

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2017.04.006

双钢板-混凝土组合墙局部屈曲性能试验

刘阳冰¹,王爽¹,刘晶波²,牛箐菁¹,曹天峰³

(1. 南阳理工学院土木工程学院,河南 南阳 473004;
2. 清华大学土木工程系,北京 100084; 3. 重庆大学土木工程学院,重庆 400045)

摘要: 进行了4片双钢板-混凝土组合墙轴向受压试验,分析钢板强度和距厚比(抗剪连接件间距与钢板厚度比值)对外钢板局部屈曲位置、临界荷载、破坏类型的影响规律。结果表明:在竖向的2个连接件和4个连接件中部位置的钢板容易发生屈曲,且钢材强度越高,防止试件发生屈曲先于屈服局部弹性屈曲破坏的距厚比限值越小;距厚比仅对构件的破坏类型、局部屈曲的临界荷载影响较大。在试验研究基础上,采用理论分析,推导了防止钢板发生局部弹性屈曲破坏的距厚比限值公式,并采用国内外试验研究数据和数值模拟分析方法对公式的适用性进行验证,进一步修正了防止双钢板-混凝土组合墙发生局部弹性屈曲破坏的距厚比限值设计公式。

关键词: 双钢板-混凝土组合墙;局部屈曲;轴压;性能试验;距厚比

中图分类号: TU192; TU398 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-1980(2017)04-0317-07

Experimental study on local buckling behavior of composite walls with double steel plates and filled concrete

LIU Yangbing¹, WANG shuang¹, LIU Jingbo², NIU Qinglei¹, CAO Tianfeng³

(1. College of Civil Engineering, Nanyang Institute of Technology, Nanyang 473004, China;
2. Department. of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;
3. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: Four composite walls with double steel plates and filled concrete were tested under axial compressive loads, and the effects of the strength and distance-to-thickness ratio (the ratio of the distance between shear connectors to the steel plate thickness) of a steel plate on the local buckling position, critical loading, and failure modes were analyzed. Test results indicate that local buckling tends to occur in the middle between two vertical connectors and in the middle part of the area surrounded by four connectors. The limit value of the distance-to-thickness ratio that prevents local buckling failure from occurring before yielding failure decreases with the increase of the strength of steel. The distance-to-thickness ratio has a significant influence on the failure mode and critical load of local buckling. Based on the analysis of experiments, the formula for the limit value of the distance-to-thickness ratio that prevents local elastic buckling failure was derived. The applicability of the formula was verified by the existing experimental data and numerical analysis, and the formula was further modified.

Key words: composite walls with double steel plates and concrete; local buckling; axial compression; behavior experiment; distance-to-thickness ratio

双钢板-混凝土组合墙是由置于两侧的2片钢板和内部混凝土通过抗剪连接件连接组成的新型竖向组合构件和抗侧力构件。外侧钢板对内部混凝土有约束作用,对提高混凝土强度、变形和抑制混凝土裂缝和过早压溃具有积极作用;而内部混凝土和连接件的存在又可以限制外钢板的局部屈曲。双钢板-混凝土组合墙

已在国内外核电站厂房得到广泛应用,近年来逐渐应用于城市道路桥梁、高层建筑等许多领域,是改善混凝土剪力墙抗震性能的重要发展方向之一,已成为工程研究的热点^[1-2]。

双钢板-混凝土组合墙通过钢板与混凝土的有效组合,从而共同发挥作用和优势;如果外钢板在屈服前发生局部弹性屈曲,会造成外钢板与混凝土分离,从而影响组合墙体作用的发挥。国内外对双钢板-混凝土组合墙在轴向荷载作用下,外钢板的局部弹性屈曲进行了一定的研究。文献[1]完成了4片双钢板-混凝土组合墙的轴心受压试验,初步分析了距厚比对组合墙破坏模式的影响规律。文献[3]和[4]通过对4片双钢板-混凝土组合墙的轴压试验和理论推导,给出了钢板弹性屈曲应变的理论公式。文献[5]通过组合墙的系列试验,研究栓钉间距对钢板局部屈曲的影响规律。文献[6]统计分析了日本核电站钢板-混凝土组合墙结构轴向受压试验的结果,并基于欧拉公式初步给出了外钢板局部屈曲的长细比限值。文献[7]采用正交各向异性板理论和能量原理推导了在单轴压下防止钢板屈曲的栓钉间距与钢板厚度的限值。文献[8]进行了足尺的双层压型钢板-混凝土组合墙轴心受压性能试验,结果表明由于钢板的局部屈曲,钢板和混凝土均未达到其屈服应力。文献[9]和[10]分别研究了在轴压和偏压荷载作用下组合柱中外钢板的局部屈曲性能。

已有的防止钢板在轴向荷载作用下发生局部弹性屈曲的建议方法大多基于弹性理论分析,且不同方法得到的结果差别较大,适应范围有很强的局限性。因此,笔者基于已有的研究成果,采用试验研究和有限元数值模拟的方法对双钢板-混凝土组合墙外钢板的局部屈曲性能进行研究,提出双钢板-混凝土组合墙在轴向荷载作用下外钢板防止局部弹性屈曲的设计计算方法。

1 试验研究

1.1 试验概况

在文献[1]试件 DSW-1 ~ DSW-4 组合墙试验的基础上,设计了4片双钢板-混凝土组合墙试件,编号为 DSW-5 到 DSW-8,4 个试件的连接件间距和外钢板的钢材牌号与文献[1]不同。为了便于比较,表1中给出8个试件的基本信息。表1中 s 为抗剪连接件(栓钉和对拉螺栓)的间距, t 为墙钢板的厚度, s/t 为抗剪连接件间距与钢板厚度的比值(简称距厚比)。侧钢板距厚比均为12。

试件底部和顶部分别设置钢筋混凝土基座梁和加载梁,与组合墙混凝土整体浇筑,试件总高度均为1300 mm,墙净高为800 mm,墙钢板厚度 t 均为3 mm,侧钢板厚度为8 mm,混凝土厚度为160 mm,墙总厚度为166 mm,试件的具体设计外形尺寸和连接构造参照文献[1]。钢板采用Q345和Q235钢,内填C50细石混凝土。墙钢板和侧钢板上设置焊接栓钉和对拉螺栓,以保证钢板和混凝土共同工作,直径均为6 mm。图1以DSW-6为例,给出栓钉和对拉螺栓及应变片布置。

表1 试件基本信息

Table 1 Basic information on specimens

试件编号	s/mm	s/t	钢材牌号
DSW-1	150	50	Q345
DSW-2	100	33	Q345
DSW-3	75	25	Q345
DSW-4	35	12	Q345
DSW-5	135	45	Q235
DSW-6	120	40	Q235
DSW-7	105	35	Q235
DSW-8	90	30	Q235

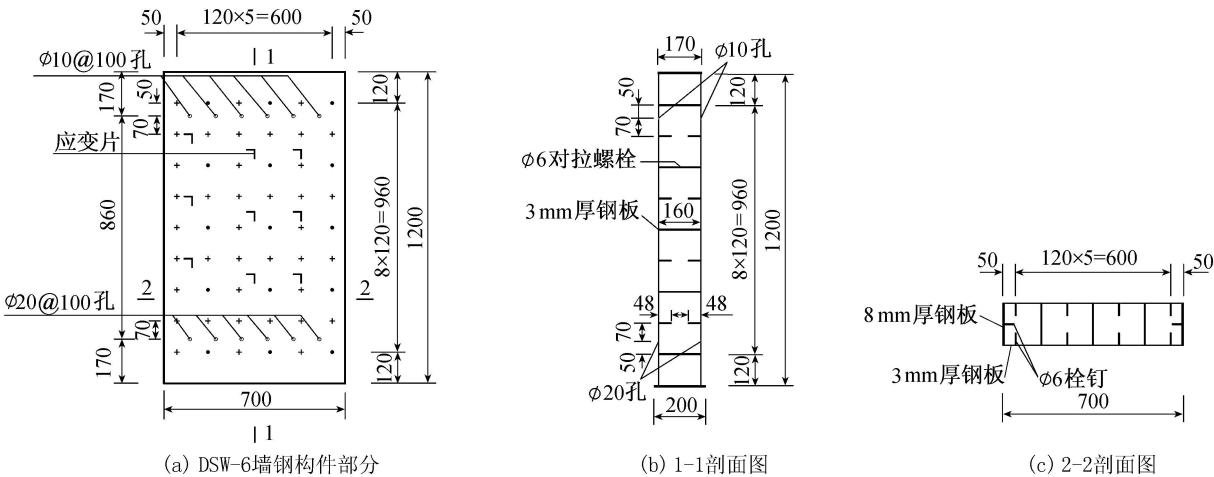


图1 DSW-6 抗剪连接件及应变片布置(单位:mm)

Fig. 1 Layout of shear connector and strain gage of DSW-6 (units: mm)

根据相关规定方法^[11-12]测得的混凝土和 3 mm 厚的 Q235 钢板和 Q345 钢板的材性试验结果表明,实测立方体抗压强度在 37.1 ~ 52.4 MPa 之间,变化范围较大,可以在一定程度上反映混凝土强度的影响。

采用重庆大学结构工程实验室 20 MN 微机控制电液伺服压剪试验机对试件施加轴向压力,轴向荷载通过试验机数据采集系统读取;在试件的正面、背面以及侧面钢板表面粘贴应变片,测量钢板的局部应变。在加载梁和基础梁之间布置位移计,测量试件两边的竖向变形。图 2 分别给出试验加载装置布置和试件实际加载图片。试验采用力和位移控制单调轴向加载^[1]。

1.2 试验结果分析

1.2.1 试验现象

试件 DSW-5:加载至 1 100 kN 时,墙体钢板的中部位置出现局部屈曲;加载至 4 000 kN 时,背面钢板形成水平向的贯通屈曲,如图 3(a)所示;加载至 5 080 kN 时,听到对拉螺栓断裂声,随后背面钢板局部屈曲与侧钢板连接处的焊缝被拉开,压碎的混凝土从内部流出,试件破坏。

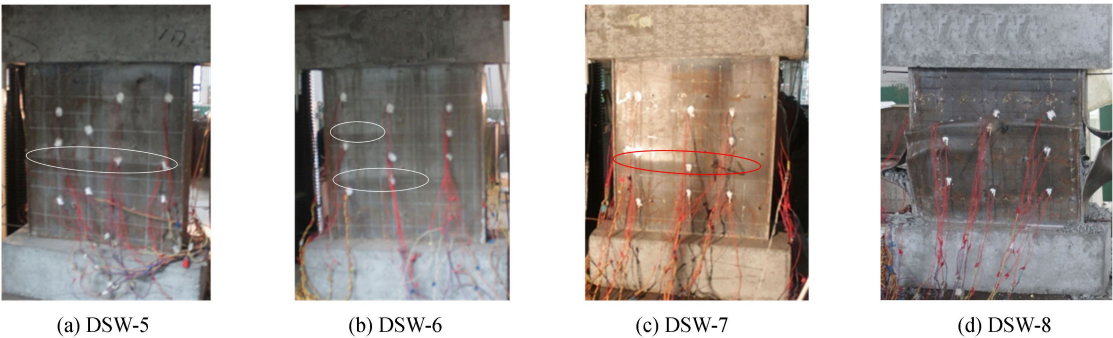


图 3 外钢板局部屈曲
Fig.3 Local buckling of outer specimens

试件 DSW-6:加载至 2 000 kN 时,墙体正面中部偏右侧位置处钢板发生局部屈曲;加载至 4 500 kN 时,局部屈曲变形增大,如图 3(b)所示,并有对拉螺栓断裂声音发出;加载至 4 840 kN 时,正面及背面钢板均出现明显的钢板“折痕”,随后在局部屈曲变形位置与侧钢板连接处的焊缝被突然拉开,内部压碎混凝土从焊缝拉开处脱落,试件破坏。

试件 DSW-7:加载至 3 000 kN 时,钢板正面出现局部屈曲;加载至 5 100 kN 时,背面钢板形成水平向局部贯通屈曲,图 3(c)为裂缝拉开前背面钢板局部变形,此时不断听到钢板和对拉螺栓断裂的响声,紧接着侧钢板与墙钢板焊缝被拉开,内部压碎混凝土流出,试件破坏。

试件 DSW-8:加载至 3 800 kN 时,正面钢板发生局部屈曲;加载至 5 900 kN 时,不断听到钢板响声和对拉螺栓断裂的响声,内部混凝土压碎,紧接着墙正面钢板局部屈曲位置与侧钢板连接处的焊缝被拉开,侧钢板屈曲,压碎的混凝土从拉开的缺口处脱落,如图 3(d)所示。

4 个试件在焊缝拉开前,侧钢板均未观测到明显的屈曲,敲击钢板未听到空洞声,说明侧钢板在焊缝拉开前与混凝土没有明显分离,均未发生局部屈曲。

1.2.2 试验结果分析

8 个试件的破坏均为脆性破坏,在混凝土压碎、焊缝拉开前,墙钢板均出现不同程度的局部屈曲变形。对于相同牌号的钢材,出现局部屈曲时对应的临界荷载并不相同。根据试件发生局部屈曲时的平均轴向应变 ε 与钢材屈服应变 ε_y 的比值,把试件的破坏分为 2 类:第 I 类为钢板屈曲先于屈服发生的局部弹性屈曲破坏,第 II 类为钢板屈服先于屈曲的钢板屈服混凝土压碎破坏,其中第 I 类破坏为工程中需要避免的破坏类型。表 2 给出试件局部屈曲发生时的临界荷载、 $\varepsilon/\varepsilon_y$ 及试件破坏类型。

从表2可知,对于相同材料的试件,临界荷载随着距厚比的增大而减小,破坏形式从钢板屈服先于屈曲的第Ⅱ类破坏变化到钢板屈曲先于屈服的第Ⅰ类破坏;2类破坏之间存在距厚比限值,当距厚比大于该限值时会发生局部弹性屈曲的第Ⅰ类破坏,当距厚比小于或等于该限值时发生第Ⅱ类破坏。钢材屈服强度不同,试件发生第Ⅱ类破坏的距厚比限值也不同,钢材屈服强度越高,发生第Ⅱ类破坏所需的距厚比限值越小,栓钉间距越小。由于试件不是同批次浇筑,混凝土强度存在明显差异,但试验结果仍可说明混凝土强度的大小对试件的破坏模式影响不明显。

表2 试件屈曲临界荷载与破坏类型
Table 2 Critical buckling loads and failure types of specimens

试件	钢材	s/t	临界荷载/kN	$\varepsilon/\varepsilon_y$	破坏类型	试件	钢材	s/t	临界荷载/kN	$\varepsilon/\varepsilon_y$	破坏类型
DSW-1	Q345	50	500	0.1	Ⅰ类	DSW-5	Q235	45	1 100	0.3	Ⅰ类
DSW-2	Q345	33	3 400	0.6	Ⅰ类	DSW-6	Q235	40	2 000	0.8	Ⅰ类
DSW-3	Q345	25	4 800	0.9	Ⅰ类	DSW-7	Q235	35	3 000	1.1	Ⅱ类
DSW-4	Q345	12	7 080	1.1	Ⅱ类	DSW-8	Q235	30	3 800	1.1	Ⅱ类

2 外钢板局部屈曲理论分析

根据试验现象分析,双钢板-混凝土组合墙在轴向受压时墙钢板发生局部屈曲的位置有2处:上下2个栓钉的中部和4个栓钉包围的正方形钢板中部。在水平方向2个栓钉之间的部位未发现局部屈曲。因此,要防止钢板发生局部弹性屈曲的第Ⅰ类破坏,只需保证在发生局部屈曲位置上的钢板屈服先于屈曲发生,即保证相邻上下2排栓钉之间的钢板屈服先于屈曲发生,这样就能从整体上防止钢板局部屈曲过早发生,从而防止产生第Ⅰ类破坏。

针对上述发生局部屈曲位置的钢板,选取不同的计算分析模型单元,分别采用轴心受压构件的欧拉公式和单向受压四边简支板公式的弹性弯曲屈曲理论^[13]来分析其屈曲的临界应力和临界应变,初步给出距厚比限值的计算公式。

2.1 基于欧拉公式的墙钢板屈曲分析

对于双钢板-混凝土组合墙轴心受压构件,总体上在钢板发生局部屈曲前混凝土的竖向变形相对于栓钉间距 s 很小,而栓钉整个嵌入混凝土中,未发现栓钉在钢板屈曲前发生破坏,因此可以把栓钉作为钢板的支撑点,采用下端固定、上端简支的半固定支承条件^[3]。选用栓钉两侧各 $s/2$ 长度作为计算单元,如图4中的阴影所示。

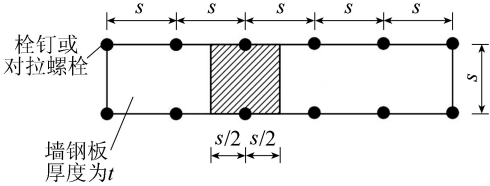


图4 弹性屈曲分析模型
Fig.4 Analysis model of elastic buckling

设钢板厚度为 t ,根据压杆临界力的欧拉公式^[13],可以将其看作截面为 st 、长为 s 的压杆,求得临界应力 σ_{cr} 为

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E_s I}{(kl)^2 A} = \frac{\pi^2 E_s st^3}{12 (ks)^2 st} = \frac{\pi^2 E_s}{12 k^2 \left(\frac{s}{t}\right)^2}$$

(1)

式中: E_s ——钢材的弹性模量; I ——截面惯性矩; k ——屈曲参数,与支承形式有关,半固定支承取0.7。
将式(1)两端均除以 E_s ,得到屈曲临界应变 ε_{cr} 为

$$\varepsilon_{cr} = \frac{\pi^2}{12 k^2 \left(\frac{s}{t}\right)^2}$$

(2)

当 ε_{cr} 大于或等于屈服应变 ε_y 时,墙钢板屈服先于屈曲,发生第Ⅱ类破坏。因此可以得到距厚比 s/t 需要满足如下要求:

$$\frac{s}{t} \leq \frac{\pi}{k} \sqrt{\frac{1}{12 \varepsilon_y}} = 1.296 \sqrt{\frac{1}{\varepsilon_y}}$$

(3)

对于Q235钢和Q345钢2组试件,材性试验得到 ε_y 为0.13%和0.18%,将其分别代入式(3),可得距厚比 s/t 限值如下:Q235钢 $s/t \leq 35$,Q345钢 $s/t \leq 30$ 。将该距厚比限值用于验证8个试件:当 s/t 小于或等于限

值时,试件发生屈服先于屈曲的第Ⅱ类破坏;当 s/t 大于限值时,发生屈曲先于屈服的第Ⅰ类破坏。对比表 2,试件 DSW-3 的距厚比为 25,小于限值 30,按欧拉公式应发生屈服先于屈曲的第Ⅱ类破坏,但实际情况为第Ⅰ类破坏,不符合限值要求;其余 7 个试件均符合。

2.2 基于单板稳定理论的墙钢板屈曲分析

双钢板-混凝土组合墙仅在轴向荷载作用下,外钢板承受的为单向的均匀压力;对于 4 个栓钉包围的正方形钢板,板有微小的变形时,栓钉可以在板的平面内自由移动,因此板可以近似为四边简支的板来进行弹性屈曲分析^[3,8-9]。如图 5 所示选用栓钉包围的边长为 s 的钢板作为计算单元。

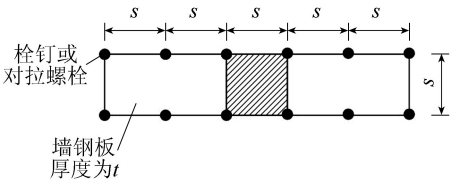


图 5 单板弹性屈曲分析模型

Fig. 5 Elastic buckling analysis model of single steel plate

根据四边简支板单向受压时的临界应力 σ_{cr} 简化计算公式^[13]得

$$\sigma_{cr} = \frac{4\pi^2 E_s}{12(1 - \nu^2) \left(\frac{s}{t}\right)^2} \tag{4}$$

式中: ν ——泊松比,取 0.3。

采用 2.1 节相同的方法,可以推导出 ε_{cr} 和防止钢板屈曲先于屈服发生的 s/t 限值如下:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{4\pi^2}{12(1 - \nu^2) \left(\frac{s}{t}\right)^2} \tag{5}$$

$$\frac{s}{t} \leq \pi \sqrt{\frac{1}{3(1 - \nu^2) \varepsilon_y}} = 1.901 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \tag{6}$$

式中: f_y ——钢材的屈服强度。

同样根据钢板材料性能试验结果,将对应的数值代入,可得 Q235 钢 $s/t \leq 52$, Q345 钢 $s/t \leq 45$ 。将该结果用于验证 8 个试件,除 DSW-4、DSW-7、DSW-8 符合要求外,其余试件均不符合要求。将该结果与前述结果(Q235 钢 $s/t \leq 35$, Q345 钢 $s/t \leq 30$)进行比较,明显看出基于欧拉公式分析得到的距厚比限值小于基于单板稳定理论式的限值。采用不同的理论和假定得到的防止钢板发生局部弹性屈曲第Ⅰ类破坏的距厚比 s/t 限值不同,欧拉公式得到的结果相对保守。将欧拉理论得到的限值用于双钢板-混凝土组合墙的设计,不能完全保证试件发生钢板屈服先于屈曲的第Ⅱ类破坏。因此,有必要在理论分析的基础上,对公式的适用性进行进一步讨论,以便得到普遍适用的防止双钢板-混凝土组合墙发生局部弹性屈曲破坏的距厚比限值设计公式。

3 试验及有限元验证分析

为了进一步验证基于欧拉公式距厚比限值表达式(式(3))的适用性和可靠性,在收集已有国内外 31 个双钢板-混凝土组合墙试验结果的基础上,进行了钢板屈曲影响因素数值分析。在试验截面的基础上,变化钢板壁厚和栓钉间距,钢材采用 Q235 钢,混凝土为 C60,钢板厚度取 3 mm、4 mm、5 mm 和 6 mm,距厚比 s/t 在 15 ~ 75 之间变化,共 23 个试件,进行轴心受压的全过程分析。

3.1 有限元模型和钢板屈曲判定方法

采用 ABAQUS 有限元分析软件进行轴向荷载作用下的轴心受压分析;墙体混凝土采用 8 节点的三维线性缩减积分单元(C3D8R),采用混凝土损伤塑性模型;钢板采用 4 节点的三维线性缩减积分单元(S4R),钢材采用二次流塑模型;栓钉采用非线性弹簧单元(SPRING2),栓钉剪力-滑移曲线采用 Ollgaard 曲线^[14];对拉螺栓采用 MPC 绑定约束(Tie)来模拟,使对拉螺栓处的混凝土和钢板节点的六个自由度相同;设置接触单元来模拟钢板与混凝土的界面模型。图 6 为有限元模型。

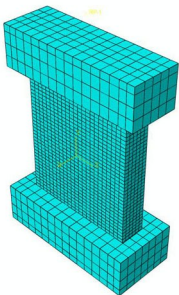


图 6 有限元模型

Fig. 6 Finite element model

在双钢板-混凝土组合墙中,钢板平面外变形受到混凝土和剪力连接件(栓钉、对拉螺栓)的约束,组合墙承载力对钢板屈曲的敏感性显著降低。由于模型引入了钢板的初始缺陷,在初始时刻钢板与混凝土之间就存在接触分离的现象,因此钢板首次局部屈

曲的判定条件为在新的位置发生钢板和混凝土的接触分离,在 ABAQUS 后处理中可以查看到接触面的接触分离距离(COPEN),并以此得出钢板的弹性屈曲临界荷载和相应的轴向应变。

3.2 试验及有限元验证分析

根据式(2)绘制钢板屈曲应变的欧拉曲线,为了便于比较不同的试验构件及有限元计算结果,将式(2)两端分别除以屈服应变 ε_y ,如图 7 中虚线所示。

图 7 中分散的数据点为收集到的国内外试验数据^[1,3-6]和本文试验数据以及数值模拟的结果。从图 7 可以看出,数据点的分布趋势总体上符合轴心受压杆(一端固定一端铰支)欧拉临界应变曲线。从图中的欧拉曲线可以看出, $\varepsilon_{cr}/\varepsilon_y$ 大于或等于 1、横坐标小于或等于 1.296 时(欧拉曲线与水平线 $\varepsilon_{cr}/\varepsilon_y = 1$ 的交点,图中 $x = 1.296$ 竖向点画线左侧),从理论上可以保证钢板屈服先于局部屈曲,对应于距厚比 s/t 满足式(3)的要求。但在图 7 中网格阴影部分范围内,试验和数值模拟的距厚比虽符合式(3)的要求,即横坐标的数值小于或等于 1.296,位于点画线 $x = 1.296$ 的左侧,但局部屈曲时钢板的应变小于屈服应变,发生了钢板屈曲先于屈服的第 I 类局部弹性屈曲破坏,这说明式(3)给出的距厚比限值不能完全保证,墙钢板的屈服先于屈曲。

从图 7 中还可以看出,在横坐标小于或等于 1 时,纵坐标没有出现小于 1 的数值,即在图中灰色阴影部分无数据点,这说明当横坐标小于或等于 1 时,可以保证钢板屈服先于屈曲,发生第 II 类破坏。

通过以上分析,得到保证轴心受压构件钢板屈服先于屈曲发生的距厚比限值公式如下:

$$\frac{s}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \leqslant 1$$

(7)

即

$$\frac{s}{t} \leqslant \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

(8)

将式(8)与式(3)进行对比,式(8)对防止双钢板-混凝土组合墙发生第 I 类局部弹性屈曲破坏的最大距厚比取值更小,比欧拉公式对距厚比限值的要求更严格,对于轴向荷载作用下的双钢板-混凝土组合墙具有普遍适用性;当该类组合墙设计距厚比在公式(8)所要求的限值内时,钢板的屈服先于屈曲,发生第 II 类破坏。

4 结 论

- a. 在已有 4 个组合墙的试验基础上,又进行了 4 个双钢板-混凝土组合墙的轴向受压性能试验,对其试验现象、破坏模式和外钢板局部屈曲的临界荷载进行分析。对于同一组试件,随着距厚比增大,墙钢板局部屈曲的临界荷载减小。钢板钢材屈服强度越高,防止试件发生局部弹性屈曲的距厚比限值越小。距厚比和钢材屈服强度是影响外钢板屈曲的主要因素,混凝土强度影响很小。
- b. 采用轴心受压构件的欧拉公式和单向受压四边简支板 2 种不同的理论计算方法对外钢板局部屈曲的临界应力和临界应变进行理论分析,初步给出防止钢板发生局部弹性屈曲破坏的距厚比限值计算公式。
- c. 采用已有试验和有限元数值模拟方法对距厚比限值公式的适用性进行分析,给出了普遍适用的防止双钢板-混凝土组合墙外钢板发生局部弹性屈曲破坏的距厚比限值建议公式。为该类组合墙体在复合受力状态下外钢板防止局部弹性屈曲距厚比限值设计公式的提出奠定基础,也为该类结构的设计提供参考。

参考文献:

[1] 刘阳冰,杨庆年,刘晶波,等. 双钢板-混凝土剪力墙轴心受压性能试验研究[J]. 四川大学学报(工程科学版),2016,48(2): 83-90. (LIU Yangbing,YANG Qingnian,LIU Jingbo,et al. Experiment research on axial compressive behavior of shear wall with double steel plates and filled concrete [J]. Journal of Sichuan University(Engineering Science Edition),2016,48(2): 83-

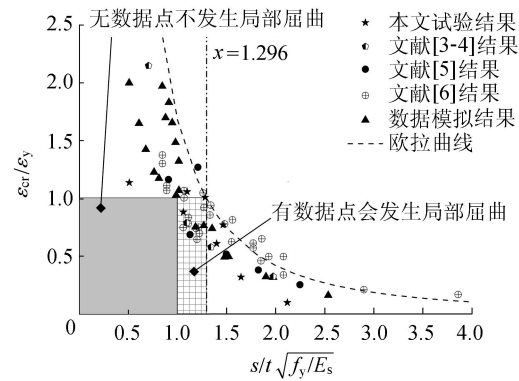


图 7 钢板受压局部屈曲试验与数值模拟数据
Fig.7 Experimental and numerical data for local buckling of steel plate under compressive load

90. (in Chinese))
- [2] 聂建国,陶慕轩,樊健生,等. 双钢板-混凝土组合剪力墙研究新进展[J]. 建筑结构,2013,41(12): 52-60. (NIE Jianguo, TAO Muxuan, FAN Jiansheng, et al. Research advances of composite shear walls with double steel plates and filled concrete [J]. Building Structure, 2013, 41(12): 52-60. (in Chinese))
- [3] 张有佳,李小军,贺秋梅,等. 钢板混凝土组合墙体局部稳定性轴压试验研究[J]. 土木工程学报,2016,49(1): 62-68. (ZHANG Youjia, LI Xiaojun, HE Qiumei, et al. Experimental study on local stability of composite walls with steel plates and filled concrete under concentric loads [J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(1): 62-68. (in Chinese))
- [4] 张有佳,李小军. 基于钢板弹性屈曲理论的组合墙轴压试验研究[J]. 应用基础和工程科学学报,2015,23(6): 1198-1207. (ZHANG Youjia, LI Xiaojun. Axial compression experimental study of composite walls based on steel plate elastic buckling theory [J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2015, 23(6): 1198-1207. (in Chinese))
- [5] CHOI B J, HAN H S. An experiment on compressive profile of the unstiffened steel plate-concrete structures under compression loading[J]. Steel Composite Structure, 2009, 9(6): 519-534.
- [6] ZHANG Kai, VARMA A H, MALUSHTA S R, et al. Effect of shear connectors on local buckling and composite action in steel concrete composite walls[J]. Nuclear Engineering and Design, 2014, 269(2): 231-239.
- [7] WRIGHT H D. Local stability of filled and encased steel sections[J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121(10): 1382-1388.
- [8] WRIGHT H D. The axial load behaviour of composite walling[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1998, 45(3): 353-375.
- [9] CAI Jian, LONG Yueling. Local buckling of steel plates in rectangular CFT columns with binding bars [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(4): 965-972.
- [10] LONG Yueling, WAN Jun, CAI Jian. Theoretical study on local buckling of rectangular CFT columns under eccentric compression [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2016, 120(4): 70-80.
- [11] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫局,中国国家标准化管理委员会. 金属材料拉伸试验第1部分:室温试验方法: GB/T 228.1—2010[S]. 北京: 中国计划出版社, 2002: 14-18, 34.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫局. 混凝土结构试验方法标准: GB/T 50152—2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012: 9.
- [13] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计[M]. 北京: 科学出版社, 2003: 38-39, 407-409.
- [14] OLLGAARD J G, SLUTTER R G, FISHER J W. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete [J]. AISC Engineering, 1971, 8(4): 55-64.