

doi: 10.11918/j.issn.0367-6234.2015.06.013

开洞双钢板组合剪力墙抗震性能试验

郭小农¹, 邱丽秋², 罗永峰¹, 李健¹, 董年才³, 张军³

(1. 同济大学 土木工程学院, 200092 上海; 2. 同济大学 建筑设计研究院(集团)有限公司, 200092 上海;

3. 江苏中南建筑产业集团有限责任公司, 226124 江苏 南通)

摘要: 为满足双钢板组合剪力墙在实际工程中的应用需求, 完成了2片双钢板组合剪力墙的拟静力试验, 研究了不开洞和带开洞的双钢板组合剪力墙在特定轴压比和往复水平荷载作用下的受力特征和抗震性能。研究表明: 双钢板组合剪力墙能够充分发挥钢板与混凝土材料各自的优点, 是一种性能优越的抗侧力构件; 开洞虽降低了初始刚度和极限承载力, 但提高了变形能力和耗能能力。通过大量数值分析, 研究了洞口位置、洞口形状、洞口面积等参数对剪力墙抗震性能的影响, 提出开洞组合剪力墙抗剪承载力折减率的简化公式, 并对洞口构造要求提出建议。

关键词: 组合剪力墙; 开洞剪力墙; 抗震性能; 骨架曲线

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2015)06-0069-08

Seismic performance of concrete-filled double skin composite shear wall with opening

GUO Xiaonong¹, QIU Liqiu², LUO Yongfeng¹, LI Jian¹, DONG Niancai³, ZHANG Jun³

(1. Dept. of Building Engineering, Tongji University, 200092 Shanghai, China; 2. Tongji Architectural Design (Group) Co., Ltd, 200092 Shanghai, China; 3. Jiangsu Zhongnan Construction Group Co., Ltd, 226124 Nantong, Jiangsu, China)

Abstract: In order to meet the need of concrete-filled double skin composite shear walls in construction, quasi-static testing of two concrete-filled double skin composite shear walls have been carried out, and analysis of their load bearing properties and seismic performance has been completed. The results show that the composite shear wall can give full play to both materials and is an anti-shear member with superior performance. Although opening reduces shear wall's bearing capacity and initial stiffness, it has good influence on the shear wall's deformation capacity and energy dissipation capacity. A large amount of numerical models have been established to analyze the influence of opening configuration parameters on the composite shear wall's seismic behavior, including the position, the shape and the size of the opening. Based on the finite element analysis, formula for calculating the reduction coefficient of bearing capacity has been proposed, and the structure requirement of opening has been suggested and verified.

Keywords: composite shear wall; shear wall with opening; seismic behavior; skeleton curve

双钢板-混凝土组合剪力墙是一种新型抗侧力构件, 它综合了钢板剪力墙与混凝土剪力墙的优点, 以较高抗侧刚度、极限承载力、良好的延性和耗能性能等优点引起广泛关注^[1-2]。目前, 国内已有实际工程采用这种组合剪力墙作为抗侧力构件, 如江苏盐城广播电视塔和千手观音像。

国内外学者对双钢板组合剪力墙进行了一系列研究。卜凡民等^[3]完成了4片高轴压比双钢板组合剪力墙的拟静力试验, 总结了该类组合剪力墙在低周往复水平荷载作用下的受力性能和破坏模式; 胡红松等^[4]通过数值分析, 拟合出双钢板组合剪力墙截面极限曲率计算公式, 提出双钢板组合剪力墙基于位移的设计方法; 马晓伟等^[5]对组合剪力墙压弯承载力进行数值计算和参数分析, 提出组合剪力墙极限状态压弯承载力的简化

收稿日期: 2014-05-04.

作者简介: 郭小农(1977—), 男, 副教授, 硕士生导师.

通信作者: 邱丽秋, 1130349@tongji.edu.cn.

波鼓曲;当反向施加位移时,腹板的鼓曲逐渐消失,同时另一侧腹板底部发生鼓曲.加载过程中伴有咔咔声响,说明内部混凝土已经压碎.随着水平位移的加大,边缘区格腹板底部的半波鼓曲更为明显,并且产生了永久的残留变形,此时荷载-位移曲线达到了峰值阶段.之后进入下降阶段,此时中部区格的腹板底部也开始向外凸出,并出现了强度及刚度退化现象.最后,受压端翼缘与腹板的连接焊缝撕裂,承载力急剧下降,试件破坏.卸载后切开试件钢板,可观察到试件内部的混凝土已被压碎,特别是试件边缘区格内的混凝土,压碎现象严重.

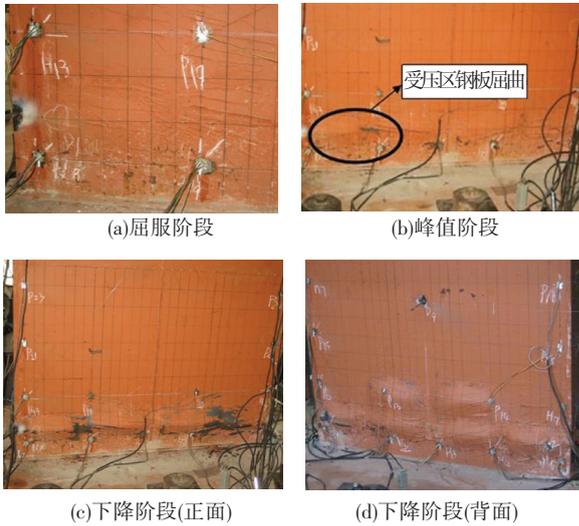


图2 DCSW1的试验现象



图3 DCSW2的试验现象

1.3 试验结果分析

1.3.1 滞回曲线

试件的荷载-位移滞回曲线见图4,加载初期,试件处于弹性状态,荷载-位移曲线基本为直线,加载、卸载曲线基本重合,即没有残余变形.随

着荷载增大,端部钢板逐渐屈服,边缘混凝土压碎,荷载-位移曲线出现弯折,残余变形越来越大,滞回环面积逐渐增大.在达到极限承载力之前,同级加载的两个循环基本重合,说明在达到极限承载力之前试件的强度与刚度退化并不明显;达到极限承载力后,试件的强度与刚度迅速退化.总体而言,试件的滞回环饱满稳定,抗震性能良好,DCSW1的极限承载力与初始刚度都较大,但DCSW2的滞回环更为饱满.

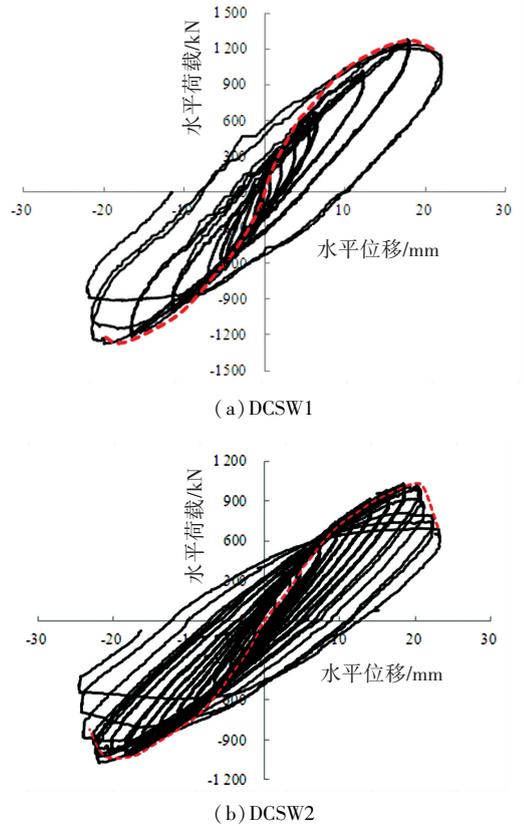


图4 滞回曲线

1.3.2 骨架曲线

图5为各试件的骨架曲线,两试件的骨架曲线都呈S型,说明试件在加载过程中经历了4个阶段:弹性阶段、屈服阶段、峰值阶段和下降阶段.由两条曲线对比可知,开洞降低了试件的初始刚度和极限承载力,但DCSW2的荷载峰值点所对应的位移比DCSW1的荷载峰值点所对应的位移略大,说明开洞在一定程度上提高了构件的变形能力.

1.3.3 变形能力

表3列出了各试件按照弯矩屈服法^[9]确定的屈服荷载 V_y 、屈服位移 Δ_y 、峰值荷载 V_m 、峰值荷载对应的峰值位移 Δ_m 、名义极限荷载 V_u 及名义极限位移 Δ_u .对于名义极限荷载 V_u 的定义,目前各学者之间没有达成统一意见,本文按照文献[11],取骨架曲线中下降段内下降至峰值荷载 V_m 的

85% 时的荷载为名义极限荷载 V_u ，其对应的位移为名义极限位移 Δ_u 。从表 3 可看出，各试件的位移延性系数 μ 均在 1.7 以上，其中试件 DCSW1 比试件 DCSW2 的位移延性系数 μ 略小，说明开洞虽降低了试件的承载力，但提高了试件的变形能力。

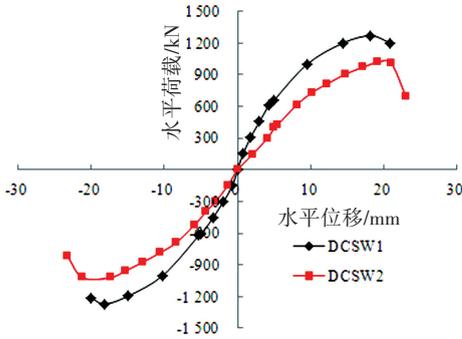


图 5 骨架曲线

表 3 试件延性系数及位移角

试件编号	初始刚度/ (kN · mm ⁻¹)	屈服阶段		峰值阶段		破坏阶段		延性 系数	位移角		
		V_y /kN	Δ_y /mm	V_m /kN	Δ_m /mm	V_u /kN	Δ_u /mm		屈服阶段	峰值阶段	破坏阶段
DCSW1	143.72	1 091	12.09	1 270	18.20	1 080	21.69	1.79	1/186	1/118	1/100
DCSW2	91.27	845	11.92	1 045	20.20	888	23.92	2.01	1/157	1/107	1/90

1.3.4 耗能能力

图 6 为试件的能量耗散系数-位移曲线。加载初期，试件处于弹性阶段，不产生塑性变形，因而能量耗散系数为 0。随着位移的增大，试件进入屈服阶段，能量耗散系数不断攀升。当荷载达到试件的极限承载力后，由于试件具有良好的延性，承载力虽然开始下降，但耗能能力仍然持续增大。总体而言，DCSW2 的耗能能力更强，但其滞回环欠缺稳定性，各级循环下的能量耗散系数变化规律不一；DCSW1 的能量耗散系数低于 DCSW2，但其耗能能力稳定。

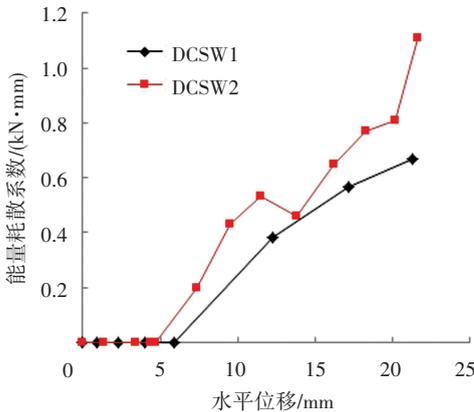
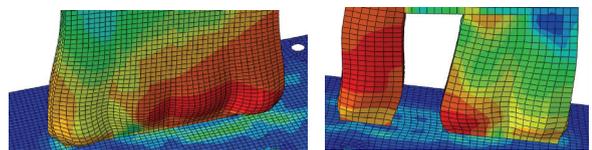


图 6 能量耗散系数-位移曲线

由于确定屈服位移 Δ_y 的计算方法较多，且其计算精度对位移延性系数 μ 的计算结果影响较大，故单纯采用位移延性系数指标来判断构件的变形能力较为片面。构件在各主要阶段的位移角，对判断构件的延性具有重要参考价值。构件在各主要阶段的位移角也列于表 3 中。在屈服阶段，构件的变形能力与钢构件相接近，且超过了《建筑抗震设计规范》中给出的多高层钢结构弹性层间位移角限值 $[\theta_e] = 1/250$ ；到了破坏阶段，内填混凝土限制了构件延性的增长，构件的极限位移角与混凝土构件接近，但仍大于《建筑抗震设计规范》中给出的钢筋混凝土抗震墙结构的弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p] = 1/120$ 。在各阶段中，两试件的位移角大小都相近，其中 DCSW2 的位移角略大于 DCSW1，说明 DCSW2 比 DCSW1 有更好的变形能力。

行数值模拟分析。混凝土采用实体单元 C3D8R 模拟，钢板采用壳单元 S4R 模拟，对拉螺栓采用杆单元 T3D2 模拟，钢材的本构关系采用混合强化模型，混凝土的本构关系选用混凝土塑性损伤模型^[10]。模型尺寸与试件尺寸完全相同，加载方式与试验完全相同。图 7 为数值模型的破坏模式，与图 3、4 比较，有限元分析结果与试验破坏模式基本一致。图 8 给出了试件 DCSW1 和 DCSW2 数值模拟求得的骨架曲线与试验结果的比较。在弹性阶段二者的初始刚度符合较好；在进入塑性阶段后，数值分析得到的承载力较试验偏低，其主要原因有 2 点：首先，混凝土和钢板之间的粘结关系难以准确模拟，本文在有限元模型中采用了“弹性滑动”的罚摩擦公式来模拟钢板和混凝土之间的摩擦行为，而此值的准确性还有待进一步验证；其次，加载后期混凝土局部压碎之后，由于钢板的约束，剪力墙的承载力有可能继续上升，而本文采用的混凝土损伤本构模型难以准确模拟这种情况。



(a) DCSW1

(b) DCSW2

图 7 数值模型的破坏模式

2 数值分析

2.1 模型介绍与验证

采用有限元软件 ABAQUS 对组合剪力墙进

总体上，在弹性阶段和塑性阶段初期，数值模拟结果与试验实测结果相当吻合。之后，两者略有

偏差,但数值模拟结果偏于安全.因此,本文的有限元建模分析方法较为合理,结果准确可信.

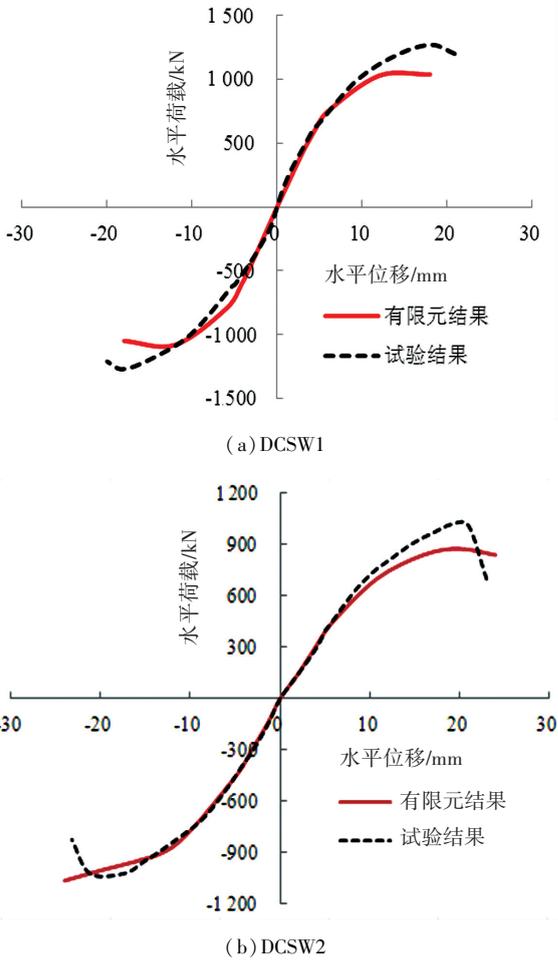


图8 骨架曲线对比

2.2 参数分析

2.2.1 分析参数设置

建立了4个系列共计40个开洞双钢板组合剪力墙模型和1个无开洞双钢板组合剪力墙模型,研究开洞构造对构件抗震性能的影响.分析的几何参数包括洞口位置 A 、洞口高度 B 、洞口宽度 C 以及洞口面积 D .系列Aa为研究洞口水平位置的影响,Ab为研究洞口竖向位置的影响.所有模型为足尺模型,高度 $H = 5\ 400\ \text{mm}$,截面宽度 $B = 3\ 000\ \text{mm}$,截面厚度 $T = 300\ \text{mm}$,加劲肋间距为 $750\ \text{mm}$,钢板厚度 $20\ \text{mm}$,对拉螺栓为M16@400,轴压比为0.25.各系列模型的几何尺寸列于表4,其中 a_1 为洞口形心与墙体形心的水平距离, a_2 为洞口底部与墙体底部的竖向距离, b_0 为洞口宽度, h_0 为洞口高度.

2.2.2 分析结果

各系列模型的骨架曲线见图9,从图9可知:

1)所有曲线都呈S型,均经历了4个阶段:弹性阶段、屈服阶段、峰值阶段和下降阶段;

2)从图9(a)可看出,DCSW-Aa1~Aa3的骨架曲线比较接近.由于洞口偏心的影响,当较窄墙肢受压时,组合剪力墙的承载力稍有降低,当较宽墙肢受压时,其承载力稍有增加.当较窄墙肢宽度大于 $300\ \text{mm}$ 时,洞口偏心对承载力的影响很小.当较窄墙肢宽度很小时(DCSW-Aa4),承载力将大幅下降.因此,本文建议洞口距离墙体边缘的水平距离不应小于 $300\ \text{mm}$;

3)从图9(b)可看出,洞口底部与墙体底部的距离越大,组合剪力墙的承载力越大.这是由于水平荷载作用下,墙体根部的弯矩最大,洞口底部标高越低,对墙体根部的削弱越强;

4)图9(c)表明墙体的极限承载力随着洞口高度的增加均匀下降,不过下降幅度不大;

5)图9(d)~(f)表明墙体的极限承载力随着洞口宽度的增加而急剧下降;从图9(g)可看出,墙体的开洞率越大,极限承载力越小.

2.2.3 抗剪承载力

根据数值分析结果,可将所有带开洞组合剪力墙数值模型的破坏模式总结为两种:当洞口尺寸较小时,为墙体根部截面的压弯破坏;当洞口尺寸较大时,墙肢上下端形成4个塑性铰,剪力墙变成机构而破坏.为描述开洞对组合剪力墙承载力的影响,引入抗剪承载力折减率 ω_f 来衡量其抗剪承载力的削弱程度:

$$\omega_f = V'_{\max}/V_{\max}, \quad (1)$$

式中: V'_{\max} 为各带开洞组合剪力墙骨架曲线上的峰值荷载, V_{\max} 为无开洞组合剪力墙骨架曲线上的峰值荷载.

假定在发生墙体根部压弯破坏时,墙体截面上的变形仍符合平截面假定.通过理论推导,可知此时抗剪承载力折减率 ω_f 为

$$\omega_f = \frac{V'_{\max}}{V_{\max}} = \frac{B^3 - b_0^3}{B^3} = 1 - \psi^3. \quad (2)$$

假定发生塑性铰破坏时,塑性铰出现在墙肢的上、下端,墙肢所受的轴力通过各墙肢截面的形心,并将洞口顶部的墙体简化为刚性梁.通过理论推导,可知此时剪承载力折减率 ω_f 为

$$\omega_f = \frac{V'_{\max}}{V_{\max}} = \frac{3}{2} \frac{B^2 - b_0^2}{B^2} = \frac{3}{2} (1 - \psi^2), \quad (3)$$

其中 $\psi = b_0/B$,即洞口宽度与墙体宽度之比.

事实上,墙体的破坏模式并不能非常准确地加以区分,有些模型的破坏模式介于墙体压弯破坏与塑性铰破坏之间.另外由于理论推导中的假定不能完全满足,式(2)、(3)会存在一定偏差.故本文拟采用数值分析结果对式(2)、(3)进行一定修正.

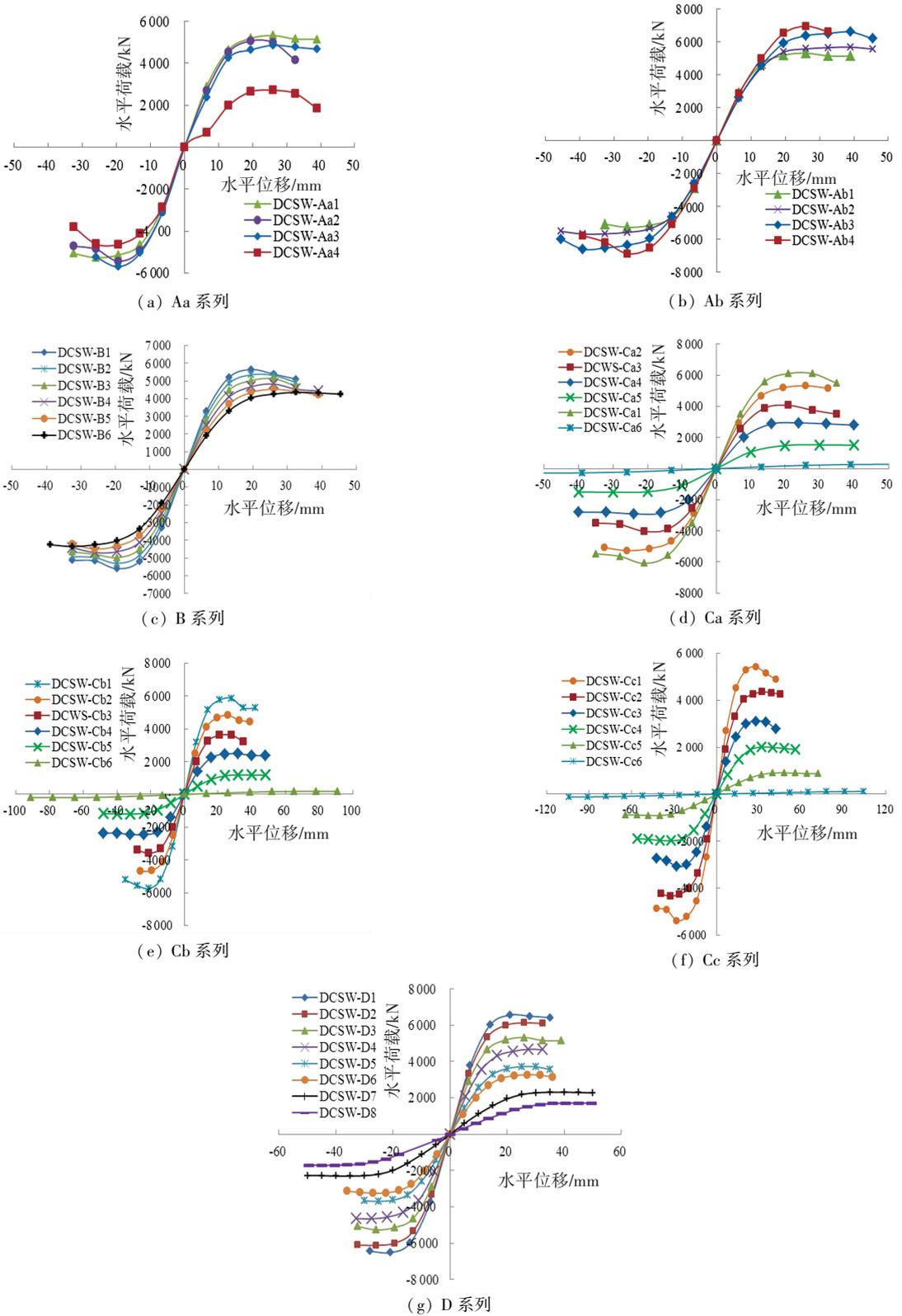


图 9 各系列数值模型骨架曲线

为计算方便, 设: $\psi = b_0/B, \xi = h_0/H$, 即 ψ 为洞口宽度与墙体宽度之比, ξ 为洞口高度与墙体高度之比. 根据有限元分析结果可知, 承载力折减系数满足如下规律: ① ψ 为主要参数, ξ 为次要参数; ② ω_f 随着 ψ 的增大而减小; ③ 当 $\psi = 0$ 时, $\omega_f = 1$; 当 $\psi = 1$ 时, $\omega_f = 0$; ④ ω_f 随着 ξ 的增大而减

小. 根据上述规律, 可将式(2)、(3)修正如下:

$$\begin{cases} \omega_f = 1 - A_1\psi^{B_1}, & 0 \leq \psi \leq 0.6; \\ \omega_f = A_2(1 - \psi^{B_2}), & 0.6 < \psi \leq 1.0. \end{cases} \quad (4)$$

式中 A_1, A_2, B_1 和 B_2 可根据数值结果拟合得

$$\begin{cases} A_1 = -0.339\xi^2 + 0.547\xi + 0.900, \\ B_1 = 1.484\xi^2 - 2.647\xi + 1.900. \end{cases}$$

表4 数值模型信息汇总

系列	模型编号	洞口尺寸		洞口位置		破坏模式	极限承载力折减率 ω_f			延性系数	极限位移角
		b_0	h_0	a_1	a_2		有限元	公式(4)			
								误差			
A	DCSW-Aa1	800	2 250	0	0	墙根压弯破坏	0.77	0.76	0.008	1.80	1/165
	DCSW-Aa2	800	2 250	400	0	墙根压弯破坏	0.76	0.76	0.001	1.61	1/189
	DCSW-Aa3	800	2 250	800	0	墙根压弯破坏	0.77	0.76	0.005	1.54	1/189
	DCSW-Aa4	800	2 250	1 100	0	墙根压弯破坏	0.53	—	—	1.40	1/189
	DCSW-Ab1	800	2 250	0	0	墙根压弯破坏	0.77	0.76	0.008	1.80	1/165
	DCSW-Ab2	800	2 250	0	1 000	墙根压弯破坏	0.82	—	—	2.25	1/110
	DCSW-Ab3	800	2 250	0	2 000	墙根压弯破坏	0.96	—	—	1.91	1/110
	DCSW-Ab4	800	2 250	0	3 000	墙根压弯破坏	1.00	—	—	1.36	1/165
B	DCSW-B1	800	1 500	0	0	墙根压弯破坏	0.82	0.83	0.019	1.45	1/277
	DCSW-B2	800	2 000	0	0	墙根压弯破坏	0.77	0.79	0.017	1.42	1/277
	DCSW-B3	800	2 500	0	0	墙根压弯破坏	0.73	0.74	0.008	1.59	1/237
	DCSW-B4	800	3 000	0	0	墙根压弯破坏	0.69	0.69	0.005	1.74	1/207
	DCSW-B5	800	3 500	0	0	墙根压弯破坏	0.65	0.66	0.002	1.62	1/207
	DCSW-B6	800	4 000	0	0	墙根压弯破坏	0.63	0.63	0.007	1.78	1/166
Ca	DCSW-Ca1	300	2 250	0	0	墙根压弯破坏	0.88	0.92	0.035	1.42	1/205
	DCSW-Ca2	800	2 250	0	0	墙根压弯破坏	0.77	0.76	0.008	1.80	1/165
	DCSW-Ca3	1 300	2 250	0	0	墙根压弯破坏	0.59	0.60	0.028	1.56	1/205
	DCSW-Ca4	1 800	2 250	0	0	墙肢塑性铰破坏	0.42	0.44	0.040	1.49	1/205
	DCSW-Ca5	2 300	2 250	0	0	墙肢塑性铰破坏	0.22	0.22	0.002	1.40	1/172
	DCSW-Ca6	2 800	2 250	0	0	墙肢塑性铰破坏	0.04	—	—	1.42	1/83
Cb	DCSW-Cb1	300	3 000	0	0	墙根压弯破坏	0.84	0.87	0.036	1.58	1/176
	DCSW-Cb2	800	3 000	0	0	墙根压弯破坏	0.69	0.69	0.005	1.74	1/165
	DCSW-Cb3	1 300	3 000	0	0	墙根压弯破坏	0.52	0.53	0.014	1.63	1/176
	DCSW-Cb4	1 800	3 000	0	0	墙肢塑性铰破坏	0.36	0.37	0.039	1.54	1/165
	DCSW-Cb5	2 300	3 000	0	0	墙肢塑性铰破坏	0.17	0.19	0.100	1.45	1/134
	DCSW-Cb6	2 800	3 000	0	0	墙肢塑性铰破坏	0.03	—	—	1.29	1/60
Cc	DCSW-Cc1	300	4 000	0	0	墙根压弯破坏	0.78	0.82	0.048	1.67	1/154
	DCSW-Cc2	800	4 000	0	0	墙根压弯破坏	0.63	0.63	0.007	1.78	1/132
	DCSW-Cc3	1 300	4 000	0	0	墙根压弯破坏	0.45	0.46	0.030	1.49	1/154
	DCSW-Cc4	1 800	4 000	0	0	墙肢塑性铰破坏	0.29	0.31	0.088	1.39	1/135
	DCSW-Cc5	2 300	4 000	0	0	墙肢塑性铰破坏	0.13	0.14	0.063	1.35	1/98
	DCSW-Cc6	2 800	4 000	0	0	墙肢塑性铰破坏	0.02	—	—	1.18	1/42
D	DCSW-D1	400	1 110	0	0	墙根压弯破坏	0.95	0.95	0.002	1.48	1/205
	DCSW-D2	600	1 660	0	0	墙根压弯破坏	0.89	0.87	0.020	1.65	1/165
	DCSW-D3	800	2 250	0	0	墙根压弯破坏	0.77	0.76	0.013	1.86	1/165
	DCSW-D4	1 000	2 770	0	0	墙根压弯破坏	0.68	0.65	0.045	1.89	1/156
	DCSW-D5	1 200	3 330	0	0	墙根压弯破坏	0.54	0.53	0.009	1.80	1/172
	DCSW-D6	1 400	3 880	0	0	墙根压弯破坏	0.47	0.44	0.078	1.69	1/160
	DCSW-D7	1 600	4 440	0	0	墙肢塑性铰破坏	0.34	0.36	0.071	1.61	1/115
	DCSW-D8	1 800	5 000	0	0	墙肢塑性铰破坏	0.25	—	—	1.53	1/96
无开洞	DCSW-n	0	0	0	0	墙肢塑性铰破坏	0.77	0.77	0	1.51	1/221

注:“—”的模型表示公式(4)不适用的模型.

$$\begin{cases} A_2 = -1.544 - 1.044\xi, \\ B_2 = 1.584 - 1.036\xi. \end{cases}$$

表 4 列出了所有数值模型的承载力折减系数,从表 4 可看出:式(4)能准确计算绝大部分数值模型的承载力折减系数,误差大多在 5% 以内.另外需要指出的是,式(4)只适用于洞口的水平位置位于墙体的水平中心、竖向位置位于墙体的底部这种洞口构造的组合剪力墙,因此只适用于模型 B~D 系列;但由于洞口的水平位置对组合剪力墙的承载力影响不大,因此它对模型 Aa 系列的 Aa1~3 也适用.表 4 还给出了各数值模型的极限位移角,从表 4 可看出,开洞越大,极限位移角也越大.

根据本文试验,可得试件 DCSW2 的抗剪承载力折减率为 0.80,采用式(4)计算得到的抗剪承载力折减率为 0.74,误差为 7.5%,说明式(4)能准确计算试验试件的抗剪承载力折减系数.

2.2.4 延性系数

各模型的延性系数列于表 4,可以发现:洞口水平中轴与墙体水平中轴的偏移越大,墙体的延性系数越小;当洞口竖向位置位于墙体竖向中部时,延性系数最大,洞口越靠近两端,延性系数越小;总体而言,开洞率在 17% 左右时,延性系数最大,开洞率越远离 17%,墙体的延性系数越小,即 17% 为组合剪力墙的最优开洞率.

3 结 论

1) 完成了 1 片无开洞组合剪力墙和 1 片带开洞组合剪力墙的拟静力试验.试验表明开洞组合剪力墙的破坏模式为较小墙肢根部钢板压屈、混凝土压碎.建立了开洞双钢板组合剪力墙的弹塑性分析数值模型,对组合剪力墙在常轴压比下的受剪承载力进行计算,有限元结果和试验结果吻合良好.

2) 开洞会降低双钢板剪力墙的抗剪承载力,但却提高了其变形能力和耗能能力.当洞口位于墙体底部时,洞口的水平偏心越大,墙体的延性系

数越小;当洞口不在墙体底部时,竖向位置位于墙体中心时,延性系数最大,洞口越靠近上下端,延性系数越小.组合剪力墙的最优开洞率为 17% 左右.当开洞剪力墙的墙肢最小宽度小于 300 mm 时,剪力墙的抗剪承载力会出现明显下降.

3) 开洞对于组合剪力墙的承载力的削弱可以采用折减系数来考虑.通过数值结果回归分析,拟合出了抗剪承载力折减系数计算公式(4).

参 考 文 献

- [1] 郝坤超,高辉,孙飞飞. 组合钢板剪力墙的抗震性能研究进展[J]. 建筑钢结构进展,2010,12(2):50-56.
- [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,2011,41(12):52-60.
- [3] 卜凡民,聂建国,樊健生. 高轴压比下中高剪跨比双钢板—混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2013,34(4):91-98.
- [4] 胡红松,聂建国. 双钢板—混凝土组合剪力墙变形能力分析[J]. 建筑结构学报,2013,34(5):52-62.
- [5] 马晓伟,聂建国,陶慕轩,等. 双钢板—混凝土组合剪力墙压弯承载力数值模型及简化计算公式[J]. 建筑结构学报,2013,34(7):99-106.
- [6] 李健,罗永峰,郭小农,等. 双层钢板组合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 同济大学学报:自然科学版,2013,41(11):1636-1643.
- [7] 罗永峰,李健,郭小农. 双层钢板—内填混凝土组合剪力墙滞回性能数值分析[J]. 湖南大学学报:自然科学版,2014,41(6):57-62.
- [8] 曹万林,于传鹏,董宏英,等. 不同构造双钢板组合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2013,34(增刊):186-191.
- [9] 姚谦峰,陈平. 土木工程结构试验[M].北京:中国建筑工业出版社,2001:219-220.
- [10] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2011:207-220.
- [11] JGJ 101—96 建筑抗震试验方法规程[S].北京:中国建筑工业出版社,1997:22-23.

(编辑 赵丽莹)