

钢框架短肢组合钢板剪力墙力学模型

郭震,袁迎曙

(中国矿业大学力学与建筑工程学院,江苏徐州 221116)

摘要:以钢框架短肢组合钢板剪力墙结构该结构形式为研究对象,基于薄板理论及经典结构力学原理,建立了整体力学模型。理论模型中考虑了梁、柱抗侧刚度,梁柱节点、组合钢板剪力墙抗剪刚度及钢板与边缘框架间的等效摩擦阻尼。根据结构变形特点及计算假定建立了结构抗侧刚度、弹性极限抗剪承载力、结构体系极限抗剪承载力及结构体系能量耗散4个理论计算模型。通过与实际结构模型试验结果比较,该整体力学模型计算精度能够满足理论分析要求。文章最后对理论计算值与试验结果的差异进行了分析。

关键词:组合钢板剪力墙;力学模型;抗侧刚度;抗剪承载力;能量耗散

中图分类号:TU318.1 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2011)05-0051-06

Mechanical Model of Steel Plate Composite Shear Walls

GUO Zhen¹, YUAN Ying-shu

(School of Mechanics & Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou, 221116, China)

Abstract: Based on concepts of mechanics, a mechanical model of novel type of steel plate composite shear wall is presented. The novel type of structure is formed by steel plate shear wall and T-shaped solid-web composite columns. Flexural stiffness of steel beams, lateral stiffness of the T-shaped solid-web composite columns, shear stiffness of steel plate composite shear wall and shear stiffness of beam-column connection are taken into account in the mechanical model. And the equivalent damping between steel plate and boundary is considered. Based on the deformation features of structures and the calculation hypothesis, the lateral stiffness model and the energy dissipation model of structures are developed. Meanwhile, the calculation equations of elastic ultimate and plastic ultimate of shear strength of structures are set up. The theoretical analysis results inosculate better with the results of experiment. The comparison between the result calculated from the formula and the experimental result shows that the calculation precision is high enough to meet the demand of theoretical analysis. The difference, including equivalent model, stress states, manufacturing defect and installation error, between the formula and the experiment has been further discussed.

Key words: steel plate composite shear wall; mechanical model; lateral stiffness; shear strength; energy dissipation

钢板剪力墙结构是新型结构体系领域的研究热点,国内外已取得了较多的研究成果,在小高层或高层建筑中得到一定的应用^[1]。随着研究成果的积累,各类新型钢板剪力墙也不断涌现,如开缝钢板剪

力墙^[2]、非加劲钢板剪力墙^[3]、加劲钢板剪力墙^[4]、防屈曲钢板剪力墙^[5]等。

目前普通钢板剪力墙的设计和应用是建立在Basler^[6]的薄板屈曲后强度理论和Thorburn^[7]等人

收稿日期:2010-10-07

基金项目:国家自然科学基金资助项目(50538070,50878207);中国矿业大学青年科研基金资助项目(2008A009)

作者简介:郭震(1978-),男,博士生,主要从事新型钢结构体系抗震研究,(E-mail)guozhen@cumt.edu.cn。

的薄板屈曲后强度理论模型基础上的。认为内嵌钢板屈曲后形成斜向对角拉力带,由拉力带继续承担水平荷载,见图 1。该模型将内嵌钢板离散成一组平行的承受轴向拉力的铰接链杆。钢板自身的承载能力发挥依赖边缘构件给予的约束能力,相反钢板

在受力的过程中对边缘梁柱亦产生拉力。Astaneh-Asl 和 Zhao^[8]也提出了一种在往复荷载作用下的交叉链杆简化模型。然而该种简化模型只能用于小侧向力和弹性时程分析^[9]。

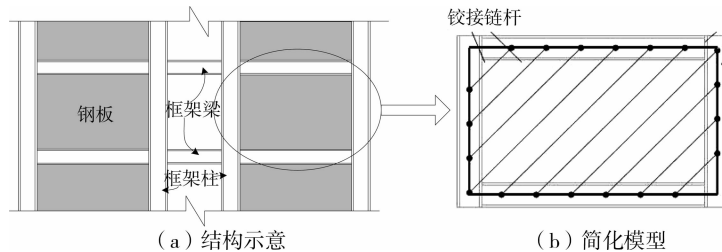


图 1 钢板剪力墙的简化模型

文献[10]亦提出一种适用于小高层建筑的钢框架短肢组合钢板剪力墙结构形式,它由型钢梁、实腹式型钢混凝土异形柱和内嵌短肢组合钢板剪力墙 3 部分构成。结构体系的抗侧刚度及承载能力由梁、柱、刚结梁柱节点及短肢组合钢板剪力墙 4 部分的抗侧及承载能力提供。钢板作为抗侧力单元,其工作机理与普通钢筋混凝土剪力墙不同。钢筋混凝土剪力墙可以作为独立构件进行相应的设计,通过位移协调可以计算框架-钢筋混凝土剪力墙的抗侧能力,因此普通框剪结构可以简化为分离式模型,剪力墙与框架间通过铰接链杆相连。而钢板剪力墙的抗侧实现是要由边缘框架有效约束来实现的,设计和分析时必须要考虑结构的整体作用。该文章将针对新型钢框架短肢组合钢板剪力墙结构建立整体力学模型。

1 新型钢框架短肢组合钢板剪力墙简化模型

组合钢板剪力墙与普通钢板剪力墙本质区别是,组合钢板剪力墙内嵌钢板受到两侧墙板的侧向约束,能够承受相等的拉压应力,近似以受纯剪状态工作;而普通钢板剪力墙是以屈曲后的斜向拉力带形成拉力场抵抗外载的,这一点与框架-支撑体系中的抗侧支撑受力情况较为相似。

钢框架短肢组合钢板剪力墙见图 2(a)所示,可以简化成图 2(b),图中阴影区为三边约束钢板屈曲后形成的有效拉力场范围,对于整体结构而言原结构模型(b)又可以转化为(c)型简图。c 为钢板自由边角钢有效约束长度。

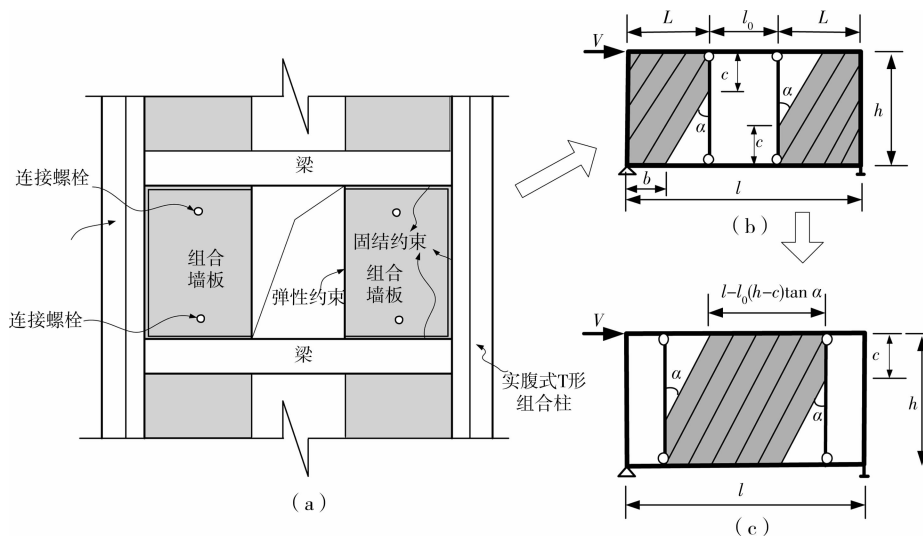


图 2 钢框架纯钢板短肢剪力墙简化模型

钢板剪力墙承担外部剪力的机理是梁柱构件为内嵌钢板提供有效拉力约束,促使钢板墙面内形成

拉力场承担外部荷载,如果内嵌钢板丧失边缘约束也就无法形成有效拉力带。因此,无法将钢板剪力

墙与边缘框架简化为分离式模型,模型建立必须要考虑他们的相互作用。

对于组合钢板剪力墙,其抗侧机理与普通钢板剪力墙不同,它属于剪切场抗侧,与普通钢筋混凝土剪力墙相似,但是也需要边缘框架的有效边界约束,这一点又与普通钢板剪力墙特征一致。对组合钢板剪力墙单元的简化模型说明如下:

1)图2中的三角空白区是由于角钢约束能力不足造成的,无法形成有效拉力场,即使两侧覆盖预制墙板后,该空白区域仍旧不参与受力;

2)加设预制墙板后,图2的阴影区应力场发生变化,钢板屈曲得到抑制,阴影区变为剪切应力场;

3)简化模型必须考虑墙板的抑屈作用,也就是说建立的简化模型是剪切模型,但是墙板并不直接参与结构抗剪,组合钢板剪力墙的抗剪仍旧以内嵌钢板面内抗剪为主;

4)从试验现象中发现,钢板剪力墙与边柱连接处并未发生严重滑动现象^[11]。假定楼板刚度面内无限大,钢梁轴向变形可以忽略不计。

根据上述,新型钢框架-组合钢板剪力墙计算模型见图3。

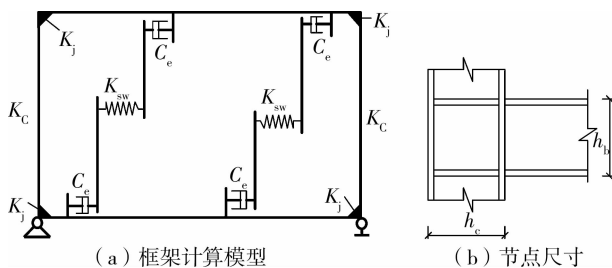


图3 新型钢框架-组合钢板剪力墙计算模型

图3中, K_C 为结构体系实腹式型钢混凝土异形柱弹性抗侧刚度; K_j 为结构体系的节点弹性抗剪刚度; K_{sw} 为3边约束钢板的弹性抗剪刚度; C_e 钢板剪力墙与边缘框架螺栓连接的等效摩擦阻尼。

2 抗侧刚度计算模型

由计算简图2可以分析得到,在结构刚受到水平荷载作用时,钢板与边缘框架的等效摩擦阻尼远大于钢板剪力墙的抗剪刚度,结构体系单元的抗侧刚度 K_{SPSW} 组成为:

$$K_{SPSW} = 2K_C + 2K_{sw} + 4K_j \quad (1)$$

随着结构单元顶点的水平位移增加,钢板承担的水平剪力增加,当克服钢板与边缘框架的摩擦力后,等效摩擦阻尼衰减,结构单元的抗侧刚度及抗剪承载力下降。根据前期独立钢板剪力墙承载力试验^[13]结果分析可知,当采用大宽厚比钢板时,能够保证计算简图中等效摩擦阻尼不衰减。

实腹式型钢混凝土异形柱抗侧刚度可由“D值”法求得:

$$K_C = \alpha \frac{12i_c}{h^2} = \alpha \frac{12E_c I_c}{h^3} \quad (2)$$

式中, E_c , I_c 分别为实腹式型钢混凝土异形柱的弹性模量和截面惯性矩(均等效为钢材); h 为柱高; α 为考虑梁柱刚度比值对柱侧移刚度影响的修正系数,

$$\alpha = \frac{i}{2+i}, i = \frac{i_b}{i_c}, \text{其中 } i_b \text{ 为框架梁线刚度。}$$

三边约束钢板单元的抗剪刚度可由虚功原理按得到:

$$K_{sw} = \frac{Gt_{sw}L}{1.2h} - \frac{Gt_{sw}(L-b)}{k_0(h-c)} \quad (3)$$

式中: G 为剪切模量,MPa; t_{sw} 为钢板厚度,mm; L 为钢板宽度,mm; h 为钢板高度,mm; c 为钢板有效抗剪区域边长; k_0 为三角空白区域剪力不均匀分布修正系数。

$$k_0 = \frac{A}{I_z^2} \int_A \frac{S_z^2}{b_x^2} dA = \frac{1442}{3(h-c)^4} - \frac{16}{(h-c)^3} + \frac{112}{405} \quad (4)$$

式中: A 和 I_z 分别表示图2(b)中三角空白区域的面积和对水平中性轴的截面惯性矩; S_z 表示图2(b)中三角空白区域微面积 dA 上或下的截面面积对水平中性轴的静矩; b_x 为微面积 dA 处的截面宽度。

梁柱节点的抗剪刚度由节点域的弹性抗剪刚度表示:

$$K_j = \frac{Gh_c t_c}{1.2h_b} \quad (5)$$

式中, G 为剪切模量,MPa; t_c 为柱腹板厚度,mm; 其他参数见图3。

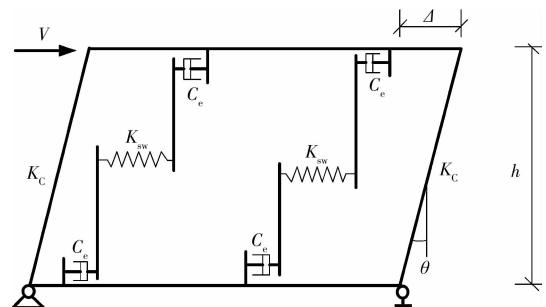


图4 新型钢框架-组合钢板剪力墙弹性极限承载力计算模型

3 弹性极限抗剪承载力计算模型

假定结构处在理想弹性状态,在水平荷载 V 作用下产生弹性极限位移 Δ ,见图4。结构弹性层间位移角 $\theta = \Delta/h$,则结构体系的弹性极限抗剪承载力为:

$$V_{\text{SPSW}}^y = 2K_c \Delta + 2K_{\text{sw}} \Delta + 4K_j \gamma \quad (6)$$

式中: V_{SPSW} 为结构体系的弹性极限抗剪承载力; γ 为梁柱节点剪切变形量。根据变形特征, 上式可以改写成:

$$V_{\text{SPSW}}^y = 2K_c \theta h + 2K_{\text{sw}} \theta h + 4K_j \theta h_b \quad (7)$$

4 结构体系极限抗剪承载力

结构体系的极限抗剪承载能力由以剪切变形为主的抗剪承载力 (V_{SPSW}^u) 和由以弯曲变形为主的抗剪承载力 (V_{fm}) 两者中的最小值决定, 即当 $V_{\text{SPSW}}^u \leq V_{\text{fm}}$ 时, 结构变形以剪切破坏为主, 否则以弯曲破坏为主。以剪切变形为主的极限抗剪承载力主要包括组合钢板的极限抗剪承载力 (V_{sw}^u) 和边缘框架的极限抗剪承载力 (V_{sf}^u)。将图 2b 模型转变为图 5。

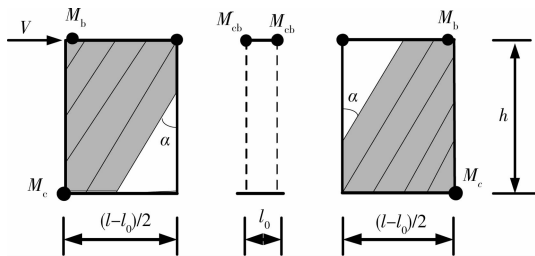


图 5 新型钢框架-组合钢板剪力墙塑性机构

图 5 中, 钢板剪力墙阴影区为组合钢板有效剪切屈服区域; M_b, M_c, M_{cb} 分别为梁端, 柱脚及连梁端塑性铰弯矩。

根据简化模型, 可以得到组合钢板剪力墙极限抗剪承载力:

$$V_{\text{sw}}^u = \tau_y t_{\text{sw}} [(l-l_0) - (h-2c) \tan \alpha] \quad (8)$$

式中: τ_y 为内嵌钢板剪切强度, MPa; t_{sw} 为钢板厚度, mm; 其他参数见图 2(b)。钢框架极限抗剪承载力为:

$$V_{\text{sf}}^u = 2(M_c + M_b)/h + 2M_{cb}/h \quad (9)$$

因此, 结构体系极限抗剪承载力 V_{SPSW}^u 为:

$$V_{\text{SPSW}}^u = V_{\text{sw}}^u + V_{\text{sf}}^u \quad (10)$$

如果需考虑框架的二阶效应, 则结构体系以弯曲变形为主的极限抗剪承载力 V_{fm} 框架的抗弯承载力 (V_{fm}) 可以由 $P-\Delta$ 效应求得:

$$V_{\text{fm}} = \frac{A_c f_m l}{h} - \frac{P_g \delta}{h} \quad (11)$$

式中: A_c 为边缘框架柱的截面面积; δ 为框架顶点的侧移; f_m 边缘框架柱的最大容许应力, $f_m = f_{cy} - P_g/A_c$, 其中 f_{cy} 为边缘框架柱的屈服强度, P_g 为等效于柱顶的柱自重。因此, 由式(10)和(11)结果可以判断结构体系的破坏形态, 也可以求出极限抗剪承载能力。

5 结构体系能量耗散模型

假定结构体系在顶部水平荷载作用下产生位移 δ 。内嵌钢板的有效剪切场为图 6 的阴影区。此时, 边缘框架梁柱出现塑性铰, 钢板实际剪切角为 δ/h , 则钢板剪应变为:

$$\gamma_u = \frac{\delta}{h} \quad (12)$$

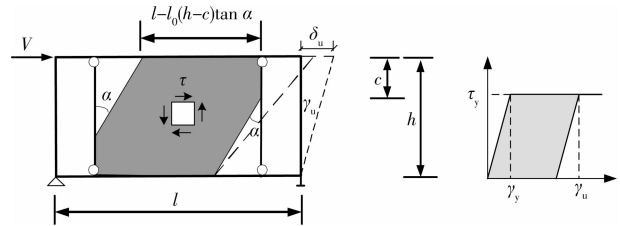


图 6 新型钢框架-组合钢板剪力墙耗能计算模型

根据平面应力平衡, 在半个荷载循环内, 剪切单元做功为:

$$U_s = (\gamma_u - \gamma_y) \tau_y \quad (13)$$

式中, τ_y 为内嵌钢板剪切强度, MPa; $\gamma_y = \frac{2(1+\mu)}{E} \tau_y$, 其中 μ 为泊松比。

剪切单元在一个荷载循环内做功为 $2U_s$, 所以单层单跨组合钢板的做功为:

$$U_{\text{SPSW}}^a = 2 \left[\frac{\delta}{h} - \frac{2(1+\mu)}{E} \tau_y \right] \tau_y t_{\text{sw}} A_n \quad (14)$$

式中, $A_n = (l-l_0)h - (h-c)^2 \tan \alpha$ 为内嵌钢板有效剪切场面积。

边缘框架的能量耗散是由梁柱端的塑性铰完成的。假定边缘框架的塑性铰为理想弹塑性, 根据结构力学相关知识可以得到边缘框架的能量耗散量:

$$U_{\text{fm}}^a = 2(M_c + M_b + M_{cb}) \theta_{\Delta} \quad (15)$$

式中, θ_{Δ} 为塑性铰转角, $\theta_{\Delta} = (\delta - \delta_e)/h$, 其中 δ 为框架顶点的侧移, δ_e 为框架顶点的弹性侧移, 根据抗弯框架的剪切变形特点, 弹性侧移为:

$$\delta_e = \frac{V_{\text{sf}} h^2}{12E} \left(\frac{l}{I_b} + \frac{h}{2I_c} \right) \quad (16)$$

式中, I_b, I_c 分别为框架梁、柱的截面惯性矩。

根据前述公式可以得到单层单跨一榀新型钢框架-组合钢板剪力墙的耗能量计算公式:

$$U_{\text{all}} = U_{\text{SPSW}}^a + U_{\text{fm}}^a \quad (17)$$

即,

$$U_{\text{all}} = 2 \left[\frac{\delta}{h} - \frac{2(1+\mu)}{E} \tau_y \right] \tau_y t_{\text{sw}} A_n + 2(M_c + M_b + M_{cb}) \theta_{\Delta} \quad (18)$$

6 试验验证

文献^[11]进行了新型钢框架短肢组合钢板剪力墙结

构的抗震性能试验研究。试验模型尺寸及加载见图7。

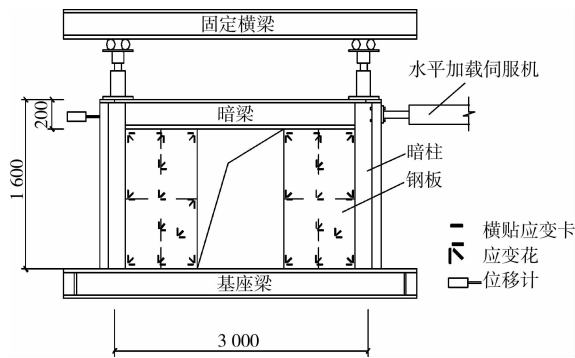


图7 试件尺寸及试验加载方案

实腹式T形钢柱尺寸见图8所示,T型柱采用厚6mm钢板焊接而成。抗剪连接件采用Q235钢,尺寸为 $\Phi 8 \times 45(\text{mm})$ 。柱外包C30混凝土,柱内纵筋为 $\Phi 10$,箍筋为 $\Phi 6$,箍筋间距140mm。钢连梁为 $H200 \times 150 \times 6 \times 8(\text{mm})$,与钢柱同为Q345钢。钢板剪力墙组合墙体中,钢板采用Q235级钢,实测抗拉强度为256MPa,钢板尺寸为 $1100 \text{ mm} \times 750 \text{ mm} \times 3.5 \text{ mm}$ 。弹性边角钢为L40 $\times 3$ 等边角钢,角钢与试件自由边采用焊缝拼接。两侧墙板采用NALC预制墙板,厂家提供的 $1050 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times 75 \text{ mm}$

墙板,实测抗压强度为5.4MPa,连接方式按照NALC加气混凝土墙板图集要求^[12]。

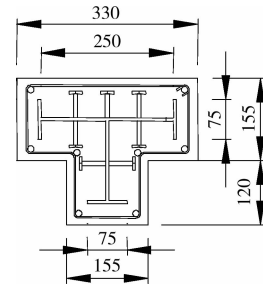


图8 钢柱尺寸

框架内部翼缘预焊20mm连接耳板,钢板通过8.8级M10高强螺栓与耳板连接,螺栓预紧力为110kN。试验中,通过反力墙上水平千斤顶对框架顶端施加往复低周荷载,采用位移控制对水平千斤顶的往复运动。所有数据通过TDS303数字采集仪输入到电脑端。通过竖向千斤顶在框架柱顶施加轴压比0.4的集中荷载,在钢横梁施加平面外约束防止侧向失稳,加载框架地梁用地脚螺栓固定在地槽内,水平方向再与反力墙连接防止水平滑移。

利用前文的理论分析对试验模型进行计算,理论计算结果与试验结果对比见表1。

表1 理论计算值与试验结果比较

	抗侧刚度 K_{SPSW} /($\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1}$)	弹性极限抗剪 承载力 V_{SPSW}^e /kN	极限抗剪承载力 V_{SPSW}^u /kN	每级位移能量耗散 U_{all} /(kN \cdot mm)	
				10 mm 加载位移循环	15 mm 加载位移循环
理论计算	21.3	110.8	252.3	2113.5	2941.3
试验结果	19.6	102.4	224.5	2208.3	3166.2
误差	8.6%	8.2%	12.4%	4.4%	7.1%

注:误差为理论计算与试验结果的数值差异。

表中刚度和抗剪承载力理论计算结果均高于试验结果,这是由于实际试验模型的制作、安装、试验手段等环节并不能完全理想化。通过前文的计算假定,可以看出误差的来源:

1)计算假定中将实腹式型钢混凝土异形柱的外包混凝土等效成钢材,不能反映出实际模型中混凝土开裂后结构刚度退化的特征,使得实腹式型钢混凝土异形柱抗侧刚度的理论计算值要高于试验值。

2)假定中,梁柱节点的抗剪刚度仅考虑了柱腹板的有效抗剪;而实际模型中,节点腹板受到外包混凝土的侧向约束,核心混凝土也起到了水平抗剪的作用,因此该部分的理论计算值应低于实际试验结果。

3)由于安装和制造的误差,组合钢板剪力墙的内嵌钢板与侧向混凝土墙板不能够完全贴合,内嵌钢板初期会发生微小的面外屈曲变形,使组合钢板剪力墙初期不能完全发挥整体抗剪能力,理论计算结果会高于试验结果。

4)实际模型中内嵌钢板与边缘框架连接会有微小的相对位移,使内嵌钢板不能形成理论模型的固结边界条件,也即是理论模型中图3中的等效摩擦阻尼 C_e 不是无穷大,当相对滑移很快停止后,可以认为钢板边界形成完全固结,因此理论计算结果会略高于试验结果。

5)结构体系的极限抗剪承载力的理论计算值与试验结果差异较大,这里存在3个问题:一是试验模型加载过程中地梁锚固端破坏导致加载值未达到应有水平;二是试验模型发生一定侧向变形导致加载荷载不高;三是试验模型未完全出现理论模型假定的塑性铰数量,承载能力未充分发挥。

表中每级荷载循环中结构耗散能量的理论计算值要偏小于试验值,误差主要来源于以下几点:

1)理论模型中柱截面为等效截面,而实际试验模型中混凝土开裂将使柱截面面积减小,此时的截面塑性弯矩要低于于理论模型柱的情况,因此 U_{m}^e

计算值要高于试验测定值。

2)理论模型中未考虑预制墙板与内嵌钢板相对滑移产生的能量耗散,同样也未考虑钢板与边缘框架连接处的滑动摩擦耗能。

3)试验系统在加载过程中也存在能量耗散的现象。

因此,上述原因造成理论计算值要偏小于于试验值,而且随着水平加载位移的增加,试件模型组成单元间的摩擦耗能及试验系统内部的耗能加剧,造成-15~15 mm位移循环的能量耗散计算与实际误差增大。

7 结 论

针对新型钢框架短肢组合钢板剪力墙结构建立了整体力学模型。根据简化模型建立了结构抗侧刚度、弹性极限抗剪承载力、结构体系极限抗剪承载力及结构体系能量耗散4个理论计算模型。通过与试验结果进行比较,可以得出以下几点结论:

1)基于弹性受剪薄板理论和经典结构力学原理建立的整体理论计算模型是合理的,即考虑了构件的自身特性,又考虑了组成构件间的相互作用关系;对组合钢板剪力墙的简化模型是可行的。

2)利用弹性受剪薄板理论及经典结构力学原理建立了结构整体抗侧刚度及弹性极限抗剪承载力计算公式;利用虚功原理及上限定理建立了结构极限抗剪承载力;利用塑性力学的畸变能原理建立了结构整体耗能计算公式。通过与实际结构模型的力学及耗能能力的比较,两者吻合较好,计算精度能够满足理论分析要求,亦可以为实际工程设计及验算提供理论依据;计算值与试验结果的误差来源于理论分析模型的假定、试件制作的缺陷、试验手段的不完备等几个环节。

3)理论分析模型假定中应考虑混凝土的开裂,梁柱节点处核心混凝土的抗剪贡献,组合钢板剪力墙抗剪刚度的折减,内嵌钢板与边缘框架连接处的相对滑动等4个方面,这样可以进一步提高理论计算精度。

参考文献:

[1] ASTANEH-ASL A. Seismic behavior and design of steel shear walls[C]//Structural Engineers Assoc. of Northern California Seminar, San Francisco: 2001.

[2] 魏德敏,温沛纲,卞宗舒. 新型带缝钢板剪力墙的试验研究及其数值模拟[J]. 地震工程与工程振动, 2006, 26(1): 129-133.

WEI DE-MIN, WEN PEI-GANG, BIAN ZONG-SHU. Experimental investigation and simulation analysis of new steel plate shear wall with slits[J]. Earthquake Engineering And Engineering Vibration, 2006, 26(1):

129-133.

[3] 陈国栋,郭彦林. 非加劲板抗剪极限承载力[J]. 工程力学, 2003, 20(2): 49-54.

CHEN GUO-DONG, GUO YAN-LIN. Ultimate shear-carrying capacity of unstiffened panels[J]. Engineering Mechanics, 2003, 20(2): 49-54.

[4] 郭彦林,陈国栋,缪友武. 加劲钢板剪力墙弹性抗剪屈曲性能研究[J]. 工程力学, 2006, 23(2): 84-91.

GUO YAN-LIN, CHEN GUO-DONG, MIAO YOU-WU. Elastic buckling behavior of steel plate shear wall with cross or diagonal stiffeners[J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(2): 84-91.

[5] 郭彦林,董全利,周明. 防屈曲钢板剪力墙滞回性能理论与试验研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(1): 31-47.

GUO YAN-LIN, DONG QUAN-LI, ZHOU MING. Tests and analysis on hysteretic behavior of buckling-restrained steel plate shear wall[J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(1): 31-47.

[6] BASLER K. Strength of plate girders in shear[J]. ASCE Journal of the Structural Division, 1961, 87(7): 150-180.

[7] THORBURN L J, KULAK G L, MONTGOMERY C J. Analysis of steel plate shear walls[R]. Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada. 1983.

[8] ASTANEH-ASL A, ZHAO QIUHONG. Cyclic behavior of steel shearwall systems [C]//Annual Stability Conference. Seattle; Structural Stability Research Council, Bethlehem, PA, 18015-3191, United States. 2002.

[9] SABELLI R, BRUNEAU M. Design Guide 20: Steel Plate Shear Walls[S]. Chicago, IL, AISC, 2007.

[10] 郭震,袁迎曙. 短肢钢板剪力墙构造形式研究[J]. 建筑结构, 2010, 40(2): 40-44.

GUO ZHEN, YUAN YING-SHU. Study on structure form of short pier steel plate shear walls[J]. Building Structures, 2010, 40(2): 40-44.

[11] 郭震,袁迎曙. 新型钢板剪力墙组合结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(S2): 165-170.

GUO ZHEN, YUAN YING-SHU. Experimental study on seismic behavior of novel steel plate composite shear wall[J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(S2): 165-170.

[12] 03G715-1 蒸压轻质加气混凝土板(NALC)构造详图[S]. 北京:中国建筑标准设计研究所, 2003.

[13] 郭震,袁迎曙. 组合钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑科学, 2010, 26(9): 11-16.

GUO ZHEN, YUAN YING-SHU. Experimental study on seismic behavior of composite shear walls [J]. Building Science, 2010, 26(9): 11-16.