

doi: 10.11835/j.issn.1000.582X.2023.10.001

冷弯加劲高强方钢管柱受力性能及经济性分析

庞士云¹, 王卫永¹, 谭兴奎², 黄丹¹, 王子琦¹

(1. 重庆大学土木工程学院 重庆 400045; 2. 重庆莱特钢结构有限公司, 重庆 400707)

摘要: 工程中常采用在截面上布置加劲肋的方法来增强构件的稳定性能。为研究冷弯加劲对高强钢管柱受力性能的影响, 评估加劲高强钢管柱的经济性。采用有限元 ABAQUS 软件, 建立了冷弯加劲钢管柱轴心受压分析模型。通过考察加劲形状、加劲个数、加劲间距及加劲大小对 Q355 钢管柱受力性能的影响, 确定最优截面形式, 进而分析在极限承载力相当时, 高强 Q690 冷弯加劲钢管柱比普通 Q355 钢管柱用钢量的节约程度。结果表明, 设置冷弯加劲可以明显地提升钢管柱轴心受压承载力, 冷弯加劲对钢管柱承载力的提高作用随着加劲个数的增加基本保持不变。采用单个半圆弧加劲时, 对构件承载力的增强作用便可达到良好的效果。冷弯加劲之间的距离对构件的稳定承载能力基本没有影响。加劲圆弧半径建议取板件厚度的 2 倍。承载力相当时, 冷弯加劲 Q690 钢管柱的用钢量比 Q355 钢管柱节省 35% 左右。

关键词: 冷弯加劲; 柱; 受力性能; 参数分析; 高强钢; 用钢量

中图分类号: TU392

文献标志码: A

文章编号: 1000-582X(2023)10-001-14

Load bearing capacity and economic analysis of high-strength steel square columns with cold-formed stiffeners

PANG Shiyun¹, WANG Weiyong¹, TAN Xingkuai², HUANG Dan¹, WANG Ziqi¹

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China; 2. Chongqing Bente Steel Structure Co., Ltd., Chongqing 400707, P. R. China)

Abstract: In practical application, arranging stiffeners on a section is a common method used to enhance the stability of structural members. This study focuses on investigating the effects of cold-formed stiffeners on the mechanical properties of high-strength steel tubular columns and evaluating the cost effectiveness of these stiffened columns. An axial compression analysis model for cold-formed stiffened steel tubular columns was established by using finite element ABAQUS software. The study explored the optimal stiffening configuration by investigating the influence of stiffening shape, the number of stiffeners, stiffening spacing and stiffening size on the mechanical performance of Q355 steel pipe columns. Furthermore, the reduction in steel consumption for high-strength Q690 cold-formed stiffened steel pipe columns was analyzed when their ultimate bearing capacity was equivalent to that of ordinary Q355 steel pipe columns. The results show that the addition of cold-formed stiffeners significantly improves the axial compression bearing capacity of steel pipe columns. Interestingly, the improvement in bearing capacity remains consistent even as the number of stiffeners increases. Notably, using a

收稿日期: 2023-04-05

基金项目: 重庆市自然科学基金(cstc2021jcyj-jqX0021)。

Supported by Chongqing Municipal Natural Science Foundation (cstc2021jcyj-jqX0021).

作者简介: 庞士云(1994—)女, 博士研究生, 主要从事钢结构抗火性能研究, (E-mail) shiyun0820@163.com。

通信作者: 王卫永(1982—)男, 博士, 教授, (E-mail) wywang@cqu.edu.cn。

single semicircular arc stiffener yields favorable results in enhancing member bearing capacity. The spacing between cold-formed stiffeners has minimal effects on the overall stability of the members. It is recommended that the radius of the stiffener arc twice the thickness of plate. When achieving equal bearing capacity, the steel consumption for cold-formed stiffened Q690 steel pipe column is about 35% lower than that of Q355 steel pipe columns.

Keywords: cold-formed stiffener; column; bearing capacity; parameter analysis; high strength steel; steel consumption

近年来,中国钢材产能充足,国家提出“以创新促发展”的国家战略,大力推广装配式建筑,钢结构行业也迎来新的发展契机。随着钢结构的不断发展和生产工艺的成熟,钢构件可以非常方便地制成多种类型的截面形式。此外,现代结构工程对大尺寸构件及结构材料高强化的要求日益显著。对大尺寸截面设置冷弯加劲可以有效提高构件的局部稳定性能^[1]。高强钢构件替代普通钢构件可节约钢材用量从而带来可观的经济和社会效益,因此在建筑中得到广泛应用^[2]。

目前,工程中常采用对截面设置加劲肋的方法来提高构件承载力。文献[3-4]中的研究表明,与未设置加劲肋的构件相比,设置球头加劲肋的构件整体稳定承载力可提高15%~25%,其局部稳定承载力可以提高10%~20%。李元齐等^[5]针对中间板件加劲构件提出了与中国规范有效面积计算方法相一致的中间加劲板件有效面积计算方法——等效板件法,并通过试验结果进行比较,验证了该方法的合理性和适用性。常福清等^[6-8]用能量法证明了波纹腹板H型钢柱比传统的H型钢平腹板柱具有更高的承载力。张哲等^[9]总结波纹腹板H型钢在受剪、受弯、腹板边缘局部受扭和受压状态下的相关研究,结果表明该型钢具有较高的承载力及良好的经济优势。Young等^[10]通过试验研究,发现斜卷边加劲的高强槽形截面压杆在发生畸变屈曲时与局部屈曲和整体屈曲存在相关作用。Yan等^[11]、李元齐等^[12]、Manikandan等^[13-14]、Chen等^[15]和黄丽华等^[16]对翼缘或腹板加劲的槽钢柱进行了系统的试验研究,分析了加劲槽钢柱的破坏模式。

现代结构工程中高强钢已得到应用^[17-18],但国内外对高强度钢材构件的研究较为有限。王彦博等^[19]、薛加焯^[20]、Shi等^[21-22]、班慧勇等^[23]和徐克龙等^[24]通过试验方法分别对Q460、Q550和Q960高强钢受压柱力学性能进行了研究。王卫永等^[25]和Xing等^[26]对不同系列高强结构钢的高温力学性能进行了研究。对冷弯加劲钢管柱受力性能和冷弯加劲高强钢管柱经济性的研究较少。为此,采用有限元软件ABAQUS,对冷弯加劲的钢管柱的受力性能进行有限元分析,明确加劲形式和大小、加劲个数和加劲间距对构件承载力的影响程度,进而确定较优的冷弯加劲形式。最后,与普通Q355钢管柱对比,评估冷弯半圆形加劲Q690高强钢管柱的经济性。

1 冷弯加劲钢管柱受力性能数值分析

1.1 模型概况

方钢管柱截面和冷弯加劲钢管柱截面形式,如图1所示。钢材应力-应变关系采用理想弹塑性模型,钢材强度按照现行《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[27]取标准值,钢材的密度取 $7\ 800\text{ kg/m}^3$,泊松比取0.3,弹性模量取 $2.08\times 10^5\text{ MPa}$ 。对不同类型钢材的钢材强度均取标准值。

方钢管轴压构件采用Q355钢材,构件有限元模型尺寸如表1所示。模型编号中“S”表示方钢管,“L”表示构件长度。有限元模型单元类型采用考虑大变形的线性缩减薄壳单元(S4R)。在模型端部截面形心处建立参考点,将构件两端截面关联到截面形心位置,如图2(a)所示。模型采用位移加载方式,对于铰接轴压构件,约束构件加载端参考点1的 x 和 y 两个方向的平动自由度,构件底部约束参考点2的 x 、 y 和 z 三个方向的平动自由度以及 z 方向的转动自由度,如图2(b)所示。

参照冷弯薄壁构件中对构件截面采用加劲的方式,对方钢管构件采取一定的加劲措施,并详细地分析了加劲形式对构件的影响。冷弯加劲钢管柱模型与方钢管柱模型条件相同,在进行参数化分析时,构件同样采

用 Q355 钢材,且保持冷弯加劲钢管轴压构件用钢量与对应的方钢管用钢量相同。冷弯加劲钢管柱截面变量取值范围见表 2,加劲形式以半圆加劲为例,如图 1(b)所示。

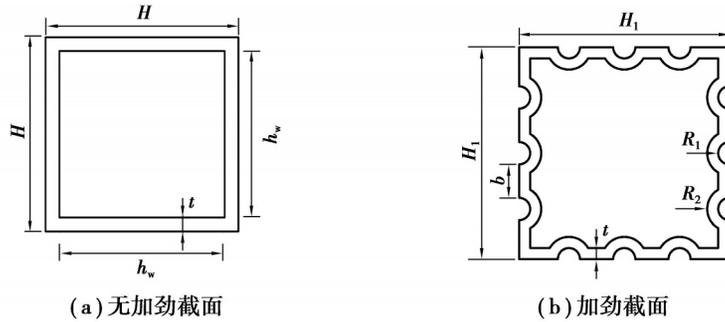


图 1 有无冷弯加劲的钢管柱截面

Fig. 1 Square hollow without and with cold-formed stiffener

表 1 方管截面有限元模型几何尺寸

Table 1 Geometrical dimensions of square hollow columns in FE models

模型编号	H/mm	t/mm	L/mm
S1L1	330	10	1 000
S1L2	330	10	2 000
S1L3	330	10	3 500
S2L1	400	14	1 000
S2L2	400	14	2 000
S2L3	400	14	3 500
S3L3	600	20	3 500
S4L3	800	25	3 500

注:H为方管截面边长;t为板件厚度;L为柱长度。

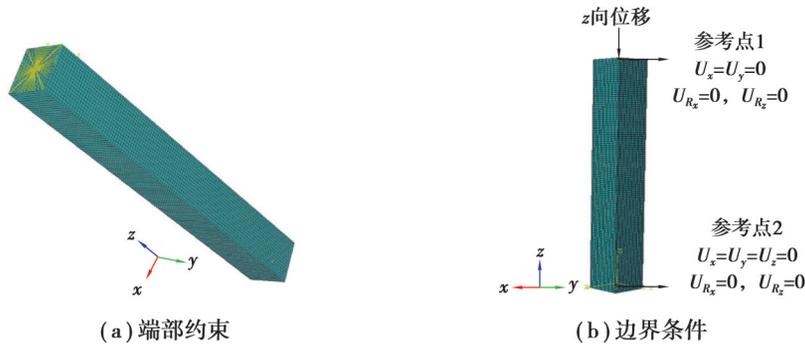


图 2 有限元模型

Fig. 2 Finite element model

表 2 冷弯加劲钢管柱截面变量取值范围

Table 2 The value of the section variable of tubular column with cold-formed stiffener

截面变量	取值范围
N	1 ~ 3
b/mm	t ~ 13t
R ₁ /mm	t ~ 3t

注:t为板件厚度;N为加劲个数;b为加劲间距(b > t),加劲间距按照板件厚度t的倍数取值;R₁为加劲内半径(R₂=R₁+t为加劲外半径)。

1.2 初始缺陷

初始缺陷一般包括初始几何缺陷和残余应力。通过非线性屈曲分析时引入特征值屈曲分析一阶模态乘以比例因子的方式引入初始几何缺陷。对于局部屈曲几何缺陷取为 $H/100$ ($H_1/100$), 整体屈曲取为 $L/1\ 000$ ^[27]。在有限元分析模型中, 以初始应力的形式输入残余应力到分析模型中。有限元模型采用文献[28]中提出的残余应力分布模型。

1.3 模型验证

按照上述方法建立有限元模型, 采用文献[20]中的焊接箱型截面轴压构件试验结果验证文中方钢管柱有限元模型的准确性。有限元模型的构件尺寸和材料力学性能都与文献中的数据保持一致, 对比结果见表3。以表3中模型编号“460B50-150×12”为例, 该编号中“460B”表示钢材类型为Q460的箱型截面构件, “50”表示构件设计长细比为50, “150×12”表示构件名义尺寸“ $H\times t$ ”, 变量含义如图1(a)所示。由表3可知, 数值模拟结果与试验结果相比, 最大误差仅为6.4%。

图3展示了文献[20]中550B30-150×12构件的构件荷载-竖向位移曲线和破坏模式与有限元分析得到的构件相关荷载-位移曲线和破坏形态的对比结果。从图3可以看出, 模拟结果与试验结果基本相同, 构件跨中位置产生了较大的塑性变形。因此, 可以认为该有限元模拟不仅准确地预测出550B30-150×12构件的荷载-竖向位移曲线, 同时模拟结果与550B30-150×12构件的破坏模式基本一致, 验证了有限元模型的可靠性。

表3 有限元与试验极限荷载对比

Table 3 Comparison of the ultimate load between the test results and FEA

模型编号	H/mm	B/mm	t_f/mm	t_w/mm	L_e/mm	P_u/kN	P_{FEA}/kN	误差/%
460B50-150×12	152.37	155.10	12.46	12.38	3 118	2 509	2 573	2.5
460B70-100×12	104.43	104.75	12.35	12.43	2 828	1 245	1 330	6.4
550B30-100×12	100.12	100.92	12.60	12.63	1 378	2 057	2 152	4.4
550B30-150×12	156.49	152.59	12.82	12.77	1 987	4 117	4 138	1.0
550B50-100×12	102.45	102.20	12.60	12.63	2 103	1 900	1 961	3.1
550B70-100×12	102.17	102.30	12.60	12.63	2 828	1 177	1 210	2.7

注: H 和 B 为方钢管柱边长; t_f 和 t_w 为板件厚度; L_e 为有效构件长度; P_u 为构件试验极限荷载; P_{FEA} 为构件有限元极限荷载。

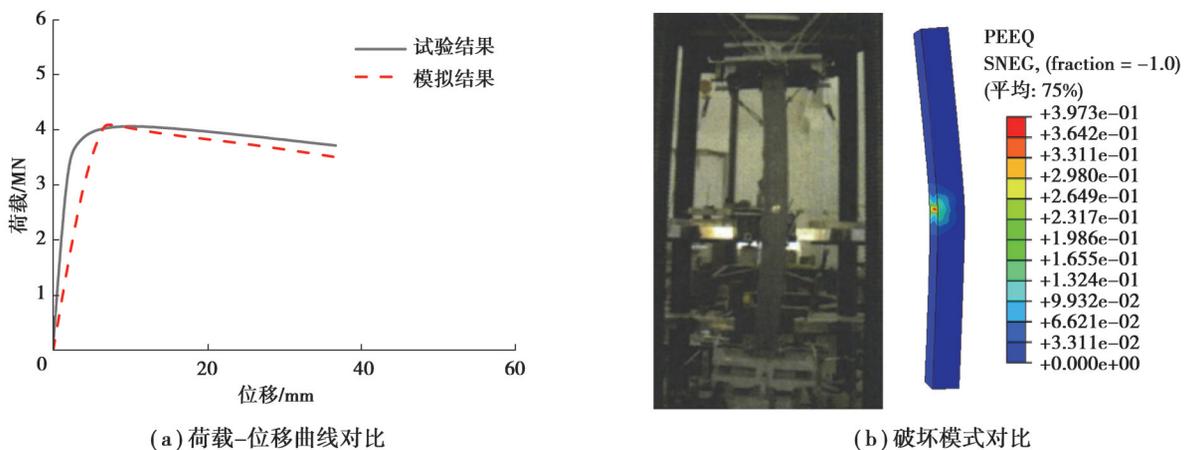


图3 有限元分析结果和试验结果的对比

Fig. 3 Comparison of the test results and FEA

2 参数分析结果及截面优化

采用有限元建模, 对比未加劲及多种加劲形式钢管柱的极限承载力, 选取较优的加劲形式。分析了加劲个数、加劲间距、加劲大小对钢管柱承载力的影响, 并提出了较优截面。

2.1 加劲形式的确定

为了分析不同加劲形式以及加劲方向对构件稳定承载能力的影响。在保持用钢量不变的情况下,对加劲个数 N 为 1 的 S2L3 构件进行对比,加劲形式如图 4 所示。对 4 种朝内加劲构件有限元分析结果进行对比,结果如图 5(a) 所示。从图 5 中可以看出矩形和圆弧加劲形式对钢管柱稳定承载能力的增强作用明显优于椭圆和角形加劲形式。

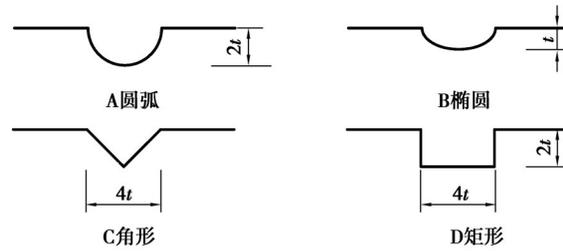


图 4 加劲形式

Fig. 4 The form of stiffener

由于加劲的朝向对截面惯性矩有一定的影响,因此增加了对加劲朝向的分析。图 5(b) 显示了 4 种不同加劲形式以及不同朝向情况下构件的稳定承载能力对比结果,可以看出朝外的 4 种加劲形式对构件稳定承载能力的影响与朝内的相同,且在加劲个数有限的情况下,加劲朝向对构件稳定承载能力的影响有限。考虑到后期构件加工以及施工问题建议使用朝内的圆弧加劲形式。

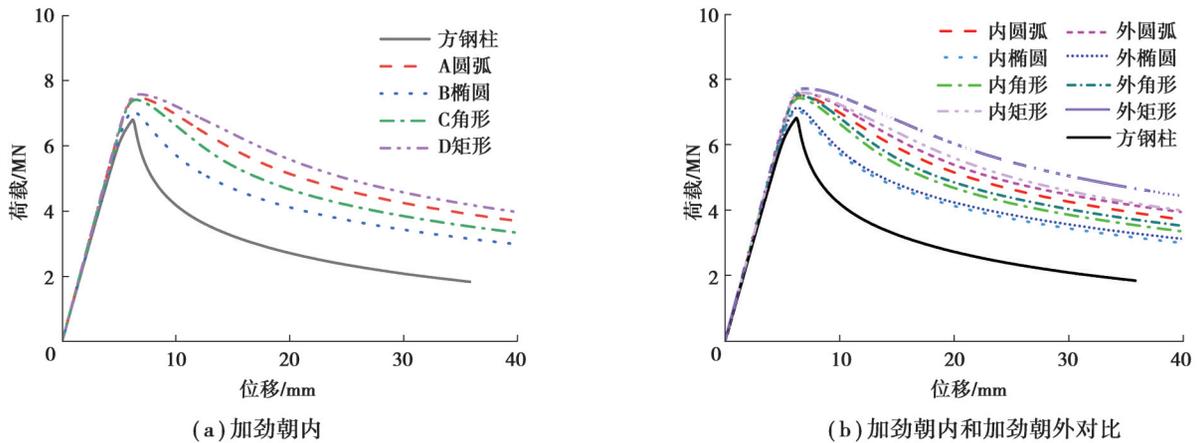


图 5 不同加劲形式构件荷载位移曲线

Fig. 5 Load-axial displacement curves of members with different stiffener forms

2.2 加劲个数

表 4 中列举了波纹半径 $R_1=2t$, 波纹间距为 $b=2t, L=3\ 500\text{ mm}$ 的轴压构件有限元分析结果,模型编号中“ N ”表示加劲个数,“ b ”表示加劲间距。从表 4 中数据可以看出,当对构件进行加劲时,可以有效提高构件的稳定承载能力,与未加劲构件相比加劲构件极限承载力最大可提高 18%。对方钢管构件截面采用加劲措施有效地提高了板件的局部稳定性能,因此构件承载力得以提升。

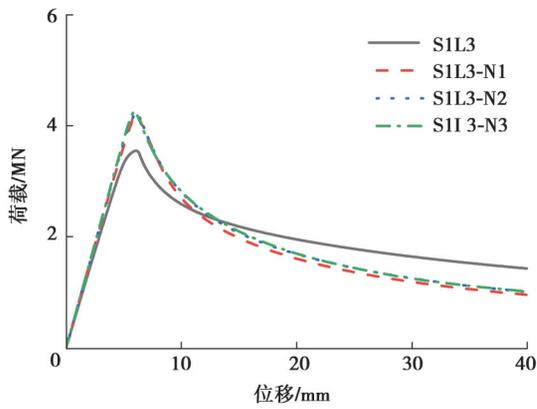
图 6 为 S1L3 系列构件加劲后极限承载力对比结果。图 7 为 S1 ~ S4 系列构件部分结果。结合图表可以看出,加劲对构件极限承载力的提高作用随着加劲个数的增加基本保持不变。主要原因在于,当板件宽厚比满足规范限值时,方钢管构件局部稳定问题对构件影响有限。因此,随着板件加劲个数的增加,构件极限承载力并没有进一步地提高。说明对方钢管构件的板件采用单个冷弯半圆弧加劲便可达到良好的效果。

表4 不同加劲个数的有限元分析结果

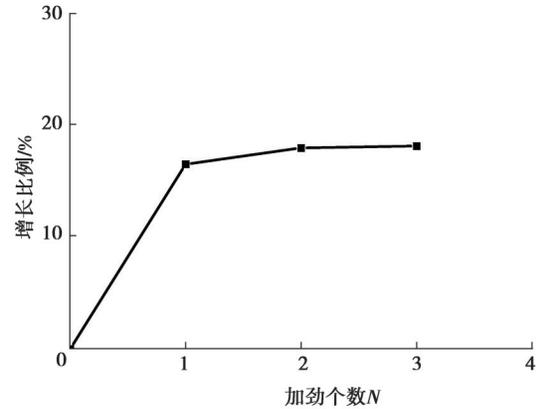
Table 4 Finite analyses results of different numbers of stiffeners

模型编号	N	P_{FEA}/kN	$\frac{P_{N=i} - P_{N=0}}{P_{N=0}} / \%$	模型编号	N	P_{FEA}/kN	$\frac{P_{N=i} - P_{N=0}}{P_{N=0}} / \%$
S1L3	0	3 588		S3L3-b2	0	14 615	
S1L3-N1	1	4 185	17	S3L3-N1	1	16 193	11
S1L3-N2-b2	2	4 238	18	S3L3-N2-b2	2	16 439	12
S1L3-N3-b2	3	4 244	18	S3L3-N3-b2	3	16 683	14
S2L3	0	6 804		S4L3	0	23 886	
S2L3-N1	1	7 502	10	S4L3-N1	1	26 884	13
S2L3-N2-b2	2	7 571	11	S4L3-N2-b2	2	27 364	15
S2L3-N3-b2	3	7 529	11	S4L3-N3-b2	3	27 669	16

注：“S1L3-N2-b2”表示“S1L3”构件在保证用钢量不变的情况下，增加2个加劲，加劲间距 $b=2t$ 。



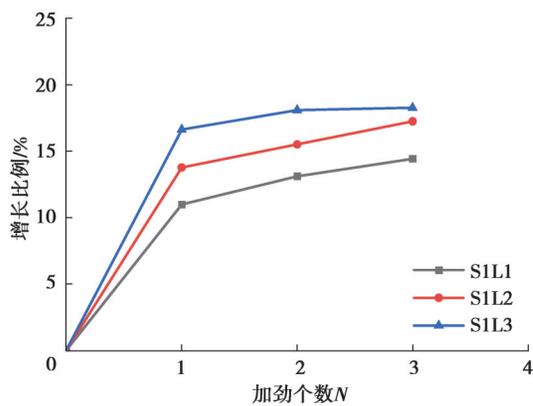
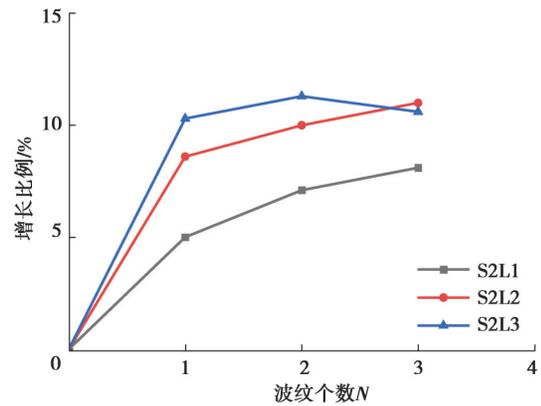
(a) 荷载-位移曲线



(b) S1L3构件极限荷载增长比例

图6 构件加劲后极限承载力对比

Fig. 6 Comparison of ultimate load-bearing capacities of specimens with a stiffener or not

(a) S1系列, $b=2t$ (b) S2系列, $b=2t$

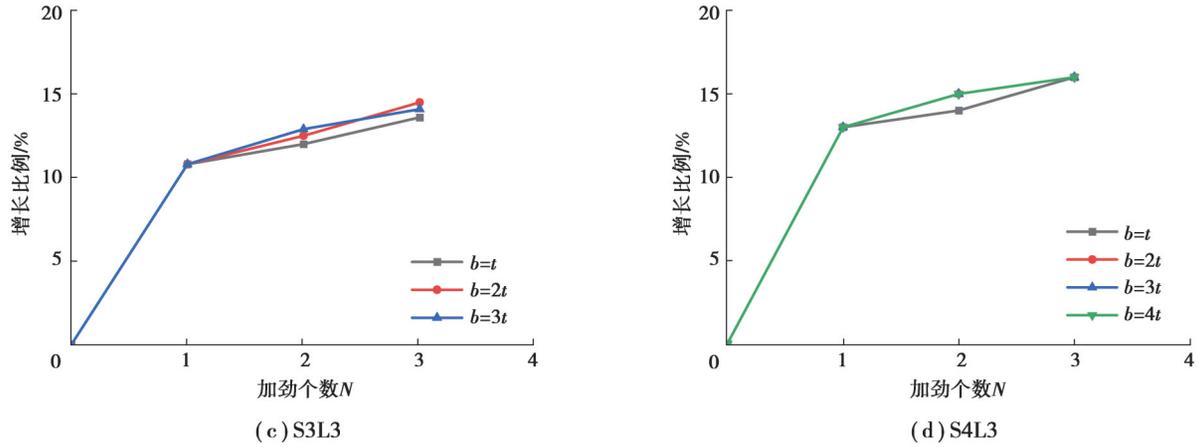


图 7 加劲增长比例

Fig. 7 The increasing proportion of stiffener

2.3 加劲间距

表 5 列举了 S1L3 ~ S4L3 构件有限元分析结果。从表 5 中数据可知,以加劲间距 $b=t$ 构件极限承载力为基准,随着加劲间距的增大,S1L3 ~ S4L3 系列构件的极限承载力基本保持不变,且加劲间距 $b>t$ 的构件与对应加劲间距 $b=t$ 的构件相比差值均控制在 4% 以内(变化最大幅度仅为 3.6%)。图 8 为 S2L3($N=2$) 系列构件有限元分析结果。由图 8 可知,S2L3($N=2$) 系列构件荷载位移曲线大致相同。结合表 5 与图 8 可知,加劲间距对构件极限承载力几乎无影响。已知随着板件加劲个数的增加并不能进一步提高构件的承载能力,说明多个加劲对板件的约束作用与单个加劲板件相当。当板件宽厚比满足规范限值时,不同的加劲间距将板件分割成多个部分,但并不能改变加劲对板件的约束作用。因此,加劲间距对构件的承载能力基本没有影响。

表 5 有限元分析结果

Table 5 Finite analyses results

模型编号	N	b/mm	P_{FEA}/kN	$\epsilon/\%$	模型编号	N	b/mm	P_{FEA}/kN	$\epsilon/\%$
S1L3-N2-b1	2	t	4 200		S3L3-N2-b1	2	t	16 375	
S1L3-N2-b2	2	$2t$	4 238	0.9	S3L3-N2-b2	2	$2t$	16 439	0.4
S1L3-N2-b3	2	$3t$	4 252	1.2	S3L3-N2-b3	2	$3t$	16 505	0.8
S1L3-N2-b4	2	$4t$	4 266	1.6	S3L3-N2-b4	2	$4t$	16 513	0.8
S1L3-N2-b5	2	$5t$	4 244	1.0	S3L3-N2-b5	2	$5t$	16 553	1.1
S1L3-N2-b6	2	$6t$	4 330	3.0	S3L3-N2-b6	2	$6t$	16 550	1.1
S1L3-N3-b1	3	t	4 244		S3L3-N2-b7	2	$7t$	16 630	1.6
S1L3-N3-b2	3	$2t$	4 270	0.6	S3L3-N2-b8	2	$8t$	16 619	1.5
S1L3-N3-b3	3	$3t$	4 281	0.9	S3L3-N2-b9	2	$9t$	16 608	1.4
S2L3-N2-b1	2	t	7 529		S3L3-N2-b10	2	$10t$	16 599	1.4
S2L3-N2-b2	2	$2t$	7 571	0.6	S3L3-N2-b11	2	$11t$	16 579	1.2
S2L3-N2-b3	2	$3t$	7 603	1.0	S3L3-N2-b12	2	$12t$	16 604	1.4
S2L3-N2-b4	2	$4t$	7 642	1.5	S3L3-N2-b13	2	$13t$	16 596	1.3
S2L3-N2-b5	2	$5t$	7 666	1.8	S3L3-N3-b1	3	t	16 602	
S2L3-N2-b6	2	$6t$	7 688	2.1	S3L3-N3-b2	3	$2t$	16 683	0.5
S2L3-N2-b7	2	$7t$	7 698	2.2	S3L3-N3-b3	3	$3t$	16 676	0.4
S2L3-N2-b8	2	$8t$	7 800	3.6	S4L3-N2-b	2	t	27 297	

续表5

模型编号	N	b/mm	P_{FEA}/kN	$\varepsilon/\%$	模型编号	N	b/mm	P_{FEA}/kN	$\varepsilon/\%$
S2L3-N2-b9	2	$9t$	7 699	2.3	S4L3-N2-b	2	$2t$	27 364	0.2
S2L3-N2-b10	2	$10t$	7 694	2.2	S4L3-N2-b	2	$3t$	27 414	0.4
S2L3-N2-b11	2	$11t$	7 559	0.4	S4L3-N2-b	2	$4t$	27 451	0.6
S2L3-N2-b12	2	$12t$	7 545	0.2	S4L3-N3-b	3	t	27 591	
S2L3-N3-b1	3	t	7 501		S4L3-N3-b	3	$2t$	27 669	0.3
S2L3-N3-b2	3	$2t$	7 529	0.4	S4L3-N3-b	3	$3t$	27 757	0.6
S2L3-N3-b3	3	$3t$	7 531	0.4	S4L3-N3-b	3	$4t$	27 813	0.8

注： $\varepsilon = (P_{b=t} - P_{b=1}) \times 100\% / P_{b=1}$ 。

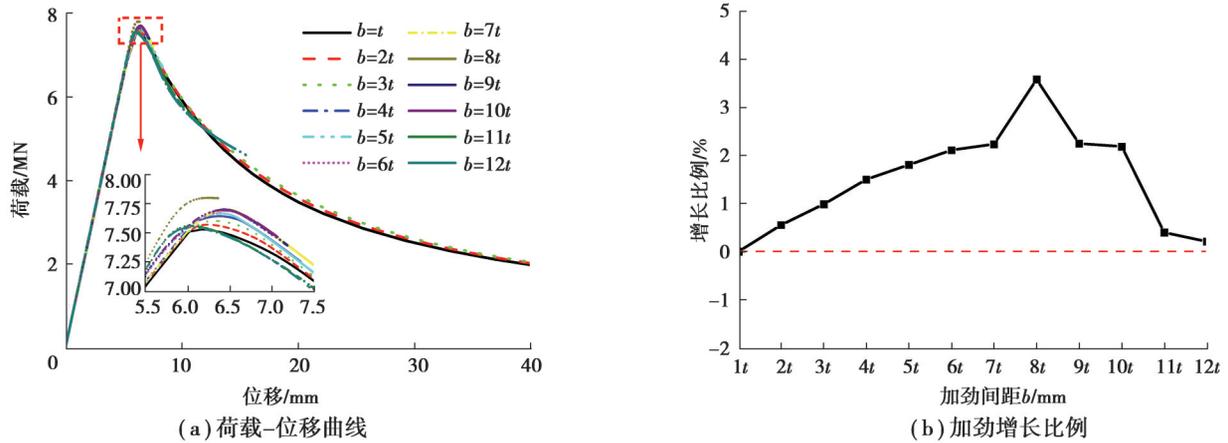


图8 S2L3(N=2)系列构件有限元分析结果

Fig. 8 Finite analyses results of the series of S2L3 (N=2)

2.4 加劲内半径

对S1L3系列构件进行分析,且加劲构件的加劲均匀分布于构件板件上,从而明确加劲大小对构件极限承载力的影响。表6为不同加劲大小构件的有限元分析结果,模型编号中“ R_1 ”表示加劲内半径大小。从表6中数据可知,随着加劲内半径的增大,构件极限承载力最大可提高15.2%。图9为加劲内半径 R_1 为 t 和 $2t$ 构件荷载-位移曲线。由图9和表6可知,加劲内半径 R_1 为 $2t$ 构件优于加劲内半径 R_1 为 t 构件。图10为加劲内半径 R_1 分别为 $t \sim 3t$ 的S1L3-N2构件荷载-位移曲线。从图10及表6中信息可知,加劲内半径 R_1 为 $2t$ 和 $3t$ 构件均优于加劲内半径 R_1 为 t 构件。然而,加劲内半径 R_1 为 $3t$ 时构件极限承载力相比于加劲内半径 R_1 为 $2t$ 构件并没有明显提高。另外,加劲内半径 R_1 为 $3t$ 构件曲线下降段明显低于加劲内半径 R_1 为 $2t$ 构件。建议冷弯加劲钢管截面加劲内半径 R_1 取 $2t$ 。

表6 不同加劲大小构件有限元结果

Table 6 Finite analyses results of different sizes of stiffeners

模型编号	N	R_1/mm	P_{FEA}/kN	$\varepsilon/\%$
S1L3-N1- R_1	1	t	3 720	
S1L3-N1- R_2	1	$2t$	4 185	12.5
S1L3-N2- R_1	2	t	3 772	
S1L3-N2- R_2	2	$2t$	4 337	15.0
S1L3-N2- R_3	2	$3t$	4 344	15.2

注： $\varepsilon = (P_{R_1,t} - P_{R_1,1}) \times 100\% / P_{R_1,1}$ 。

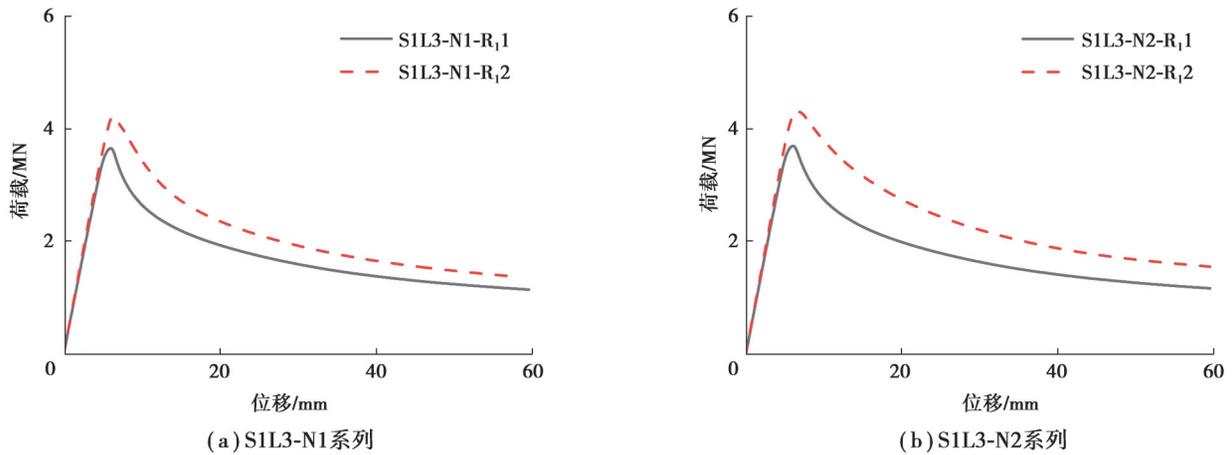


图9 S1L3-N1和S1L3-N2构件荷载-位移曲线

Fig. 9 Load-axial displacement curves of the series of S1L3-N1 and S1L3-N2

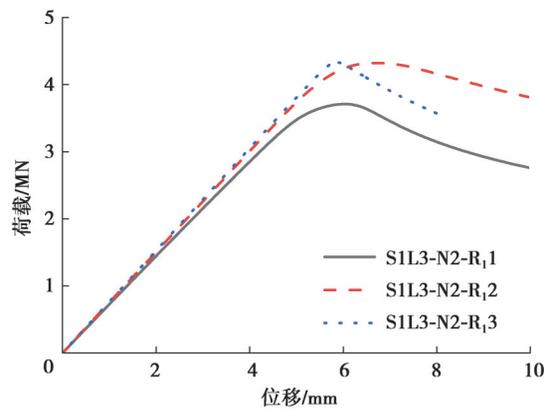


图10 S1L3-N2构件荷载-位移曲线

Fig. 10 Load-axial displacement curves of the series of S1L3-N2

2.5 较优截面的确定

结合 2.1 ~ 2.3 节结果可知,加劲个数 N 为 1 便可有效地提高构件稳定承载力,随着加劲个数的持续增加,冷弯加劲对构件极限承载力的增强作用并没有显著地增长。另外,加劲间的距离对构件稳定承载力基本没有影响。加劲大小即加劲内半径大小 R_1 取 $2t$ 较优。

综上所述,冷弯加劲钢管轴压构件较优截面的加劲个数 $N=1$ (加劲布置于截面板件中部即可),加劲内半径 $R_1=2t$ 。

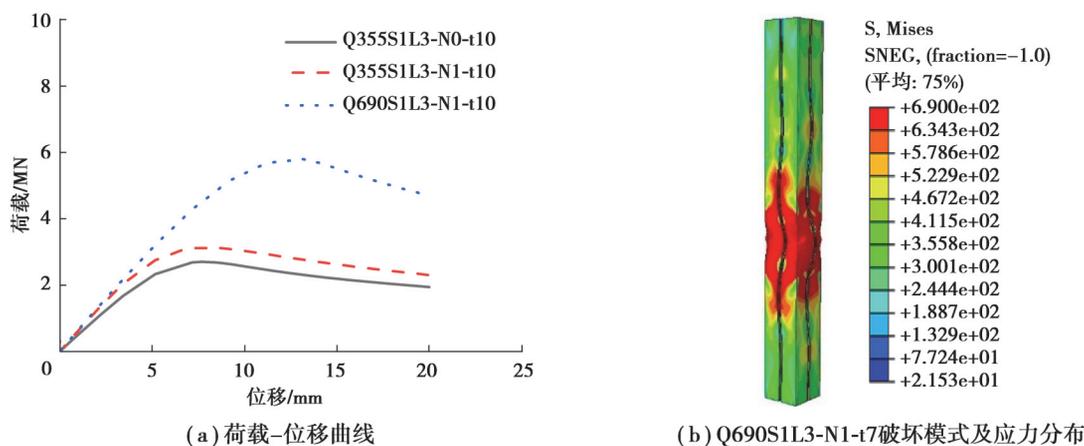
3 冷弯加劲高强 Q690 钢管柱经济性分析

高强度钢材与普通强度钢材相比,具有更高的屈服强度和抗拉强度。高强度结构钢材在大幅度提高材料强度的同时,可实现钢结构体系综合性能的提高,例如,可显著减小钢结构构件尺寸和结构重量^[29]。本节直接采用 2.4 节中冷弯加劲钢管轴压构件的较优截面,以极限承载力为基准,考虑工程实际选取 S1L3 ~ S4L3 系列构件(构件长度 $L=3\ 500\text{ mm}$),分析与 Q355 方钢管轴压构件相比,采用 Q690 冷弯加劲高强钢管轴压构件的经济性。

3.1 S1L3 系列钢管柱经济性分析

在保持用钢量相同的情况下,将 Q355S1L3 钢管柱有限元分析结果分别与对应 Q355 钢单波钢管柱以及 Q690 钢单波钢管柱结果进行对比,对比结果如图 11 所示。由图可知,综合冷弯加劲以及高强钢材对构

件稳定承载力的增强作用, Q690S1L3-N1-t10冷弯加劲钢管柱构件极限承载力远高于 Q355S1L3-N0-t10 钢管柱构件极限承载力。因此, 在钢管柱极限承载力相当的前提下, 可以适当减小 Q690S1L3-N1-t10 板件厚度, 达到节省钢材的目的。



(a) 荷载-位移曲线

(b) Q690S1L3-N1-t7破坏模式及应力分布

图 11 普通 Q355 钢和高强 Q690 钢 S1L3 构件的分析结果对比

Fig. 11 Comparison of analysis results for member S1L3 with Q355 steel and Q690 steel

表 7 为 S1L3 系列构件有限元分析结果。可以看出, 当采用 Q690 冷弯加劲高强钢管截面形式后, Q690S1L3-N1-t10 构件的板件厚度可以从 10 mm 降为 6.5 mm, 考虑实际板件厚度从 10 mm 降为 7 mm, 节省钢材 30%。由于 Q690 钢材价格为 Q355 钢材价格的 1.2 倍。因此, 与 Q355S1L3-N0-t10 方钢管柱相比, 采用 Q690 钢材的冷弯加劲钢管柱可以减少成本 16%。图 11(b) 为 Q690S1L3-N1-t7 构件的破坏模式和应力分布图。

表 7 S1L3 有限元分析结果

Table 7 Finite analyses results of the series of S1L3

模型编号	N	t/mm	钢材类型	P_{FEA}/kN	ρ
Q355S1L3-N0-t10	0	10.0	Q355	2 707	1.00
Q355S1L3-N1-t10	1	10.0	Q355	3 123	1.15
Q690S1L3-N1-t10	1	10.0	Q690	5 800	2.14
Q690S1L3-N1-t6	1	6.0	Q690	2 585	0.95
Q690S1L3-N1-t6.5	1	6.5	Q690	2 945	1.09
Q690S1L3-N1-t7	1	7.0	Q690	3 307	1.22

注: 表中编号“Q”表示钢材类型; “t”表示板件厚度; P_{Q355} 表示 Q355S1L3-N0-t10 构件极限荷载; $\rho = P_{\text{FEA}}/P_{\text{Q355}}$ 。

3.2 S2L3 系列钢管柱经济性分析

Q355S2L3 钢管柱有限元分析结果分别与对应 Q355 钢单波纹钢管柱以及 Q690 钢单波纹钢管柱对比结果如图 12 所示。由图 12 可知, Q690S2L3-N1-t14 冷弯加劲钢管柱构件极限承载力同样远高于 Q355S2L3-N0-t14 钢管柱构件的极限承载力。因此, 可以适当减小 Q690S2L3-N1-t14 的板件厚度。

由表 8 可知, 当采用冷弯加劲高强钢管截面形式后, Q690S2L3-N1-t14 构件的板件厚度可以从 14 mm 降为 9 mm, 节省钢材 36%。因此, 当构件承载力相当时, 与 Q355S2L3-N0-t14 方钢管柱相比, 采用 Q690 钢材的冷弯加劲钢管柱可以减少成本 23.2%。图 12(b) 为 Q690S2L3-N1-t9 构件的破坏模式和应力分布图。

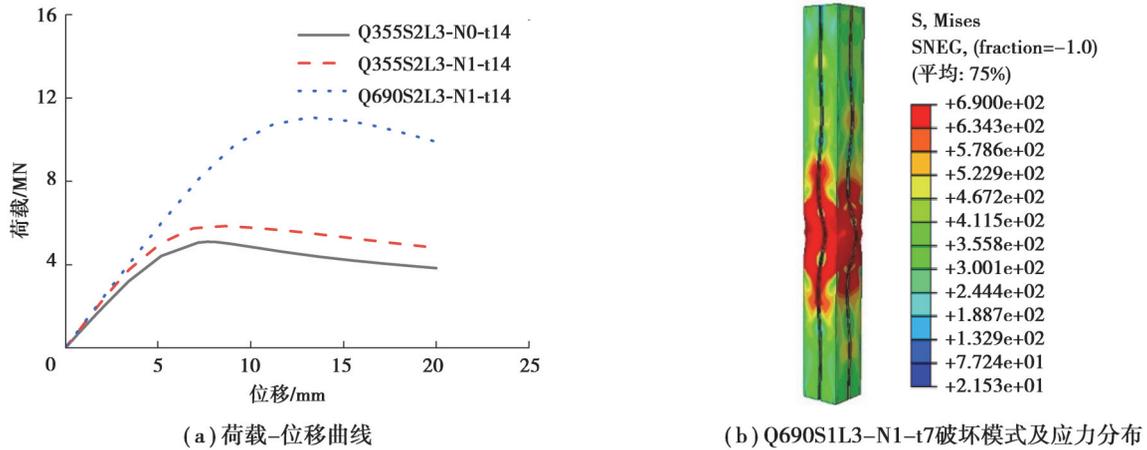


图 12 普通 Q355 钢和 高强 Q690 钢 S2L3 构件的分析结果对比

Fig. 12 Comparison of analysis results for member S2L3 with Q355 steel and Q690 steel

表 8 S2L3 有限元分析结果

Table 8 Finite analyses results of the series of S2L3

模型编号	N	t/mm	钢材类型	P_{FEA}/kN	ρ
Q355S2L3-N0-t14	0	14	Q355	5 100	1.00
Q355S2L3-N1-t14	1	14	Q355	5 852	1.15
Q690S2L3-N1-t14	1	14	Q690	11 068	2.17
Q690S2L3-N1-t9	1	9	Q690	5 509	1.08

3.3 S3L3 系列钢管柱经济性分析

Q355S3L3 钢管柱有限元分析结果与对应 Q355 钢单波纹钢管柱以及 Q690 钢单波纹钢管柱分析结果对比结果,如图 13 所示。由图 13 可知,Q690S3L3-N1-t20 冷弯加劲钢管柱构件极限承载力远高于 Q355S3L3-N0-t20 钢管柱构件的极限承载力。因此,可以适当地减小 Q690S3L3-N1-t20 板件的厚度,以达到节省钢材的目的。

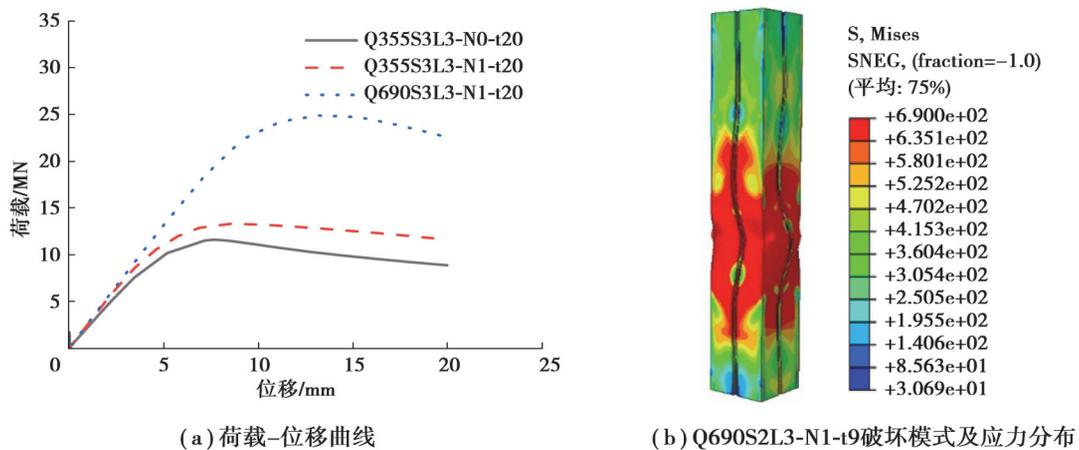


图 13 普通 Q355 钢和 高强 Q690 钢 S2L3 构件的分析结果对比

Fig. 13 Comparison of analysis results for member S2L3 with Q355 steel and Q690 steel

由表 9 可知,当采用冷弯加劲高强钢管截面形式后,Q690S3L3-N1-t20 构件的板件厚度可以从 20 mm 降为 12.5 mm,考虑实际板件厚度从 20 mm 降为 13 mm,节省钢材 35%。因此,与 Q355S3L3-N0-t20 方钢管柱相比,采用 Q690 钢材的冷弯加劲钢管柱可以减少成本 22%。图 13(b)为 Q690S3L3-N1-t13 构件的破坏模式和应力分布图。

表9 S3L3有限元分析结果

Table 9 Finite analyses results of the series of S3L3

模型编号	N	t/mm	钢材类型	P_{FEA}/kN	ρ
Q355S3L3-N0-t20	0	20.0	Q355	11 592	1.00
Q355S3L3-N1-t20	1	20.0	Q355	13 306	1.15
Q690S3L3-N1-t20	1	20.0	Q690	24 898	2.14
Q690S3L3-N1-t12.5	1	12.5	Q690	11 591	1.00
Q690S3L3-N1-t13	1	13.0	Q690	12 344	1.06

3.4 S4L3系列钢管柱经济性分析

在保持用钢量相同的情况下,将Q355S4L3钢管柱有限元分析结果分别与对应Q355钢单波纹钢管柱以及Q690钢单波纹钢管柱分析结果进行对比,对比结果如图14所示。由图14可知,Q690S4L3-N1-t25冷弯加劲钢管柱构件极限承载力远高于Q355S4L3-N0-t25钢管柱构件的极限承载力。因此,以钢管柱极限承载力相当为前提,可以适当地减小Q690S4L3-N1-t25板件的厚度。

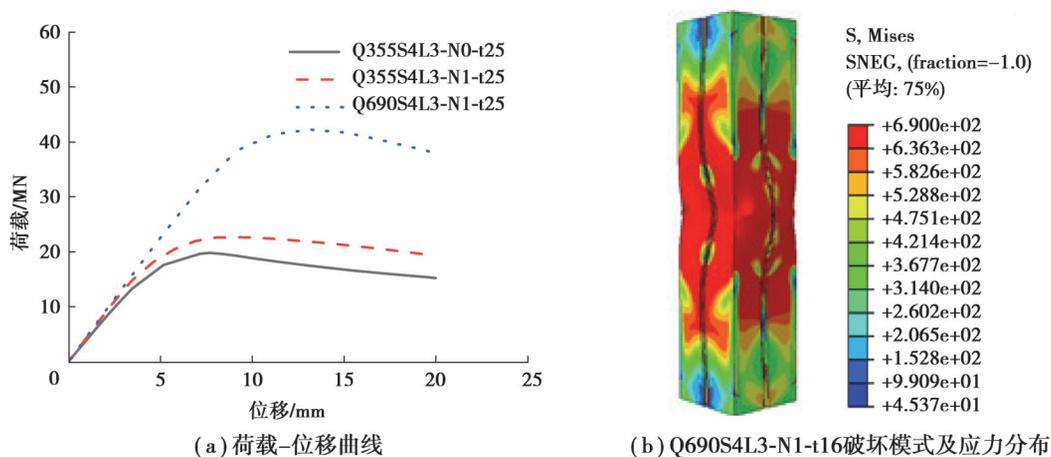


图14 普通Q355钢和高强Q690钢S4L3构件的分析结果对比

Fig. 14 Comparison of analysis results for member S2L3 with Q355 steel and Q690 steel

由表10可知,当采用冷弯加劲高强钢管截面形式后,Q690S4L3-N1-t25构件的板件厚度可以从25 mm降为16 mm,节省钢材36%。因此,与Q355S4L3-N0-t25方钢管柱相比,采用Q690钢材的冷弯加劲钢管柱可以减少成本23.2%。图14(b)为Q690S4L3-N1-t16构件的破坏模式和应力分布图。

表10 S4L3有限元分析结果

Table 10 Finite analyses results of the series of S4L3

模型编号	N	t/mm	钢材类型	P_{FEA}/kN	ρ
Q355S4L3-N0-t25	0	25	Q355	19 790	1.000
Q355S4L3-N1-t25	1	25	Q355	22 680	1.150
Q690S4L3-N1-t25	1	25	Q690	42 237	2.120
Q690S4L3-N1-t16	1	16	Q690	19 734	0.997

综上所述,当构件极限承载力相当时,采用Q690冷弯加劲高强钢管柱替代Q355方钢管柱,可节约钢材35%左右,成本降低22%左右。

4 结 论

1)对于钢管柱而言,圆弧加劲形式效果良好。在加劲个数有限的情况下,加劲的朝向对构件承载力的影响不大。

2)在保持用钢量相同的情况下,冷弯加劲可以有效地提高受压构件的极限承载力。当加劲个数大于 1 时,随着加劲个数的增加,加劲对构件极限承载力的增强作用并没有大幅度提升。

3)当其他条件相同时,波纹间距对构件极限承载力基本无影响。

4)工程中若无特殊要求,可直接按照较优截面形式设计冷弯加劲钢管柱。较优截面加劲个数取为 1,加劲内半径取为板件厚度的 2 倍。

5)当构件极限承载力相当时,采用 Q690 冷弯加劲高强钢管柱的用钢量与 Q355 方钢管柱相比可节约 35% 左右。

参考文献

- [1] Young B, Chen J. Design of cold-formed steel built-up closed sections with intermediate stiffeners[J]. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(5): 727-737.
- [2] 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)
- [3] 刘佳,郭小农,王人鹏,等. 铝合金 H 型挤压型材截面优化设计研究[C]// 第四届全国工程结构安全检测鉴定与加固修复研讨会. 北京:《工业建筑》杂志社, 2015: 118-124.
LIU Jia, GUO Xiaonong, WANG Renpeng, et al. Research on section optimization for aluminum alloy extruded H-profiles[C]// The 4th National Seminar on Engineering Structural Safety Inspection and Identification and Reinforcement and Repair. Beijing: Industrial Construction, 2015: 118-124. (in Chinese)
- [4] 袁霖,张其林,罗晓群. 球头加劲铝合金轴压构件的局部稳定设计方法分析[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(4): 185-193.
Yuan L, Zhang Q L, Luo X Q. Design method analysis on local stability of aluminum alloy members with bulb stiffeners under axial compression[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(4): 185-193. (in Chinese)
- [5] 李元齐,姚行友,沈祖炎,等. 冷弯薄壁型钢中间加劲板件有效面积计算方法[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, 39(11): 1563-1568.
Li Y Q, Yao X Y, Shen Z Y, et al. Estimation method for effective area of cold-formed thin-walled steel plate elements with intermediate stiffeners[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2011, 39(11): 1563-1568. (in Chinese)
- [6] 常福清,侯密山. 全波纹腹板 H 型钢柱的弹性稳定性[J]. 东北重型机械学院学报, 1991, 15(3): 242-247.
Chang F Q, Hou M S. Elastic stability of whole corrugated web(WCW) wide flange beam[J]. Journal of Yanshan University, 1991, 15(3): 242-247.(in Chinese)
- [7] 常福清. 全波纹腹板 H 型钢柱的弹塑性屈曲[J]. 力学与实践, 1991, 13(6): 38-40.
Chang F Q. Elastic-plastic buckling of H-shaped steel columns with full corrugated webs[J]. Mechanics in Engineering, 1991, 13(6): 38-40.(in Chinese)
- [8] 常福清. 全波纹腹板 H 型钢的弹塑性屈曲[J]. 机械强度, 1992, 14(2): 69-72.
Chang F Q. Elastic-plastic buckling of H-beam with full corrugated webs[J]. Journal of Mechanical Strength, 1992, 14(2): 69-72.(in Chinese)
- [9] 张哲,李国强,孙飞飞. 波纹腹板 H 型钢研究综述[J]. 建筑钢结构进展, 2008, 10(6): 41-46.
Zhang Z, Li G Q, Sun F F. State-of-the-art of research on H-beam with trapezoidally corrugated webs[J]. Progress in Steel Building Structures, 2008, 10(6): 41-46.(in Chinese)
- [10] Young B, Hancock G J. Compression tests of channels with inclined simple edge stiffeners[J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(10): 1403-1411.
- [11] Yan J T, Young B. Column tests of cold-formed steel channels with complex stiffeners[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(6): 737-745.
- [12] 李元齐,沈祖炎,王磊,等. 高强冷弯薄壁型钢卷边槽形截面构件设计可靠度分析[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(11): 36-44.
Li Y Q, Shen Z Y, Wang L, et al. Design reliability analysis of high-strength cold-formed thin-walled steel members with lipped

- channel sections[J]. *Journal of Building Structures*, 2010, 31(11): 36-44.(in Chinese)
- [13] Manikandan P, Balaji S, Sukumar S, et al. Experimental and numerical analysis of web stiffened cold-formed steel channel column with various types of edge stiffener[J]. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 2017, 9(2): 129-138.
- [14] Manikandan P, Sukumar S, Kannan K. Distortional buckling behaviour of intermediate cold-formed steel lipped channel section with various web stiffeners under compression[J]. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 2018, 10(3): 189-198.
- [15] Chen J, Chen M T, Young B. Compression tests of cold-formed steel C- and Z-sections with different stiffeners[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2019, 145(5): 04019022.
- [16] 黄丽华, 康磊. 加劲对冷弯薄壁卷边槽钢局部和畸变耦合屈曲作用[J]. *大连理工大学学报*, 2021, 61(5): 514-521.
Huang L H, Kang L. Effect of stiffener on local and distortional coupled buckling of cold-formed thin-walled lipped steel with channel section[J]. *Journal of Dalian University of Technology*, 2021, 61(5): 514-521.(in Chinese)
- [17] Pocock G. High strength steel use in Australia, Japan and the US[J]. *The Structural Engineer*, 2006, 84(21): 27-30.
- [18] 范重, 刘先明, 范学伟, 等. 国家体育场大跨度钢结构设计与研究[J]. *建筑结构学报*, 2007, 28(2): 1-16.
Fan Z, Liu X M, Fan X W, et al. Design and research of large-span steel structure for the National Stadium[J]. *Journal of Building Structures*, 2007, 28(2): 1-16.(in Chinese)
- [19] 王彦博, 李国强, 陈素文, 等. Q460 高强度钢焊接 H 形柱轴心受压力学性能数值分析[J]. *建筑钢结构进展*, 2013, 15(5): 1-7.
Wang Y B, Li G Q, Chen S W, et al. Numerical analysis on Q460 high strength steel welded H-shaped columns under axial compression[J]. *Progress in Steel Building Structures*, 2013, 15(5): 1-7.(in Chinese)
- [20] 薛加焯. 高强度钢材受压构件整体稳定性能试验研究[D]. 南京: 东南大学, 2014.
Xue J Y. Experimental research on the overall buckling behavior of high strength steel members under compression[D]. Nanjing: Southeast University, 2014. (in Chinese))
- [21] Shi G, Ban H Y, Bijlaard F S K. Tests and numerical study of ultra-high strength steel columns with end restraints[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2012, 70: 236-247.
- [22] Shi G, Zhou W J, Bai Y, et al. Local buckling of 460 MPa high strength steel welded section stub columns under axial compression[J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2014, 100: 60-70.
- [23] 班慧勇, 施刚, 石永久. 960 MPa 高强度钢材轴压构件整体稳定性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2014, 35(1): 117-125.
Ban H Y, Shi G, Shi Y J. Overall buckling behavior of 960 MPa high strength steel welded section columns subjected to axial compression[J]. *Journal of Building Structures*, 2014, 35(1): 117-125.(in Chinese)
- [24] 徐克龙, 施刚, 林错错. 960 MPa 高强度钢材轴压柱局部稳定性能及设计方法[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2017, 44(1): 102-111.
Xu K L, Shi G, Lin C C. Analysis and design method on local buckling behavior of 960 MPa high strength steel columns under axial compression[J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2017, 44(1): 102-111.(in Chinese)
- [25] 王卫永, 张艳红, 李国强. 高强度钢高温下和高温后力学性能指标的标准值研究[J]. *建筑结构学报*, 2022, 43(9): 138-150.
Wang W Y, Zhang Y H, Li G Q. Study on nominal values of mechanical properties of high strength steel at elevated temperature and after fire exposure[J]. *Journal of Building Structures*, 2022, 43(9): 138-150.(in Chinese)
- [26] Xing Y H, Wang W Y, Al-azzani H. Assessment of thermal properties of various types of high-strength steels at elevated temperatures[J]. *Fire Safety Journal*, 2021, 122: 103348.
- [27] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准: GB 50017—2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of steel structure: GB 50017—2017[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)
- [28] 班慧勇. 高强度钢材轴心受压构件整体稳定性能与设计方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2012.
Ban H Y. Study on overall stability and design method of high-strength steel axial compression members[D]. Beijing: Tsinghua University, 2012. (in Chinese)
- [29] 石永久, 余香林, 班慧勇, 等. 高性能结构钢材与钢结构体系研究与应用[J]. *建筑结构*, 2021, 51(17): 145-151, 128.
Shi Y J, Yu X L, Ban H Y, et al. Research and application on high performance structural steel and its structural system[J]. *Building Structure*, 2021, 51(17): 145-151, 128.(in Chinese)