

文章编号:1673-2049(2018)01-0102-09

# 屈曲约束钢板剪力墙-钢框架的宏观单元模型

刘 青<sup>1</sup>, 李国强<sup>2</sup>, 曹 轲<sup>3</sup>, 黄靖宇<sup>4</sup>

(1. 同济大学 交通运输工程博士后流动站, 上海 201804; 2. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 3. 重庆大学 建设管理与房地产学院, 重庆 400045; 4. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092)

**摘要:**为简化屈曲约束钢板剪力墙-钢框架的设计过程,提出了两元件宏观单元模型,对屈曲约束钢板剪力墙-钢框架的力学性能进行模拟。基于理论分析与试验数据,得到了宏观单元模型中剪切弹簧的骨架曲线、滞回规则和弯曲弹簧骨架曲线,并将上述各项参数值与试验值进行了对比,同时还采用宏观单元方法建模的数值模型结果与采用精细有限元方法建模的模型结果进行了对比。结果表明:理论推导得到的各项参数值与试验值吻合良好;采用 2 种不同方法建模的数值模型结果基本一致;该宏观单元模型的各项参数取值准确,并且能够精确反映该类结构的真实力学性能。

**关键词:**屈曲约束钢板剪力墙;宏观单元;两元件模型;理论分析;数值模拟

中图分类号:TU391

文献标志码:A

## Macro Element Model of Buckling Restrained Steel Plate Shear Wall-steel Frame

LIU Qing<sup>1</sup>, LI Guo-qiang<sup>2</sup>, CAO Ke<sup>3</sup>, HUANG Jing-yu<sup>4</sup>

(1. Postdoctoral Research Station of Traffic Engineering, Tongji University, Shanghai 201804, China;  
2. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;  
3. School of Construction Management and Real Estate, Chongqing University, Chongqing 400045, China;  
4. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** In order to simplify the design process of buckling restrained steel plate shear wall-steel frame, a macro element model called two-spring model was proposed, and the mechanical properties of buckling restrained steel plate shear wall-steel frame were simulated. Based on the theoretical analysis and experimental data, the skeleton curve and hysteretic rule of the shear spring, along with the skeleton curve of the bending spring, were obtained. The above parameter values were compared with the experimental results. Furthermore, the numerical results which were obtained by the macro element model method were compared with those obtained by refined finite element method. The results show that the parameter values obtained by theoretical deduction are in good agreement with the experimental data. The results of the numerical models built by two different methods are basically consistent. The parameter values of the macro element model are accurate, and the real mechanical properties of the structure can be accurately reflected.

**Key words:** buckling restrained steel plate shear wall; macro element; two-spring model; theoretical analysis; numerical simulation

收稿日期:2017-06-21

基金项目:中国博士后科学基金项目(2016M591705);“十二五”国家科技支撑计划项目(2012BAJ13B02)

作者简介:刘 青(1985-),男,湖南安乡人,工学博士,博士后,E-mail:2011\_liuqing@tongji.edu.cn。

## 0 引 言

钢板剪力墙(简称钢板墙)是 20 世纪 70 年代发展起来的一种新型抗侧力结构体系<sup>[1-6]</sup>。屈曲约束钢板墙是在普通钢板墙和组合钢板墙的基础上发展而来的,通过在普通钢板墙两侧增设混凝土约束板或钢箱约束板来抑制薄钢板的屈曲。屈曲约束钢板墙与组合钢板墙的区别在于约束板并不参与结构受力,仅起限制钢板墙屈曲的作用<sup>[7]</sup>。与普通钢板墙相比,屈曲约束钢板墙较为接近平面应力状态。由于约束板的存在从构造上抑制了薄板的屈曲,因此其抗侧力滞回曲线较为饱满,耗能能力较普通钢板墙显著增强。同时极限承载力和初始刚度也得到了一定程度的提高<sup>[8]</sup>。

普通屈曲约束钢板剪力墙与框架通常为两边连接或四边连接,其中两边连接屈曲约束钢板剪力墙容易在边缘连接处产生局部屈曲或撕裂破坏;四边连接屈曲约束钢板剪力墙建筑布置不灵活,材料利用效率不高。I 型屈曲约束钢板剪力墙又称局部连接屈曲约束钢板剪力墙,很好地解决了两边连接及四边连接屈曲约束钢板剪力墙的问题。I 型屈曲约束钢板剪力墙由 I 型芯板、面外约束板以及紧固螺栓组装而成。

对于屈曲约束钢板剪力墙,通用的结构设计软件(SAP2000, ETABS, MIDAS/Gen 等)很难直接进行模拟分析。实际工程分析时,只能对这类构件细分,采用微观单元模型。由于微观单元模型中自由度大,分析效率较低,使得微观单元模型很少用于实际整体结构分析中,而主要用于分析结构部件或局部结构<sup>[9]</sup>。

宏观模型是指通过简化处理将构件简化为一个单元,这种模型存在一定的局限性,一般只在满足其简化假设的条件下才能较好地模拟结构的真实状态<sup>[9]</sup>。相比微观单元模型,宏观模型相对简单,计算效率高,而且便于在通用结构设计分析软件中建模,在结构设计及工程实践领域有着较为广泛的应用。目前,现有研究中只有针对钢筋混凝土剪力墙提出的宏观模型,主要有等效梁模型、等效桁架模型、墙板单元、等效支撑单元、三垂直杆元模型、多垂直杆元模型和二维板单元模型<sup>[10-12]</sup>。

针对钢筋混凝土剪力墙, Vulcano 等<sup>[13]</sup>提出了剪力墙的两元件模型。将层高为  $H$  的剪力墙单元等效为一个连接上下楼面水平无限刚梁的水平剪切弹簧和弯曲弹簧组件,弹簧组件之间串联连接。水

平剪切弹簧代表剪力墙的剪切刚度,弯曲弹簧代表剪力墙的弯曲刚度。在此基础上,李一松<sup>[14]</sup>利用两元件模型,提出了剪切弹簧和弯曲弹簧的滞回模型。司林军<sup>[15]</sup>详细推导了两元件模型的单元刚度矩阵,并在两元件基础上,考虑了墙肢的轴向弹塑性变形,建立了空间联肢剪力墙的计算模型。

作为一种与型钢混凝土剪力墙类似的组合式抗侧力构件,屈曲约束钢板墙也可采用两元件宏观模型来做简化分析,以便于结构工程师在常规分析设计软件中使用。为此,本文在已有钢筋混凝土剪力墙两元件宏观单元模型的基础上,提出了能够模拟屈曲约束钢板剪力墙的宏观单元模型。同时,得到了具体形式的解析表达式并进而推导出了相应的屈服承载力及滞回规则。通过与试验数据的对比,各参数的正确性得到了验证。为进一步验证该宏观单元的适用性,利用结构分析软件 SAP2000 进行两元件宏观单元建模,并将软件分析结果与试验结果进行对比。结果表明,采用两元件宏观单元进行分析的有限元结果与试验结果吻合良好。最后,分别采用有限元分析软件 SAP2000 及 ABAQUS 建立了一个 4 层屈曲约束钢板墙-钢框架结构的宏观单元模型与精细有限元模型,并将模型分析结果进行对比。结果表明 2 种模型分析所得的结构各层刚度、承载力等力学性能均较为相近,进一步证明了宏观单元模型的适用性。

## 1 宏观单元模型及其相关参数

### 1.1 宏观单元简介

剪力墙的两元件模型和屈曲约束钢板剪力墙的宏观单元模型分别如图 1, 2 所示,其中  $c$  为系数,  $\theta$  为上下层相对转动角度,  $H$  为层高。图 3(a)给出了宏观单元模型的变形,图 3(b)给出了水平力作用下剪切弹簧、弯曲弹簧的变形及其所产生的侧移和转角,其中  $u_{i,s}$  为第  $i$  层的剪切弹簧水平变形量,  $\theta_i$  为第  $i$  层的弯曲弹簧转角,  $u_{i,b}$  为第  $i$  层的弯曲弹簧引起的水平变形量。

由两元件模型等效替代的屈曲约束钢板墙-钢框架顶点的总水平侧移  $u$  为

$$u = \sum_{i=1}^n u_{i,b} + u_{i,s} \quad (1)$$

根据宏观单元模型最小势能原理,可以得到

$$\frac{1}{2} \mathbf{u}^T \mathbf{K} \mathbf{u} = \frac{1}{2} [K_b \theta_i^2 + K_s (u_i - \theta_i H)^2] \quad (2)$$

式中:  $\mathbf{u}$  为宏观单元模型的位移矩阵;  $\mathbf{K}$  为宏观单元

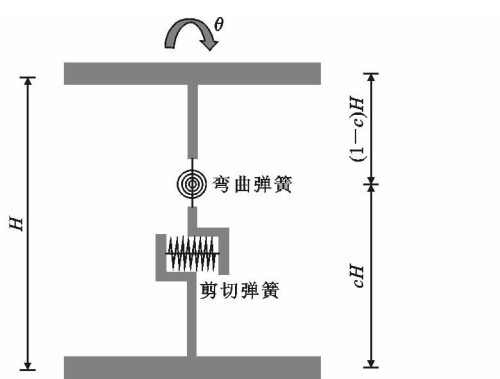


图 1 钢筋混凝土剪力墙的两元件模型  
Fig. 1 Two-spring Model of Reinforced Concrete Shear Wall

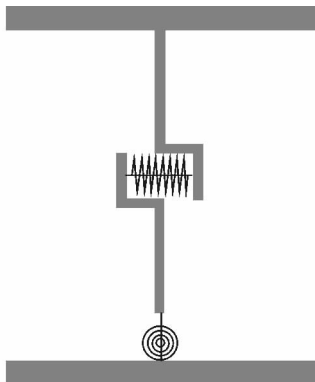


图 2 屈曲约束钢板剪力墙的宏观单元模型  
Fig. 2 Macro Element Model of Buckling Restrained Steel Plate Shear Wall

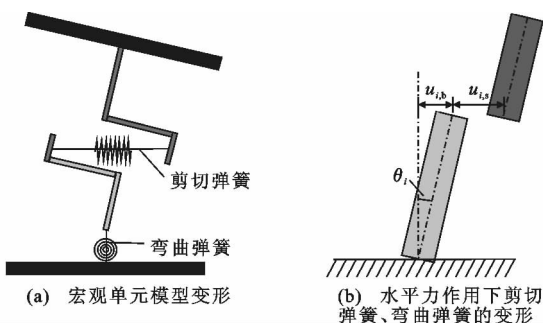


图 3 屈曲约束钢板剪力墙宏观单元模型的变形  
Fig. 3 Deformations of Macro Element Model for Buckling Restrained Steel Plate Shear Walls

模型的刚度矩阵; $K_b$ 为钢板墙的初始抗弯刚度; $K_s$ 为钢板墙的初始抗侧刚度; $u_i$ 为第*i*层的总水平变形。

1.2 剪切弹簧的性能参数

1.2.1 骨架曲线

刘青等<sup>[16]</sup>通过对屈曲约束钢板剪力墙-钢框架的试验,提出与其剪切性能较为吻合的双线性骨架曲线。因此,本文将采用此模型来模拟剪切弹簧骨

架曲线。由于该骨架曲线正向、反向加载的剪切弹簧性能相近,故只需要确定一个方向的曲线参数,如图 4 所示,其中  $F_{sy}$  为屈服荷载,  $\Delta_{sy}$  为屈服位移,  $F_{su}$  为极限荷载,  $\Delta_{su}$  为极限位移,  $K'_s$  为屈服后抗侧刚度,  $F$  为荷载,  $\Delta$  为位移。

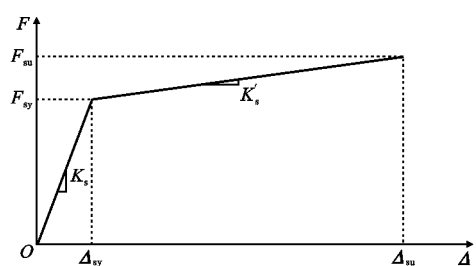


图 4 剪切弹簧骨架曲线模型  
Fig. 4 Skeleton Curve Model of Shear Spring

1.2.2 滞回规则

滞回规则就是要确定恢复力模型的卸载刚度、正反向再加载刚度的规则。通过观察提取的剪切荷载-变形曲线发现,卸载刚度与屈服前的初始刚度近似相同。当荷载大于屈服荷载以后,正反向加载、卸载刚度与初始刚度的变化也不大。为便于使用,可将卸载刚度定为与初始刚度相等。按照此规则,剪切弹簧的恢复力模型的滞回规则路线如图 5 所示,其中  $\Delta_{sj}$  为第 *j* 圈加载试件的位移,  $F_{sj}$  为第 *j* 圈加载时的最大荷载。

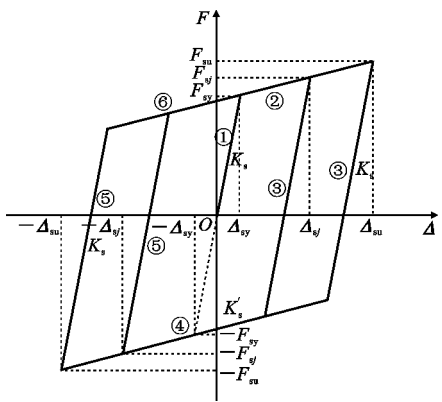


图 5 剪切弹簧的恢复力模型  
Fig. 5 Restoring Force Model of Shear Spring

图 5 中所标注的各路线分别为:  
路线①,正反向屈服荷载前加载、卸载路线,其刚度均为  $K_s$ 。  
路线②,正向加载从屈服点到极限荷载点之间的加载路线,刚度为  $K'_s$ 。  
路线③,从路线②上正向卸载及反向加载的路线,刚度为  $K_s$ 。  
路线④,反向加载至极限荷载点之间的加载路

线,刚度为  $K'_s$ 。

路线⑤,从路线④上反向卸载及正向加载的路线,刚度为  $K_s$ 。

路线⑥,正向加载至极限荷载点之间的加载路线,刚度为  $K'_s$ 。

### 1.3 弯曲弹簧的性能

由于屈曲约束钢板剪力墙的设计是以钢板发生剪切屈服、柱不发生屈服为原则,故弯曲弹簧将始终保持弹性。因此,弯曲弹簧的性能只需考虑骨架曲线,不需要考虑滞回规则。

弯曲弹簧骨架曲线如图 6 所示,其中  $M_y$  为屈服弯矩,  $\varphi_b$  为屈服转角,  $M$  为弯矩,  $\varphi$  为转角。

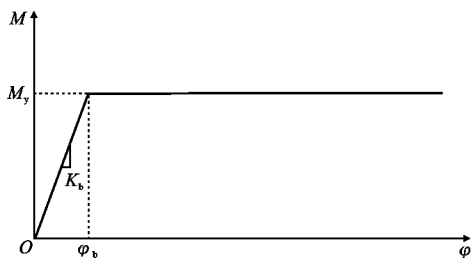


图 6 弯曲弹簧骨架曲线模型

Fig. 6 Skeleton Curve Model of Flexural Spring

## 2 宏观单元模型各相关参数取值

### 2.1 剪切弹簧的初始抗侧刚度

剪切弹簧的初始抗侧刚度  $K_s$  可按照文献[16]中计算屈曲约束钢板墙-钢框架剪切刚度的方法计算,如式(3)所示

$$K_s = \frac{1}{\Delta_s} = \frac{1}{\Delta_{ss} + \Delta_{sb}} \quad (3)$$

式中:  $\Delta_s$  为单位剪力作用下屈曲约束钢板剪力墙的水平总侧移;  $\Delta_{ss}$  为单位剪力作用下屈曲约束钢板剪力墙与两侧框架柱的剪切水平侧移;  $\Delta_{sb}$  为单位剪力作用下屈曲约束钢板剪力墙及框架梁转动引起的水平侧移;  $\Delta_{ss}$  和  $\Delta_{sb}$  可按文献[17]中给出的计算方法计算。

### 2.2 弯曲弹簧的初始抗弯刚度

结构在水平荷载作用下产生的倾覆弯矩由柱轴力平衡。初始抗弯刚度求解表达式详见文献[17]。

### 2.3 剪切弹簧的屈服承载力

屈服荷载  $F_{sy}$  可按照文献[18]的抗剪承载力方法计算,认为只有当屈曲约束钢板剪力墙以及梁端均屈服时,剪切弹簧才到达屈服承载力,第  $i$  层钢板墙框架的屈服承载力  $F_{isy}$  为

$$F_{isy} = \max\{P_{iy}^b, P_{iy}^w\} \quad (4)$$

式中:  $P_{iy}^b$  为梁端受剪屈服时第  $i$  层钢板墙框架的抗剪承载力;  $P_{iy}^w$  为钢板墙屈服时第  $i$  层带墙框架的抗剪承载力。

### 2.4 剪切弹簧的屈服位移

屈服位移  $\Delta_{sy}$  可通过屈服承载力、屈服位移和抗侧刚度之间的关系来确定,第  $i$  层剪切弹簧的屈服位移  $\Delta_{isy}$  为

$$\Delta_{isy} = \frac{F_{sy}}{K_{is}} \quad (5)$$

式中:  $K_{is}$  为第  $i$  层剪切弹簧的初始抗侧刚度。

### 2.5 剪切弹簧的极限位移

由文献[17]的往复加载试验可知,试件在 1/30 层高的水平位移幅值下往复加载 3 圈以上能够保持承载力不下降。层间位移角 1/30 也远大于《建筑抗震设计规范》[18]规定的弹塑性位移角限值 1/50。因此,可将剪切弹簧的极限位移  $\Delta_{su}$  确定为层间位移角 1/30 对应的位移值,即

$$\Delta_{isu} = \begin{cases} \frac{\gamma H}{30} & i=1 \\ \frac{H}{30} & i \geq 2 \end{cases} \quad (6)$$

式中:  $\gamma$  为建筑底层层高修正系数,当底层层高与标准层相同时,  $\gamma$  取为 1;  $\Delta_{isu}$  为第  $i$  层剪切弹簧的极限位移。

### 2.6 剪切弹簧的极限荷载

试件剪切屈服以后的强化效应可用超强系数  $\Omega$  表达,即

$$\Omega = \frac{F_{isu}}{F_{isy}} \quad (7)$$

式中:  $F_{isu}$  为第  $i$  层剪切弹簧的极限承载力。

根据文献[17]的试验结果可知,  $\Omega = 1.10$ , 则  $F_{isu} = 1.1 F_{isy}$ 。

### 2.7 剪切弹簧的屈服后抗侧刚度

屈服后第  $i$  层剪切弹簧的抗侧刚度  $K'_{is}$  为

$$K'_{is} = \frac{F_{isu} - F_{isy}}{\Delta_{isu} - \Delta_{isy}} \quad (8)$$

### 2.8 弯曲弹簧的屈服弯矩

第  $i$  层弯曲弹簧的屈服弯矩  $M_{iy}$  为

$$M_{iy} = \sum_{t=1}^i (2M_{(j-UP)_t} + 2M_{(j-BOT)_t}) + 2M_{p-c} + M_{PIER} \quad (9)$$

式中:  $M_{(j-UP)_t}$  为第  $t$  层钢板墙-钢框架上端梁柱节点屈服弯矩;  $M_{(j-BOT)_t}$  为第  $t$  层钢板墙-钢框架下端梁柱节点屈服弯矩;  $M_{p-c}$  为底层柱柱底塑性抗弯承载力;  $M_{PIER}$  为梁端竖向剪力引起的柱内弯矩。

2.9 弯曲弹簧的屈服转角

第  $i$  层弯曲弹簧的屈服转角  $\varphi_{iy}$  可通过屈服弯矩和抗弯刚度之间的关系来确定,即

$$\varphi_{iy} = \frac{M_{iy}}{K_{ib}} \tag{10}$$

式中:  $K_{ib}$  为第  $i$  层弯曲弹簧的抗弯刚度。

3 试验验证

为确定推导的两元件模型各性能参数的准确性,通过一个 2 层单榀屈曲约束钢板剪力墙-钢框架缩尺模型的拟静力试验对各参数进行验证。试验试件如图 7 所示,试验现场照片如图 8 所示,加载方式为 2 层钢框架柱顶施加水平往复荷载,试件具体尺寸参数取值为:层高  $H=1\,275\text{ mm}$ ;梁长度  $L=1\,800\text{ mm}$ ;梁惯性矩  $I_b=1.88\times10^7\text{ mm}^4$ ;柱惯性矩  $I_c=4.77\times10^7\text{ mm}^4$ ;柱截面面积  $A_c=6\,428\text{ mm}^2$ ;梁高度  $h_b=200\text{ mm}$ ;梁底部到开孔处上端距离  $l_s=285\text{ mm}$ ;开孔顶部距离  $b_0=800\text{ mm}$ ;开孔长度  $h_0=505\text{ mm}$ 。试验具体情况及数据分析详见文献[17]。

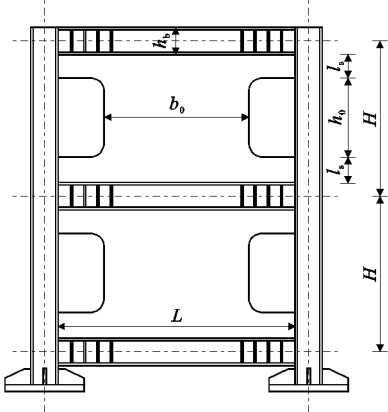


图 7 屈曲约束钢板剪力墙-钢框架  
Fig. 7 Buckling Restrained Steel Plate Shear Wall-steel Frame



图 8 试验现场照片  
Fig. 8 Photo of Test Site

根据文献[17]的分析,可知试件变形主要为剪切弹簧的剪切变形,而弯曲弹簧组件可以认为没有进入屈服工作阶段。该 2 层试验构件的等效弯曲弹簧在屈服前产生的变形量分别为

$$\Delta_{1b} = \frac{8H^3}{3EI_c} F \tag{11}$$

$$\Delta_{2b} = \left( \frac{8H^3}{3EI_c} - \frac{5H^3}{6EI_c} \right) F = \frac{11H^3}{6EI_c} F \tag{12}$$

式中:  $\Delta_{1b}$  为试验构件下层钢板墙-钢框架由弯曲变形引起的层侧移;  $\Delta_{2b}$  为试验构件上层钢板墙-钢框架由弯曲变形引起的层侧移;  $E$  为钢材弹性模量;  $I_c$  为钢板墙-钢框架整体对中性轴的惯性矩,按文献[17]中推荐公式进行计算。

将文献[17]中试验曲线的位移减去按照式(11),(12)计算的各层侧移值,可得试验实测的试件剪切变形值。图 9 为本文提出的两元件模型剪切弹簧相关曲线与试验实测获得的荷载-剪切位移曲线对比。由图 9 可知,两元件模型中的剪切弹簧模型结果与试验实测结果吻合很好,能够准确反映试件的实际剪切性能。

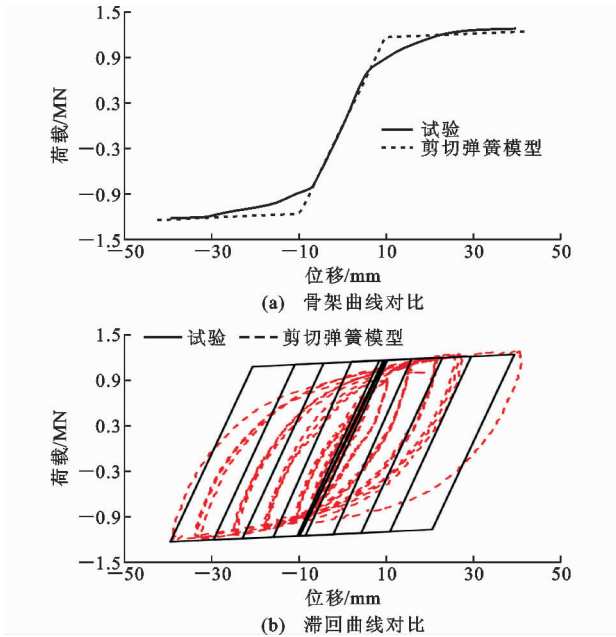


图 9 两元件模型与试验结果对比  
Fig. 9 Comparison Between Two-spring Model Results and Test Results

4 数值验证

为进一步验证本文提出的屈曲约束钢板剪力墙-钢框架两元件宏观单元模型,并方便结构工程师使用,利用结构分析设计软件 SAP2000 建立了与试验构件相对应的宏观单元模型进行数值分析。

#### 4.1 模型建立

按照试件轴线距离建立两元件宏观单元模型的梁和柱。梁的长度为 2 000 mm,层高为 1 275 mm。梁、柱的截面形式与试件的截面相同,但由于两元件模型中梁、柱为无限刚体,因此将其钢材的弹性模量设置为  $1 \times 10^{12}$  MPa,近似代表刚性梁柱。模型的边界条件定义为底层刚性梁两端刚性约束。剪切弹簧和弯曲弹簧将通过定义一组连接单元来实现,连接单元设置在每层刚性柱的底部,试件的 SAP2000 模型如图 10 所示。

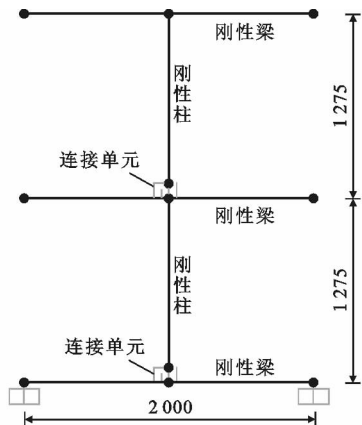


图 10 试件的 SAP2000 模型 (单位:mm)

Fig. 10 SAP2000 Model of Specimen (Unit:mm)

连接单元中定义轴向、剪切及弯曲 3 个连接属性。试件的轴向变形很小,甚至可以忽略不计,因此 2 层的轴向连接单元可设置为无限刚性。剪切连接单元依据提出的剪切弹簧力学性能,定义多段线性弹塑性连接。剪切连接单元的塑性采用随动硬化模型(Kinematic)。弯曲连接单元依据本文提出的弯曲弹簧力学性能,定义线性弹性连接。

#### 4.2 分析设置

为模拟试验的加载效果,首先自定义一种荷载模式,类型为“other”。然后定义荷载工况,荷载工况类型选择为“时程”,分析类型为“非线性”,并考虑荷载-位移和大位移几何非线性。同时,自定义一组加载力的时程函数,时程函数按照试验加载制度一共分为 6 级加载,考虑到计算时间的问题,每级只加载 1 次。分析步共计 13 步,每步分为 10 次加载迭代。有限元荷载位置与试验实际加载位置相同。

#### 4.3 计算结果

提取模型中第 1 层和第 2 层的位移时程以及基底剪力时程,绘制力和位移曲线,并与试验结果对比(图 11)。从图 11 可知,采用宏观两元件模型的数值结果与试验曲线吻合较好,其抗侧刚度、卸载刚度

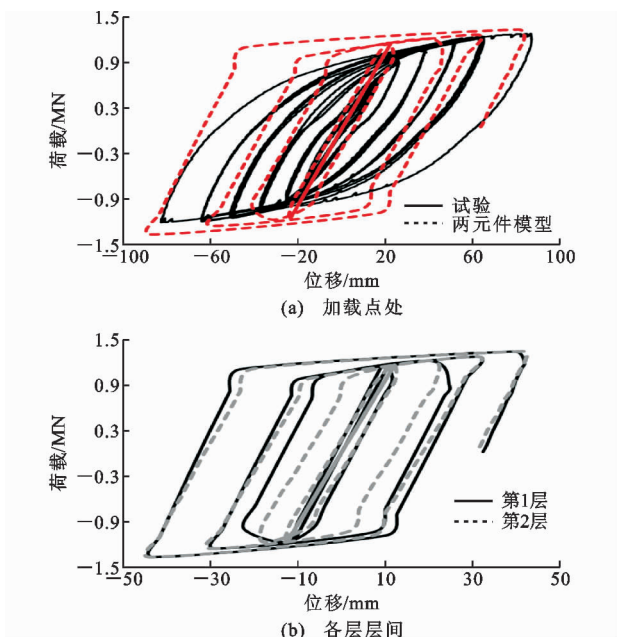


图 11 数值结果与试验结果对比

Fig. 11 Comparisons of Numerical Results and Test Results

以及抗侧承载力与试验结果比较接近。图 11(b)为数值模型各层的荷载-层间位移曲线。由于上下 2 层各尺寸参数一致,且所受剪力值一致,故数值模型上下 2 层的性能基本相同。由于第 2 层两元件模型受弯曲变形的影响大于第 1 层,导致第 2 层两元件模型的抗侧刚度略小于第 1 层。因此,图 11(b)中第 2 层曲线的斜率略小于第 1 层。

两元件模型能够较好地描述屈曲约束钢板剪力墙-钢框架的力学性能。在今后的结构设计中,结构设计人员可以按照本文给出的建模方法有效而方便地进行屈曲约束钢板剪力墙-钢框架体系的设计。

### 5 算例分析

为详细介绍两元件宏观单元模型在屈曲约束钢板墙-钢框架中的应用,本文将采用上述模型,利用有限元设计软件 SAP2000 对一个 4 层平面屈曲约束钢板墙-钢框架结构体系进行静力弹塑性全过程分析。同时,为验证该方法的有效性,还采用有限元分析软件 ABAQUS 建立了上述结构体系的精细有限元模型,并将结果与宏观单元模型结果进行对比。

#### 5.1 结构信息

算例分析结构为 4 层屈曲约束钢板墙-钢框架体系,如图 12 所示。框架部分有 2 跨,跨度分别为 2 100 mm 和 3 600 mm,屈曲约束钢板剪力墙-钢框架的跨度为 2 400 mm,结构层高度为 3 000 mm。框架梁、柱、束柱以及屈曲约束钢板剪力墙的芯板尺寸



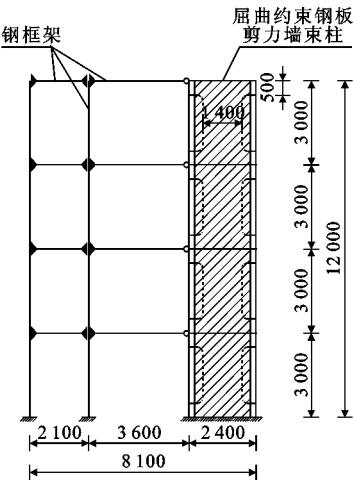


图 12 屈曲约束钢板剪力墙-钢框架算例 (单位:mm)

Fig. 12 Calculating Example of Buckling Restrained Steel Plate Shear Wall-steel Frame (Unit:mm)

表 1 屈曲约束钢板墙-钢框架的构件截面尺寸与材料

Tab. 1 Specimen Size and Material of Buckling Restrained Steel Plate Shear Wall-steel Frame

结构	构件	截面尺寸	材料
框架	梁	HN400×200×8×13	Q345
	柱	HW400×400×13×21	Q345
屈曲约束钢板墙-钢框架	梁	HN400×200×8×13	Q345
	柱	HW400×400×13×21	Q345
	屈曲约束钢板剪力墙芯板	$b_0=1\,400\text{ mm}, l_s=500\text{ mm}$	Q235

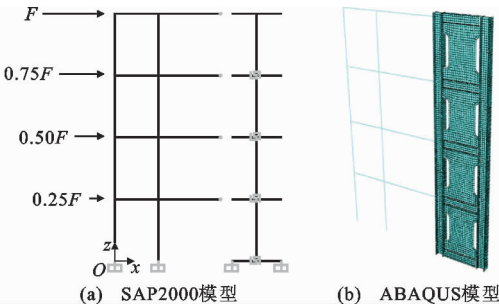


图 13 钢板剪力墙-钢框架分析模型

Fig. 13 Analysis Models of Buckling Restrained Steel Plate Shear Wall-steel Frame

表 2 剪切弹簧的性能参数

Tab. 2 Performance Parameters for Shear Spring

层数	$K_s/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	$F_{sy}/\text{kN}$	$\Delta_{sy}/\text{mm}$	$F_{su}/\text{kN}$	$\Delta_{su}/\text{mm}$
第 1 层	66 103.1	1 278.5	19.3	1 406.3	100.0
第 2 层	36 560.9	1 359.8	37.2	1 495.8	100.0
第 3 层	42 960.8	1 332.7	31.0	1 465.9	100.0
第 4 层	48 636.5	1 314.6	27.0	1 446.1	100.0

元 S4R 模拟。壳单元中梁、柱和墙网格大小相等。

5.3 计算结果分析

将上述 2 种不同软件建立的有限元模型进行静力推覆弹塑性分析,得到结构各层层剪力与层位移

和材料见表 1。  
框架梁、柱均为刚性连接,框架梁与屈曲约束钢板剪力墙-钢框架铰接,屈曲约束钢板剪力墙芯板与钢框架刚性连接;柱底和底梁与地面刚接。

5.2 计算分析模型

对于该结构建立宏观单元和有限元数值分析模型进行静力弹塑性分析,水平荷载分布采用倒三角形形式,不考虑竖向荷载。

SAP2000 模型如图 13(a)所示,模型中框架梁、柱均使用梁单元模拟;屈曲约束钢板剪力墙-钢框架的宏观两元件模型各参数取值均按第 1 节选取,结果详见表 2,3。

ABAQUS 模型如图 13(b)所示,模型中普通钢框架部分梁、柱均采用杆单元 B21 模拟,屈曲约束钢板墙-钢框架的 ABAQUS 有限元模型采用壳单

表 3 弯曲弹簧的性能参数

Tab. 3 Performance Parameters for Flexural Spring

层数	$M_y/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$K_b/(\text{kN} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1})$	$\varphi_b/\text{rad}$
第 1 层	20 186	29 240 112	0.000 69
第 2 层	16 646	4 277 841	0.003 89
第 3 层	13 105	2 633 426	0.004 98
第 4 层	9 565	262 365	0.036 46

的关系曲线,如图 14 所示。

由图 14 可知,基于宏观两元件模型计算的结构初始抗侧刚度略低于 ABAQUS 模型,且前者的承载力略高于后者。相较于 ABAQUS 模型,宏观两元件模型计算获得的各层初始抗侧刚度最大相对误差为 5.2%,各层承载力最大相对误差为 15.3%,均在可接受范围内。上述结果说明,本文提出的宏观两元件模型能够较为准确地模拟实际屈曲约束钢板墙-钢框架的性能。

采用 SAP2000 进行宏观单元建模所花费的建模时间及计算时间均远小于精细有限元建模,且 SAP2000 为结构设计人员应用较广的结构设计软件之一。因此,本文给出的宏观单元模型能够准确而又简便地反映屈曲约束钢板墙-钢框架结构的实际性能。

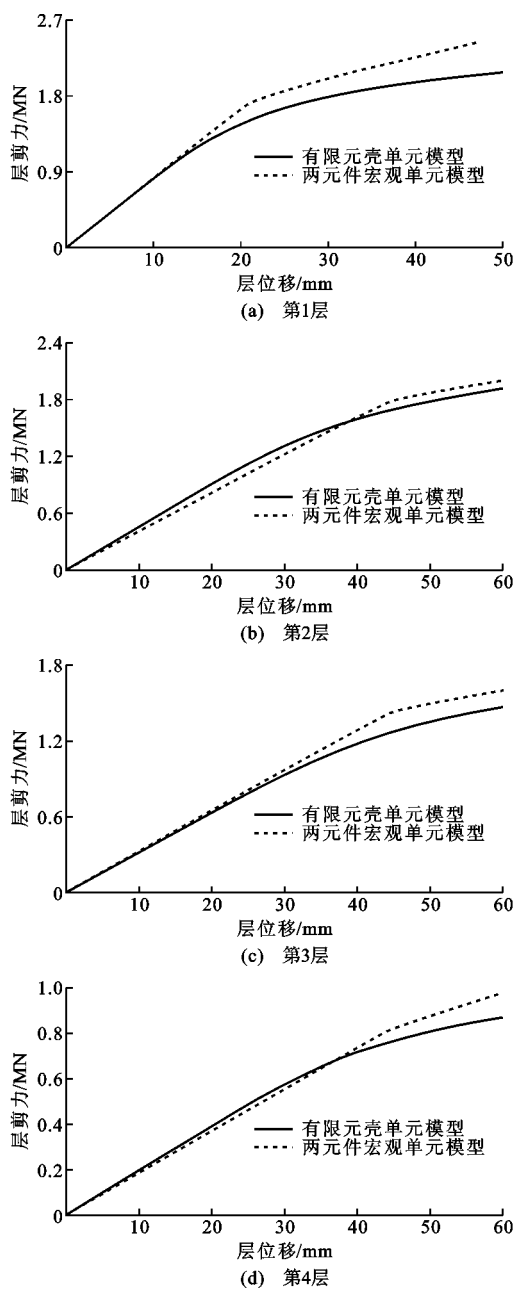


图 14 层剪力-层位移关系

Fig. 14 Relations of Story Shear Forces and Story Drifts

## 6 结 语

(1)提出了屈曲约束钢板剪力墙-钢框架的宏观两元件模型,并给出了两元件模型中剪切弹簧及弯曲弹簧骨架曲线与滞回规则的确定方法及需要的各项性能参数。

(2)通过一个 2 层单榀屈曲约束钢板剪力墙-钢框架缩尺模型拟静力试验,对理论推导得到的各参数计算公式进行验证,证明了理论推导的正确性。

(3)利用结构分析软件 SAP2000 进行两元件宏观单元建模,并将软件分析结果与试验结果进行对

比。结果表明,采用两元件宏观单元进行分析的有限元结果与试验结果吻合良好,说明该两元件模型能够较好地反映结构的真实力学性能。

(4)分别采用有限元分析软件 SAP2000 及 ABAQUS 建立了一个 4 层屈曲约束钢板墙-钢框架结构的宏观单元模型与精细有限元模型,并将模型分析结果进行对比。结果表明 2 种模型分析所得的结构各层刚度、承载力等力学性能均较为相近,进一步证明了宏观单元模型的适用性。同时采用 SAP2000 进行宏观单元建模所花费的建模时间及计算时间均远小于精细有限元建模。因此,本文给出的宏观单元模型能够准确而又简便地反映屈曲约束钢板墙-钢框架结构的实际性能。

## 参考文献:

### References:

- [1] 吴兆旗,侯 健,周观根,等. 防屈曲钢板剪力墙受剪承载力计算模型[J]. 建筑结构学报,2017,38(10): 51-58.  
WU Zhao-qi, HOU Jian, ZHOU Guan-gen, et al. Mechanical Model for Shear Bearing Capacity of Buckling Restrained Steel Plate Shear Walls[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(10): 51-58.
- [2] 于金光,王雪军,郑春明,等. 密肋网格防屈曲钢板剪力墙结构性能试验研究[J]. 土木工程学报,2017,50(10): 54-61.  
YU Jin-guang, WANG Xue-jun, ZHENG Chun-ming, et al. Experiment Study on Behavior of Ribbed Grid Buckling-restrained Steel Plate Shear Walls[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(10): 54-61.
- [3] 王 萌,杨维国,钱凤霞. 钢板剪力墙水平荷载作用下简化滞回理论模型研究[J]. 建筑结构学报,2017,38(10): 59-67.  
WANG Meng, YANG Wei-guo, QIAN Feng-xia. Simplified Hysteretic Theoretical Model of Steel Plate Shear Wall Structure Under Horizontal Load[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(10): 59-67.
- [4] 王先铁,林麟琿,宋文俊,等. 竖向闭口槽钢加劲钢板剪力墙在非均匀压剪作用下的屈曲性能[J]. 建筑科学与工程学报,2017,34(6): 51-58.  
WANG Xian-tie, LIN Lin-hui, SONG Wen-jun, et al. Buckling Behavior of Steel Plate Shear Wall Stiffened by Vertical Closed Channel Stiffeners Under Non-uniform Pressure and Shear Load[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2017, 34(6): 51-58.
- [5] 于金光,郑春明,王雪军,等. 框架柱横向撑杆对钢板剪力墙结构作用效应研究[J]. 工程力学,2017,34



- (12):192-201.  
YU Jin-guang,ZHENG Chun-ming,WANG Xue-jun, et al. Effect of Transverse Braces on the Behavior of Steel Plate Shear Wall Frame Structure[J]. Engineering Mechanics,2017,34(12):192-201.
- [6] 陆 烨.大高宽比屈曲约束组合墙钢框架束柱体系性能研究[D].上海:同济大学,2009.  
LU Ye. Research on the Steel Frame of Bound-column System with Buckling Restrained Steel Plate Shear Wall in Large Aspect Ratio [D]. Shanghai: Tongji University,2009.
- [7] 孙建运,刘 青,陆 烨,等.钢结构束柱的抗侧性能分析[J].建筑科学与工程学报,2012,29(4):112-119.  
SUN Jian-yun,LIU Qing,LU Ye,et al. Analysis of Lateral Resistant Performance of Steel Bound-column [J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2012,29(4):112-119.
- [8] 刘 青,陆 烨,李国强.钢板墙束柱受力性能试验研究及理论分析[J].建筑结构学报,2014,35(2):55-62.  
LIU Qing,LU Ye,LI Guo-qiang. Experimental and Theoretical Study on Structural Performance of Bound-columns with Steel Plate Shear Wall[J]. Journal of Building Structures,2014,35(2):55-62.
- [9] 李国强,周向明,丁 翔.钢筋混凝土剪力墙非线性动力分析模型[J].世界地震工程,2000,16(2):13-18.  
LI Guo-qiang,ZHOU Xiang-ming,DING Xiang. Models of Reinforced Concrete Shear Wall for Nonlinear Dynamic Analysis[J]. World Information on Earthquake Engineering,2000,16(2):13-18.
- [10] 李宏男,李 兵.钢筋混凝土剪力墙抗震恢复力模型及试验研究[J].建筑结构学报,2004,25(5):35-42.  
LI Hong-nan,LI Bing. Experimental Study on Seismic Restoring Performance of Reinforced Concrete Shear walls[J]. Journal of Building Structures,2004,25(5): 35-42.
- [11] 李 兵,李宏男.钢筋混凝土剪力墙弹塑性分析方法[J].地震工程与工程振动,2004,24(1):76-81.  
LI Bing,LI Hong-nan. Analytical Method of Elastoplasticity for R/C Shear Wall[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration,2004,24(1):76-81.
- [12] 李 兵,李宏男,陈 鑫.钢筋混凝土剪力墙宏观有限元模型分析[J].沈阳建筑工程学院学报:自然科学版,2002,18(2):101-104.  
LI Bing,LI Hong-nan,CHEN Xin. Analysis of Macroscopic Finite Unit Models for R/C Shear Wall[J]. Journal of Shenyang Architecture and Civil Engineering University: Natural Science, 2002, 18(2): 101-104.
- [13] VULCANO A,BERTERO V V. Analytical Models for Predicating the Lateral Response of RC Shear Walls:Evaluation of Their Reliability[R]. Berkeley: University of California,1987.
- [14] 李一松.型钢混凝土剪力墙抗震性能研究[D].上海:同济大学,2007.  
LI Yi-song. Seismic Research on Steel Reinforced Concrete Shear Wall[D]. Shanghai: Tongji University,2007.
- [15] 司林军.空间钢框架-混凝土剪力墙结构弹塑性地震反应实用分析方法研究[D].上海:同济大学,2010.  
SI Lin-jun. Study on Practical Plastic Dynamic Analysis Method of Spatial Steel Frame-reinforced Concrete Shear Wall Structures[D]. Shanghai: Tongji University,2010.
- [16] 刘 青,李国强,陆 烨.内嵌屈曲约束钢板剪力墙钢框架的性能参量及计算方法[J].工程力学,2016,33(10):105-115,137.  
LIU Qing,LI Guo-qiang,LU Ye. Mechanical Properties and Calculation of the Buckling Restrained Steel Plate Shear Walls Embedded Steel Frame[J]. Engineering Mechanics,2016,33(10):105-115,137.
- [17] 刘 青.屈曲约束钢板剪力墙束柱抗震性能研究[D].上海:同济大学,2015.  
LIU Qing. Researches on Seismic Behavior of the Bound-columns with Buckling Restrained Steel Plate Shear Walls [D]. Shanghai: Tongji University,2015.
- [18] GB 50011—2010,建筑抗震设计规范[S].  
GB 50011—2010, Code for Seismic Design of Buildings[S].