的抗震设计应用。因此,高强度钢材的材性改良有其必要性,可为中国现有钢结构相关规范中对高强钢的设计要求提供补充参考。

针对高强度结构钢的屈强比普遍高于 0.9 的材

性问题,河钢集团研发出一种新型的低屈强比 Q620E 高强钢,其具有较低的屈强比(处于 0.85 左右)、良好的塑性变形能力及可加工性,因此,也称为高强度抗震钢(下文称新型钢)。为研究此类新型钢焊接构件的抗震性能,笔者对 3 根箱形钢柱进行轴压作用下的水平往复加载试验。通过观察试件的破坏模式、提取滞回曲线和骨架曲线,从承载力、延性、耗能性能与损伤发展等方面进行分析,并与 Q690D 普通高强钢柱抗震性能进行比较。

1 试验概况

1.1 构件材性

试验构件钢材取自河钢股份有限公司生产 8 mm 厚 Q620E 钢板,用料为新型钢。对该钢材与对应焊丝 HS80GJ 的力学性能进行试验研究,试验测得钢材弹性模量 E 、屈服强度 f_y 、抗拉强度 f_u 、屈强比 f_y/f_u 、极限应变 ϵ_u 、断后伸长率 δ 及断面收缩率 Z 数据汇于表 1; 钢材应力-应变曲线如图 1 所示。根据图表信息可以看出,新型钢屈强比低于 0.9,断后伸长率大于 16%,满足《高钢标》规范要求。HS80GJ 焊丝的化学成分如表 2 所示,试件制作加工采用埋弧焊,焊丝选用直径为 4 mm 的 HS80GJ 高强焊丝,焊缝质量等级为 I 级。采用 37.7 V 稳定电压与 587 A 电流进行两道焊接,焊接预热温度为 100 °C,层间温度为 150 °C,并且进行焊后热处理。

1.2 试件设计

《高钢标》规范中 $M-N$ 构件截面设计统一按照

表 1 Q620 板件与焊丝 HS80GJ 单调拉伸力学性能参数表
Table 1 Mechanical properties of Q620E HSS plates and welding stick-HS80GJ

材料	E/MPa	f_y/MPa	f_u/MPa	f_y/f_u	ϵ_u	$\delta/\%$	$Z/\%$
Q620E	210 286	655.1	761.9	0.86	0.075 3	22.5	65.9
HS80GJ		755.0	875.0			19.5	

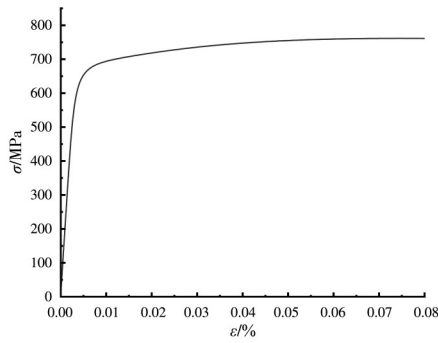


图 1 Q620E 钢材应力-应变曲线

Fig. 1 Stress-strain relationship of Q620E steel

表 2 焊丝化学成分表

Table 2 Chemical composition of welding wire %

C	Si	Mn	S	P	Ni	Cu
0.10	0.45	1.80	0.002	0.009	1.80	0.71

《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[13](后简称《钢标》)中截面等级 S4 级的板件宽厚比进行设计。根据板件弹性屈曲时的平衡微分方程可知,板件宽厚比对板件屈曲对应的临界应力起决定作用,试验构件设计沿用板件弹性屈曲推导的宽厚比限值公式,对钢材实际屈服强度修正后进行截面等级划分,得到箱形柱壁板宽厚比限值,如表 3 所示。

表 3 高强度钢箱形柱板件宽厚比限值

Table 3 Limits of width to thickness ratio for plates of HSS box-section columns

截面等级	壁板宽厚比限值
S1	18.0
S2	21.0
S3	24.0
S4	27.0
S5	

根据表 3 宽厚比限值设计箱形截面柱,信息如表 4 所示。表中 D 、 t 分别为箱形截面宽度、板件厚度,尺寸标示如图 2 所示。 L_0 为悬臂柱计算长度(水平荷载施加位置到钢柱支座顶部的距离), b_0/t 为箱形柱壁板宽厚比, n 为轴压比,即柱的轴压力与柱全截面面积和钢材实际屈服强度乘积的比值。

试验钢柱的理想边界条件为一端刚接、另一端

表 4 箱形截面柱试件主要参数

Table 4 Dimensions of box-section specimens

试件编号	L_0 /mm	D /mm	t /mm	b_0/t	n
B-1	1 060	210	8	24.3(S4)	0.20
B-2	1 060	180	8	20.5(S2)	0.20
B-3	1 060	180	8	20.5(S2)	0.35

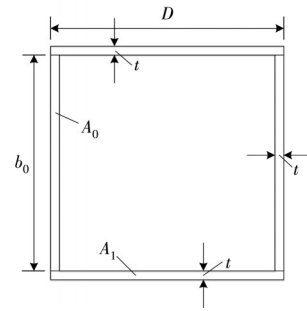


图 2 箱形柱截面尺寸

Fig. 2 Dimensions of box-shaped column sections

自由的悬臂柱状态,因此,柱底支座需要尽量满足固接要求。根据试件的受力情况对支座设计提出相应的承载要求:支座与反力框架采用 10.9 级 M24 高强度螺栓进行连接,螺栓数量满足构件抗拉及抗剪需求;支座底板厚度保证局部受拉最不利状态下不发生变形;靴梁及加劲板满足构件整体抗弯需求,保证试验过程中底座部分不发生转动变形。

1.3 加载装置

试验加载装置如图 3 所示。将试件简化为一端刚接、另一端自由的悬臂柱。水平荷载和轴向压力均由 200 t 拉压千斤顶提供,柱底设置全焊接支座,用以模拟刚性底座。柱顶采用销轴连接模拟自由端,通过几何对中的方式减小竖向加载对钢柱截面形心的偏心程度;水平荷载作用于拟定的反弯点位置。

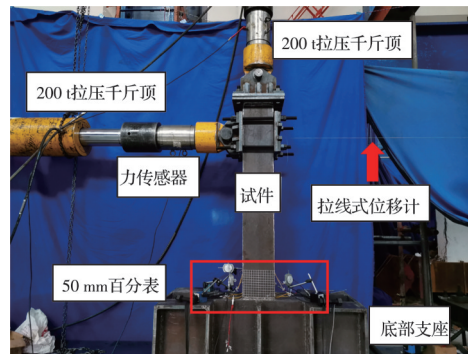


图 3 试验加载装置

Fig. 3 Test loading device

柱端水平荷载与轴向荷载通过 200 t 拉压千斤顶端部的力传感器进行记录,在整个试验过程中,由于水平方向拉压千斤顶的往复加载,提供柱顶轴压荷载的千斤顶出现转角 θ ,如图 4 所示。

对竖向千斤顶提供的荷载进行力的分解计算,受力分解如图 4 所示。假设反力框上部至钢柱支座上表面的距离为 H ,柱端水平往复位移为 d ,钢柱支座上表面至水平加载点的高度为 L_0 ,水平加载点至轴压千斤顶铰头受力点的高度为 h_0 ,竖向千斤顶偏

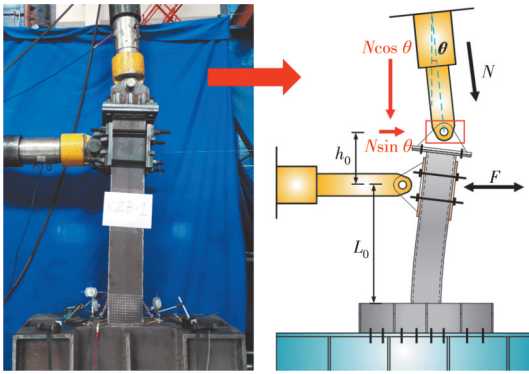


图 4 加载装置的受力分析

Fig. 4 Mechanical analysis of loading device

转角 θ 按式(1)计算。

$$\theta \approx \tan \theta = d / (H - L_0 - h_0) \quad (1)$$

竖向加载的力可通过水平与竖直方向的分力进行计算。根据加载装置偏转角度 θ , 将轴压千斤顶的轴压荷载 N 分解为水平方向的 $N \sin \theta$ 与竖直方向的 $N \cos \theta$, 作用于轴压千斤顶铰头部位。假设柱端水平荷载为 F , 则构件承受弯矩 M 按式(2)计算。

$$M = F \cdot L_0 + N \sin \theta \cdot (h_0 + L_0) + N \cos \theta \cdot d \quad (2)$$

1.4 加载制度与测点布置

构件受压采用荷载控制加载, 水平荷载采用位移控制加载。预加载阶段对钢柱施加轴向压力, 达到名义轴压比后持荷, 检查仪器数值能否正常显示并归零平衡。待预加载测试数据稳定后进行正式加载, 采用 200 t 拉压千斤顶施加水平荷载, 加载位移参考《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)^[14] 要求, 取构件边缘纤维进入屈服状态时的水平位移 d_y 作为位移增量, 分别以 $\pm d_y$ 、 $\pm 2d_y$ 、 $\pm 3d_y$ 、 $\pm 4d_y$ 逐级递增作为加载级别, 加载制度如图 5 所示。构件截面进入边缘屈服状态后, 每级位移循环至少 2 周, 当试件加载至水平力下降为最大承载力的 85% 以下时, 认为试件破坏。

试件位移计、应变片与百分表的布置如图 6 所

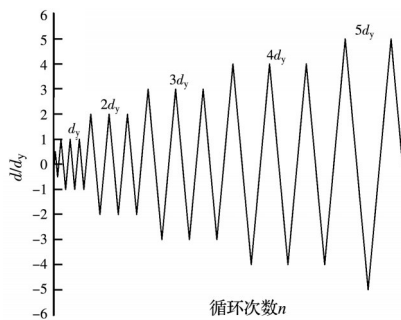


图 5 加载制度示意图

Fig. 5 Loading protocol

示, 包括 1 个拉线式位移计、12 个应变片和 4 个 50 mm 百分表。应变片布置于柱底 200 mm 截面高度范围内, 等距布置 2 层, 用于监测柱底截面应变值。拉线式位移计用于记录柱端在水平往复加载中的水平位移, 百分表 D1 用于估算柱底曲率, D2 与 D3 用于监测支座是否发生转动, D4 用于监测刚性底座是否发生水平滑移。

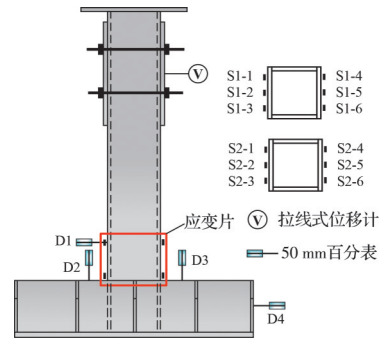


图 6 箱形柱测点布置

Fig. 6 Measurement setup for box-section column

2 试验现象与破坏形态

加载至柱端水平位移 $d=24$ mm 前, 试件 B-1 无明显板件屈曲现象; d 首次达到 36 mm 峰值点时, 在靠近钢柱底部的位置, 承压壁板出现微小的局部内凹, 开始出现局部屈曲现象, 如图 7(a) 所示; 加载至 $d=48$ mm 时, 柱四面的壁板均已出现鼓曲, 局部屈曲变形促使焊缝发生断裂, 裂口形态如图 7(d) 所示, 呈现微小的多折线式裂纹。加载过程中监测到的支座底板与反力框之间的微小位移可以忽略不计。试件加载现象汇于表 5, 最终破坏形态汇总如图 7 所示。

表 5 箱形柱试验破坏现象

Table 5 Test observations of box-section specimens

试验现象	B-1	B-2	B-3
柱底截面边缘纤维屈服	$2d_y$ 第 1 周	$2d_y$ 第 1 周	$2d_y$ 第 1 周
水平荷载达到最大值	$3d_y$ 第 1 周	$3d_y$ 第 1 周	$3d_y$ 第 1 周
板件柱底部位局部屈曲	$3d_y$ 第 1 周	$4d_y$ 第 1 周	$3d_y$ 第 2 周
承载力下降至最大值 85% 以下	$3d_y$ 第 3 周	$4d_y$ 第 2 周	$4d_y$ 第 2 周

试件的主要破坏形态为柱底部位出现鼓曲、壁板局部屈曲, 局部屈曲变形过大导致焊缝开裂, 符合预期试验破坏模式。通过对比试件 B-1 与 B-2 可以看出, 在保持相同的名义轴压比条件下, 宽厚比越大的构件在达到峰值承载力后越早进入板件局部屈曲状态; 对比相同截面尺寸的试件 B-2 与 B-3, 轴压大的 B-3 较早进入板件屈曲状态。

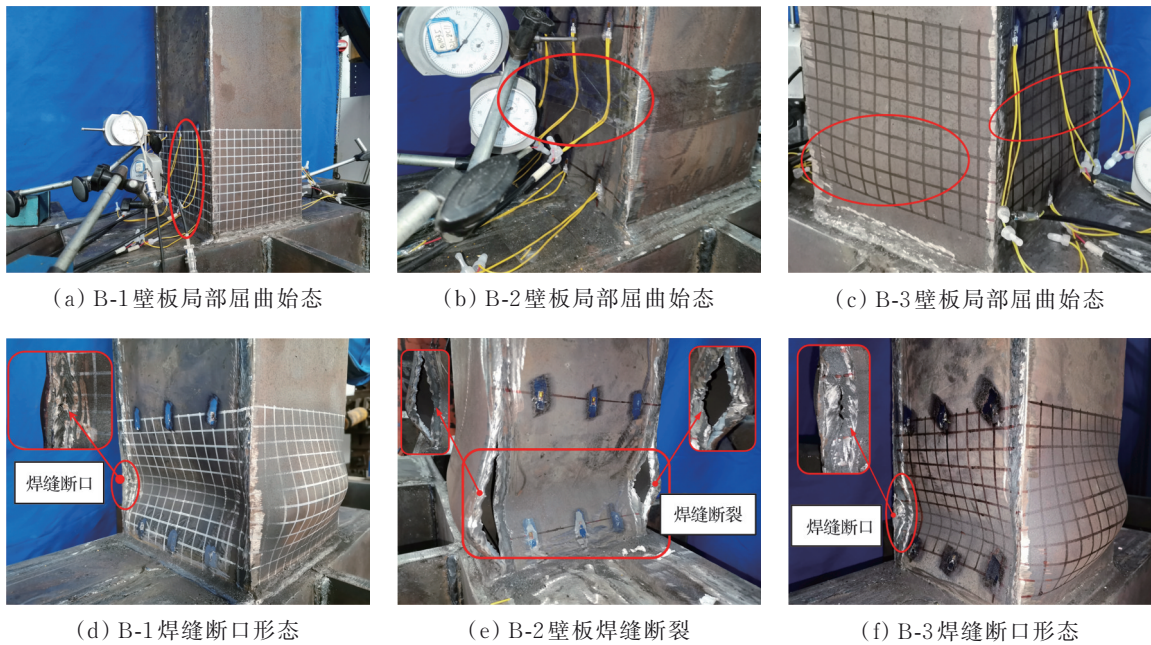


图 7 箱形柱失效形态

Fig. 7 Failure modes of box-section specimens

3 试验结果及其分析

3.1 滞回曲线与骨架曲线

根据式(2)计算柱底弯矩 M , 结合柱端水平位移 d 绘制滞回曲线, 通过 $M-d$ 滞回曲线提取骨架曲线特征点并进行曲线拟合, 如图 8 所示。

根据 $M-d$ 滞回曲线提取出构件在试验过程中

承受的最大弯矩值 M_u , 并根据构件板材的实际屈服强度计算屈服弯矩 M_y , 计算结果如表 6 所示。试验构件的最大层间位移角为骨架曲线中弯矩下降至最大弯矩的 85% 对应的位移角 θ_u 。试件 B-1、B-2 与 B-3 的最大层间位移角 θ_u 保持在 1/25 以上, 符合《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[15] 的弹塑性层间位移角限值大于 1/50 的要求。

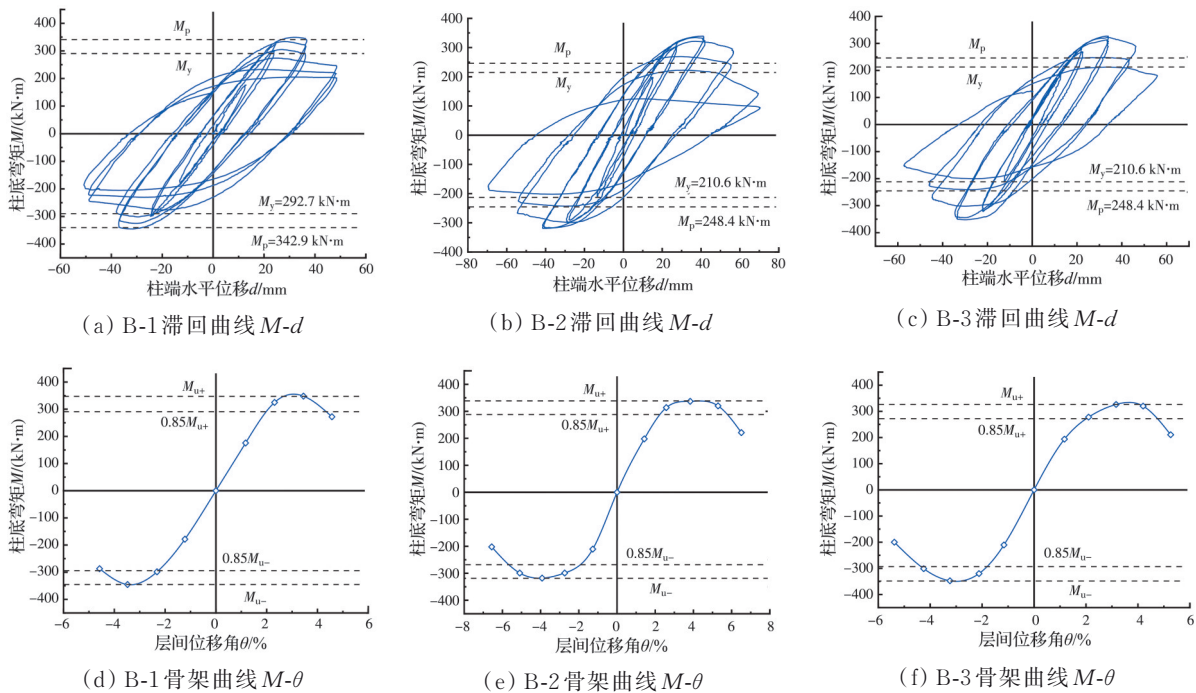


图 8 箱形截面柱试件 $M-d$ 滞回曲线与 $M-\theta$ 骨架曲线

Fig. 8 $M-d$ hysteretic loops and $M-\theta$ skeleton curves of box-section columns

表 6 滞回曲线计算结果

Table 6 Test results of hysteretic curve

试件编号	$M_y/(kN \cdot m)$	$M_u/(kN \cdot m)$	M_u/M_y	$\theta_u/\%$
B-1	292.7	349.2	1.19	4.18
B-2	210.6	339.1	1.61	5.51
B-3	210.6	352.2	1.67	4.61

3.2 应变-位移曲线

以试件 B-1 截面应变 ϵ 与柱端水平位移 d 滞回曲线为例进行说明,如图 9 所示。通过对比应变片 S1-1 与 S1-2 的应变滞回曲线可以看出,二者的应变走向趋势相同,S1-1 应变幅值大于 S2-1,符合二者的位置布置(S1 在下,S2 在上),当壁板进入屈曲变形阶段后,应变不再呈线性变化。对比应变片 S1-3 与 S1-4 的应变滞回曲线可以看出,两侧镜像位置处应变滞回曲线基本符合左右对称的图像特点,各位移加载级圈内的应变幅值基本相同,体现了钢柱的滞回加载特点。在水平往复加载过程中,钢柱壁板在受压与受拉条件下反复改变,使得材料的塑性变形累积,在加载后期,由于板件屈曲,受压侧应变逐渐向反向增加。

通过 B-1 应变滞回曲线的示例可以看出,应变数据能有效反馈试件失效过程,其变化规律也反映出该类新型钢无明显屈服平台,从线性变化转为非线性变化的过程未出现平稳过渡段,镜像布置应变

片的数据体现出钢柱滞回加载特点。

3.3 承载力与延性

根据各试件截面尺寸参数对钢柱的承载性能进行归一化分析,计算受弯情况下试件全截面达到屈服强度 f_y 的塑性弯矩 M_p ,定义构件承载力储备系数 S_u , S_u 为极限承载力 M_u 与截面塑性弯矩 M_p 的比值,表征在承载力归一化分析下的试件承载能力高低,计算结果如表 7 所示。提取构件 $M-d$ 滞回曲线的试验数值并进行归一化计算,获得 $M/M_y-\theta$ 骨架曲线,如图 10 所示。延性系数 $\mu = \theta_u/\theta_y$, θ_u 为试验中试件承载力下降至峰值承载力的 85% 以下时对应的层间位移角, θ_y 为截面边缘达到屈服强度时对应的层间位移角。

表 7 箱形柱试件承载力及延性

Table 7 Bearing and ductility coefficient of specimens

编号	$M_p/(kN \cdot m)$	$M_u/(kN \cdot m)$	S_u	μ	$\theta_u/\%$
B-1	342.9	349.2	1.02	3.84	4.18
B-2	248.4	339.1	1.37	4.89	5.51
B-3	248.4	352.2	1.42	4.83	4.61

箱形柱试件的极限承载力均大于截面的塑性弯矩 M_p ,有效利用了钢材的强度。壁板宽厚比等级为 S2 的试件 B-2 与 B-3 承载能力及延性系数高于壁板宽厚比等级为 S4 的试件 B-1,承载能力提升了

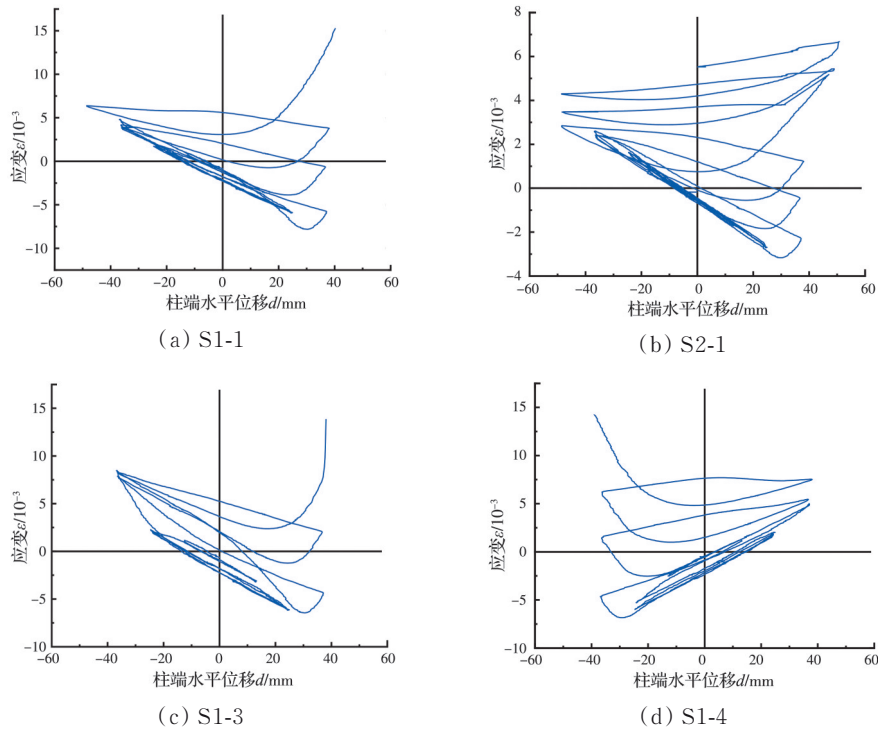


图 9 试件 B-1 截面应变 ϵ -柱端水平位移 d 滞回曲线

Fig. 9 Strain-column end horizontal displacement $\epsilon-d$ hysteresis curve of box-section column B-1

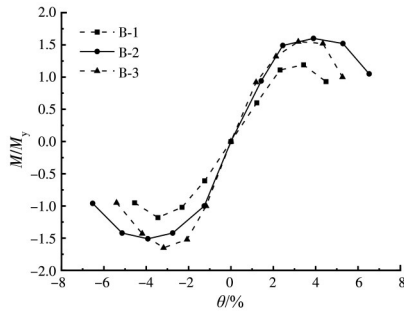


图 10 $M/M_y-\theta$ 骨架曲线

Fig. 10 $M/M_y-\theta$ skeleton curves of specimens

30% 以上,延性提升了 25%。说明宽厚比对试件承载能力与塑性变形能力的影响较明显,宽厚比越小,构件承载性能与延性越高;试件 B-2 与 B-3 的截面尺寸相同但轴压比不同,轴压比的小幅度提升对构件峰值承载力的影响不明显,但随着轴压比的增大,重力二阶效应的影响增加,最大层间位移角 θ_u 减小。

3.4 耗能性能

钢柱通过塑性变形将外界能量转化为塑性变形能,以此提升自身的耗能能力,在钢柱构件低周往复加载试验中,耗能能量体现为弯矩-曲率滞回曲线所围面积。采用正则化耗能指标 I_{ni} 描述构件在整体滞回过程中整体能量耗散效率,计算式见式(3),其中, M_{ni} 、 θ_{ni} 为第 n 加载级第 i 圈滞回曲线的弯矩及对应曲率, M_y 为构件截面屈服弯矩, θ_y 为屈服弯矩对应曲率。

$$I_{ni} = \int (M_{ni} \cdot \theta_{ni}) d\theta / (M_y \cdot \theta_y) \quad (3)$$

构件耗能指标计算结果如图 11 所示, D_{ni} 表示第 n 级第 i 圈的加载级圈。试件 B-2 的最大耗能能力比试件 B-1 高 35%,说明板件宽厚比对构件耗能性能影响较大。板件宽厚比越大,则越早进入局部屈曲状态,使得构件承载力下降、耗能性能降低。相较于试件 B-2,轴压比较大的试件 B-3 的最大耗能能力下降了 7%,说明轴压比对构件进入弹塑性工作状态后的耗能性能影响较小。在重力二阶作用的影响下,轴压产生的大变形使构件延性下降,从而导致耗能性能下降。

3.5 刚度退化与损伤模型

滞回试验中各加载级的刚度退化情况是评判钢柱抗震性能的重要指标。对于试验输出的滞回曲线,采用割线刚度 K_i 表征节点刚度,定义为原点到滞回环各加载级峰值点的割线斜率,计算如式(4)所示。

$$K_i^+ = M_i^+ / \theta_i^+; K_i^- = M_i^- / \theta_i^- \quad (4)$$

式中: θ_i 为第 i 个位移加载级圈峰值层间位移角; M_i 为峰值层间位移角对应的弯矩值。

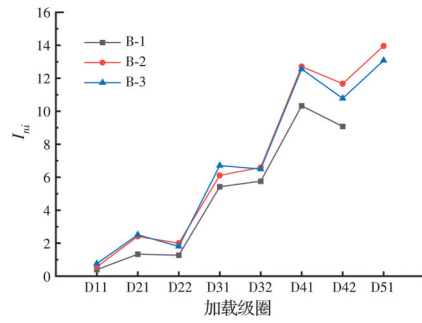


图 11 耗能指标

Fig. 11 Energy consumption index

刚度退化折线图如图 12 所示,实际加载过程中,钢柱存在包辛格效应,体现为正负加载下割线刚度退化规律的不对称。割线刚度选取各级加载圈的正负方向第一圈数据作为计算依据,正向加载点均为位移加载圈上一级至本级加载的过渡段,因此,相对于负向加载点的割线刚度,计算结果会略低。对比试件 B-1 与 B-2 可以看出,试件 B-1 刚度退化速率较试件 B-2 快 10% 左右,说明壁板宽厚比影响刚度退化速率,箱形柱壁板宽厚比越大,刚度退化越快。对比试件 B-2 与 B-3 可以看出,轴压大的构件进入弹塑性变形阶段后,在重力二阶效应影响下,刚度退化速率加快。

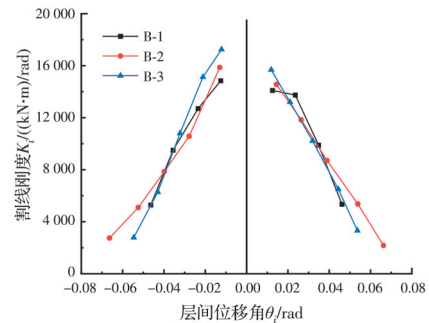


图 12 刚度退化折线

Fig. 12 Stiffness degradation line diagram

构件在往复荷载作用下的损伤评估主要通过损伤指数 D 来表征,损伤指数 D 在 0~1 之间递增,表示试件从无损到损伤不断累积直至破坏的全过程,表现了损伤的不可逆性及无方向性特征,其基本概念表达式为

$$S_i = S_0 \cdot (1 - D) \quad (5)$$

式中: S_i 为考虑损伤后任一时刻的试件状态(该状态可以由构件的承载力、延性、耗能能力等多种指标进行表达); S_0 为试件的初始状态;损伤指数 D 的计算参考 Hwang 等^[16]提出的两种公式。Hwang 等综合了试件在滞回过程中变形、能量和承载力的变化,通过不同的权重系数进行乘积组合,在各参数

取 1 的情况下,对损伤影响最为显著的因素为结构或构件的变形,其次为耗能变化,最后是承载力衰减,计算公式及相关参数表达如式(6)所示,各部分权重指数取值为 1。

$$D_H = \sum_{i=1}^n (\mu_{si} - 1)^\varphi \cdot \lambda_i^\gamma \cdot \alpha_i^\xi \quad (6)$$

式中: $\mu_{si} = S_i/S_y$, S_i 为结构第 i 加载级的位移, S_y 为结构屈服位移; $\alpha_i = E_i/(F_y \cdot S_y)$, 为第 i 加载级滞回耗能占比; E_i 为第 i 加载级的滞回耗能; $\lambda = P_{ui}/P_y$, P_{ui} 为第 i 加载级承载力峰值; P_y 为构件屈服承载力。

根据试验结果的滞回耗能、屈服位移、极限位移、承载力等力学参数,计算损伤指数 D 并以构件失效时 $D=1$ 进行校核修正。以 D 值为纵坐标,横坐标取当前位移加载级数 n 与总加载级 N 的比值,绘制各构件的损伤变化曲线,如图 13 所示。

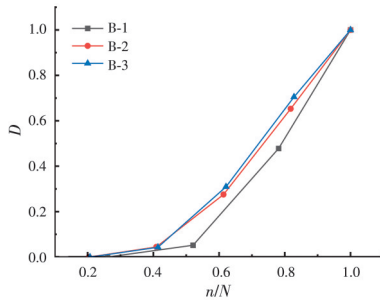


图 13 损伤指数 D
Fig. 13 Damage index- D

损伤模型曲线表现为下凹型,体现了其前期发展慢,后期增长快的特点。在考虑承载力的影响下,Hwang 等^[16]模型壁板宽厚比等级为 S2 的试件 B-2 与 B-3 损伤发展表现更为平滑连续,壁板宽厚比等级为 S4 的试件 B-3 在最后一个加载级内损伤发展接近 50%,展现了其非连续性的特性。由此可见,构件的截面等级会对其损伤发展的连续性产生影响,截面宽厚比越小的试件损伤发展越连续。

3.6 与其他高强度箱形柱比较

选取陈素文等^[4]的 Q690D 箱形柱的抗震性能试验结果进行对比,节选试件 B-L 的尺寸同试件 B-3,按塑性截面(S1、S2)设计且柱轴压比相同,两者的失效模式均为局部失稳,未出现整体失稳情况,因此,长细比的差异不纳入比对范围。二者的力学性能如表 8 所示,通过对比看出,相较于 Q690D 高强度钢, Q620E 新型钢屈服比低 7% 左右,极限应变提高了 27%,其材性整体优于 Q690D 高强度钢。构件尺寸信息如表 9 所示,根据二者材性与截面尺寸计算其塑性弯矩 M_p ,比较二者的承载力与延性,结果如表

表 8 高强度材性对比

Table 8 Comparison of HSS properties

钢材	E/MPa	f_y/MPa	f_u/MPa	f_y/f_u	ϵ_u
Q620E	210 286	655.1	761.9	0.86	0.075 3
Q690D	236 900	779.0	834.0	0.93	0.059 0

10 所示。试件的耗能能力对比如图 14 所示。

表 9 试件尺寸信息

Table 9 Dimension information of component

试件	D/mm	t/mm	L_0/mm	h_0/t	λ	n
B-3	180	8	1 060	20.5(S2)	30.3	0.35
B-L	250	16	2 505	13.6(S1)	52.3	0.35

表 10 构件试验结果对比

Table 10 Comparison of component test results

试件	$M_p/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_u/(\text{kN}\cdot\text{m})$	M_u/M_p	$\theta_y/(10^{-2}\text{rad})$	$\theta_u/(10^{-2}\text{rad})$	μ
B-3	248.4	352.2	1.42	0.81	4.76	5.87
B-L	1 026.6	892.9	0.87	1.53	4.34	2.84

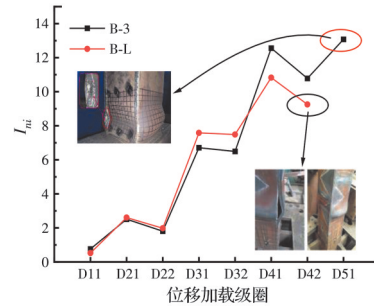


图 14 试件 B-3 与 B-L 耗能性能对比

Fig. 14 Energy dissipation performance of specimen

对比表 8、表 10 和图 14 可以看出,与试件 B-L 相比,试件 B-3 的耗能性能提升了 20% 左右,延性提升了近一倍,承载能力则提高了 50%。可以看出,相较于 Q690D 普通高强度钢, Q620E 新型钢在力学性能与构件抗震方面均体现出较大的优势。

4 结论

基于钢柱滞回试验结果,提取荷载-位移滞回曲线与骨架曲线,从承载力、延性、耗能、刚度退化与损伤模型方面对比分析试件的抗震性能,结论如下:

1) Q620E 新型钢满足《高钢标》设计使用的材性要求,其屈服比为 0.85 左右,比普通高强度钢的屈服比低 7% 左右,极限应变提升了 27%。

2) 新型钢焊接箱形柱滞回加载的失效模式主要为壁板屈曲导致的构件局部失稳;壁板宽厚比越小,构件滞回性能越好,承载能力、耗能性能与延性

越高,损伤发展具有连续性。

3)在加载过程中,低屈强比高强钢箱形柱的最大层间位移角保持在1/25以上,符合《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[15]的弹塑性层间位移角 θ_p 限值大于1/50的要求。

4)同为截面塑性设计的钢柱,与Q690D普通高强钢相比,Q620E新型钢承载力提升50%、延性提升1倍、耗能水平提升20%左右,表明钢材材性的改良可有效提升框架柱的抗震性能,可考虑在高强钢建筑结构中应用该类新型钢。

参考文献

- [1] 施刚,石永久,王元清.超高强度钢材钢结构的工程应用[J].建筑钢结构进展,2008,10(4):32-38.
SHI G, SHI Y J, WANG Y Q. Engineering application of ultra-high strength steel structures [J]. Progress in Steel Building Structures, 2008, 10(4): 32-38. (in Chinese)
- [2] 施刚,邓椿森,班慧勇,等.Q460高强度钢材工形压弯构件抗震性能的试验研究[J].土木工程学报,2012,45(10):53-61.
SHI G, DENG C S, BAN H Y, et al. Experimental study on the seismic behavior of Q460 high strength steel I-columns [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(10): 53-61. (in Chinese)
- [3] 施刚,邓椿森,班慧勇,等.高强度钢材箱形柱滞回性能试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(3):1-7.
SHI G, DENG C S, BAN H Y, et al. Experimental study on hysteretic behavior of high strength steel box-section columns [J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(3): 1-7. (in Chinese)
- [4] 陈素文,陆志立,李国强,等.Q690D高强钢焊接截面柱低周反复加载试验研究[J].建筑结构学报,2014,35(12):97-103.
CHEN S W, LU Z L, LI G Q, et al. Cyclic loading tests of Q690D high strength steel welded columns [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(12): 97-103. (in Chinese)
- [5] 陈素文,陆志立,陈星,等.Q690D高强钢箱形截面柱的滞回性能[J].同济大学学报(自然科学版),2015,43(8):1135-1143.
CHEN S W, LU Z L, CHEN X, et al. Hysteretic behavior of Q690D high strength steel box-section beam columns [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2015, 43(8): 1135-1143. (in Chinese)
- [6] HAI L T, LI G Q, WANG Y B, et al. Experimental investigation on cyclic behavior of Q690D high strength steel H-section beam-columns about strong axis [J]. Engineering Structures, 2019, 189: 157-173.
- [7] HAI L T, LI G Q, WANG Y B, et al. Hysteretic model of Q690 high-strength steel beam-columns considering cyclic deterioration [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 172: 106158.
- [8] HAI L T, WANG Y B, LI G Q, et al. Numerical investigation on cyclic behavior of Q690 high strength steel beam-columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 167: 105814.
- [9] 宁克洋,杨璐,班慧勇,等.不锈钢焊接H形截面柱滞回性能试验研究[J].建筑结构学报,2020,41(6):215-222.
NING K Y, YANG L, BAN H Y. Research on seismic behavior of stainless steel box-section column [J]. Journal of Building Structures, 2020, 53(4): 23-30, 49. (in Chinese)
- [10] 宁克洋,杨璐,班慧勇.不锈钢箱形截面柱抗震性能研究[J].土木工程学报,2020,53(4):23-30,49.
NING K Y, YANG L, BAN H Y. Research on seismic behavior of stainless steel box-section column [J]. China Civil Engineering Journal, 2020, 53(4): 23-30, 49. (in Chinese)
- [11] WANG Y B, LI G Q, CUI W, et al. Seismic behavior of high strength steel welded beam-column members [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 102: 245-255.
- [12] 高强钢结构设计标准:JGJ/T 483—2020[S].北京:中国建筑工业出版社,2020.
Standard for design of high strength steel structure: JGJ/T 483—2020 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2020. (in Chinese)
- [13] 钢结构设计标准:GB 50017—2017[S].北京:中国建筑工业出版社,2017.
Code for design of steel structure: GB 50017—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)
- [14] 建筑抗震试验规程:JGJ/T 101—2015[S].北京:中国建筑工业出版社,2015.
Specification for seismic test of buildings: JGJ/T 101—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015. (in Chinese)
- [15] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [16] HWANG T H, SCRIBNER C F. R/C member cyclic response during various loadings [J]. Journal of Structural Engineering, 1984, 110(3): 477-489.