

引用本文:卢 迅,刘永健,孙立鹏,等. 初始缺陷对矩形钢管混凝土柱壁板屈曲后强度的影响[J]. 建筑科学与工程学报,2020,37(5):170-181.
LU Xun, LIU Yong-jian, SUN Li-peng, et al. Effect of Initial Imperfection on Post-buckling Strength of Concrete-filled Rectangular Steel Tubular Column Slab[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2020, 37(5): 170-181.

DOI:10.19815/j.jace.2020.09044

初始缺陷对矩形钢管混凝土柱壁板屈曲后强度的影响

卢 迅¹, 刘永健^{1,2}, 孙立鹏¹, 姜 磊^{1,2}

(1. 长安大学 公路学院, 陕西 西安 710064;

2. 长安大学 公路大型结构安全教育部工程研究中心, 陕西 西安 710064)

摘要:为了研究焊接残余应力和几何初始缺陷对矩形钢管混凝土柱壁板屈曲后强度的影响,采用有限元软件 ABAQUS 进行参数分析,参数包括壁板的屈服强度、宽厚比、几何初始缺陷取值大小、是否施加几何初始缺陷和焊接残余应力,并考虑两者耦合作用,给出考虑焊接残余应力和几何初始缺陷后的矩形钢管混凝土柱壁板有效宽度计算公式,并与试验数据进行比较。结果表明:建立的有限元模型能较好地模拟壁板的局部屈曲和屈曲后行为,焊接残余应力和几何初始缺陷都会降低壁板屈曲后强度,且焊接残余应力的影响较大;不同强度等级的钢材都需要考虑焊接残余应力和几何初始缺陷的影响,对于屈服强度大于 460 MPa 的高强钢材,当宽厚比大于 65 时,可以忽略几何初始缺陷的影响;给出的有效宽度计算公式可以较为准确且偏保守地预测矩形钢管混凝土柱壁板屈曲后强度。

关键词:钢管混凝土;焊接残余应力;几何初始缺陷;屈曲后强度

中图分类号: TU312

文献标志码: A

文章编号: 1673-2049(2020)05-0170-12

Effect of Initial Imperfection on Post-buckling Strength of Concrete-filled Rectangular Steel Tubular Column Slab

LU Xun¹, LIU Yong-jian^{1,2}, SUN Li-peng¹, JIANG Lei^{1,2}

(1. School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China; 2. Research Center of Highway Large Structure Engineering on Safety of Ministry of Education, Chang'an University, Xi'an 710064, Shaanxi, China)

Abstract: In order to study the influence of welding residual stress and initial geometric imperfection on the post-buckling strength of concrete-filled rectangular steel tubular column slab, the finite element software ABAQUS was used to analyze the parameters, including the yield strength of slab, the ratio of width to thickness, the size of initial geometric imperfection, the application of initial geometric imperfection and welding residual stress, and the coupling effect of the two was considered. Finally, the formula of effective width of concrete-filled rectangular steel tubular column slab considering welding residual stress and initial geometric

收稿日期: 2020-09-21

基金项目: 国家自然科学基金项目(51778058); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(300102219310)

作者简介: 卢 迅(1995-), 男, 福建莆田人, 工学硕士研究生, E-mail: chdxiaolu@163.com.

通信作者: 刘永健(1966-), 男, 江西玉山人, 教授, 博士研究生导师, 工学博士, E-mail: liuyongjian@chd.edu.cn.

imperfection was given and compared with the experimental data. The results show that the finite element model established can better simulate the local buckling and post-buckling behavior of the slab, welding residual stress and initial geometric imperfection will reduce the post-buckling strength of the slab, and the influence of welding residual stress is greater. The effects of welding residual stress and initial geometric imperfection need to be considered for steels with different strength grades. For high strength steels with yield strength greater than 460 MPa, the influence of initial geometric imperfection can be ignored when the ratio of width to thickness is greater than 65. The effective width formula can accurately and conservatively predict the post-buckling strength of concrete-filled rectangular steel tubular column slab.

Key words: concrete-filled steel tube; welding residual stress; initial geometric imperfection; post-buckling strength

0 引言

矩形钢管混凝土柱具有承载力高、设计灵活、建筑造型美观和可装配化施工等特点,近几十年来在建筑及组合桁梁桥中受到广泛运用^[1-4]。矩形钢管混凝土柱由外包壁板和内填混凝土组成,无论作为轴心受压构件还是受弯构件,都存在壁板受到均匀分布压应力的情况;计算柱的极限承载力时,需要知道壁板的屈曲后强度,由于有混凝土约束了壁板向内变形,其屈曲行为不同于空钢管。几何初始缺陷和焊接残余应力的产生是壁板在制作及焊接过程中不可避免的。因此,有必要对考虑焊接残余应力和几何初始缺陷且受均匀分布压应力的钢管混凝土柱壁板屈曲后强度进行研究。

Tao 等^[5-6]研究发现几何初始缺陷和焊接残余应力使组合柱承载力降低,而 Aslani 等^[7]研究结果表明对于组合柱的承载力应该考虑焊接残余应力和几何初始缺陷耦合作用下的影响,单因素对组合柱承载力的影响可以忽略。以上学者主要关注焊接残余应力和几何初始缺陷对组合柱极限承载力影响,而几何初始缺陷及焊接残余应力是壁板所具有的特征,Shi 等^[8]建立了考虑焊接残余应力和几何初始缺陷的空钢管有限元模型,研究不同钢材强度和宽厚比对壁板屈曲后强度的影响,并提出了屈曲后强度计算公式。由于有混凝土作为刚性支撑,矩形钢管混凝土柱壁板屈曲行为不同于空钢管壁板屈曲行为,具有更高的强度^[9],Liang 等^[10]通过有限元参数分析,研究了强度为 300 MPa 的壁板在不同几何初始缺陷、焊接残余应力和宽厚比下的屈曲后强度,结果表明初始缺陷越大,壁板的屈曲后强度越低,焊接残余应力的存在降低了壁板的屈曲后强度,细长板的后局部屈曲行为对焊接残余应力的存在并不十分

敏感,并根据数值试验结果提出了有效宽度计算公式。学者通过仅在组合柱壁板上加载的试验和有限元模型,得到了壁板的屈曲后强度^[11-18]。

随着高强钢材的发展,在不改变组合柱极限承载力大小的情况下,可以将壁板设计更薄,这也造成了壁板宽厚比相应增大,局部屈曲应力与壁板宽厚比有关,残余压应力也与壁板宽厚比有关^[19-20],因此,针对不同宽厚比的壁板,焊接残余应力对其屈曲后强度的影响是不同的,Uy^[16]认为焊接残余应力对壁板在弹性范围内的局部屈曲有很大影响,但一般不影响截面的屈曲后强度,几何初始缺陷对后局部屈曲能力有显著影响。Lee 等^[21]研究表明只有宽厚比远远超过 100 的超薄壁板焊接残余应力对屈曲后强度的影响才会明显(高达 15%)。Guo 等^[11]通过有限元参数分析,研究了不同几何初始缺陷和焊接残余应力大小对壁板屈曲后强度的影响,结果显示当相对高厚比小于 50 时,焊接残余应力和几何初始缺陷对屈曲后强度影响不大,能够达到屈服强度。当相对高厚比在 50~170 之间变化时,屈曲后强度随几何初始缺陷的增大而减小,高厚比大于 170 时,几何初始缺陷对屈曲后强度影响不大,并且计算出焊接残余应力为 $0.1f_y$ (f_y 为钢材的屈服强度)和 $0.2f_y$ 时的屈曲后强度下降幅度分别为 6% 和 11%。Song 等^[22]也进行了有限元参数分析,参数包括钢材强度、有无焊接残余应力和几何初始缺陷等,但是在上述参数分析过程中,没有体现宽厚比变化对壁板屈曲后强度的影响。由于宽厚比的增大,造成了局部稳定问题突出,Tao 等^[5,23-24]通过在壁板上焊接纵向加劲肋防止板件在屈服之前发生局部失稳,焊接加劲肋的过程中会在壁板中产生自平衡的焊接残余应力,因此,焊接残余应力对加劲肋屈曲后强度的影响更为复杂。

以上研究表明几何初始缺陷和焊接残余应力对矩形钢管混凝土柱的极限承载力存在影响;随着宽厚比的变化,对不同钢材强度的壁板屈曲后强度受焊接残余应力和几何初始缺陷影响的变化规律还未进行详细研究,且现有规范还未给出矩形钢管混凝土柱壁板的屈曲后强度有效宽度计算公式。

本文通过显式动力有限元分析,建立了考虑几何初始缺陷和焊接残余应力的有限元模型,通过与试验数据对比,验证了有限元模型的准确性,并进行参数分析,研究了钢材强度、宽厚比、几何初始缺陷和焊接残余应力对壁板轴心受压屈曲后强度的影响。基于有限元模拟结果提出了矩形钢管混凝土柱壁板有效宽度计算公式,将有效宽度公式计算值与已有试验数据对比,进一步验证了公式的可靠性。

1 初始缺陷介绍

组成矩形钢管混凝土柱的壁板在制作及焊接过程中不可避免地会产生几何初始缺陷和焊接残余应力。焊接残余应力是在焊接时,由于加热和冷却过程中的塑性和弹性应变差异引起的,几何初始缺陷是在制作及焊接过程中,由于加热和冷却过程的不均匀而造成截面沿柱宽和柱高呈半波状变形。组成矩形钢管混凝土柱的箱型截面见图 1,其中 b 为壁板的宽度, t 为壁板的厚度。

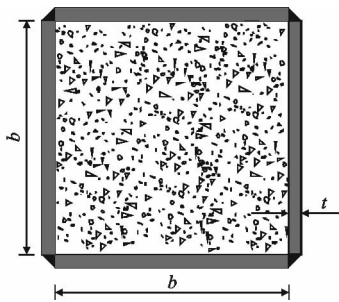


图 1 矩形钢管混凝土柱箱型截面

Fig. 1 Box Section of Rectangular Concrete-filled Steel Tubular Columns

1.1 焊接残余应力分布模式

焊接残余应力分布模式可用图 2 来表示(σ_n 为残余拉应力, σ_{rc} 为残余压应力, α 和 β 为残余拉应力分布几何形状的 2 个尺寸参数。),当 $\alpha/\beta=0$ 时,表示残余拉应力具有三角形图形的应力分布,残余压应力具有梯形的应力分布;当 $0<\alpha/\beta<1$ 时,表示残余拉应力和残余压应力均具有梯形的应力分布;当 $\alpha/\beta=1$ 时,表示残余拉应力和残余压应力均具有矩形的应力分布。对于不同的 α/β 取值,焊接残余应

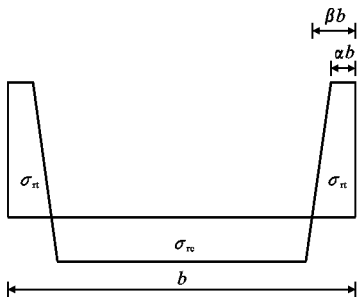


图 2 焊接箱型截面壁板残余应力分布模型

Fig. 2 Residual Stress Distribution Model of Welded Box Section Slab

力对壁板屈曲的影响是不同的。

已有文献^[6-7,11,25-27]在有限元建模时也考虑了焊接残余应力的影响,焊接残余应力分布模式多是采用 Uy^[14,16,28]提出的矩形焊接残余应力分布模型,如图 3 所示,此时 $\alpha/\beta=1$,残余压应力的取值范围一般为 $0.1f_y\sim0.3f_y$,以 $0.2f_y$ 居多,残余拉应力的取值大小一般取钢材的屈服强度 f_y 。文献^[19-20]通过实测表明残余压应力的大小与壁板宽厚比有关,因此按照上述焊接残余应力分布模式选取对于本文研究不太精确。

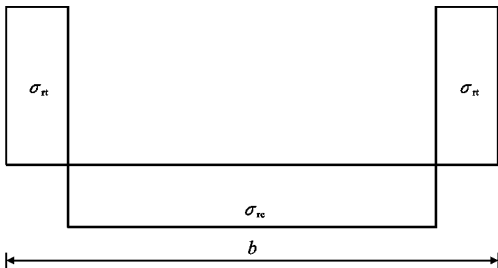


图 3 矩形残余应力分布模型

Fig. 3 Rectangular Residual Stress Distribution Model

本文采用 Song 等^[22]提出的焊接残余应力分布模式,如图 4 所示(a_1 表示残余拉应力取值线形变化区域, a_2 表示残余压应力分布区域),残余拉应力存在焊缝附近,残余压应力则存在其他区域与残余拉应力自平衡,焊接残余应力分布模式中的参数根据 Ban 等^[29]的研究成果确定,并采用 Shi 等^[8]提出的残余压应力和残余拉应力取值,式(1)中残余拉应力取值的合理性在于:对于普通强度钢材,由于强度较低,焊接截面的残余拉应力一般接近钢材强度;对于高强钢材,残余拉应力的取值则较实测值高,因此,截面其他部位的残余压应力数值和分布范围更大,对于构件的稳定性是不利的,偏于安全。式(1)中残余压应力取值是由一系列不同钢材等级的实测残余压应力值拟合而来的,其中包括屈服强度为

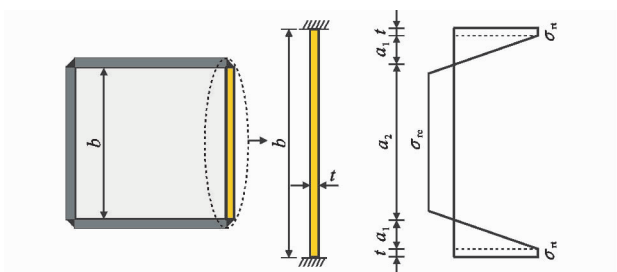


图 4 焊接残余应力分布模型

Fig. 4 Distribution Model of Welding Residual Stress

235, 460, 690, 960 MPa 的钢材。

残余拉应力大小为

$$\sigma_{rt} = \begin{cases} f_y & f_y < 460 \text{ MPa} \\ 460 \text{ MPa} & 460 \text{ MPa} \leq f_y \leq 690 \text{ MPa} \\ 690 \text{ MPa} & f_y > 690 \text{ MPa} \end{cases} \quad (1)$$

残余压应力大小为

$$\sigma_{rc} = -95 - \frac{1}{b/t} \frac{450}{t} - \frac{270}{t} \geq -f_y \text{ 且 } \sigma_{rc} \leq -0.1f_y \quad (2)$$

1.2 几何初始缺陷

已有文献^[5-6, 25, 30]认为几何初始缺陷的分布可以通过初始局部屈曲形状来理想化,模拟中采用了 Wright^[31]提出的矩形钢管混凝土轴心受压柱的局部屈曲形状。由于几何初始缺陷并不是对组合柱加载过程中形成的,因此,几何初始缺陷采用初始局部屈曲形状来理想化不是很合理。对于几何初始缺陷的大小取值,文献^[18, 32-34]采用实测的壁板几何初始缺陷,并赋予到矩形钢管一阶屈曲模态中,规范^[35-39]中几何初始缺陷大小取值有 $b/500$, $b/200$, $b/150$, $b/100$ 。

文献^[5]表明实测的几何初始缺陷和将屈曲模态作为几何初始缺陷对组合柱极限承载力的影响几乎相等,因此,本文取壁板的一阶屈曲模态作为几何初始缺陷。几何初始缺陷的大小按文献^[35]中规定的选取,如图 5 所示(δ_1 , δ_2 , δ_3 和 δ_4 为矩形钢管一阶屈曲模态中壁板发生最大变形位置处的几何初始缺陷)。

几何初始缺陷大小为

$$\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = \delta_4 = b/200 \quad (3)$$

2 有限元模型的建立

为了研究分析壁板几何初始缺陷和焊接残余应力对壁板屈曲后强度的影响,采用通用有限元软件 ABAQUS 建立精确的有限元模型,模拟矩形钢管混凝土柱壁板局部屈曲和后局部屈曲行为。

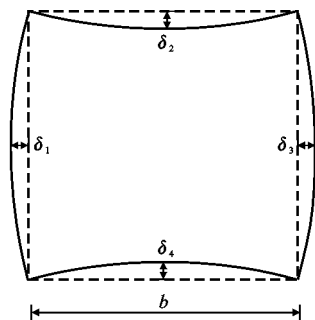


图 5 箱型壁板的几何初始缺陷

Fig. 5 Initial Geometric Imperfection of Box Slab

2.1 模型描述

矩形钢管混凝土柱存在混凝土和壁板由于大变形和接触问题而产生的数值收敛问题,本文根据 Thai 等^[40]提供的 ABAQUS/Explicit 使用指南,利用显式方法建立精确的有限元模型,显式解的精度取决于加载速率,在适当控制加载速率的情况下,显式方法可以准确地预测拟静态行为。为了获得壁板的非线性后屈曲行为,采用了位移加载控制,加载速率为 $0.5 \text{ mm} \cdot \text{s}^{-1}$,虽然该速率可能略高于实际加载速率,但通过校核能量输出,模型加载时的动能与内能的比值远低于 10%,因此可认为分析是准静态的。

矩形钢管混凝土柱的有限元模型如图 6 所示,壁板采用 4 节点减缩积分壳单元(S4R),混凝土采用 8 节点减缩积分实体单元(C3D8R),钢板与混凝土之间接触的相互作用使用“Surface to surface(explcit)”选项。在相互作用属性上定义壁板与混凝土之间采用“硬”接触,即允许两者之间的接触面可以分离,但不穿透,壁板不会向内屈曲,切向则忽略壁板与混凝土之间的摩擦,混凝土只作为刚性介质。壁板的网格尺寸指定为 5% 板件宽度,通过网格收敛性分析,当壁板网格尺寸减小为 2.5% 板件宽度时,数值结果的偏差在 1% 之内,证明前一种网格划分可以在保证计算精度的情况下有效提高计算效率。将位于端部截面中心的参考点与钢板端部截面使用“Coupling”约束,以方便边界条件的处理和施加荷载,模型中荷载只施加在壁板上。柱顶面的钢板截面仅允许发生轴向位移,而其他方向的平动和转动被约束,柱底面的钢板和混凝土截面均采用固接约束。

235 MPa 钢材的应力-应变关系采用多折线各向同性硬化本构模型^[8]。高强钢材应力-应变关系采用施刚等^[41]提出的考虑应变硬化的多折线弹塑性本构模型,如图 7 所示,模型中相关参数取值见

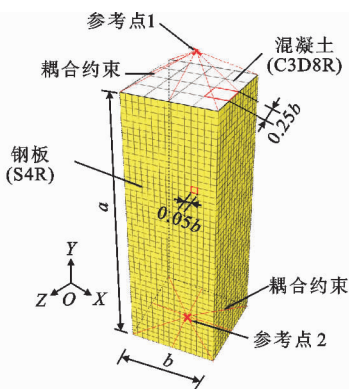


图 6 有限元模型

Fig. 6 Finite Element Model

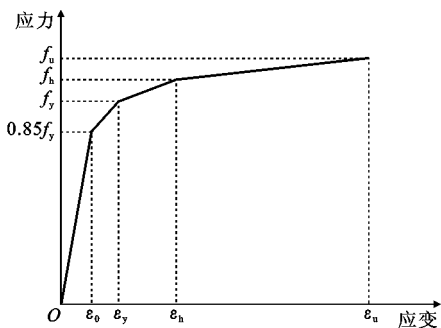


图 7 高强钢材多折线本构模型

Fig. 7 Polygonal Line Constitutive Model of High Strength Steel

式(4)~(9),应变硬化指标 n 取 16。

$$f_h = \frac{f_y + f_u}{2} \tag{4}$$

$$\epsilon_0 = \frac{0.85f_y}{E} \tag{5}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E} + 0.002 \tag{6}$$

$$E_{0.2} = \frac{E}{1 + 0.002nE/f_y} \tag{7}$$

$$m = -24.647 \frac{f_y}{f_u} + 25.202 \tag{8}$$

$$\epsilon_h = \frac{f_h - f_y}{E_{0.2}} + 0.5^m (\epsilon_u - \frac{f_u - f_y}{E_{0.2}} - \epsilon_y) + \epsilon_y \tag{9}$$

式中: f_u 和 ϵ_u 分别为钢材的抗拉强度和对应的极限应变; E 为弹性模量; f_h 和 ϵ_h 分别为弹性模量第 3 次变化处对应的钢材应力和全应变; ϵ_0 为钢材达到 $0.85f_y$ 时对应的弹性应变; ϵ_y 和 $E_{0.2}$ 分别为拉伸试验中塑性应变 0.2% 对应的全应变和弹性模量; m 为第 2 阶段应变硬化指数。

该多折线模型是在 Ramberg-Osgood 非线性模型的基础得到的,可以认为是对非线性曲线本构模型的线性逼近,既能准确模拟高强钢材在轴压荷载

下的应力-应变关系,又兼顾了计算效率。由于内填的混凝土仅起到刚性基底的作用,外荷载只施加在钢板上,故可忽略混凝土的非弹性行为而只模拟了它的线弹性行为。

对于几何初始缺陷的添加,先进行特征值分析获取矩形钢管柱的一阶屈曲模态,如图 8 所示。再根据 EC3 的几何初始缺陷大小取值,并通过 ABAQUS 关键字“Imperfection”来施加。

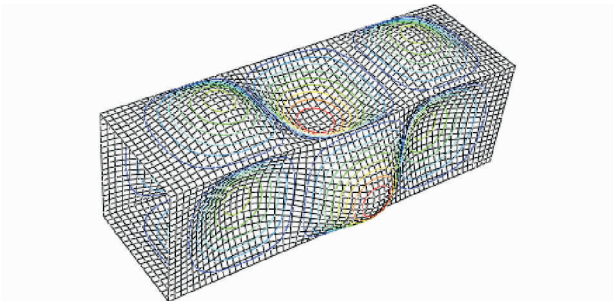


图 8 矩形钢管一阶屈曲模态

Fig. 8 First-order Buckling Mode of Rectangular Steel Tube

对于焊接残余应力,在模型中采用“Predefined field”模块来施加,为了方便在有限元中添加焊接残余应力,在第 1.1 节的基础上,按照图 9 所示,采用简化的焊接残余应力模型添加残余应力,在厚度 t 范围内按式(1)取值,在 a_1 范围内残余拉应力取值为 t 范围内残余拉应力值的一半,残余压应力范围 a_2 则根据自平衡来计算。

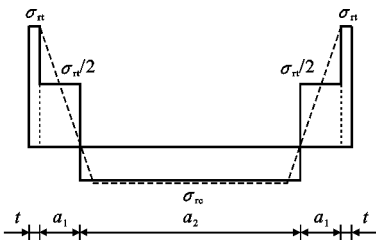


图 9 焊接残余应力简化模型

Fig. 9 Simplified Model of Welding Residual Stress

2.2 模型验证

将本文有限元模型预测的荷载-轴向位移曲线、破坏模式和极限承载力与文献[12],[14],[15]中的试验结果进行对比。可以看出,本模型不仅可以对壁板的荷载-轴向位移进行较准确地预测(图 10),而且还较准确地预测了破坏模式(图 11),更为重要的是能够对壁板的屈曲后行为进行预测。屈曲后强度的数值结果 N_{fcm} 与试验结果 N_{test} 比值的平均值和标准差分别为 1.004 和 0.054(表 1)。因此,本文建立的有限元模型可以用来研究焊接残余应力和几何初始缺陷对壁板屈曲后强度的影响。

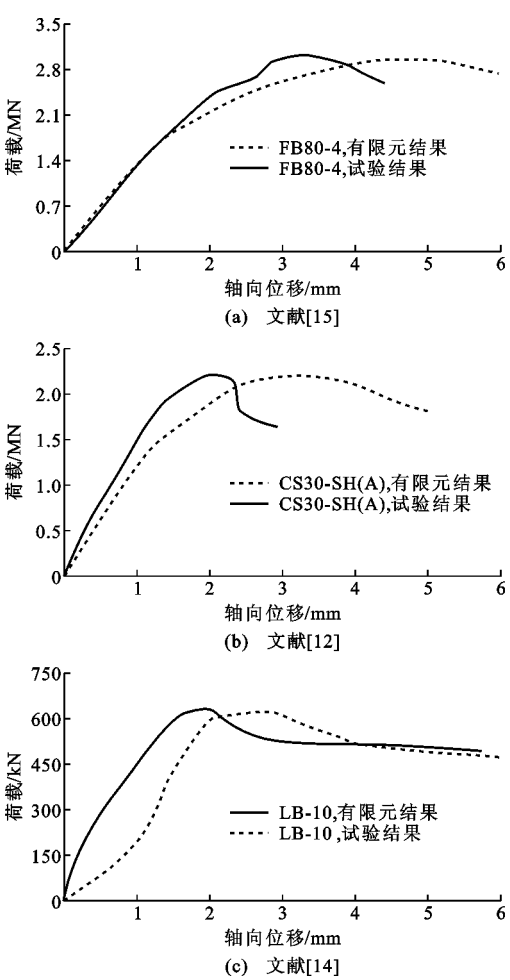


图 10 荷载-轴向位移曲线对比

Fig. 10 Comparison of Load-axial Displacement Curves

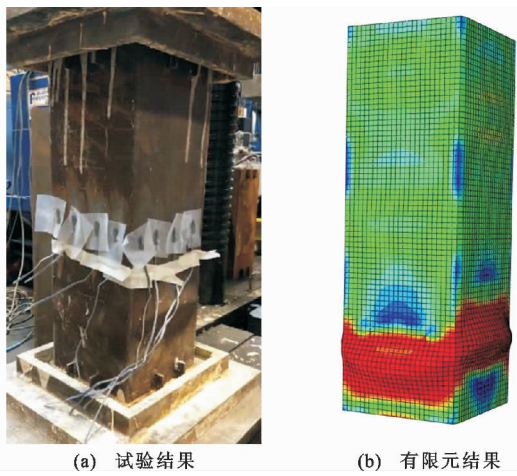


图 11 试件 CS30-SH(B)的破坏模式对比

Fig. 11 Comparison of Failure Modes of Specimen CS30-SH(B)

2.3 壁板屈曲后强度

如图 12 所示(N_u 为壁板所承受的极限荷载, A 为壁板的横截面面积, N_y 为不考虑壁板局部屈曲和材料应变硬化影响的预计截面承载力, b_e 为壁板有

表 1 极限承载力对比

Tab. 1 Comparison of Ultimate Bearing Capacity

数据来源	试件编号	b/t	N_{test}/kN	N_{fem}/kN	N_{fem}/N_{test}
文献 [15]	FB80-1	38	2 329.4	2 441.1	1.05
	FB80-2	48	2 902.6	2 759.1	0.95
	FB80-3	58	2 904.7	2 740.5	0.94
	FB80-4	68	3 028.3	2 954.0	0.98
文献 [12]	CS15-SH(A)	15	1 294.5	1 218.4	0.94
	CS20-SH(B)	20	1 670.9	1 588.1	0.95
	CS25-SH(A)	25	1 912.8	1 932.2	1.01
	CS30-SH(B)	30	2 183.5	2 217.0	1.02
	CS40-SH(B)	40	2 218.3	2 484.5	1.12
文献 [14]	LB-2	40	450.0	430.3	0.96
	LB-4	50	488.0	518.7	1.06
	LB-6	60	517.0	536.9	1.04
	LB-8	80	563.0	577.4	1.03
	LB-10	100	622.0	638.1	1.03

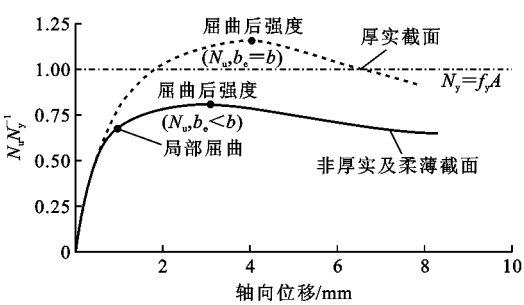


图 12 典型 N_u/N_y -轴向位移曲线

Fig. 12 Typical N_u/N_y -axial Displacement Curve

效宽度),壁板在逐渐增加的荷载下,厚实截面屈服之后发生塑性屈曲,屈曲后的强度发展有限;非厚实及柔薄截面在屈服之前先发生局部屈曲,从而引发整个壁板截面的应力重分布,靠近壁板中间区域屈曲变形大,轴向刚度迅速降低而趋于卸载,靠近支承边缘的区域受局部屈曲的影响不大,具有较强的刚度,屈曲后的壁板中面会产生薄膜应力。当壁板一个方向有外力作用而发生屈曲时,在另一个方向的薄膜拉力会对它产生支持作用,壁板作为一个整体仍然可以承受不断增加的荷载,但刚度有所降低,直至达到屈曲后强度。

壁板的屈曲后强度 σ_u 可表达为

$$\sigma_u = \frac{N_u}{A}$$

(10)

2.4 有限元模型几何参数

建立宽厚比(b/t)范围为 15~180 的有限元模型,轴心受压数值试验共计 548 例;钢材的屈服强度包括 235,460,690,960 MPa 四种。本文建立的有

限元模型截面形状如图 1 所示,壁板厚度统一取 5 mm,试件长度取试件宽度的 3 倍,可以保证壁板在轴心受压情况下,不会受到矩形钢管混凝土柱整体失稳的影响^[42]。

3 参数分析

为了研究焊接残余应力和几何初始缺陷对壁板屈曲后强度的影响,下文进行有限元参数分析,分别建立相应的有限元模型,有限元模型分为 4 类:第 1 类,在有限元模型中考虑了焊接残余应力和几何初始缺陷耦合作用的影响,相应的壁板屈曲后强度有限元计算结果用符号“res&imp”表示;第 2 类,在有限元模型中仅考虑几何初始缺陷的影响,相应的壁板屈曲后强度有限元计算结果用符号“imp”表示;第 3 类,在有限元模型中仅考虑了焊接残余应力的影响,相应的壁板屈曲后强度有限元计算结果用符号“res”表示;第 4 类,在有限元模型中不施加焊接残余应力和几何初始缺陷,相应的壁板屈曲后强度有限元计算结果用符号“non”表示。

3.1 焊接残余应力与几何初始缺陷对屈曲后强度的影响

图 13 为钢材有限元计算结果,其中有限元计算结果之比指第 1,2,3 类有限元模型计算结果与第 4 类有限元模型计算结果的比值。由图 13 可知:对于不同强度的钢材,焊接残余应力和几何初始缺陷均能影响壁板的宽厚比限值,使壁板的宽厚比限值变小;对于强度为 235 MPa 的钢材,不施加焊接残余应力和几何初始缺陷的壁板屈曲后强度最大,仅考虑几何初始缺陷影响的壁板屈曲后强度次之;在宽厚比小于 85 时,同时考虑焊接残余应力和几何初始缺陷两者影响的壁板屈曲后强度最小,仅考虑焊接残余应力影响的壁板屈曲后强度比前者稍大,而当宽厚比大于 85 时,仅考虑焊接残余应力影响的壁板屈曲后强度最小,同时考虑焊接残余应力和几何初始缺陷影响的壁板屈曲后强度较前者稍大。对于强度为 460,690,960 MPa 的高强钢材,在宽厚比小于一定值时,不施加焊接残余应力和几何初始缺陷的壁板屈曲后强度最大,仅考虑几何初始缺陷影响的壁板屈曲后强度次之;同时考虑焊接残余应力和几何初始缺陷两者影响的壁板屈曲后强度最小,仅考虑焊接残余应力影响的壁板屈曲后强度比前者稍大,而当宽厚比大于一定值时, res 约等于 res&imp, imp 约等于 non。对于强度为 460,690,960 MPa 的钢材,当宽厚比分别大于 65,55,65 时,

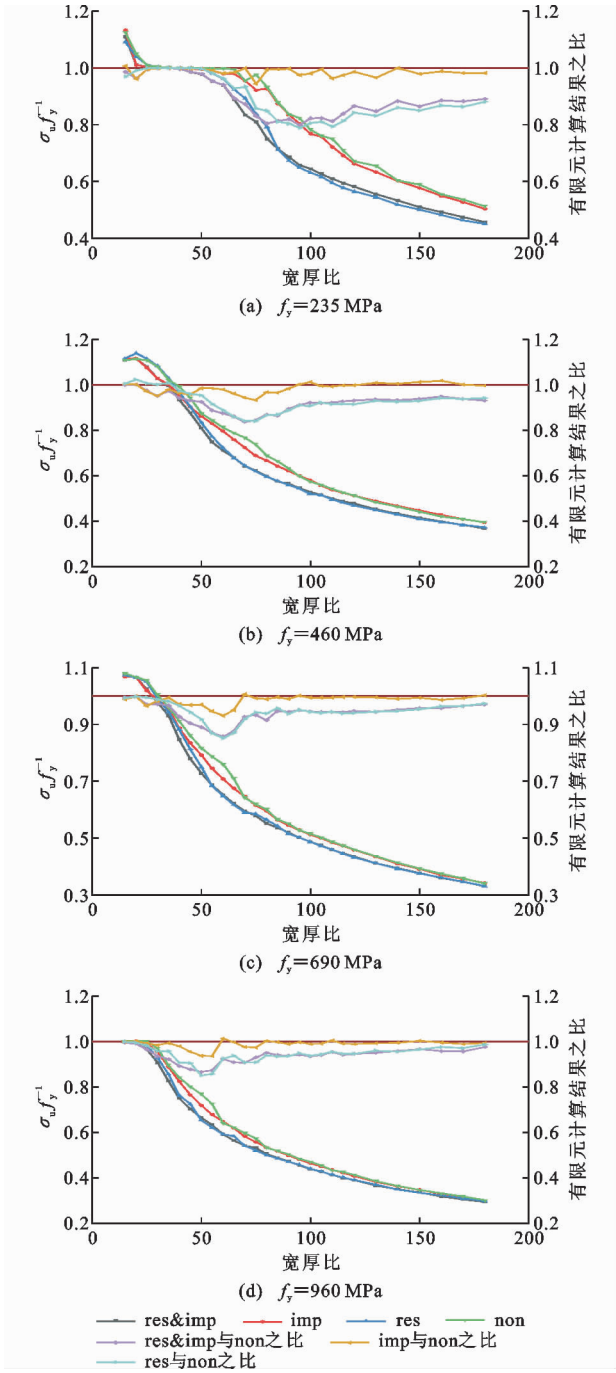


图 13 钢材有限元计算结果

Fig. 13 Finite Element Calculation Results of Steel

在有限元模型中施加了焊接残余应力后,可以不考虑几何初始缺陷的影响。因此,对于高强钢材(屈服强度大于 460 MPa),若有限元模型中施加了焊接残余应力,当宽厚比大于 65 时,则可以不考虑几何初始缺陷对屈曲后强度的影响。

由图 13 还可知:仅考虑几何初始缺陷对不同钢材强度的壁板屈曲后强度的影响较小,分别使钢材强度为 235,460,690,960 MPa 的壁板屈曲后强度最多降低 6%,7%,7%,6%左右,而考虑焊接残余

应力和几何初始缺陷两者耦合作用及仅考虑焊接残余应力对壁板屈曲后强度均有较大的影响,对于 235 MPa 钢材,均使壁板屈曲后强度最多降低 20% 左右;对于 460 MPa 钢材,均使壁板屈曲后强度最多降低 16% 左右;对于 690 MPa 钢材,分别使壁板屈曲后强度最多降低 14% 和 15% 左右;对于 960 MPa 钢材,分别使壁板屈曲后强度最多降低 13% 和 15% 左右。因此,几何初始缺陷可使壁板屈曲后强度最多降低 7% 左右,不受钢材强度的影响,而考虑焊接残余应力和几何初始缺陷两者耦合作用及仅考虑焊接残余应力可使壁板屈曲后强度最多降低 20% 左右,且随着钢材强度的增加,考虑焊接残余应力和几何初始缺陷两者耦合作用及仅考虑焊接残余应力对壁板屈曲后强度的影响逐渐减小。

焊接残余应力和几何初始缺陷之所以能降低壁板屈曲后强度,一方面是因为焊接残余应力使板件中提前进入屈曲状态,另一方面几何初始缺陷的添加相当于板件发生了微小的局部屈曲变形,板件已经进入了一定程度的局部屈曲状态。因此,焊接残余应力和几何初始缺陷的存在能降低壁板屈曲后强度主要是因为壁板在承载之前就已经发挥了一定程度的强度,由壁板剩余强度继续承载。

图 14 为焊接残余应力和几何初始缺陷对壁板屈曲后强度的影响。由图 14 可知:强度为 235 MPa 的普通钢材在相对宽厚比 1.0 附近屈曲后强度降低最多,对于高强度钢材则在相对宽厚比 1.1 附近屈曲后强度降低最多,对于不同强度等级的钢材,焊接残余应力和几何初始缺陷两者耦合作用及仅考虑焊接残余应力对壁板屈曲后强度的影响均大体呈现先增大后减小的趋势,最后趋近于 1。这是由于壁板的屈曲后强度由两部分组成,一部分是屈曲前强度,一部分是局部屈曲发生之后发展的强度,焊接残余应力和几何初始缺陷主要影响屈曲前强度。当相对宽厚比很小时,壁板的承载力绝大部分由屈曲前强度组成,壁板屈服后发生塑性屈曲,发展有限的屈曲后强度到达屈曲后极限强度,屈曲后强度不受焊接残余应力和几何初始缺陷的影响;随着相对宽厚比的增大(壁板的局部屈曲应力在减小),屈曲前强度占比较大,壁板发生弹塑性屈曲时,受到焊接残余应力和几何初始缺陷的影响,较早发生局部屈曲,壁板的屈曲后强度随着宽厚比的增大而减小较快,焊接残余应力和几何初始缺陷对屈曲后强度的影响随着宽厚比的增大而增大;随着宽厚比的继续增大,壁板发生弹性屈曲,屈曲后强度占比较大,焊接残余应力和

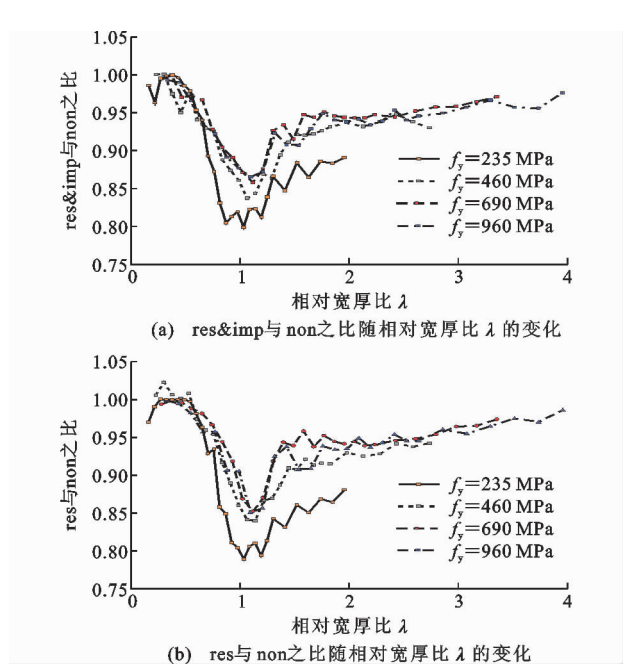


图 14 焊接残余应力和几何初始缺陷对壁板屈曲后强度的影响

Fig. 14 Effects of Welding Residual Stress and Initial Geometric Imperfection on Post-buckling Strength of Slab

几何初始缺陷对屈曲后强度的影响随着相对宽厚比的增大而减小;可以明显看出,随着钢材等级的提高,考虑焊接残余应力和几何初始缺陷两者耦合作用及仅考虑焊接残余应力对壁板屈曲后强度的影响逐渐减小。这是由于当钢材强度较低时,壁板屈曲后强度较小(图 13),而焊接残余应力只与壁板宽厚比和厚度有关,因此,焊接残余应力和几何初始缺陷对壁板屈曲后强度影响更大。

3.2 几何初始缺陷取值对壁板屈曲后强度的影响

图 15 为几何初始缺陷 δ 大小对壁板屈曲后强度的影响,可以看出,对于 460 MPa 钢材,施加不同几何初始缺陷得到的壁板屈曲后强度数值之间的差异较小,当宽厚比小于 95 时,随着几何初始缺陷的增大,壁板的屈曲后强度逐渐降低。当宽厚比较大时,屈曲后的强度占比较大,而壁板屈曲后的强度主要是由薄膜应力提供,几何初始缺陷对薄膜应力的影响较小,对于不同几何初始缺陷取值得到的壁板屈曲后强度没有明显的规律性。

4 壁板屈曲后强度的计算

从上述分析可知,焊接残余应力和几何初始缺陷会使壁板屈曲后强度降低,壁板发生局部屈曲时又受到混凝土(刚性基底)的约束作用。下文对数值试验结果进行分析,提出了矩形钢管混凝土柱壁板

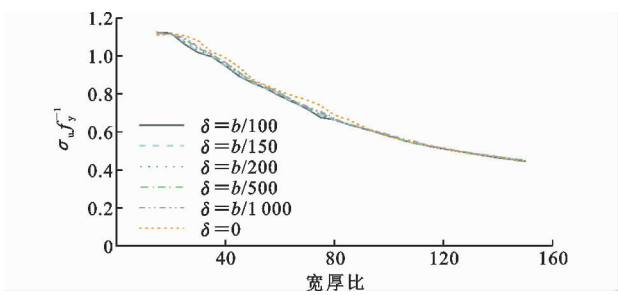


图 15 几何初始缺陷大小对 460 MPa 钢材壁板屈曲后强度的影响

Fig. 15 Effect of Initial Geometric Imperfection Size on Post-buckling Strength of 460 MPa Steel Slab

有效宽度计算公式,并且进一步与已有试验数据比较,验证公式的可靠性。

4.1 有效宽度计算公式的提出

计算空钢管屈曲后强度的有效宽度计算公式首先是由 Von Karman 提出,如式(11)所示

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \tag{11}$$

考虑受到几何初始缺陷和焊接残余应力的影响,规范^[35,43]对式(11)进行了修正,给出计算空钢管壁板的有效宽度计算公式,分别为

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} (1 - 0.18 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}}) \tag{12}$$

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} (1 - 0.22 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}}) \tag{13}$$

将壁板屈曲后强度有限元计算结果与规范按有效宽度公式计算的结果进行对比(图 16),在相对宽厚比较小时,采用规范高估了壁板的屈曲后强度,而在相对宽厚比较大的情况下,则低估了壁板的屈曲后强度,为了能够较为准确地预测矩形钢管混凝土柱壁板的屈曲后强度,基于数值试验结果提出采用式(14)来预测壁板的屈曲后强度

$$\frac{b_e}{b} = 0.67 (\sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}})^{0.6} \tag{14}$$

若 $\sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} < 0.51$, 则 $\frac{b_e}{b} = 1$ 。

4.2 试验数据验证

为了验证提出的有效宽度计算公式的准确性,将式(14)与仅在钢截面上加载的试验数据^[12-16,18]进行对比,如图 17 所示,式(14)预测的壁板屈曲后强度与试验结果吻合较好,总体偏于保守。表 2 给出了根据试验和式(14)得到的有效宽度 $b_{e, test}$, $b_{e, pre}$, 预测结果与试验结果比值的平均值为 0.962, 标准差

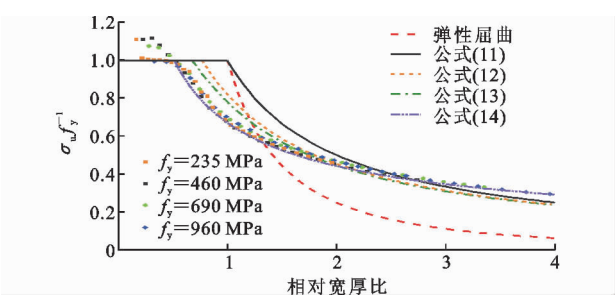


图 16 式(14)曲线与规范曲线对比

Fig. 16 Comparison Between Equation (14) Curve and Standard Curve

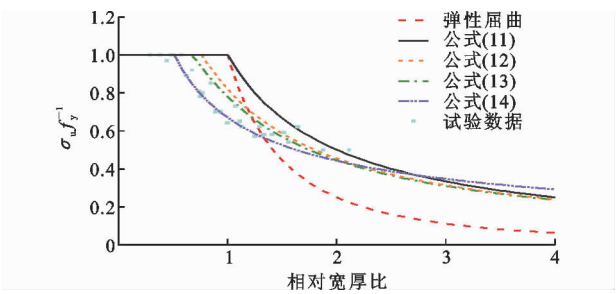


图 17 式(14)曲线与试验数据比较

Fig. 17 Comparison Between of Equation (14) Curve and Test Data

为 0.061。因此,本文提出的有效宽度计算公式可以准确且偏保守地预测壁板的屈曲后强度。

5 结 语

(1) 本文建立的显式动力有限元模型能够较好地模拟矩形钢管混凝土柱壁板考虑几何初始缺陷及焊接残余应力后的局部屈曲和屈曲后行为,通过与现有试验数据对比,验证了该模型的可靠性。

(2) 焊接残余应力和几何初始缺陷对宽厚比限值及屈曲后强度都有影响。焊接残余应力和几何初始缺陷两者耦合作用及仅考虑焊接残余应力对壁板屈曲后强度的影响均大体呈现先增大后减小的趋势,几何初始缺陷可使壁板屈曲后强度最多降低 7% 左右,不受钢材强度的影响;考虑焊接残余应力和几何初始缺陷两者耦合作用或仅考虑焊接残余应力可使壁板屈曲后强度最多降低 20% 左右,且随着钢材强度的增加,对壁板屈曲后强度的最大影响逐渐减小。对于高强钢材(屈服强度大于 460 MPa),当宽厚比大于 65 时,可以忽略几何初始缺陷的影响。

(3) 基于有限元数值结果给出了矩形钢管混凝土柱壁板有效宽度计算公式,并且与试验结果吻合

表 2 有效宽度预测结果与试验结果比较							
Tab. 2 Comparison of Predicted Effective Width Results with Experimental Results							
数据来源	试件编号	f_y/MPa	b/t	λ	$b_{e,\text{test}}/b$	$b_{e,\text{pre}}/b$	$b_{e,\text{pre}}/b_{e,\text{test}}$
文献[16]	FB1	265.00	120.0	1.41	0.58	0.55	0.94
	FB2	265.00	140.0	1.64	0.62	0.50	0.80
	FB3	265.00	160.0	1.88	0.50	0.46	0.92
	FB4	265.00	180.0	2.11	0.50	0.43	0.86
文献[13]	B16	282.00	37.3	0.44	0.97	1.00	1.03
	B17	282.00	56.6	0.67	0.92	0.85	0.92
	B20	282.00	74.7	0.89	0.70	0.72	1.03
	B5	282.00	93.4	1.11	0.65	0.63	0.97
	B1	282.00	112.2	1.34	0.58	0.56	0.97
	B29	282.00	130.7	1.56	0.54	0.51	0.95
文献[14]	LB-2	300.00	40.0	0.50	1.00	1.00	1.00
	LB-4	300.00	50.0	0.62	0.89	0.89	1.00
	LB-6	300.00	60.0	0.75	0.78	0.80	1.02
	LB-8	300.00	80.0	1.00	0.64	0.67	1.05
	LB-10	300.00	100.0	1.25	0.57	0.59	1.03
文献[15]	FB80-1	739.80	38.0	0.74	0.81	0.80	0.99
	FB80-2	739.80	48.0	0.93	0.70	0.70	1.00
	FB80-3	739.80	58.0	1.13	0.62	0.62	1.00
	FB80-4	739.80	68.0	1.32	0.58	0.57	0.98
文献[12]	CS15-SH(A)	762.00	15.0	0.29	1.00	1.00	1.00
	CS20-SH(B)	762.00	20.0	0.38	1.00	1.00	1.00
	CS25-SH(A)	762.00	25.0	0.48	1.00	1.00	1.00
	CS30-SH(B)	762.00	30.0	0.58	1.00	0.93	0.93
	CS40-SH(B)	762.00	40.0	0.77	0.80	0.78	0.98
文献[18]	FB1	977.40	38.0	0.85	0.85	0.74	0.87
	FB2	977.40	48.0	1.07	0.73	0.64	0.88
	FB3	977.40	58.0	1.29	0.62	0.57	0.93
	FB4	977.40	68.0	1.51	0.59	0.52	0.89

较好。提出的有效宽度公式可以较为准确且偏保守地预测矩形钢管混凝土柱壁板屈曲后强度。

参考文献:

References:

[1] LIU J,LIU Y J,ZHANG G J. Experimental Analysis of Temperature Gradient Patterns of Concrete-filled Steel Tubular Members[J]. Journal of Bridge Engineering,2019,24(11):04019109.

[2] 高诣民,刘永健,周绪红,等. 高性能钢管混凝土组合桁梁桥[J]. 中国公路学报,2018,31(12):174-187. GAO Yi-min,LIU Yong-jian,ZHOU Xu-hong,et al. High-performance CFST Composite Truss Bridge[J]. China Journal of Highway and Transport,2018,31(12):174-187.

[3] 刘永健,王康宁,刘 彬,等. 矩形钢管混凝土组合桁梁负弯矩区受力性能试验研究[J]. 建筑结构学报,

2019,40(9):74-83.

LIU Yong-jian, WANG Kang-ning, LIU Bin, et al. Experimental Research on Mechanical Behavior of RCFST Composite Truss Beam Under Negative Bending[J]. Journal of Building Structures,2019,40(9):74-83.

[4] 刘永健,马印平,田智娟,等. 矩形钢管混凝土组合桁梁连续刚构桥实桥试验[J]. 中国公路学报,2018,31(5):53-62. LIU Yong-jian, MA Yin-ping, TIAN Zhi-juan, et al. Field Test of Rectangular Concrete Filled Steel Tubular Composite Truss Bridge with Continuous Rigid System[J]. China Journal of Highway and Transport,2018,31(5):53-62.

[5] TAO Z,UY B,HAN L H,et al. Analysis and Design of Concrete-filled Stiffened Thin-walled Steel Tubular Columns Under Axial Compression[J]. Thin-walled

- Structures, 2009, 47(12): 1544-1556.
- [6] YUAN F, HUANG H, CHEN M C. Effect of Stiffeners on the Eccentric Compression Behaviour of Square Concrete-filled Steel Tubular Columns [J]. Thin-walled Structures, 2019, 135: 196-209.
- [7] ASLANI F, UY B, TAO Z, et al. Behaviour and Design of Composite Columns Incorporating Compact High-strength Steel Plates [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 107: 94-110.
- [8] SHI G, XU K L, BAN H Y, et al. Local Buckling Behavior of Welded Stub Columns with Normal and High Strength Steels [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 119: 144-153.
- [9] 张 宁, 刘永健, 李 慧, 等. 弹性基底上受非均匀荷载加劲板的局部屈曲特性 [J]. 交通运输工程学报, 2017, 17(1): 36-44.
- ZHANG Ning, LIU Yong-jian, LI Hui, et al. Local Buckling Characteristics of Stiffened Rectangular Plate on Elastic Foundation Subjected to Non-uniform Loads [J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2017, 17(1): 36-44.
- [10] LIANG Q Q, UY B. Theoretical Study on the Post-local Buckling of Steel Plates in Concrete-filled Box Columns [J]. Computers & Structures, 2000, 75(5): 479-490.
- [11] GUO L H, ZHANG S M, KIM W J, et al. Behavior of Square Hollow Steel Tubes and Steel Tubes Filled with Concrete [J]. Thin-walled Structures, 2007, 45(12): 961-973.
- [12] KHAN M, UY B, TAO Z, et al. Behaviour and Design of Short High-strength Steel Welded Box and Concrete-filled Tube (CFT) Sections [J]. Engineering Structures, 2017, 147: 458-472.
- [13] BRIDGE R Q, O'SHEA M D. Behaviour of Thin-walled Steel Box Sections with or Without Internal Restraint [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1998, 47(1): 73-91.
- [14] UY B. Local and Post-local Buckling of Concrete Filled Steel Welded Box Columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1998, 47(1): 47-72.
- [15] HUANG Z C, LI D X, UY B, et al. Local and Post-local Buckling of Fabricated High-strength Steel and Composite Columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 154: 235-249.
- [16] UY B. Local and Postlocal Buckling of Fabricated Steel and Composite Cross Sections [J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(6): 666-677.
- [17] CHEN C C, KO J W, HUANG G L, et al. Local Buckling and Concrete Confinement of Concrete-filled Box Columns Under Axial Load [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 78: 8-21.
- [18] LI D X, HUANG Z C, UY B, et al. Slenderness Limits for Fabricated S960 Ultra-high-strength Steel and Composite Columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2019, 159: 109-121.
- [19] WANG Y B, LI G Q, CHEN S W. The Assessment of Residual Stresses in Welded High Strength Steel Box Sections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 76: 93-99.
- [20] KHAN M, PARADOWSKA A, UY B, et al. Residual Stresses in High Strength Steel Welded Box Sections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 116: 55-64.
- [21] LEE K C, YOO C H. Longitudinal Stiffeners in Concrete-filled Tubes [J]. Journal of Structural Engineering, 2012, 138(6): 753-758.
- [22] SONG Y C, LI J, CHEN Y Y. Local and Post-local Buckling of Normal/High Strength Steel Sections with Concrete Infill [J]. Thin-walled Structures, 2019, 138: 155-169.
- [23] TAO Z, HAN L H, WANG D Y. Experimental Behaviour of Concrete-filled Stiffened Thin-walled Steel Tubular Columns [J]. Thin-walled Structures, 2007, 45(5): 517-527.
- [24] TAO Z, HAN L H, WANG D Y. Strength and Ductility of Stiffened Thin-walled Hollow Steel Structural Stub Columns Filled with Concrete [J]. Thin-walled Structures, 2008, 46(10): 1113-1128.
- [25] YUAN F, HUANG H, CHEN M C. Behaviour of Square Concrete-filled Stiffened Steel Tubular Stub Columns Under Axial Compression [J]. Advances in Structural Engineering, 2019, 22(8): 1878-1894.
- [26] THAI H T, UY B, KHAN M, et al. Numerical Modelling of Concrete-filled Steel Box Columns Incorporating High Strength Materials [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2014, 102: 256-265.
- [27] HAN L H, YAO G H, TAO Z. Performance of Concrete-filled Thin-walled Steel Tubes Under Pure Torsion [J]. Thin-walled Structures, 2007, 45(1): 24-36.
- [28] UY B. Concrete-filled Fabricated Steel Box Columns for Multistorey Buildings: Behaviour and Design [J]. Progress in Structural Engineering and Materials, 1998, 1(2): 150-158.
- [29] BAN H Y, SHI G, BAI Y, et al. Residual Stress of 460 MPa High Strength Steel Welded Box Section: Experimental Investigation and Modeling [J]. Thin-

walled Structures,2013,64:73-82.

[30] GE H B,USAMI T. Strength Analysis of Concrete-filled Thin-walled Steel Box Columns[J]. Journal of Constructional Steel Research,1994,30(3):259-281.

[31] WRIGHT H D. Local Stability of Filled and Encased Steel Sections[J]. Journal of Structural Engineering,1995,121(10):1382-1388.

[32] WANG Y B,LI G Q,CHEN S W,et al. Experimental and Numerical Study on the Behavior of Axially Compressed High Strength Steel Box-columns[J]. Engineering Structures,2014,58:79-91.

[33] 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.

[34] SHI G,BAN H Y,BIJLARRAD 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.

[35] BS EN 1993-1-5:2006, Eurocode 3: Design of Steel Structures;Part 1-5:Plated Structural Elements[S].

[36] TSUTOMU U. Guidelines for Stability Design Steel Structures[M]. Tokyo:Japan Society of Civil Engineers,2005.

[37] GB 50018—2002,冷弯薄壁型钢结构技术规范[S].

GB 50018—2002, Technical Code of Cold-formed Thin-wall Steel Structures[S].

[38] GB 50205—2001,钢结构工程施工质量验收规范[S]. GB 50205—2001, Code for Acceptance of Construction Quality of Steel Structures[S].

[39] Japan Society of Highway Bridges. Specifications for the Design of Highway Bridges[M]. Tokyo:Japan Society of Highway Bridges,1990.

[40] THAI H T,VO T P,TRUNG-KIEN N,et al. Explicit Simulation of Bolted Endplate Composite Beam-to-CFST Column Connections [J]. Thin-walled Structures,2017,119:749-759.

[41] 施 刚,朱 希. 高强度结构钢材单调荷载作用下的本构模型研究[J]. 工程力学,2017,34(2):50-59. SHI Gang,ZHU Xi. Study on Constitutive Model of High-strength Structural Steel Under Monotonic Loading[J]. Engineering Mechanics,2017,34(2):50-59.

[42] HAN L H,YAO G H,ZHAO X L. Tests and Calculations for Hollow Structural Steel (HSS) Stub Columns Filled with Self-consolidating Concrete (SCC) [J]. Journal of Constructional Steel Research,2005,61(9):1241-1269.

[43] ANSI/AISC 360-16, Specification for Structural Steel Buildings[S].