DOI:10.11918/202203044

型钢混凝土自复位双肢墙板的恢复力模型

吴函恒,隋 璐,涂庭婷,邢梓瑄,周天华

(长安大学 建筑工程学院,西安 710061)

摘 要:为明确型钢混凝土(steel reinforced concrete,SRC)自复位双肢墙板的恢复力模型和参数确定方法,在低周往复加载试验的基础上,研究了双肢墙板在水平荷载作用下的破坏形态和工作机制。墙板的变形及破坏历程为:墙板摇摆和耗能器剪切屈服。墙板的破坏主要集中在耗能器上,具有良好的自复位能力。根据墙板的滞回特征,提出恢复力模型,包括骨架规则、卸载规则和反向加载规则三部分,并提出影响恢复力模型的10个参数。其中,3个刚度参数和3个强度参数确定骨架规则,4个位移参数确定卸载规则和反向加载规则。基于双肢墙板、预应力筋、耗能器和框架梁的协同工作机制,提出了影响恢复力模型的刚度参数、强度参数和位移参数的确定方法。与试验结果进行对比,试验滞回曲线与模拟得到的滞回曲线吻合较好,试验耗能和模拟耗能也基本一致。研究结果表明:本文提出的恢复力模型能较好地描述型钢混凝土双肢墙板的滞回特征,参数确定方法具有较好的分析精度。

关键词:型钢混凝土结构;自复位墙板;恢复力模型;耗能器;计算模型

中图分类号:TU398.2 **文献标志码**:A **文章编号**:0367-6234(2023)10-0063-11

Restoring force model for steel reinforced concrete self-centering coupled wall panels

WU Hanheng, SUI Lu, TU Tingting, XING Zixuan, ZHOU Tianhua

(School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China)

Abstract: In order to present a restoring force model and a determination method of the parameters for steel reinforced concrete self-centering coupled wall panels, the study investigated the failure modes and working mechanism of the coupled wall panels under lateral loads utilizing cyclic loading tests. The failure process of the wall panels included the rocking of wall panels and the shear yielding of the dampers. The failure of wall panels was localized in the dampers, which demonstrated excellent resiliency. On basis of hysteretic characteristics of the wall panels, the restoring force models were proposed, which consisted of skeleton rules, unloading rules and reloading rules. Ten parameters affecting restoring force model were then proposed. The skeleton rules were defined by three stiffness parameters and three strength parameters. The unloading rules and reloading rules were defined by four displacement parameters. Methods for the determination of stiffness parameters, strength parameters and displacement parameters affecting the restoring force model were proposed in light of the cooperative working mechanism among coupled wall panels, dampers, prestressed tendons and framed beams. The comparison between test results and simulation results shows that the test hysteresis curves are in good agreement with those of the numerical simulation, and the test energy dissipation is basically the same as that of the simulation. It is then concluded that the proposed restoring force models do well in describing the hysteretic features of the steel reinforced concrete coupled wall panels and that the methods for determining the parameters have satisfactory analytical accuracy.

Keywords: steel reinforced concrete structures; self-centering wall panels; restoring force model; dampers; calculation model

抗震问题是工程结构的永恒话题。当代城市人口集中、建筑物和基础设施集中、财富集中和社会功能集中,这些无疑给地震工程界提出了新的挑战:如何在保证地震安全的基础上,实现工程设施、城市乃至整个社会的震后功能可快速恢复。尤其是2011年日本东北大地震和新西兰坎特伯雷地震后,提高

收稿日期:2022-03-14;**录用日期**:2022-07-15;**网络首发日期**:2023-03-31
网络首发地址:https://kns.cnki.net/kcms/detail/23.1235.T.20230331.1518.012.html
基金项目:陕西省自然科学基础研究计划(2023-JC-YB-295);中央高校基本科研业务费专项(300102282204,300102282718)
作者简介:吴函恒(1984—),男,副教授,硕士生导师
通信作者:吴函恒,wuhanheng@163.com

城市和社会的震后功能可快速恢复能力成为了国际工程界的共识。因此,灾后的“可恢复性”已经成为抗震设计的新要求[1]。

具有自复位功能的结构符合“可恢复功能抗震结构”的发展趋势。近些年来,国内外学者围绕自复位构件或结构体系开展深入研究,包括:自复位梁柱节点[2-3]及框架体系[4-5]、自复位支撑[6-7]、自复位剪力墙、自复位桥墩[8]和新型自复位结构体系[9-10]等多种类型,并取得了丰硕的研究成果。在自复位混凝土剪力墙领域,文献[11]提出带有内置竖向无粘结预应力钢绞线的自复位混凝土剪力墙,并增加了黏滞阻尼器[12],提高墙体的耗能能力;文献[13]对竖向分段摇摆机制的自复位混凝土剪力墙结构开展时程分析;文献[14-15]对设置 O 型耗能元件的后张拉自复位混凝土剪力墙开展低周反复加载试验研究和有限元分析。在国内,文献[16]首先对底部开水平缝预应力自复位剪力墙的抗震性能开展试验研究和理论分析;文献[17]对往复荷载作用下自复位墙体的滞回性能开展理论研究;文献[18]采用无黏结预应力钢绞线将预制墙板与基础连接成自复位 RC 剪力墙,并开展拟静力试验研究;针对自复位剪力墙结构体系,文献[19]提出“小震及中震不坏,大震可更换、可修复,巨震不倒塌”的四水准抗震设防目标。文献[20]对带耗能连梁的自复位混凝土连肢剪力墙开展抗震性能研究;文献[21]将碟簧装置应用于混凝土剪力墙的墙脚部位,并对自复位墙体的受力性能进行研究;文献[22]对大型装配式自复位剪力墙结构开展振动台试验研究,并提出自复位墙防震结构的基于力设计方法[23]。

钢框架内填充混凝土墙板结构,是一种典型的双重抗侧力体系。国内外学者对此类结构进行系统研究,主要存在问题包括:混凝土墙板与钢框架连接可靠性较差[24];混凝土墙板的变形能力与钢框架不匹配[25];混凝土墙板不具备可修复(更换)能力等,为了解决上述问题,文献[26]采用“释放连接”的方式(图 1),放开墙板与框架之间的连接,在墙板内设置型钢,并对墙板施加预应力,同时,在两个墙肢之间设置耗能器,使墙板将塑性变形集中在耗能器上,并使墙板具备可修复或可更换功能,在此基础上,提出钢框架 – 型钢混凝土(steel reinforced concrete, SRC)自复位墙板结构体系。

在课题组前期研究[26]的基础上,本文提出了型钢混凝土自复位双肢墙板的恢复力规则,并对影响墙板恢复力模型的相关刚度参数、强度参数和位移参数进行理论研究和试验回归,研究结论可为该类结构体系的整体分析和工程设计提供参考。

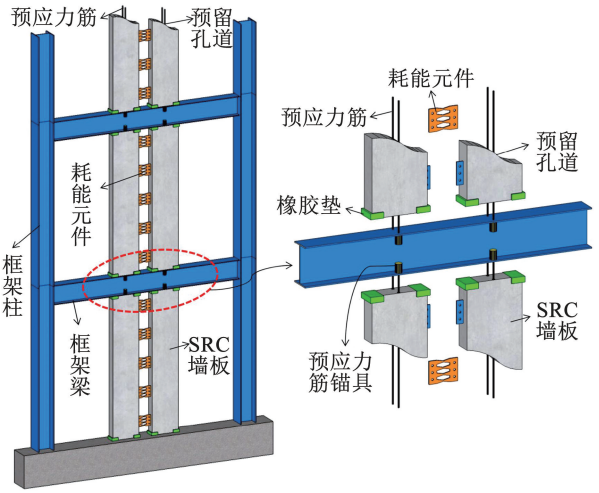


图 1 钢框架 – SRC 自复位墙板结构体系

Fig. 1 Structural system of steel frame with self-centering SRC wall panel

1 试验概况及工作机理

1.1 试验概况

根据钢框架 – SRC 自复位双肢墙板结构的受力特征[27],从相邻反弯点中提炼出墙板的试验模型,见图 2。对 4 个由框架梁作为边界的自复位双肢墙板的足尺试件进行了水平低周反复加载试验。

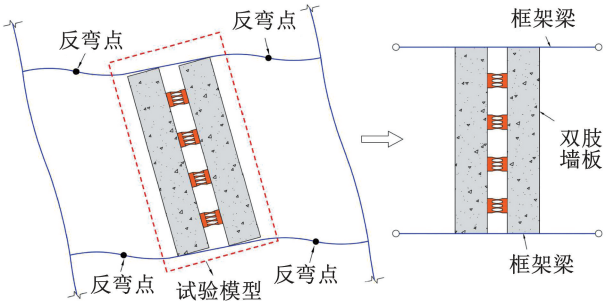


图 2 试验模型

Fig. 2 Test model

试件对应的层高度均为 2 950 mm,跨度均为 3 050 mm。框架梁采用轧制 H 型钢,规格为 HN 400×200×8×13,钢材材质为 Q235B 级;预制型钢混凝土墙板的高度为 2 550 mm,宽度为 500 mm,厚度为 160 mm,混凝土强度等级为 C40,墙板内设置 H 型钢,规格为 HN 200×100×5.5×8,同时在墙脚位置设置橡胶垫,厚度为 50 mm;预应力螺纹钢筋(D = 15 mm,f_{pyk} = 930 N/mm^2)穿过墙板的预留孔道,锚固在框架梁上,并在框架梁的相应位置设置加劲肋,以增强框架梁的局部承压能力;2 个墙板中间预留耗能器的安装位置,根据需求配置耗能器的规格和数量,耗能器采用低屈服点钢(LYP100)制作;

框架梁两端设置机械铰，与四连杆建研式加载装置相连接，以实现纯剪加载模式。试件构造和详细尺寸见图 3。4 个试件仅变化预应力筋的初始预应力值和耗能器的配置，见表 1。试验前对试件所采用的钢梁、内置型钢、墙体钢筋、低屈服点钢以及预应力螺纹钢筋进行材性试验，结果见表 2。同时，在预应力钢筋的锚固端配置力传感器（图 4），用于测试预应力钢筋在试验过程中的力值。

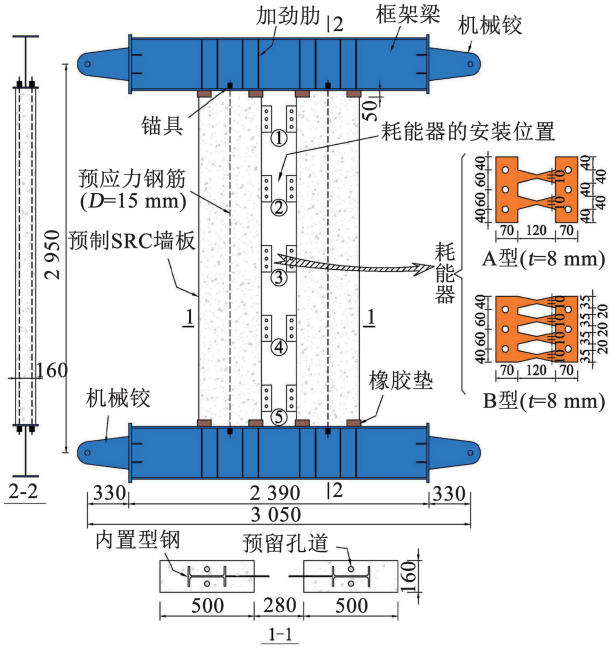


图 3　试件几何尺寸及构造（mm）

Fig. 3　Geometric dimensions and details of specimens（mm）

表 1　试件设计

Tab. 1　Test specimens

试件	初始预应力		耗能器配置	
	初始力/kN	与屈服强度的比值/%	类型	位置
SSCW-1	30	31	A	②④
SSCW-2	60	62	A	②④
SSCW-3	60	62	A	①③⑤
SSCW-4	60	62	B	①③⑤

表 2　钢材力学性能

Tab. 2　Mechanical properties of steel

部位	钢材规格	弹性模量 $e/10^5$ MPa	屈服强度 F_y/MPa	抗拉强度 F_u/MPa	伸长率 δ/%
梁翼缘	Q235B	2.20	308.8	467.5	35.5
梁腹板	Q235B	2.14	299.1	445.6	31.0
内置型钢翼缘	Q235B	2.05	332.2	469.9	32.5
内置型钢腹板	Q235B	2.11	303.1	429.1	33.2
墙身钢筋	HRB400	2.00	448.5	650.3	27.4
低屈服点钢	LYP100	1.97	105.7	248.0	53.7
预应力螺纹钢筋	PSB830	1.95	915.4	1 061.7	22.8

1.2　失效机制与工作机理

在水平荷载作用下，墙板的变形及破坏历程为：墙板摇摆和耗能器剪切屈服，见图 4。加载后期（层间位移角 $\theta \geqslant 2\%$ 时），通过传感器力值，发现部分预应力钢筋达到屈服状态。由于墙板内设置型钢、脚部位置设置橡胶垫以及框架梁设置加劲肋，在加载过程中，墙板和框架梁未发生破坏，试件的塑性变形主要集中在耗能器上。以试件 SSCW-2 为例，水平力与水平变形的滞回曲线见图 5，曲线呈现出典型的旗帜形，试件具有良好的自复位能力。*A* 点为墙板发生摇摆的起点，*B* 点为耗能器屈服的起点，*C* 点为预应力筋达到屈服状态的对应点。

SRC 自复位双肢墙板的工作机制包括自复位机制和耗能机制两部分。墙板发生摇摆，预应力筋伸长回缩，通过框架梁挤压墙板实现复位；2 个墙肢在摇摆过程中，耗能器发生剪切变形，由于耗能器采用低屈服点钢制作，其具备良好的变形和耗能能力。

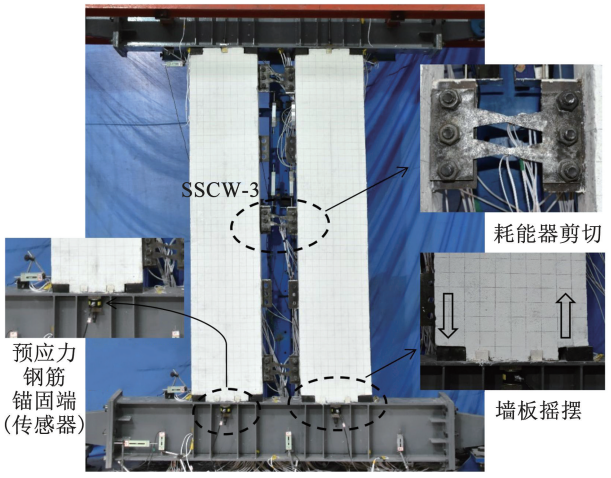


图 4　试件的失效机制

Fig. 4　Failure mechanism of specimens

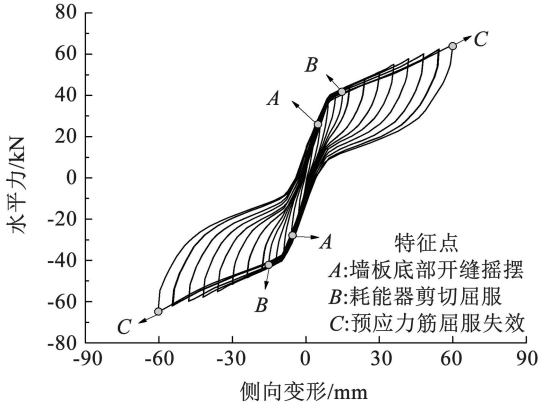


图 5　旗帜形滞回曲线

Fig. 5　Flag-shaped hysteretic curves

2　恢复力模型

根据型钢混凝土自复位双肢墙板的工作机制和滞回曲线特征，提出墙板水平力与侧向变形的恢复

力模型,其包括骨架规则、卸载规则和反向加载规则三部分。

根据试验研究的 3 个特征点(A、B 和 C),提出三线段式的骨架规则,见图 6(a),骨架曲线包含 OA 段、AB 段和 BC 段,3 个特征点的坐标分别为(d_A, V_A)、(d_B, V_B) 和(d_C, V_C),假设三段的刚度分别为 K_{OA}、K_{AB}和 K_{BC},则骨架规则可以表达为

$$V=\begin{cases}K_{OA}x & x<d_A\\ V_A+K_{AB}(x-d_A) & d_A\leqslant x<d_B\\ V_B+K_{BC}(x-d_B) & d_B\leqslant x<d_C\end{cases} \tag{1}$$

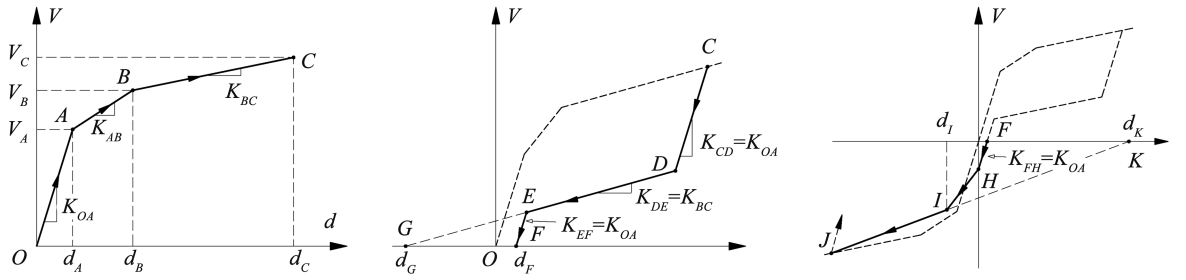
其中 d_A、d_B和 d_C可通过刚度参数与强度参数表述,见式(2)。

$$\begin{cases}d_A=\dfrac{V_A}{K_{OA}}\\ d_B=\dfrac{V_A}{K_{OA}}+\dfrac{V_B-V_A}{K_{AB}}\\ d_C=\dfrac{V_A}{K_{OA}}+\dfrac{V_B-V_A}{K_{AB}}+\dfrac{V_C-V_B}{K_{BC}}\end{cases} \tag{2}$$

卸载规则通过三段直线表达(图 6(b)),分别为 CD、DE 和 EF,其刚度分别为 K_{CD}、K_{DE}和 K_{EF}。通过观察试验滞回曲线,可将 3 个卸载线段的刚度假定为与骨架曲线刚度相同,即 $K_{CD}=K_{OA}$、$K_{DE}=K_{BC}$和 $K_{EF}=K_{OA}$。F 点为卸载规则的目标点,其 X 轴坐标 d_F即为残余变形值;延长线段 DE,与 X 轴交汇于 G 点,G 点的 X 坐标为 d_G。通过参数 d_F、d_G以及3 个刚度 K_{CD}、K_{DE}和 K_{EF}便可确定 D 点和 E 点。

反向加载规则由 3 点 H、I 和 J 控制(图 6(c)),其中 H 点位于 Y 轴上,J 点为反向加载的目标点,位于骨架曲线上。由于线段 FH 为卸载段 EF 的延长线,则刚度 $K_{FH}=K_{EF}=K_{OA}$。将 I 点 X 轴坐标定义为 d_I,延长线段 IJ 与 X 轴交汇于 K 点,定义 K 点 X 轴坐标为 d_K,因此,通过参数 d_I和 d_K便可确定 I 点。

通过上述骨架规则、卸载规则和反向加载规则的分析,共有 10 个参数控制该滞回模型,包括:3 个刚度参数 K_{OA}、K_{AB}和 K_{BC};3 个强度参数 V_A、V_B和 V_C以及 4 个位移参数 d_F、d_G、d_I和 d_K。



(a) 骨架规则 (b) 卸载规则 (c) 反向加载规则

图 6 恢复力模型

Fig. 6 Restoring force models

3 参数分析

3.1 刚度参数 K_{OA}

如图 7 所示,在水平力加载的起始点(O 点)施加预应力,定义一个墙肢的初始预应力值为 F_{P0}。将墙板与框架梁的接触挤压力假定为集中力(图 7),并作用于墙脚位置,假定 2 个墙脚的集中力相同,并定义该集中力为 N_0,根据平衡关系可得:

$$N_0=F_{P0}/2 \tag{3}$$

墙板在 OA 段的受力见图 8,在单位水平力($V=1$)作用下,墙板发生侧向变形,定义侧向变形为 Δ_{WA}。在 OA 段,墙板底部未开缝摇摆,其与框架梁可以协调变形,即墙板侧移转角与框架梁跨中位置的转角相同,定义为 θ,根据几何关系,转角 θ 与侧向变形 Δ_{WA}的关系为

$$\Delta_{WA}=H\cdot\theta \tag{4}$$

式中 H 为墙板的高度。

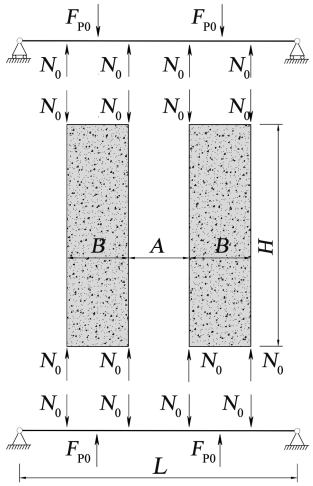


图 7 墙板在 O 点时的受力

Fig. 7 Force diagram of wall panels at point O

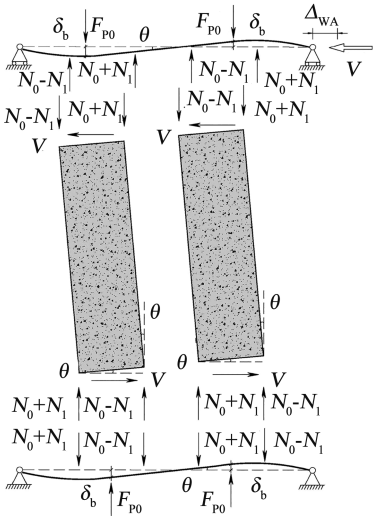


图 8　墙板在 *OA* 段的受力

Fig. 8　Force diagram of wall panels at stage *OA*

当墙体发生侧向变形后，2 个墙脚的集中力便不再相同，定义一个墙脚的集中力为 N_0+N_1，则另一个墙脚的集中力为 N_0-N_1。根据对称关系，假定 2 个墙肢的变形规律相同。则框架梁受到的竖向力为包括 N_0+N_1、N_0-N_1 和 F_{P0}，在上述竖向力作用下，框架梁产生弯曲变形，定义其在预应力筋锚固处的竖向变形为 δ_b，根据结构力学，δ_b 的表达式为

$$\delta_b=\frac{N_1B(L-A-B)(A+B)(L-2A-2B)}{12E_bI_bL} \tag{5}$$

式中：B 为单个墙板的宽度；A 为 2 个墙板的间距；L 为框架梁的跨度；E_bI_b 为梁的抗弯刚度。

根据几何关系（图 8），竖向变形 δ_b 与框架梁跨中位置转角 θ 的关系为

$$\theta=\frac{2\delta_b}{A+B} \tag{6}$$

将式（5）、（6）代入式（4），可得：

$$\Delta_{WA}=\frac{N_1HB(L-A-B)(L-2A-2B)}{6E_bI_bL} \tag{7}$$

对其中一个墙板的墙脚取矩（$V=1$），弯矩平衡方程为

$$V_{VH}=1\cdot H=2N_1B \tag{8}$$

将式（8）代入式（7），可以得到墙板 *OA* 段的刚度 K_{OA} 为

$$K_{OA}=\frac{1}{\Delta_{WA}}=\frac{12E_bI_bL}{H^2(L-A-B)(L-2A-2B)} \tag{9}$$

3.2　刚度参数 K_{AB}

随着水平荷载的增加，墙板开始出现摇摆。此时墙板与框架梁的变形不再协调，在原转角 θ 的基础上，墙板产成一个附加转角 φ，如图 9（a）所示。定义墙板在 *AB* 段的侧向变形为 Δ_{WB}，则墙板转角 $\theta+\varphi$ 与侧向变形 Δ_{WB} 的关系为

$$\Delta_{WB}=H\cdot(\theta+\varphi) \tag{10}$$

由于墙板发生摇摆，一个墙脚与框架梁分离而掀起，则挤压集中力消失，而另一个墙脚的挤压集中力定义为 N_2。同时，由于墙板的摇摆，预应力筋伸长，预应力值定义为 F_P；墙板的摇摆还会引起耗能器的剪切变形，定义一个耗能器的剪力为 F_d，耗能器的数量为 n。如图 9（a）所示，墙板发生摇摆后，框架梁在两个墙板预应力锚固处的竖向变形分别为 δ_{b1} 和 δ_{b2}，由于上下梁存在反对称关系，则预应力筋的伸长量 δ_P 为 δ_{b1} 和 δ_{b2} 的差值，即：

$$\delta_p=\delta_{b1}-\delta_{b2} \tag{11}$$

如图 9（b）所示，预应力筋的伸长量与墙板附加转角 φ 的关系为

$$\delta_P=H\varphi\cdot\sin\varphi\approx H\varphi^2 \tag{12}$$

将式（12）代入式（11），可得：

$$\varphi=\sqrt{\frac{\delta_{b1}-\delta_{b2}}{H}} \tag{13}$$

类比于式（6），竖向变形 δ_{b1} 和 δ_{b2} 与框架梁跨中位置转角 θ 的关系为

$$\theta=\frac{\delta_{b1}+\delta_{b2}}{A+B} \tag{14}$$

将式（13）、（14）代入式（10），可得：

$$\Delta_{WB}=\frac{H(\delta_{b1}+\delta_{b2})}{A+B}+\sqrt{H(\delta_{b1}-\delta_{b2})} \tag{15}$$

根据胡克定律，预应力筋伸长量 δ_P 与预应力值 F_P 的关系为

$$F_P=F_{P0}+\frac{\delta_PE_PA_P}{H}=F_{P0}+\frac{(\delta_{b1}-\delta_{b2})E_PA_P}{H} \tag{16}$$

式中 E_PA_P 为预应力筋的轴向刚度。

如图 9（a）所示，墙板的摇摆引起耗能器的剪切变形，根据几何关系，耗能器的剪切变形量 δ_d 与墙板摇摆附加转角 φ 之间的关系为

$$\delta_d=2\cdot\varphi\cdot\left(\frac{A+B}{2}\right)=\varphi\cdot(A+B) \tag{17}$$

式中 $(A+B)/2$ 为耗能器（剪切）中心到墙板中心的距离。

定义耗能器的剪切刚度为 k_d，则耗能器的剪力 F_d 可表达为

$$F_d=k_d\delta_d=k_d\varphi(A+B) \tag{18}$$

将式（13）代入式（18），可得：

$$F_d=k_d\delta_d=k_d\sqrt{\frac{\delta_{b1}-\delta_{b2}}{H}}(A+B) \tag{19}$$

在 *AB* 段，对其中一个墙板的墙脚取矩（$V=1$），弯矩平衡方程为

$$VH=1\cdot H=N_2B+nF_d\left(B+\frac{A}{2}\right) \tag{20}$$

联立式（19）、（20），N_2 为

$$N_2=\frac{H^2-nk_d\sqrt{H(\delta_{b1}-\delta_{b2})}(A+2B)(A+B)}{2HB} \tag{21}$$

如图 9(a)所示,框架梁在 N_2 和 F_P 作用下,预应力锚固处的竖向变形 δ_{b1} 和 δ_{b2} 可求解为

$$\delta_{b1}-\delta_{b2}=\frac{N_2L^2G_1+N_2ABL^2G_2-N_2ABLG_3}{96E_bI_bL^2}-\frac{F_PL^2G_4}{96E_bI_bL^2} \tag{22}$$

$$\delta_{b1}+\delta_{b2}=\frac{N_2ABLG_4+N_2B^2LG_5+2N_2AL^2G_6}{96E_bI_bL^2} \tag{23}$$

式中 G_1、G_2、G_3、G_4、G_5 和 G_6 为附加参数,其可表达为

$$\begin{cases}G_1=8L^2+35B^2L-24A^2L+29B^3+8A^3+2AL\\ G_2=-51L+8B+54A\\ G_3=11L^2+58AB+59B^2+19A^2-30AL-4B\\ G_4=8(L-A-B)2(L+2A+2B)\\ G_5=7L^2-25BL+20B^2\\ G_6=L^2-4A^2\end{cases} \tag{24}$$

联立式(16)、(21)、(22)和(23),$\delta_{b1}+\delta_{b2}$ 与 $\delta_{b1}-\delta_{b2}$ 表达为

$$\delta_{b1}+\delta_{b2}=D_1\left[\frac{(C_2^2-4C_1C_3)^{\frac{1}{2}}+C_2}{2C_1}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{25}$$

$$\delta_{b1}-\delta_{b2}=\frac{(C_2^2-4C_1C_3)^{\frac{1}{2}}+C_2}{2C_1} \tag{26}$$

式中 C_1、C_2、C_3、D_1、M_1 和 M_2 为附加参数,其可表达为

$$\begin{cases}C_1=\left(1+\dfrac{E_PA_PM_2}{H}\right)^2\\ C_2=\dfrac{(2H+2E_PA_PM_2)(H^2M_1-2HBF_{P0}M_2)}{2H^2B}+\\ \qquad\dfrac{n^2k_d^2HM_1^2(A+2B)^2(A+B)^2}{4H^2B^2}\\ C_3=\dfrac{H^4M_1^2-4F_{P0}H^3BM_1M_2+4H^2B^2F_{P0}^2M_2^2}{4H^2B^2}\\ D_1=\dfrac{H^2-nk_dH^{\frac{1}{2}}(A+2B)(A+B)}{192E_bI_bL^2HB}\\ M_1=\dfrac{L^2G_1+ABL^2G_2-ABLG_3}{96E_bI_bL^2}\\ M_2=\dfrac{L^2G_4}{96E_bI_bL^2}\end{cases} \tag{27}$$

将式(25)、(26)代入式(15),可以得到墙板 AB 段的刚度 K_{AB} 为

$$K_{AB}=\frac{1}{\Delta_{WB}}=\frac{A+B}{HR_1+BH^{\frac{1}{2}}R_2^{\frac{1}{2}}} \tag{28}$$

式中,R_1 和 R_2 为附加参数,其可表达为

$$\begin{cases}R_1=D_1\left[\dfrac{(C_2^2-4C_1C_3)^{\frac{1}{2}}+C_2}{2C_1}\right]^{\frac{1}{2}}\\ R_2=\dfrac{(C_2^2-4C_1C_3)^{\frac{1}{2}}+C_2}{2C_1}\end{cases} \tag{29}$$

3.3 刚度参数 K_{BC}

在 BC 段,墙板的耗能器剪切屈服,将耗能器承担的剪力定义为 F_{dy},与在 AB 段不同的是:剪力 F_{dy} 为定值(忽略钢材的强化效应),其与剪切变形不相关。如图 9(c)所示,将墙脚集中力定义为 N_3,在单位剪力 $V=1$ 的作用下,墙板的弯矩平衡可表达为

$$VH=1\cdot H=N_3B+nF_{dy}\left(B+\frac{A}{2}\right) \tag{30}$$

框架梁在 2 个墙板预应力锚固处的竖向变形分别为 δ_{b3} 和 δ_{b4}(图 9(c)),类比于 AB 段,$\delta_{b3}+\delta_{b4}$ 和 $\delta_{b3}-\delta_{b4}$ 可表达为

$$\delta_{b3}-\delta_{b4}=\frac{N_3L^2G_1+N_3ABL^2G_2-N_3ABLG_3}{96E_bI_bL^2}-\frac{F_PL^2G_4}{96E_bI_bL^2} \tag{31}$$

$$\delta_{b3}+\delta_{b4}=\frac{N_3ABLG_4+N_3B^2LG_5+2N_3AL^2G_6}{96E_bI_bL^2} \tag{32}$$

同理,类比于式(15),墙板在 BC 段的侧移变形 Δ_{WC} 为

$$\Delta_{WC}=\frac{H(\delta_{b3}+\delta_{b4})}{A+B}+\sqrt{H(\delta_{b3}-\delta_{b4})} \tag{33}$$

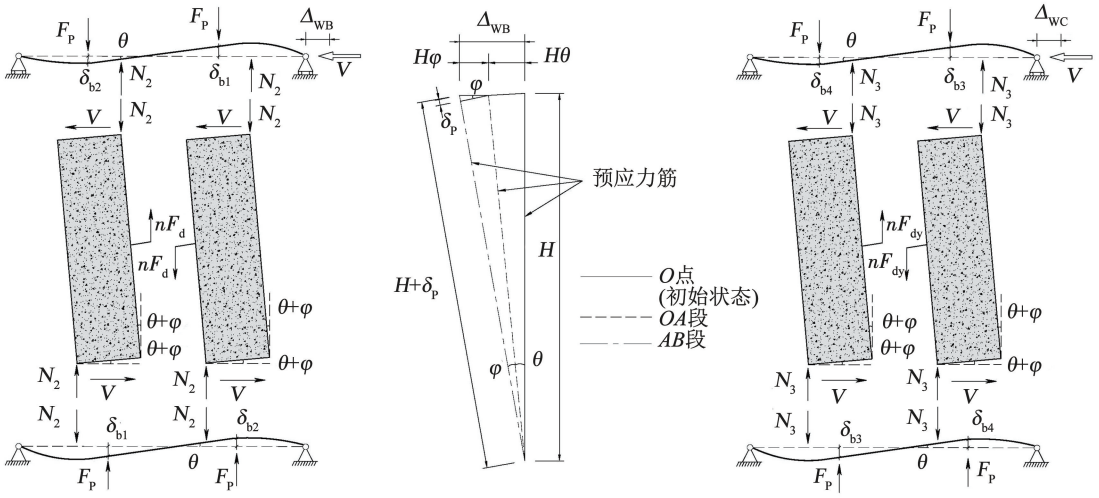
同理,类比于式(16),在 BC 段,预应力筋的预应力值 F_P 为

$$F_P=F_{P0}+\frac{(\delta_{b3}-\delta_{b4})E_PA_P}{H} \tag{34}$$

联立式(30)、(31)、(32)、(34),$\delta_{b3}+\delta_{b4}$ 与 $\delta_{b3}-\delta_{b4}$ 为

$$\delta_{b3}-\delta_{b4}=\frac{\left[H^2-nF_{dy}H\left(B+\dfrac{A}{2}\right)\right](L^2G_1+ABL^2G_2-ABLG_3)-F_{P0}BHL^2G_4}{96E_bI_bL^2(HB-E_PA_PM_2B)} \tag{35}$$

$$\delta_{b3}+\delta_{b4}=\frac{\left[H-nF_{dy}\left(B+\dfrac{A}{2}\right)\right](ABLG_4+B^2LG_5+2AL^2G_6)}{96E_bI_bL^2B} \tag{36}$$



(a) *AB*段　　(b) 预应力筋的变形示意图　　(c) *BC*段

图 9　墙板在 *AB* 段和 *BC* 段的受力

Fig. 9　Force diagram of wall panels at stage *AB* and stage *BC*

将式(35)、(36)代入式(33)，可以得到墙板 *BC* 段的刚度 K_{BC}见式(37)：

$$K_{BC}=\frac{1}{\Delta_{\mathrm{WC}}}=\frac{A+B}{HS_1+(A+B)\sqrt{HS_2}} \tag{37}$$

式中 S_1和 S_2为附加参数为

$$\begin{cases} S_1=\dfrac{\left[H-nF_{\mathrm{dy}}\left(B+\dfrac{A}{2}\right)\right](ABLG_4+B^2LG_5+2AL^2G_6)}{96E_{\mathrm{b}}I_{\mathrm{b}}L^2B} \\ S_2=\dfrac{\left[H^2-nF_{\mathrm{dy}}H\left(B+\dfrac{A}{2}\right)\right](L^2G_1+ABL^2G_2-ABLG_3)-F_{\mathrm{P0}}BHL^2G_4}{96E_{\mathrm{b}}I_{\mathrm{b}}L^2(HB-E_{\mathrm{P}}A_{\mathrm{P}}M_2B)} \end{cases} \tag{38}$$

3.4　强度参数 V_A

如图 8 所示，当一侧墙脚与框架梁的挤压集中力 $N_0-N_1=0$ 时(即 $N_0=N_1$)，墙板底部开缝，并开始摇摆，此时刻即为墙板摇摆的起始点，则另一侧墙脚的挤压集中力 N_0+N_1与初始预应力值 F_{P0}相等，即为

$$N_1=N_0=F_{\mathrm{P0}}/2 \tag{39}$$

建立墙板的弯矩平衡方程，并代入式(39)为

$$V_A=\frac{(N_0+N_1)B}{H}=\frac{F_{\mathrm{P0}}B}{H} \tag{40}$$

3.5　强度参数 V_B

B 点为耗能器屈服的起始点，将耗能器屈服时的剪力 F_{dy}代入式(18)，可以得到耗能器开始屈服时，墙板的附加转角 φ 为

$$\varphi=\frac{2F_{\mathrm{dy}}}{k_{\mathrm{d}}(A+B)} \tag{41}$$

将式(41)代入式(12)，得到耗能器开始屈服时的预应力筋伸长量 δ_{P}为

$$\delta_{\mathrm{P}}=H\left[\frac{2F_{\mathrm{dy}}}{k_{\mathrm{d}}(A+B)}\right]^2 \tag{42}$$

将式(42)代入式(16)，得到 *B* 点时的预应力值如下：

$$F_{\mathrm{P}}=F_{\mathrm{P0}}+E_{\mathrm{P}}A_{\mathrm{P}}\left[\frac{2F_{\mathrm{dy}}}{k_{\mathrm{d}}(A+B)}\right]^2 \tag{43}$$

同理，根据上下梁的反对称关系，预应力筋伸长量 δ_{P}为 δ_{b1}和 δ_{b2}的差值，代入式(42)后得

$$\delta_{\mathrm{P}}=\delta_{\mathrm{b1}}-\delta_{\mathrm{b2}}=H\left[\frac{2F_{\mathrm{dy}}}{k_{\mathrm{d}}(A+B)}\right]^2 \tag{44}$$

联立式(22)、(23)和(44)，可求解 N_2为

$$N_2=\frac{384F_{\mathrm{dy}}^2E_{\mathrm{b}}I_{\mathrm{b}}L^2H+F_{\mathrm{P}}L^2G_4k_{\mathrm{d}}^2(A+B)^2}{k_{\mathrm{d}}^2(A+B)^2(L^2G_1+ABL^2G_2-ABL^2G_3)} \tag{45}$$

将式(43)代入式(45)，N_2可改写为

$$N_2=\frac{4F_{\mathrm{dy}}^2(96E_{\mathrm{b}}I_{\mathrm{b}}L^2H+E_{\mathrm{P}}A_{\mathrm{P}}L^2G_4)+F_{\mathrm{P0}}L^2G_4k_{\mathrm{d}}^2(A+B)^2}{k_{\mathrm{d}}^2(A+B)^2(L^2G_1+ABL^2G_2-ABL^2G_3)} \tag{46}$$

将式(46)代入式(20),V_B为

$$V_B=\frac{4F_{dy}^2(96E_bI_bL^2HB+E_PA_PBL^2G_4)+F_{P0}BL^2G_4k_d^2(A+B)^2}{k_d^2(A+B)^2(L^2G_1+ABL^2G_2-ABL^2G_3)}+nF_{dy}\left(B+\frac{A}{2}\right) \tag{47}$$

3.6 强度参数 V_C

C 点为墙板预应力筋达到屈服状态的对应点,定义预应力筋的屈服力为 F_{Py},将 F_P 改写为 F_{Py},式(34)可改写为

$$\delta_P=\delta_{b3}-\delta_{b4}=\frac{(F_{Py}-F_{P0})H}{E_PA_P} \tag{48}$$

同理,将 F_P 改写为 F_{Py},并联立式(31)、(32)和(48),可求解 N_3 为

$$N_3=\frac{96E_bI_bL^2H(F_{Py}-F_{P0})+E_PA_PF_PL^2G_4}{E_PA_P(L^2G_1+ABL^2G_2-ABLG_3)} \tag{49}$$

同理,将式(49)代入式(30),V_C可表达为

$$V_C=\frac{96E_bI_bL^2BH(F_{Py}-F_{P0})+E_PA_PF_PBL^2G_4}{E_PA_P(L^2G_1+ABL^2G_2-ABLG_3)}+nF_{dy}\left(B+\frac{A}{2}\right) \tag{50}$$

3.7 位移参数 d_F、d_G、d_I和 d_K

采用试验回归的方法确定 4 个位移参数(d_F、d_G、d_I和 d_K),定义无量纲参数β,其表达为耗能器屈服强度 F_{dy}与初始预应力值 F_{P0}的比值,即:

$$\beta=\frac{F_{dy}}{F_{P0}} \tag{51}$$

参数β可反映墙板耗能能力与自复位能力的比值。定义试件的侧向位移角为 θ_H,通过试验回归发现:4 个位移参数与参数 β 和位移角 θ_H相关。采用最小二乘法对试验数据拟合,得到 4 个位移参数的线性拟合表达式如下:

$$\begin{cases}d_F=512.2\theta_H+26.82\beta-4.947\\ d_G=661.6\theta_H+36.54\beta-7.290\\ d_I=261.3\theta_H-18.25\beta+4.977\\ d_K=1\ 656\theta_H+93.81\beta-18.770\end{cases} \tag{52}$$

拟合面与试验数据的对比见图 10,拟合优度系数(R^2)[28]在 0.9 ~ 1.0 之间,拟合程度越好,可见式(52)能较好地描述 4 个位移参数与参数 β 和位移角 θ_H的相关关系。

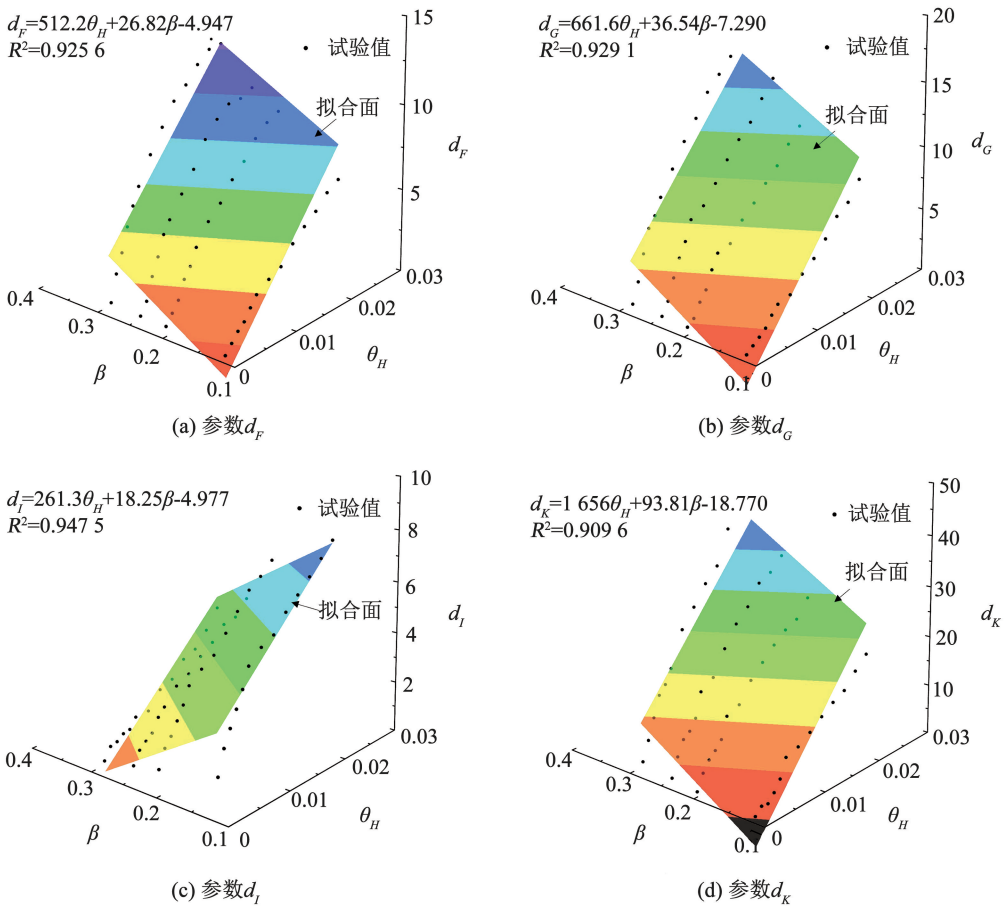


图 10 最小二乘法拟合位移参数(d_F、d_G、d_I和 d_K)

Fig. 10 Fitting of displacement parameters (d_F, d_G, d_I and d_K) using the least square method

4　正确性验证

基于材性试验的相关数据(表 2)，可确定影响恢复力规则的参数，进而得到各级位移下的滞回曲线，其与试验滞回曲线的对比见图 11。可以看出，采用本文方法确定的滞回曲线与试验曲线吻合总体较好，但曲线的卸载段略有误差，其原因为卸载规则(图 6(b))给出了“$K_{CD}=K_{OA}$、$K_{DE}=K_{BC}$ 和 $K_{EF}=K_{OA}$”的假定所致。自复位结构(构件)因强调控制卸载后的残余变形，故滞回环不能完全打开(图 11)，其耗能性能一般。而自复位结构(构件)在追求低残余变形的前提下，通过结构优化达到损伤破坏集中化、耗能最大化，以满足震后修复与更换的目的。

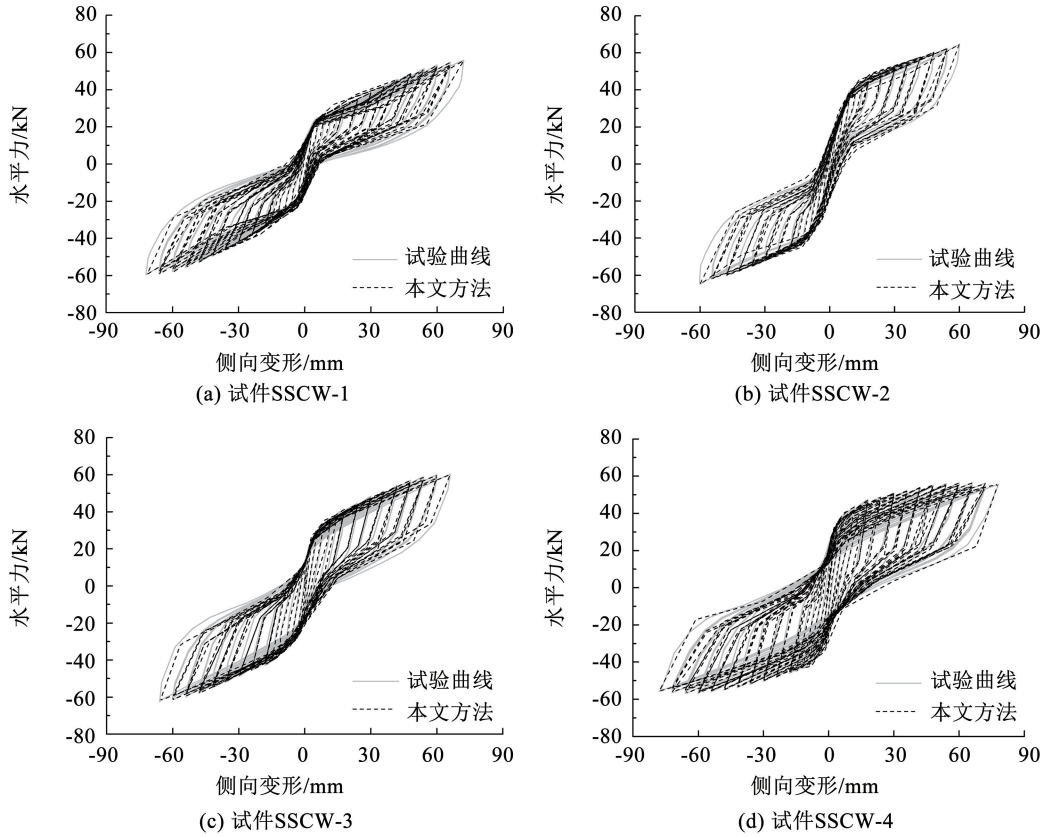


图 11　滞回曲线对比

Fig. 11　Comparison for hysteresis curves

采用本文理论方法可确定墙板的刚度参数(K_{OA}、K_{AB}和 K_{BC})与强度参数(V_A、V_B和 V_C)，其与试验值的对比见表 3。需要说明的是：试验曲线的 *OA* 段和 *BC* 段的线性关系较为明显，而 *AB* 段则呈现出非线性特征，而骨架规则(图 6(a))假定 *OA* 段、*AB* 段和 *BC* 段均为线性关系，因此表 3 的对比分析中不含 K_{AB}的试验值。通过表 3 对比可以看出，理论值与试验的比值在 0.931 ~ 1.165 之间，吻合程度较好，由于理论值的计算均采用材料标准值，实际应用时，还需要考虑荷载分项系数和材料的抗力分项系数等，以确保安全余量。同时，试验滞回曲线和采用本文方法确定的滞回曲线的累积耗能量的对比见图 12。综上对比可以看出，本文提出的型钢混凝土自复位双肢墙板的恢复力模型能较好地描述双肢墙板的滞回特征，参数确定方法具有较好的分析精度。

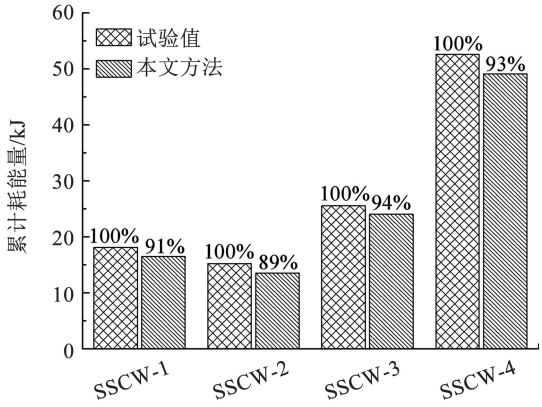


图 12　累积耗能量对比

Fig. 12　Comparison for total energy dissipation

数值分析研究发现[29]：当单墙肢的高宽比小于 3.0 时，由于墙板较宽，墙脚集中力增大，容易造成

框架梁的局部破坏,从而改变自复位墙板的受力机制。而本文提出的恢复力模型及参数确定方法建立4个试件的试验研究基础上,单墙肢的高宽比均大于3.0,框架梁在整个加载过程中未发生破坏,因此,本文提出的恢复力模型和参数分析方法需要建立在框架梁不发生破坏的前提下。

表 3 刚度参数和强度参数的对比

Tab. 3 Comparison for stiffness and strength parameters

试件	项目	K_{OA}/(kN·mm^{-1})	K_{AB}/(kN·mm^{-1})	K_{BC}/(kN·mm^{-1})	V_A/kN	V_B/kN	V_C/kN
	试验测试值	5.719	—	0.450	18.960	36.280	57.740
SSCW-1	本文方法分析值	5.219	0.824	0.417	22.090	38.490	58.670
	η	0.913	—	0.927	1.165	1.058	1.016
	试验测试值	5.669	—	0.533	18.910	38.670	64.840
SSCW-2	本文方法分析值	6.590	2.122	0.527	20.760	39.470	64.780
	η	1.162	—	0.989	1.098	1.021	0.999
	试验测试值	6.763	—	0.429	24.520	39.340	61.340
SSCW-3	本文方法分析值	7.404	1.322	0.449	22.660	38.120	61.080
	η	1.095	—	1.047	0.924	0.969	0.996
	试验测试值	6.917	—	0.134	62.250	77.850	83.480
SSCW-4	本文方法分析值	6.850	0.617	0.136	61.170	77.890	83.590
	η	0.990	—	1.015	0.983	1.001	1.001

注:η 为本文方法的分析值与试验测试值的比值。

5 结 论

在往复加载试验研究的基础上,基于型钢混凝土自复位双肢墙板的破坏形态和工作机制,提出墙板的恢复力模型和参数确定方法,主要结论如下:

1)型钢混凝土自复位双肢墙板的变形及破坏历程为:墙板摇摆和耗能器剪切屈服。墙板的破坏主要集中在耗能器上,并具有良好的自复位能力。

2)基于墙板的滞回特征,提出恢复力模型,包括骨架规则、卸载规则和反向加载规则,并提出影响恢复力模型的10个参数。其中,3个刚度参数和3个强度参数确定骨架规则,4个位移参数确定卸载规则和反向加载规则。

3)基于SRC自复位双肢墙板的工作机制,提出影响恢复力模型的10个参数的确定方法,通过与试验结果的对比,结果表明:本文提出的恢复力模型能较好地描述双肢墙板的滞回特征,参数确定方法具有较好的分析精度。

参考文献

[1]周颖, 吴浩, 顾安琪. 地震工程: 从抗震、减隔震到可恢复性[J]. 工程力学, 2019, 36(6): 1
ZHOU Ying, WU Hao, GU Anqi. Earthquake engineering: From earthquake resistance, energy dissipation, and isolation, to resilience [J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(6): 1. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2018.07.ST09

[2]DENG K L, PAN P, LAM A, et al. Test and simulation of full-scale self-centering beam-to-column connection [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2013, 12(4): 599. DOI: 10.1007/s11803-013-0200-2

[3]SONG L L, GUO T, CAO Z L. Seismic response of self-centering prestressed concrete moment resisting frames with web friction devices [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, 71: 151. DOI: 10.1016/j.soildyn.2015.01.018

[4]张艳霞, 叶吉健, 杨凡, 等. 自复位钢框架结构抗震性能动力时程分析[J]. 土木工程学报, 2015, 48(7): 30
ZHANG Yanxia, YE Jijian, YANG Fan, et al. Seismic behavior time-history analysis of integral steel self-centering moment resisting frame [J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(7): 30. DOI: 10.15951/j.tmgcxb.2015.07.004

[5]吕西林, 崔晔, 刘兢兢. 自复位钢筋混凝土框架结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(1): 19
LÜ Xilin, CUI Ye, LIU Jingjing. Shaking table test of a self-centering reinforced concrete frame [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(1): 19. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2014.01.003

[6]ZHOU Z, XIE Q, LEI X C, et al. Experimental investigation of the hysteretic performance of dual-tube self-centering buckling-restrained braces with composite tendons [J]. Journal of Composites for Construction, ASCE, 2015, 19(6): 04015011. DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000565

[7]张艳霞, 李振兴, 刘安然, 等. 自复位可更换软钢耗能支撑性能研究[J]. 工程力学, 2017, 34(8): 180
ZHANG Yanxia, LI Zhenxing, LIU Anran, et al. Research on the behavior of self-centering replaceable mild steel energy-dissipating braces[J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(8): 180. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.05.0359

[8]HAN Q, JIA Z, XU K, et al. Hysteretic behavior investigation of self-centering double-column rocking piers for seismic resilience. Engineering Structures, 2019, 188: 218. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.03.024

[9]CLAYTON P M, BERMAN J W, LOWES L N. Seismic design and performance of self-centering steel plate shear walls [J]. Journal of

Structural Engineering, ASCE, 2012, 138(1): 22. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000421

[10] WANG W, DU X L, ZHANG Y F, et al. Experimental investigation of beam-through steel frames with self-centering modular panels[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2017, 143(5): 04017006. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001743

[11] KURAMA Y, SAUSE R, PESSIKI S, et al. Lateral load behavior and seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls[J]. ACI Structural Journal, 1999, 96(4): 622. DOI: 10.1007/BF02481640

[12] KURAMA Y C. Seismic design of unbounded post-tensioned precast concrete walls with supplemental viscous damping[J]. ACI Structural Journal, 2000, 97(4): 648. DOI: 10.1016/S1359-6462(00)00378-X

[13] KHANMOHAMMADI M, HEYDARI S. Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems[J]. Engineering Structures, 2015, 100: 577. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.06.043

[14] HENRY R S, SRITHARAN S, INGHAM J M. Finite element analysis of the PreWEC self-centering concrete wall system[J]. Engineering Structures, 2016, 115: 28. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.02.029

[15] TWIGDEN K M, SRITHARAN S, HENRY R S. Cyclic testing of unbonded post-tensioned concrete wall systems with and without supplemental damping[J]. Engineering Structures, 2017, 140: 406. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.02.008

[16] LU X L, DANG X L, QIAN J, et al. Experimental study of self-centering shear walls with horizontal bottom slits[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2017, 143(3): 04016183. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001673

[17] 胡晓斌，贺慧高. 往复荷载作用下自复位墙受力机理研究[J]. 工程力学，2013，30(11)：202
HU Xiaobin, HE Huigao. Study on the mechanical behavior of self-centering wall under cyclic loading[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(11): 202. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2012.07.0558

[18] 谢剑，孙文笑，徐福泉，等. 钢筋混凝土自复位剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报，2019，40(2)：108
XIE Jian, SUN Wenxiao, XU Fuquan, et al. Experimental study on seismic behavior of self-centering RC shear walls[J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(2): 108. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2019.02.009

[19] 周颖，顾安琪. 自复位剪力墙结构四水准抗震设防下基于位移抗震设计方法[J]. 建筑结构学报，2019，40(3)：118
ZHOU Ying, GU Anqi. Displacement-based seismic design of self-centering shear walls under four-level seismic fortifications[J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(3): 118. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2019.03.012

[20] 钱辉，徐建，张勋，等. 带自复位耗能连梁的剪力墙结构的抗震性能[J]. 土木与环境工程学报，2021，43(3)：9
QIAN Hui, XU Jian, ZHANG Xun, et al. Seismic performance of shear wall structure with self-centering energy-dissipating coupling beam[J]. Journal of Civil and Environmental Engineering, 2021, 43(3): 9. DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2020.184

[21] 徐龙河，陈曦，肖水晶. 内置碟簧自复位钢筋混凝土剪力墙拟静力试验及损伤分析[J]. 建筑结构学报，2021，42(7)：56
XU Longhe, CHEN Xi, XIAO Shuijing. Quasi-static test and damage analysis on self-centering reinforced concrete shear wall with disc spring devices[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(7): 56. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2019.0568

[22] 周颖，顾安琪，鲁懿虬，等. 大型装配式自复位剪力墙结构振动台试验研究[J]. 土木工程学报，2020，53(10)：62
ZHOU Ying, GU Anqi, LU Yiqiu, et al. Large-scale shaking table experimental study on a low-damage self-centering wall building[J]. China Civil Engineering Journal, 2020, 53(10): 62. DOI: 10.15951/j.tmgcxb.2020.10.006

[23] 周颖，王睿，田文博. 自复位墙防震结构的基于力设计方法研究[J]. 建筑结构学报，2022，43(7)：11
ZHOU Ying, WANG Rui, TIAN Wenbo. Research of force-based seismic design method for self-centering wall structures[J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(7): 11. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2020.0773

[24] 孙国华. 半刚接钢框架内填 RC 墙结构滞回性能研究[D]. 北京：北京工业大学，2010
SUN Guohua. Hysteretic behavior of partially restrained steel frame with RC infill wall structural system[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2010

[25] 周天华，吴函恒，陈军武，等. 钢框架-预制混凝土抗侧力墙结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报，2015，36(6)：29
ZHOU Tianhua, WU Hanheng, CHEN Junwu, et al. Experimental study on seismic behavior of steel frame-concrete lateral force resisting wall fabricated structures[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(6): 29. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2015.06.004

[26] WU H H, WANG J Q, SUI L, et al. Experimental investigation of self-centering steel reinforced concrete coupled wall panels with replaceable energy dissipaters[J]. Engineering Structures, 2020, 212: 110473. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110473

[27] CHAO S S, WU H H, ZHOU T H, et al. Application of self-centering wall panel with replaceable energy dissipation devices in steel frames[J]. Steel and Composite Structures, 2019, 32(2): 265. DOI: 10.12989/scs.2019.32.2.265

[28] 张岩，吴水根. MATLAB 优化算法[M]. 北京：清华大学出版社，2017
ZHANG Yan, WU Shuigen. MATLAB optimization algorithm[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2017

[29] 王成龙. 自复位 SRC 双肢摇摆墙板试验研究及数值分析[D]. 西安：长安大学，2020
WANG Chenglong. Experimental and numerical study on the self-centering SRC two-limb rocking wall[D]. Xi'an: Chang'an University, 2020

（编辑　苗秀芝）