

钢板剪力墙的弹-塑性抗剪承载力分析

邵建华¹, 顾强², 申永康¹

(1. 河海大学土木工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 苏州科技大学土木工程系, 江苏 苏州 215011)

摘要 利用板条模型合理地模拟了钢板由弹性屈曲到屈曲后板条端部初始屈服, 再到钢板大面积充分形成拉力带屈服的全过程. 先分别考虑钢板和框架的单独作用, 然后再考虑钢板和框架的组合, 得到了钢板剪力墙的剪力-位移关系曲线, 并给出了钢板和框架在各个不同受力阶段的剪力和位移计算公式, 最后通过算例验证了公式的有效性.

关键词 钢板剪力墙; 弹性剪切屈曲; 屈曲后剪切强度; 剪力-位移关系

中图分类号 TU502 **文献标识码** A **文章编号** 1000-1980(2006)05-0537-05

钢板剪力墙(简称钢板墙)是一种很好的多高层抗侧力构件, 尤其适用于高烈度地震区建筑. JGJ 99—98《高层民用建筑钢结构技术规程》^[1]附录 4 关于钢板墙的计算, 是以弹性屈曲强度作为钢板墙的设计极限状态, 没有利用板件弹性局部屈曲后的强度. 若采用薄钢板作为剪力墙, 允许板件发生屈曲并形成均匀的拉力带, 则可以充分利用钢板屈曲后的强度, 达到较好的经济效果^[2-4].

本文利用板条模型模拟了钢板墙中钢板的破坏过程, 得到钢板墙的剪力-位移关系曲线, 同时给出了钢板和框架在各个不同受力阶段的剪力和位移计算公式, 为钢板墙的初步设计和应用提供了依据.

1 钢板墙的抗剪分析方法

钢板墙的整体受力特性类似于底端固接的竖向悬臂板梁^[5]. 本文先分别考虑钢板和框架的单独作用, 并采用板条模型进行钢板的抗剪分析, 然后再考虑钢板和框架的组合作用^[6-7].

本文假设 (a) 钢板简支于周边框架 (b) 钢板的应力-应变关系为弹性-弹塑性-理想塑性 (c) 框架梁和柱的应力-应变关系为弹性-理想塑性 (d) 顶层梁的刚度无限大.

板条模型是将钢板墙中的钢板看成由一系列倾斜、等间距的板条组成, 如图 1 所示. 为了使分析具有足够的精度, 钢板应至少分成 10 块板条. 板条用拉杆来进行模拟, 拉杆的两端铰接于框架的梁和柱构件. 拉杆只能传递拉力, 其方向与钢板墙中钢板的主拉应力方向相同. 板条宽度等于拉杆之间的间距, 每根拉杆的面积等于板条的宽度与厚度的乘积. 拉杆与钢板的材料属性相同.

为了描述方便, 钢板中的剪力和位移加了下角标 w , 而框架的剪力和位移加了下角标 f .

1.1 钢板的剪力-位移关系

钢板墙中钢板的剪力-位移关系曲线如图 2 所示. 图中, A 点为钢板的弹性屈曲点, B 点为钢板的初始屈服点(板的弹性极限点), C 点为钢板的极限承载力点. 现分别确定这 3 个点的剪力和位移.

1.1.1 钢板弹性屈曲剪力 F_{wcr} 及弹性屈曲剪切位移 U_{wcr}

钢板受剪时的弹性屈曲应力如图 3 所示. 均匀受剪简支板的弹性屈曲剪应力 τ_{cr} 的计算公式为

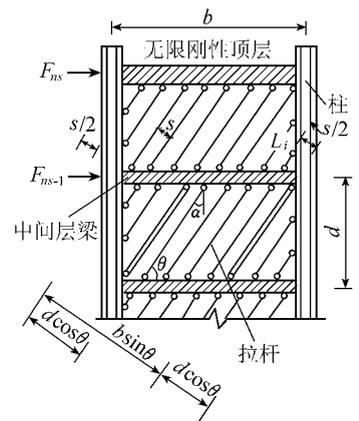


图 1 板条模型

Fig. 1 Sketch of strip model

$$\tau_{cr} = \frac{K\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{l_{min}}\right)^2 \leq \tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (1)$$

$$K = 5.34 + 4.0 \left(\frac{l_{min}}{l_{max}}\right)^2 \quad l_{min} = \min(b, d) \quad l_{max} = \max(b, d)$$

式中: b ——钢板长; d ——钢板宽; t ——钢板厚; K ——钢板的剪切屈曲系数; E ——钢板的弹性模量; μ ——泊松比; τ_y ——钢板的剪切屈服应力; f_y ——钢板的受拉屈服强度。

钢板的弹性屈曲剪力

$$F_{wcr} = \tau_{cr} bt \quad (2)$$

钢板的弹性屈曲剪切位移

$$U_{wcr} = \frac{\tau_{cr}}{G} d \quad (3)$$

式中 G 为钢板的剪切模量。

通过式(2)的 F_{wcr} 和式(3)的 U_{wcr} 可确定图2中的A点。

1.1.2 钢板屈曲后的剪力及剪切位移

当剪力墙钢板所受剪力达到屈曲剪力后, 钢板开始屈曲. 随着荷载的增加, 钢板逐渐形成与水平线成 θ 角的倾斜拉力带. 由于周边支撑框架附近处板条端部应变大于钢板中心附近处板条中间部分的应变, 故板先在板条端部出现初始屈服, 即达到弹性极限状态. 随着荷载的进一步增加, 钢板条屈服由端部逐渐向中心传播, 直到钢板条中心处的应力达到钢板的屈服拉应力, 即达到钢板的极限承载力。

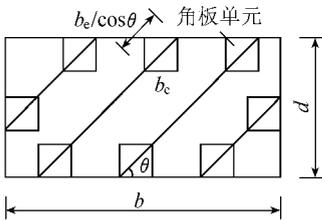


图4 板条-等效角板单元模型

Fig.4 Sketch of equivalent gusset element model of strip

a. 板条端部初始屈服时的剪力 F_{wy1} 及剪切位移 U_{wy1} . 本文使用板条-等效角板单元模型来确定初始屈服点B, 模型如图4所示^[8]. 端部的板条使用等效角板单元来模拟, 假定等效角板单元为矩形, 长度为 b_e .

设钢板墙单元中钢板划分成 n_b 根拉杆, 第1根拉杆(左上角处的拉杆)等间距划分成 n_e 个等效角板单元. 由于拉杆至少应有2个等效角板单元, 故 $n_e \geq 2$.

利用加拿大钢结构设计标准(CAN/CSA-S16-01)计算钢板墙纯剪时的拉杆倾斜角 α ^[9].

由图1中的几何关系可知

$$n_b s = b \sin \theta + d \cos \theta \quad (4)$$

由图1中第1根拉杆的长度几何关系可得

$$L_1 = \frac{s}{\sin 2\theta} = \frac{b_e}{\cos \theta} n_e \quad (5)$$

由式(4)和式(5)可得

$$b_e = \frac{b + d \cot \theta}{2 n_e n_b} \quad (6)$$

由于板条端部与板条其他部位的应力不同, 所以等效角板单元与板条其他部位的应力也不同. 在等效角板单元中会出现初始屈服, 沿拉杆方向的屈服长度为 $b_e/\cos\theta$. 等效角板单元中沿拉杆方向的应力包括拉力带应力 σ_1 和纯剪时的主应力(该主应力等于剪切屈服应力 τ_y). 当等效角板单元中沿拉杆方向的应力达到屈服拉应力时出现初始屈服, 即

$$\sigma_1 = f_y - \tau_y = 0.423 f_y \quad (7)$$

此时第 i 根板条-等效角板单元沿拉杆方向的伸长量为

$$\Delta_{y1i} = \frac{\sigma_1}{E} L_i + \frac{\tau_y}{E} \frac{2b_e}{\cos \theta} \quad (8)$$

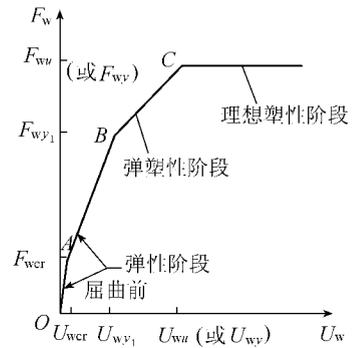


图2 钢板的剪力-位移曲线

Fig.2 Shear force-displacement curve of steel plate

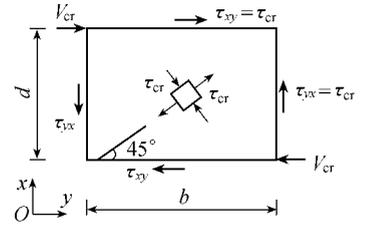


图3 板弹性屈曲应力

Fig.3 Elastic buckling stress of steel plate

式中 L_i 为第 i 根拉杆的长度. 因此, 板条端部初始屈服时, 沿水平方向板的剪切位移为

$$U_{wy_1} = \max(\Delta_{y_1 i}) \cos\theta = \frac{\sigma_1}{E} \max L_i + \frac{2\tau_v b_e}{E} = \frac{\sigma_1 d \cot\theta}{E} + \frac{2\tau_v b_e}{E} \quad (9)$$

式中: s ——拉杆间距, 其中第 1 根拉杆(左上角处的拉杆)和最后 1 根拉杆(右下角处的拉杆)与框架梁柱连接处的距离都为 $s/2$; n_b ——钢板墙单元中的拉杆数; $d \cos\theta/s$ ——拉杆与梁和左柱(或右柱)都相连的数目.

令第 i 根等效拉杆单元的伸长量 $\left(\Delta_i = \frac{\sigma_{y_1 i}}{E} L_i\right)$ 等于第 i 块板条-等效角板单元的伸长量 $\Delta_{y_1 i}$, 则可求出第 i 根等效拉杆单元沿拉杆方向的初始屈服应力

$$\sigma_{y_1 i} = \left(0.423 + \frac{1.155 b_e}{L_i \cos\theta}\right) f_y \quad (10)$$

板条端部初始屈服时, 板能抵抗的总水平剪力 F_{wy_1} 为

$$F_{wy_1} = \sum_{i=1}^{n_b} \sigma_{y_1 i} s t \cos\theta = 0.423 n_b s t f_y \cos\theta + 1.155 b_e f_y s t \cos\theta \sum_{i=1}^{n_b} \frac{1}{L_i \cos\theta} \quad (11)$$

而

$$\sum_{i=1}^{n_b} \frac{1}{L_i \cos\theta} = 2 \sum_{i=1}^{d \cos\theta/s} \frac{\cos\theta}{d_i} + \left(n_b - \frac{2d \cos\theta}{s}\right) \frac{\tan\theta}{d} = \frac{4 \cos\theta}{s} \sum_{i=1}^{d \cos\theta/s} \frac{1}{2i-1} + \frac{n_b (b \sin^2\theta - d \sin\theta \cos\theta)}{d (b \sin\theta \cos\theta + d \cos^2\theta)} \quad (12)$$

故

$$F_{wy_1} = 0.423 (b \sin\theta + d \cos\theta) f_y t \cos\theta + 1.155 (b \sin\theta - d \cos\theta) \frac{b_e}{d} f_y t \sin\theta + 4.62 b_e f_y t \cos^2\theta \sum_{i=1}^{d \cos\theta/s} \frac{1}{2i-1} \quad (13)$$

通过式(9)中的 U_{wy_1} 和式(13)中的 F_{wy_1} 就可以确定图 2 中的 B 点.

b. 钢板受剪的极限承载力 F_{wu} (或 F_{wy}) 及极限剪切位移 U_{wu} (或 U_{wy}). 在板条端部达到初始屈曲之后, 假设板周围的框架杆件具有足够的刚度, 能够承受拉力带产生的法向边界力作用, 则钢板能充分形成拉力带, 且拉力带应力可看作均匀分布, 而后用 Von Mises 屈服准则来确定板破坏时的极限承载力.

设板达到极限承载力时拉力带的应力为 σ_t^y , 则形成均匀的拉力带后, 主拉应力 $\sigma_1 = \sigma_t^y$, 主压应力 $\sigma_3 = 0$, 板的拉力带应力状态如图 5 所示. 根据钢板弹性剪切屈曲时的应力状态和屈曲后达到极限承载力时的拉力带应力状态, 可得板的总应力为

$$\sigma_x = \sigma_t^y \sin^2\theta \quad (14)$$

$$\sigma_y = \sigma_t^y \cos^2\theta \quad (15)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau_{cr} + \frac{1}{2} \sigma_t^y \sin 2\theta \quad (16)$$

根据 Von Mises 屈服准则, 钢板屈服时 σ_t^y 的方程为

$$\sigma_t^y = \frac{1}{2} \sqrt{(3\tau_{cr} \sin 2\theta)^2 - 12\tau_{cr}^2 + 4f_y^2} - \frac{3}{2} \tau_{cr} \sin 2\theta \quad (17)$$

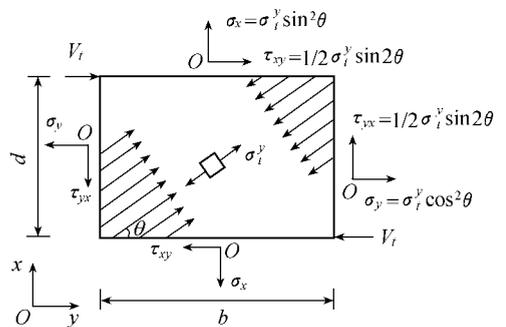
钢板的抗剪极限承载力为

$$F_{wu} = \tau_{xy} b t = b t \left(\tau_{cr} + \frac{1}{2} \sigma_t^y \sin 2\theta \right) \quad (18)$$

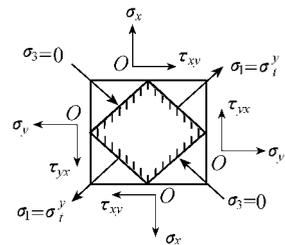
根据弹性屈曲后那部分剪力所做的功等于拉力带的应变能, 就可计算出钢板弹性屈曲后到极限承载力时的剪切位移 U_{wpb} , 此时 U_{wpb} 包括了弹塑性状态时的剪切位移.

$$\left(\frac{1}{2} \sigma_t^y \sin 2\theta\right) \frac{t b}{2} U_{wpb} = \frac{(\sigma_t^y)^2}{2E} d b t \quad (19)$$

由此可得极限剪切位移为



(a) 拉力带屈服应力



(b) 微元体应力

图 5 拉力带应力

Fig. 5 Stress of tension field

$$U_{wu} = U_{wcr} + U_{wpb} = \left(\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_i^y}{E \sin 2\theta} \right) d \quad (20)$$

通过式(18)中的 F_{wu} 和式(20)中的 U_{wu} 就可以确定图2中的 C 点。

1.2 钢框架的剪力-位移关系

钢框架的剪力-位移关系见图6。如果钢板墙中的梁柱连接是铰接,那么可忽略框架的抗剪,如果钢板墙中的梁柱连接是刚接,则应该考虑框架的抗剪。假设塑性铰出现在柱的底端和顶端,按塑性机构模型,根据虚功原理,可得

$$F_{fu} d \varphi = 4M_{fpc} \varphi \quad (21)$$

故钢框架的极限承载力为

$$F_{fu} = \frac{4M_{fpc}}{d} \quad (22)$$

式中 M_{fpc} 是柱的塑性弯矩。

利用框架层间剪切模型刚性横梁发生侧移时的弯矩-位移方程可得

$$M_{fpc} = \frac{6EI_{fc}}{d^2} U_{fu} \quad (23)$$

故框架的极限剪切位移 U_{fu} 为

$$U_{fu} = \frac{M_{fpc} d^2}{6EI_{fc}} \quad (24)$$

式中 I_{fc} 为柱的惯性矩。

通过方程(22)中的 F_{fu} 和方程(24)中的 U_{fu} 就可以确定图6中的 E 点。

1.3 钢板墙的剪力-位移关系

通过叠加钢板和框架的剪力-位移关系曲线就可以得到钢板剪力墙的剪力-位移关系,如图6所示。

2 算例及公式精度分析

本文采用文献[3]算例,其尺寸为:方形钢板 900 mm × 900 mm,厚 3.3 mm,框架柱截面为 H 型,尺寸为 100 mm × 8 mm × 200 mm × 5.5 mm,框架梁截面为 H 型,尺寸为 175 mm × 11 mm × 350 mm × 7 mm, $E = 195 \text{ GPa}$, $f_y = 255 \text{ MPa}$, $\mu = 0.3$ 。钢板划分的板条数 $n_b = 20$,板中第 1 根拉杆划分单元的个数 $n_c = 10$ 。

本文通过 MATLAB 计算程序得到了剪力-位移关系曲线,见图7。文中计算得到的钢板墙极限承载力与文献[3]试验结果的比较见表1。

通过表1比较可见,试件 U273 的计算误差很大,原因是钢板未达到屈服前框架柱就已经屈服了,是脆性破坏,框架柱并没

表1 本文计算的钢板墙极限承载力与文献[3]试验结果的比较

Table 1 Comparison of calculated result of ultimate bearing capacity of steel walls with tested result from literatures

试件名称	极限承载力/kN		误差/%
	文献[3]试验结果	本文计算结果	
U273	533	619	16.1
U273C	645	619	-4.0

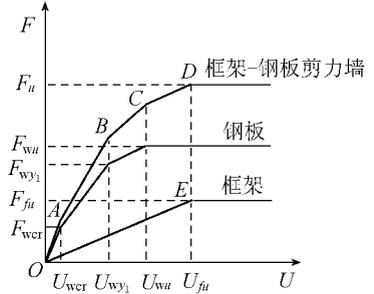


图6 剪力-位移关系曲线

Fig.6 Shear force-displacement curve

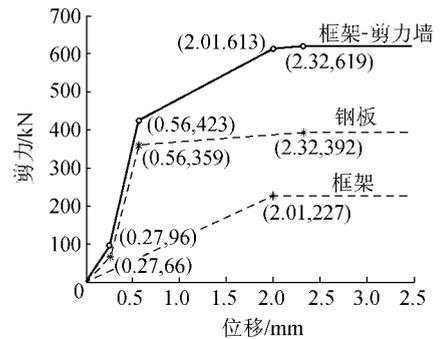


图7 剪力-位移曲线计算结果

Fig.7 Calculated result of shear force-displacement curve

有保证钢板中拉力带的充分形成,钢板屈曲后强度没有得到完全发挥,从而导致钢板墙的极限承载力比文中公式的计算结果小很多。试件 U273C 为了防止框架柱出现局部屈曲,在框架柱中设置了双面横向加劲肋,以保证钢板完全发挥屈曲后的强度。试件还在板中设置了十字加劲肋以提高板的承载力,所以文献[3]试验结果比本文计算结果大一些。

3 结 语

钢板剪力墙作为一种新型的高层抗侧力构件,如果钢板周边构件刚劲,那么钢板就能充分利用钢板弹性局部屈曲后的强度.本文假设钢板为弹性-弹塑性-理想塑性,利用板条模型合理地模拟了钢板的实际抗剪过程,即由弹性屈曲到屈曲后板条端部初始屈服,再到钢板大面积充分形成拉力带屈服而达到极限承载力.

钢板剪力墙-钢框架的抗剪包括钢板屈曲剪力、钢板屈曲后形成的拉力带所提供的剪力以及框架的抗剪.本文先分别考虑钢板和框架的单独作用,然后再把钢板和框架各自的剪力-位移关系曲线叠加,得到钢板墙的剪力-位移关系曲线.文中给出了钢板和框架在各个不同受力阶段的剪力和位移计算公式,为钢板墙的初步设计和不同阶段的受力跟踪分析提供了依据.

参考文献:

- [1] 中国建筑技术研究院. JGJ99—98 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1998.
- [2] 郭彦林,董全利. 钢板剪力墙的发展与研究现状[J]. 钢结构,2005,20(1):1-6.
- [3] 陈国栋. 钢板剪力墙结构性能研究[D]. 北京:清华大学,2002.
- [4] ADAM S L, HELMUT G L P. Unstiffened steel plate shear wall performance under cyclic loading[J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 12(4):453-460.
- [5] 万红霞,谢伟平,王小平. 考虑屈曲后强度的钢板剪力墙极限剪力计算[J]. 钢结构,2004,7(3):66-68.
- [6] ROBERTS T M, SABOURI G S. Hysteretic characteristics of unstiffened plate shear panels[J]. Thin-walled Structures, 1991, 12:145-162.
- [7] SABOURI G S, ROBERTS T M. Nonlinear dynamics analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations[J]. Engineering Structure, 1992, 14(5):309-317.
- [8] MOHAMED E. Thin steel plate shear walls behavior and analysis[J]. Thin-walled Structures, 1998, 32:151-180.
- [9] SAEID S G, CARIOS E, VENTURA M A, et al. Shear analysis and design of ductile steel plate wall[J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(6):878-889.

Elastoplastic shear bearing capacity analysis of steel plate shear walls

SHAO Jian-hua¹, GU Qiang², SHEN Yong-kang¹

(1. College of Civil Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Department of Civil Engineering, University of Science and Technology of Suzhou, Suzhou 215011, China)

Abstract: A full shear resisting process of a steel plate, which developed from elastic buckling to post-buckling initial yielding at the end of the strip, and then to the yielding of tension field formed in the whole plate, was simulated reasonably by use of the strip model. The action of the plate and steel frame was considered separately at first, and then their combined action was taken into account. Thus, a shear force-displacement curve for steel plate shear walls is obtained, and the calculation formulas for shear force and displacement of steel plate and frame at different stress stages are also given. The effectiveness of the formulas is verified by examples of calculation.

Key words: steel plate shear wall; elastic shear buckling; post-buckling shear strength; shear force-displacement curve