

引用本文:郭 猛,范旺生,孙 静.转动变形机制下砌体墙的等效抗侧刚度计算模型[J].建筑科学与工程学报,2022,39(6):102-112.  
GUO Meng,FAN Wang-sheng,SUN Jing.Calculation Model of Equivalent Lateral Stiffness of Masonry Wall Under Rotational Deformation Mechanism[J].Journal of Architecture and Civil Engineering,2022,39(6):102-112.

DOI:10.19815/j.jace.2021.07041

# 转动变形机制下砌体墙的等效抗侧刚度计算模型

郭 猛<sup>1</sup>,范旺生<sup>2</sup>,孙 静<sup>2</sup>

(1. 中国建筑科学研究院有限公司 建筑结构研究所,北京 100013;

2. 北京交通大学 土木建筑工程学院,北京 100044)

**摘要:**为了研究转动变形机制下砌体墙的等效抗侧刚度,分析了转动变形机制下砌体墙骨架曲线特点,定义了砌体墙等效高宽比参数,基于串联刚度与矩形立面刚度相等原则,推导了非矩形立面转动主体等效高宽比的计算公式;基于转动墙体在弹塑性阶段的刚度衰减规律,通过对试验数据进行拟合,得到了刚度衰减系数 $\alpha$ 和转动主体高宽比影响系数 $\beta$ ,最终建立了转动变形机制下砌体墙等效抗侧刚度计算模型,并利用文献数据进行了验证。结果表明:转动变形机制算法中,高宽比越大的墙肢,其等效抗侧刚度下降越多,分担的地震作用越小;转动变形机制算法中,砌体墙分配的地震作用大小与方向有关,不同地震方向下同一片墙肢地震作用所占百分比不同;采用转动变形机制下砌体墙等效抗侧刚度对砌体结构进行抗震验算复核,有助于发现既有抗震设计下砌体结构的薄弱环节。

**关键词:**砌体结构;砌体墙;转动变形;骨架曲线;等效抗侧刚度;等效高宽比;计算模型

中图分类号:TU362

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2022)06-0102-11

## Calculation Model of Equivalent Lateral Stiffness of Masonry Wall Under Rotational Deformation Mechanism

GUO Meng<sup>1</sup>, FAN Wang-sheng<sup>2</sup>, SUN Jing<sup>2</sup>

(1. Institute of Building Structures, China Academy of Building Research, Beijing 100013, China;

2. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

**Abstract:** In order to study the equivalent lateral stiffness of masonry wall under rotational deformation mechanism, the characteristics of masonry wall skeleton curve under rotational deformation mechanism were analyzed and the equivalent height to width ratio parameter of masonry wall was defined. Based on the principle that the series connection stiffness is equal to the stiffness of the rectangular facade, the calculation formula of the equivalent height to width ratio of the rotating main body of the non-rectangular facade was deduced. Based on the stiffness attenuation law of rotational wall in elastic-plastic stage, the stiffness attenuation coefficient  $\alpha$  and the influence coefficient of the height to width ratio of the rotating main body  $\beta$  were obtained by fitting the experimental data. Finally, the equivalent lateral stiffness calculation model of masonry wall under rotational deformation mechanism was established and verified by literature

收稿日期:2021-07-18

基金项目:国家自然科学基金项目(51778594)

作者简介:郭 猛(1982-),男,内蒙古赤峰人,研究员,工学博士,E-mail:guomeng673@163.com。

data. The results show that in the algorithm of rotational deformation mechanism, the greater the height to width ratio of the wall limb, the lower the equivalent lateral stiffness and the smaller the seismic action. In the algorithm of rotational deformation mechanism, the magnitude of earthquake action distributed by masonry wall is related to the direction, and the percentage of earthquake action of the same wall limb is different in different earthquake direction. Using the equivalent lateral stiffness of masonry wall under rotational deformation mechanism to check the seismic resistance of masonry structure is helpful to find the weak link of masonry structure under the existing seismic design.

**Key words:** masonry structure; masonry wall; rotational deformation; skeleton curve; equivalent lateral stiffness; equivalent height to width ratio; calculation model

## 0 引言

近些年来,砌体结构研究的重点集中在抗震构造措施、新型材料砌块砌体、配筋砌体结构、抗震加固技术等方面<sup>[1-3]</sup>,相对而言,涉及砌体结构抗侧刚度计算等基本理论的创新研究工作较少。目前,中国砌体结构抗震设计中普遍应用的抗侧刚度计算方法,是基于材料力学的弹性抗侧刚度理论进行计算<sup>[4-6]</sup>,该计算方法考虑了弹性阶段砌体墙的弯曲变形和剪切变形,但不考虑砌体墙开裂后的转动变形。

对于带门窗洞口的砌体墙,在计算其弹性抗侧刚度时,将洞口上方条形墙体、洞口两侧墙体以及洞口下方条形墙体划分为多个水平计算单元,采用“串并联”模型计算弹性刚度。文献[7]针对带门窗洞口砌体墙破坏可能出现在洞口上方或下方条形墙体的情况,提出了一种改进的弹性抗侧刚度计算方法,将窗间墙与窗下墙重叠区域划分为计算单元,使得破坏可以发生在窗间墙,也可以发生在其他任意位置,但该方法仅针对弹性阶段,没有考虑门窗洞口所引起砌体墙转动失效的可能性。

采用欧洲规范进行砌体结构评估时,规定砌体墙总截面弹性刚度50%作为有效抗侧刚度,文献[8]分析了大量砌体墙的压剪试验数据,建议将有效刚度与初始刚度的比值修改为75%。该文献研究矩形立面砌体墙初始刚度与有效刚度之间的关系,认为有效刚度降低是由弯曲引起的墙体底部受压区局部压坏引起的,但对于立面复杂的砌体墙,刚度降低更多是由墙体开裂形成转动而引起的。

砌体房屋遭受中震大震作用,其所承受的实际地震作用超过小震设计得到的地震作用时,砌体墙普遍出现开裂。地震作用虽然因墙体开裂而降低,但仍可能超过小震设计对应的地震作用。如果墙体开裂后的变形机制不同于弹性阶段,则必然引起地

震作用在墙体之间的分配规律不符合弹性阶段的分配规律,从而加重房屋薄弱区域墙体的破坏程度。文献[9]考虑转动变形影响,对砌体墙弹性刚度计算式中的弯曲部分进行单独修正,提出了基于弯曲变形修正的砌体墙刚度计算模型。

本文在前期试验研究基础上,首先研究砌体墙骨架曲线特点和等效高宽比,然后采用归一化法寻找弹性刚度和荷载峰值点刚度关系,最后引进高宽比影响系数,从整体修正角度出发,建立弹塑性阶段的等效抗侧刚度模型。

## 1 砌体墙破坏模式与骨架曲线特点

水平与竖向荷载作用下,砌体墙有3类主要破坏形式<sup>[10]</sup>:剪切破坏、转动失效和剪切滑移失效。砌体墙发生何种破坏模式与墙体立面形状、材料强度、竖向荷载作用方式、高宽比、窗下墙约束条件等因素有关。

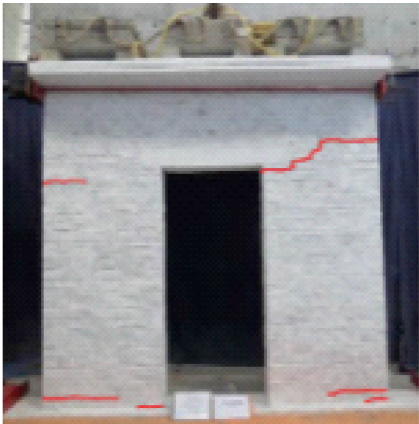
立面形状复杂、高宽比大、竖向压应力小、材料强度高的砌体墙,容易出现整体转动或局部转动失效模式;竖向压应力大、材料强度低、高宽比小,尤其是低矮砌体墙,容易出现受剪破坏模式。剪切滑移失效在试验中竖向力较小时偶有出现,但由于房屋结构布置的复杂性,实际震害下该模式很少单独出现。本文所研究对象均为水平荷载作用下存在明显转动变形过程的砌体墙。

砌体墙发生剪切破坏时大多为脆性破坏,加载初期至极限荷载阶段,骨架曲线形状较陡峭,弧度较小。低矮砌体墙在极限荷载之后按照剪摩作用机制发挥受剪作用,骨架曲线的下降段较长,而高宽比在1左右的砌体墙出现受剪斜裂缝之后,很快会由于斜裂缝宽度增大而失去承载力,其骨架曲线下降段较短或者没有下降段。

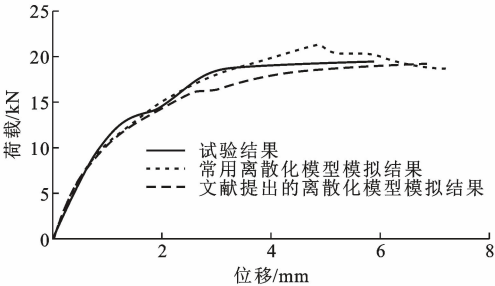
砌体墙转动失效破坏特点是墙体底部受压区局

部砖块、砂浆压碎,或墙体顶部侧向位移过大而导致砖墙水平裂缝过宽,具有一定的延性性能。

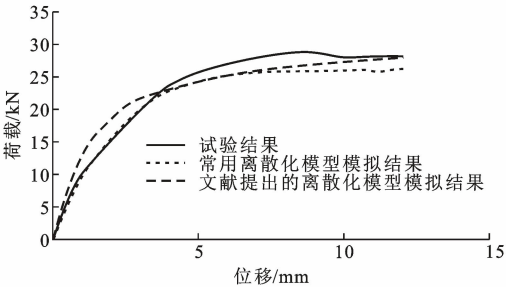
文献[11]研究了门窗洞口对砌体墙抗震性能的影响,进行了3片砌体墙试件及1栋单层砌体房屋模型的加载试验,其中,试件W-1为开门洞口,试件W-2为开窗洞口,试件W-3为未开洞口。部分试件破坏情况及骨架曲线见图1。试验表明,砌体墙开设门洞口形成高宽比较大的独立墙肢或者开设窗洞口形成“L”形墙肢时,裂缝均为水平裂缝,分布在墙肢底部和洞口顶部,均表现出明显的转动变形现象,最终破坏模式为转动失效。从骨架曲线特点来看,骨架曲线呈现较平缓且连续的弧形变化,极限荷载前后有着较长的缓平段。



(a) 试件W-1破坏现象



(b) 试件W-1骨架曲线



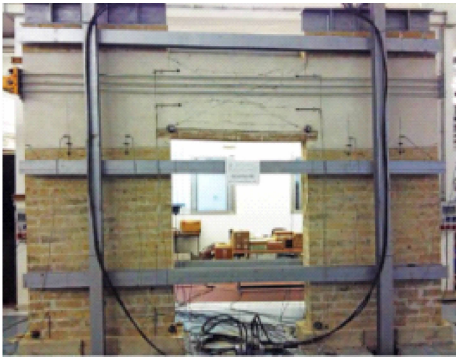
(c) 试件W-2骨架曲线

图1 文献[11]部分试验结果

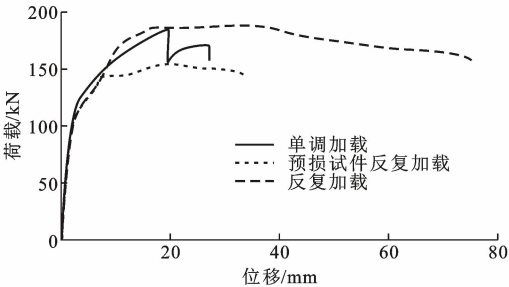
Fig.1 Partial Test Results in Reference [11]

文献[12]进行了开设门洞口砌体墙的抗震试验,洞口两侧砌体墙均为矩形立面,试件破坏情况及

骨架曲线见图2。试验中,无论单调方式加载、反复方式加载,还是预损试件加固后的反复加载试验,均在门洞口两侧墙肢发生了沿墙底受压区的转动破坏现象。骨架曲线在加载初期较陡峭,在水平荷载达到极限荷载的60%~80%时,骨架曲线出现转折,随后较平缓地达到极限荷载,极限荷载前后也有着较长的屈服阶段。



(a) 加固试件破坏情况



(b) 骨架曲线

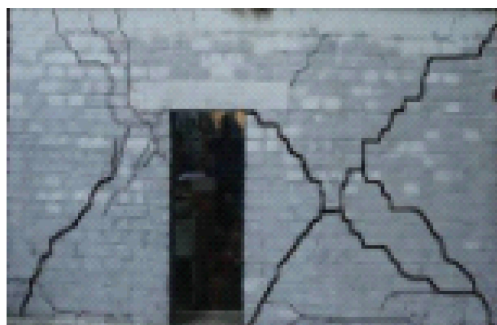
图2 文献[12]部分试验结果

Fig.2 Partial Test Results in Reference [12]

文献[1]、[13]、[14]等进行的普通砌体墙抗震性能试验中整片砌体墙或开洞口砌体墙均存在不同程度的转动变形现象,同样,骨架曲线有着陡峭→弯曲→缓平的特点。

砌体墙还有一种破坏过程需要引起注意,这种破坏过程在最终破坏时显现出受剪破坏特征,其最终裂缝表现为典型的斜裂缝,但自加载至破坏全过程中存在较长阶段的转动变形过程,这种破坏模式同样有着一定的延性性能。然而,由于砌体墙破坏时表现出的斜向裂缝,使得人们将其归入剪切破坏,忽视了转动变形及转动对墙体破坏模式、抗侧刚度的影响。

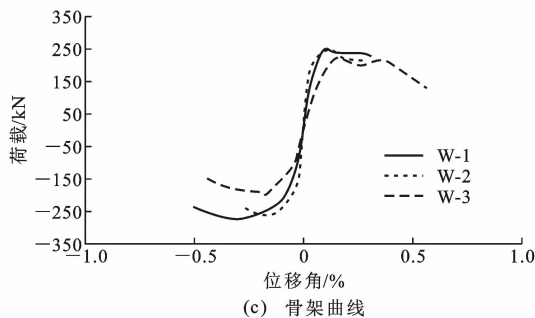
文献[15]进行了设置预制混凝土砌块构造柱砌体墙抗震性能对比试验,其中一组试件为不带构造柱的砖墙试件,试件W-1为实心砖墙,试件W-2设置门洞口,试件W-3设置窗洞口,骨架曲线及破坏情况见图3。根据试验现象描述及破坏照片分析,



(a) 试件W-2破坏情况



(b) 试件W-3破坏情况



(c) 骨架曲线

图 3 文献[15]部分试验结果

Fig. 3 Partial Test Results in Reference [15]

试件 W-2 墙肢底部水平裂缝及门洞口两侧斜向上方开展的斜裂缝、试件 W-3 左侧窗间墙与窗下墙交点处斜向下方开展的斜裂缝等,均是墙肢存在转动过程的表现形式,但其最终破坏形式为门窗间墙受剪形成的斜裂缝破坏。分析骨架曲线形状可知,试件 W-1 骨架曲线斜率最大,而试件 W-2、W-3 的骨架曲线斜率依次变小,表明开洞口对墙体抗侧刚度有影响,骨架曲线总体较平滑,极限荷载之后均存在缓慢的下降段。

转动变形机制下砌体墙骨架曲线的典型形状如图 4 所示,图中横坐标为位移,纵坐标为水平荷载,横坐标下角标 c、u、f 分别对应转动开裂、极限荷载和破坏,归纳其形状特征包括:

(1)砌体墙加载初期,骨架曲线基本呈直线,斜率较大,该阶段总体为弹性变形阶段,卸载后无残余变形。位移加载至  $\Delta_c$  时,转动主裂缝初步形成。这

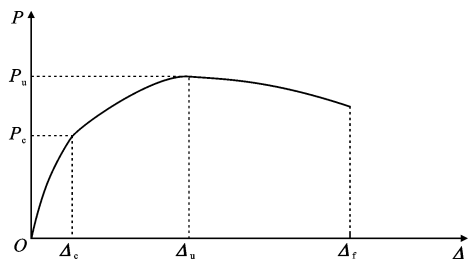


图 4 砌体墙骨架曲线示意图

Fig. 4 Schematic Diagram of Skeleton Curve of Masonry Wall

个过程中砌体墙可能在不同位置出现微裂缝,微裂缝不会导致骨架曲线出现明显拐点,但转动主斜裂缝的出现会使骨架曲线出现明显拐点。

(2)位移加载至极限荷载过程中,转动斜裂缝充分发展,墙肢出现容易识别的转动主体,其水平荷载由转动主体的力学平衡关系提供。该过程中,由于墙体出现转动,顶部荷载不再呈均匀分布状态,而是偏向翘起端,使得竖向荷载合力作用点远离转动点,对应的水平荷载仍处于上升阶段,骨架曲线较平滑且连续向横轴偏转。

(3)极限荷载  $P_u$  之后,骨架曲线一般不会出现类似钢筋混凝土构件骨架曲线那样较长的下降段,这是由砌体材料脆性决定的,但相对受剪破坏的无下降段或下降段陡降的情况,仍有一定长度的下降段。具体来说,转动失效模式的砌体墙其骨架曲线存在较平缓的下降段;存在转动过程而最终破坏模式为受剪破坏的砌体墙,其骨架曲线下降段较短。

## 2 砌体墙等效高宽比

砌体墙因门窗洞口不同,形成不同立面形状的墙肢,如图 5 所示。图 5(b)右侧窗下墙为门联窗,当窗下墙较短且向右转动变形时,其转动主体为窗间墙和窗下墙的整体,转动支点位于窗下墙端部底面,此时其高宽比  $\rho$  不应按照  $\rho = h_2/B_2$  计算,也不应按照  $\rho = h_2/B_3$  计算。

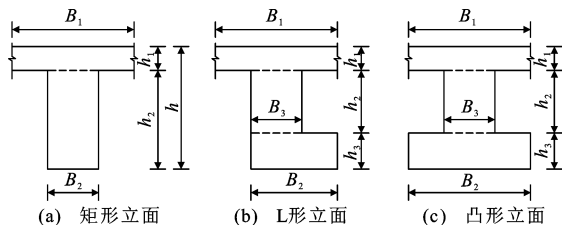


图 5 典型砌体墙立面

Fig. 5 Typical Masonry Wall Elevations

为将不同立面形状墙体的转动变形刚度公式纳入统一计算模型,立面形状如图 5(b)、(c)的砌体墙

高宽比需要按照转动变形机制下的等效高宽比  $\rho_e$  计算。如转动主体为矩形立面,其等效高宽比即为矩形立面的高宽比。

根据开洞规则的砌体墙抗侧刚度计算方法<sup>[6]</sup>,将图 5(a)划分为上下两层,图 5(b)、(c)划分为上中下 3 层,窗下墙受门洞口、门联窗洞口截断,而窗上墙为连续整体布置,一般不受门窗洞口截断的影响,不考虑窗上墙的转动,因此,本文只考虑窗间墙和窗下墙的转动情况。

矩形立面砌体墙弹性刚度  $K$  按式(1)进行计算。

$$K = \begin{cases} \frac{Et}{3\rho} & \rho < 1 \\ \frac{Et}{\rho^3 + 3\rho} & 1 \leq \rho \leq 4 \\ 0 & \rho > 4 \end{cases} \quad (1)$$

式中: $E$  为弹性模量; $t$  为墙体厚度。

当砌体墙高宽比小于 1 时,弯曲变形占总变形程度较小,中国抗震规范假定只考虑剪切变形。为便于理论推导并全面考虑窗间墙、窗下墙弯曲变形和剪切变形的影响,不区分高宽比,弹性抗侧刚度统一按式(2)计算。

$$K = \frac{Et}{\rho^3 + 3\rho} \quad (2)$$

对于图 5 所示的“L”形墙、“凸”形墙的弹性抗侧刚度,采用串并联方法按照式(3)计算。定义其等效高宽比为  $\rho_e$ ,则按照式(2)计算其弹性抗侧刚度时,高宽比  $\rho$  用等效高宽比  $\rho_e$  代替。

$$K = \frac{1}{(1/K_1 + 1/K_2)} = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \quad (3)$$

式中: $K_1$ 、 $K_2$  分别为窗间墙、窗下墙弹性刚度。

转动主体等效高宽比的推导原则是两种计算方法得到的弹性刚度一致,即等效高宽比计算矩形墙体的抗侧刚度与分别计算窗间墙、窗下墙抗侧刚度再串联的结果一致,如式(4)所示。

$$K = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} = \frac{Et}{\rho_e^3 + 3\rho_e} \quad (4)$$

采用符号计算软件 Mathematica 进行计算,简化  $\rho_e$  表达形式,令

$$m = -81\rho_1 - 27\rho_1^3 - 81\rho_2 - 27\rho_2^3 \quad (5)$$

$$n = \sqrt{m + \sqrt{54^2 + m^2}} \quad (6)$$

式中: $\rho_1$ 、 $\rho_2$  分别为窗间墙、窗下墙高宽比。

求解得到非矩形立面砌体墙的等效高宽比  $\rho_e$ ,见式(7)。给定砌体墙的立面形状、尺寸参数、材料属性,即可计算等效高宽比。

$$\rho_e = \frac{3\sqrt[3]{2}}{n} - \frac{n}{3\sqrt[3]{2}} \quad (7)$$

除矩形立面形状之外,当转动主体为其他复杂立面形状时,需根据等效高宽比计算弹塑性砌体墙的等效抗侧刚度。

### 3 砌体墙弹塑性抗侧刚度计算模型

#### 3.1 砌体墙等效抗侧刚度

砌体墙等效抗侧刚度定义为水平荷载与相应墙体顶部水平位移的比值,也称为割线刚度、有效刚度<sup>[16]</sup>,如图 6 所示,其中  $K_0$  为初始刚度。图 6 中,砌体墙进行低周反复荷载试验得到了滞回曲线以及骨架曲线,等效抗侧刚度计算方法为计算骨架曲线正向、负向荷载绝对值之和除以相应位移绝对值之和,见式(8)。

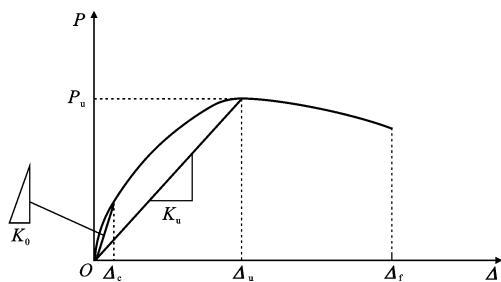


图 6 砌体墙等效抗侧刚度示意图

Fig. 6 Schematic Diagram of Equivalent Lateral Stiffness of Masonry Wall

$$K_i = \frac{|F_i^+| + |F_i^-|}{|\Delta_i^+| + |\Delta_i^-|} \quad (8)$$

式中: $F_i^+$  和  $F_i^-$  分别为第  $i$  次正、负两个方向滞回曲线上荷载的最大值; $\Delta_i^+$  和  $\Delta_i^-$  分别为第  $i$  次正、负两个方向滞回曲线上位移的最大值。

对于非对称立面或非对称约束条件的砌体墙试件,两个方向的受力性能差异较大,应分别计算两个方向的等效抗侧刚度并进行分析,见式(9),式中  $F_i$  为某个加载方向下砌体墙顶部水平荷载, $\Delta_i$  为对应荷载下墙顶水平位移。

$$K_i = \frac{|F_i|}{|\Delta_i|} \quad (9)$$

#### 3.2 砌体墙等效抗侧刚度归一化模型

水平荷载作用下,砌体墙开裂后进入弹塑性阶段,其等效抗侧刚度随着位移增加而不断衰减。为得到弹塑性阶段各点的抗侧刚度,需对墙体抗侧刚度的衰减规律进行探索。

试验中各个墙体的物理参数、加载条件、加载装置等因素不同,由此得到的墙体刚度衰减曲线离散

性较大。为了消除试验设计导致的绝对刚度离散性的影响,可将试件刚度进行归一化处理,以此获得砌体墙弹塑性阶段刚度衰减规律。

抗侧刚度归一化处理有基于初始刚度  $K_0$ 、峰值荷载点抗侧刚度  $K_p$  等不同方法。第一种方法是以墙体初始开裂时对应的刚度  $K_0$  为参照,定义刚度衰减系数  $\alpha_0$  (砌体墙刚度  $K_i$  除以其初始刚度  $K_0$ ) 作为归一化坐标系的纵坐标,然后将位移  $\Delta_i$  除以其初始开裂点对应的位移  $\Delta_0$  作为横坐标,从而得到  $\alpha_0$  与  $\Delta_i/\Delta_0$  对应的关系曲线。第二种方法是以荷载峰值点刚度  $K_p$  为参照,定义刚度衰减系数  $\alpha$  (砌体墙刚度  $K_i$  除以其荷载峰值点刚度  $K_p$ ) 作为归一化坐标系的纵坐标,然后将位移  $\Delta_i$  除以其荷载峰值点对应的位移  $\Delta_p$  作为横坐标,从而得到  $\alpha$  与  $\Delta_i/\Delta_p$  对应的关系曲线。

试验中砌体墙初始开裂大多通过研究人员观察确定,与试件形状、砌筑质量、观察详细程度等有关,由出现短小、细微裂缝发展到较明显裂缝时哪个点作为初裂点也因人而异,而试件峰值荷载是明确存

在的,因此本文采用第二种方法进行砌体墙刚度归一化衰减规律研究。





课题组前期进行了 3 批共 12 片不同立面形状以及不同约束条件下普通砌体墙的拟静力试验,砌体墙试验结果详见文献[17]~[19],这里仅就与本文研究相关的内容进行介绍。

试件立面形状包括矩形、凸形、L 形、两侧窗下墙不等高、设置窗上墙等各种砌体房屋底层外纵墙常见形状,轮廓尺寸及峰值点荷载见表 1。试验中,大部分试件自加载至破坏阶段存在明显可见的转动过程。从破坏模式来看,文献[17]试件为窗间墙的受剪破坏,文献[19]试件为窗间墙转动失效,文献[18]试件表面虽然存在大量斜向裂缝,但本质仍属于门窗间墙的转动失效。

将上述文献砌体墙试件等效抗侧刚度按照第二种方法进行归一化处理,整理得到的刚度归一化散点图见图 7。由图 7 可知:当  $\Delta_i/\Delta_p < 0.5$  时,砌体墙归一化刚度散点的离散程度较大;当  $\Delta_i/\Delta_p \geq 0.5$  时,墙体归一化刚度散点的离散程度较小,相关性较

表 1 砌体墙试件主要参数及试验结果

Table 1 Main Parameters and Test Results of Masonry Wall Specimens

试件编号	轮廓尺寸	立面形状	方向	峰值点荷载/kN	峰值点位移/mm
MW-1 <sup>[17]</sup>	3 300 mm×2 400 mm×370 mm	凸形	正向	444.0	12.0
			负向		
MW-2 <sup>[17]</sup>	1 800 mm×2 400 mm×370 mm	矩形	正向	367.0	12.0
			负向	−381.0	−12.0
MW-3 <sup>[17]</sup>	2 700 mm×2 400 mm×370 mm	凸形	正向	314.0	14.0
			负向	−301.0	−15.0
MW-4 <sup>[17]</sup>	1 200 mm×2 400 mm×370 mm	矩形	正向	228.0	33.0
			负向	−220.0	−33.0
MW-5 <sup>[17]</sup>	1 950 mm×2 400 mm×370 mm	L 形	正向	296.0	15.0
			负向	−277.0	−22.0
T1 <sup>[18]</sup>	2 700 mm×2 400 mm×370 mm	凸形	正向	121.1	16.9
			负向	90.2	17.0
T2 <sup>[18]</sup>	2 700 mm×2 400 mm×370 mm	凸形	正向	84.1	20.0
			负向	123.0	10.1
L1 <sup>[18]</sup>	1 950 mm×2 400 mm×370 mm	L 形	正向	99.2	17.9
			负向	106.4	16.0
Q1 <sup>[19]</sup>	3 300 mm×2 400 mm×370 mm		正向	219.6	18.0
			负向	−292.8	−19.9
Q2 <sup>[19]</sup>	3 300 mm×2 400 mm×370 mm		正向	262.0	20.1
			负向	−254.8	−23.8
Q3 <sup>[19]</sup>	3 300 mm×2 400 mm×370 mm		正向	309.7	21.7
			负向	−188.7	−14.0
Q4 <sup>[19]</sup>	3 300 mm×2 400 mm×370 mm		正向	237.4	19.9
			负向	−172.0	−9.3



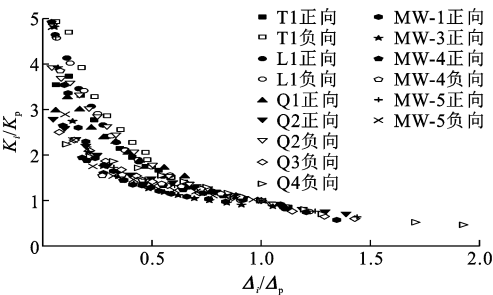


图 7 刚度归一化散点图

Fig. 7 Scatter Diagram of Normalization in Stiffness

强。当  $\Delta_i/\Delta_p \geq 0.5$  时,砌体墙均已出现开裂,进入到弹塑性阶段,转动变形在墙体顶部总水平位移中所占比重逐渐增大,因此,取  $\Delta_i/\Delta_p \geq 0.5$  时的墙体刚度归一化散点数据进行拟合分析。

通过试算比较指数式、对数式、多项式等不同拟合方法的拟合优度,以指数形式得到的曲线与散点的分布拟合程度最好,砌体墙归一化刚度衰减规律拟合结果见图 8,弹塑性刚度衰减计算公式见式(10)、(11)。

$$\alpha = \frac{K_i}{K_p} = \exp(0.9 - 0.94 \frac{\Delta_i}{\Delta_p}) \tag{10}$$

$$K_i = \exp(0.9 - 0.94 \frac{\Delta_i}{\Delta_p}) K_p \tag{11}$$

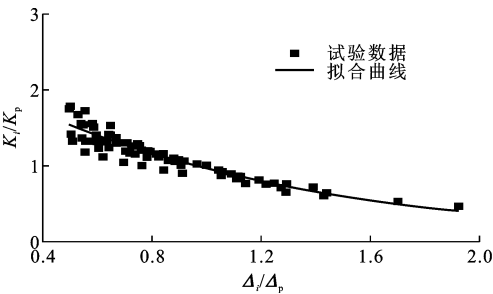


图 8 刚度归一化拟合曲线

Fig. 8 Stiffness Normalized Fitting Curve

当砌体墙峰值点的等效抗侧刚度  $K_p$  已知时,给定峰值点位移之前的任意点相对位移  $\Delta_i/\Delta_p$ ,则等效抗侧刚度  $K_i$  即可通过弹塑性阶段抗侧刚度的衰减计算公式[式(11)]计算得出。

3.3 砌体墙峰值点的等效抗侧刚度

砌体墙转动形式因墙体立面形状、墙端约束条件等因素的不同而产生差异,墙体进入弹塑性阶段后,抗侧刚度的衰减主要是由转动变形引起。因此,可以通过对砌体墙的转动主体进行折减来计算峰值点抗侧刚度。

当砌体墙为矩形立面时,其转动主体为矩形立面;当砌体墙为其他立面形状时,需根据具体情况分析其转动主体形状。以凸形墙体为例,两侧窗下墙

连续布置时,其转动主体为窗间墙,而当两侧为门联窗时,其转动主体为整个凸形墙。高宽比是影响转动变形的主要因素,引入转动主体高宽比影响系数  $\beta$  来分析其对峰值点等效抗侧刚度的影响。

前文介绍了课题组进行的 3 批砌体墙情况,从试验现象来看,文献[17]和文献[18]试件有着明确的转动主体,砌体墙出现转动变形后的边界约束条件比较清晰。相对来说,文献[19]试件虽然存在转动变形现象,但试件顶部受到门窗洞口顶面过梁及梁上墙的约束作用,高宽比与转动变形的相互关系较为复杂。

根据文献[17]、[18]试验数据,当墙顶水平位移为 1 mm 时,所有试件墙体均视为处于弹性阶段,由荷载-位移曲线所得墙体的弹性及峰值点抗侧刚度见表 2。表中,砌体墙转动主体的等效高宽比采用式(7)计算;立面对称墙体采用式(8)计算峰值点抗侧刚度,非对称墙体采用式(9)计算峰值点抗侧刚度。

表 2 砌体墙试件弹性和峰值点抗侧刚度

Table 2 Elasticity and Peak Point Lateral Stiffnesses of Masonry Wall Specimens

试件编号	方向	弹性抗侧刚度/ (kN · mm <sup>-1</sup> )	等效 高宽比 $\rho_e$	峰值点抗侧刚度/ (kN · mm <sup>-1</sup> )
MW-1	推	110.7	1.33	37.0
	拉*			
MW-2	推*	62.7	1.33	30.6
	拉*		1.66	31.8
MW-3	推	80.7	1.25	22.4
	拉		1.25	20.1
MW-4	推	43.0	2.00	6.9
	拉		2.00	6.7
MW-5	推	72.8	1.25	19.7
	拉		2.00	12.6
T1	推	25.8	1.25	7.2
	拉		1.25	5.3
T2	推*	29.2	1.25	4.2
	拉*		1.25	12.2
L1	推	28.0	1.25	5.5
	拉		1.25	6.7

注: \* 表示墙体在该加载方向加载,直至试验结束时荷载仍处于上升阶段或未达到破坏标准,为避免试件出现倒塌破坏等不可控情况而结束试验,该部分数据仅供参考。

以砌体墙转动主体的等效高宽比  $\rho_e$  为横坐标,峰值点抗侧刚度  $K_p$  与弹性抗侧刚度  $K_e$  的比值  $\beta$  为纵坐标,拟合得到转动调整系数  $\beta$  与  $\rho_e$  的关系见图 9,拟合精度  $R^2 = 0.75$ ,峰值点等效抗侧刚度的计

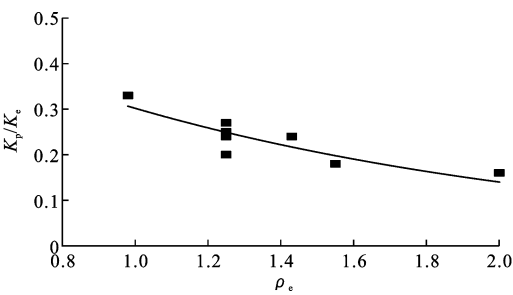


图 9 拟合结果

Fig. 9 Fitting Result

算方法见式(12)、(13)。

$$\beta=\exp(-0.43-0.77\rho_e) \tag{12}$$

$$K_p=\beta K_e=\exp(-0.43-0.77\rho_e) K_e \tag{13}$$

3.4 弹塑性阶段砌体墙等效抗侧刚度模型

由前文分析,当水平位移超过极限荷载点对应位移即  $\Delta_i/\Delta_p\geq 0.5$  时,砌体墙基本进入弹塑性阶段,转动变形充分参与到墙体总变形中。根据式(11)、(13), $\Delta_i/\Delta_p\geq 0.5$  范围内任一点的等效抗侧刚度计算模型见式(14)。

$$K_i=\alpha\beta K_e \tag{14}$$

当  $\Delta_i/\Delta_p<0.1$  时,砌体墙视为处于弹性阶段,墙体抗侧刚度值取其弹性抗侧刚度值。当  $0.1\leq \Delta_i/\Delta_p<0.5$  时,砌体墙等效抗侧刚度为  $\Delta_i/\Delta_p=0.1$  和  $\Delta_i/\Delta_p=0.5$  时对应荷载点的割线刚度。

峰值点等效抗侧刚度拟合过程中用到了墙顶微小位移时的近似弹性抗侧刚度,而该刚度数据通常是未知的。砌体结构抗震设计时,以砌体墙的弹性计算刚度[式(2)]代替其小位移阶段的弹性抗侧刚度,由此产生的误差属于系统性误差,在计算墙肢抗侧刚度与总抗侧刚度比值时,因分子和分母均含有该误差而相约,并不影响刚度比例计算的准确性。

砌体墙等效抗侧刚度模型适用于多层砌体房屋底层带门窗洞口的外纵墙;因低矮墙很难发生转动破坏模式,该模型一般不适用于高宽比较小的横向砌体墙等低矮类砌体墙。

采用上述方法对文献[20]试验中普通砌体墙在极限荷载之前的荷载-位移曲线进行对比验证。该文献进行了 10 片砌体墙抗震性能试验,其中 2 片为未配纤砌体墙,试件编号为 AQ、BQ,墙体由 P 型烧结多孔砖砌筑而成。

根据试验过程描述,砌体墙存在转动变形现象,理论计算结果与试验结果对比见图 10。由图 10 可知,本文提出的弹塑性阶段刚度模型与 AQ 墙体试验结果吻合较好,与 BQ 墙体试验结果存在一定的

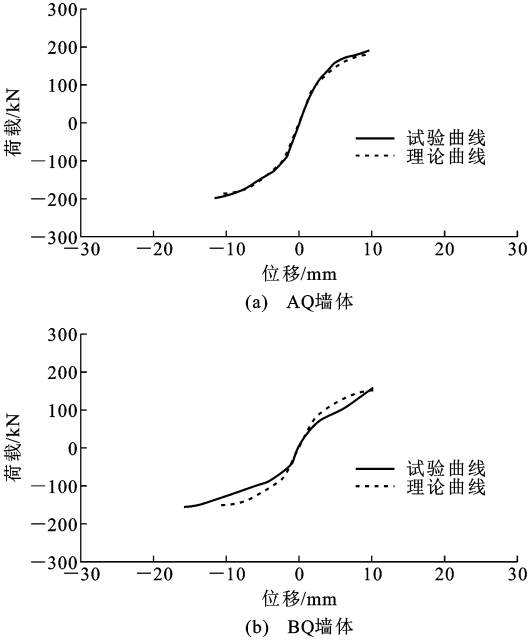


图 10 试验结果与理论结果对比

Fig. 10 Comparison Between Experimental Results and Theoretical Results

误差。

试件 AQ、BQ 的峰值点抗侧刚度试验值及理论计算结果见表 3,因两片墙体均为矩形立面,不区分水平荷载作用方向。从表 3 计算结果来看,等效抗侧刚度模型计算得到的理论值与试验值相对误差为 6.92%~11.04%。

表 3 文献[20]试验结果

Table 3 Test Results in Reference [20]

试件编号	$\rho_e$	$K_e/$ ( $\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ )	$K_p/(\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1})$		相对误差/%
			理论值	试验值	
AQ <sup>[20]</sup>	0.65	47.78	18.84	17.62	6.92
BQ <sup>[20]</sup>	0.95	37.52	14.78	13.31	11.04
WJQ-2 <sup>[21]</sup>	1.75	81.00	18.17	13.69	32.72
W1 <sup>[22]</sup>	0.91	100.00	30.05	32.28	-6.91
URM2 <sup>[23]</sup>	1.25	40.00	12.87	9.94	29.48
URM4 <sup>[23]</sup>	1.25	41.00	9.23	10.19	9.42

表 3 中列出了文献[21]~[23]中进行的普通砌体墙试验数据,所列试件为实心墙,高宽比均大于 1 或略小于 1,根据试验现象描述,这些试件均存在不同程度的转动变形现象。

砌体墙弹塑性等效抗侧刚度与竖向荷载、弹性模量等因素也有关,试验本身亦存在离散性。总体分析图 10 和表 3 的拟合结果,可以认为模型计算精度在可接受范围内,具有一定的参考价值。

下面构造了一个典型的联肢砌体墙算例,将本文等效刚度算法下墙肢分配的地震作用与传统弹性



算法进行对比。

4 算例分析及讨论

4.1 算例分析

构造的联肢墙立面形状、尺寸见图 11,墙体厚度为 240 mm,承受的总地震作用为 500 kN,假定联肢墙的各墙肢截面承载力刚好满足弹性地震作用的计算要求。

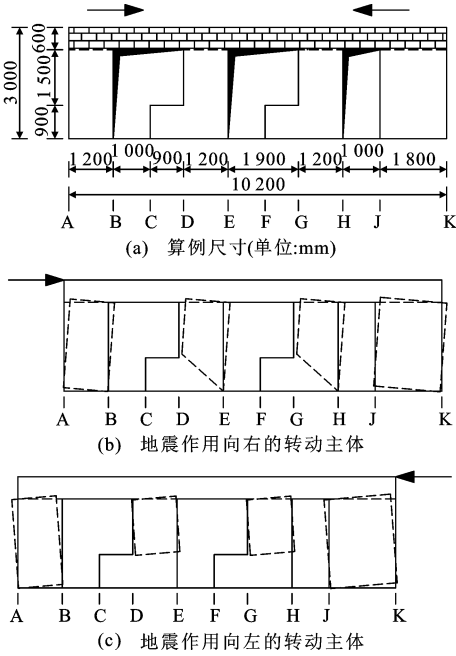


图 11 算例尺寸及转动主体

Fig. 11 Example Size and Rotating Body

从图 11(a)可见:构造的算例包括了 AB、HJ 等不同宽度砌体墙,也包括了一侧带窗下墙、一侧为门窗洞口的窗间墙;同时,联肢墙整体是非对称立面设置。根据文献[11]、[15]、[17]等的试验结果,定义该算例在两个方向的转动主体如图 11(b)、(c)所示。

根据转动变形机制下砌体墙弹塑性阶段的等效抗侧刚度计算模型,计算得到各个墙肢的等效抗侧

刚度、地震作用及分配比例,计算结果列于表 4。同时,按现行抗震验算所采用的弹性刚度分配地震作用,计算结果一并列于表 4 中。

分析表 4 数据可知,砌体墙按照弹塑性抗侧刚度分配地震作用,与按照弹性刚度分配地震作用相比存在明显的差异。弹性算法中,门窗间墙分配的地震作用与方向无关,且每片墙肢地震作用在总地震作用中所占的百分比不变。转动机制下弹塑性算法中,门窗间墙分配的地震作用与方向有关,不同地震作用方向下墙肢地震作用所占百分比不同。

对于窗间墙 DE、FG,其向左的极限承载能力较向右的极限承载能力高出约 30.9%。假定其截面承载力刚好满足传统弹性地震作用要求,那么当地震作用方向向右时,墙肢安全,而当地震作用方向向左时,墙肢承载力略低于计算要求,为计算值的 91.5%。

对于窗间墙 JK,其两个方向的极限承载能力相同。假定其截面承载力刚好满足弹性地震作用要求,那么当地震作用方向向右时,墙肢承载力仅达到计算值的 69.0%;当地震作用方向向左时,墙肢安全。

砌体墙的高宽比越大,越容易发生转动变形,其弹塑性阶段等效抗侧刚度越小<sup>[9]</sup>。墙肢 AB 的高宽比较大,转动机制下其分配的地震作用均有降低,而墙肢 JK 的高宽比较小,转动机制下其分配的地震作用(向右)增加最多,这与结构概念是相符的。

本算例中,窗间墙 JK 在地震作用方向向右时的承载力较计算值差别过大,其他墙肢承载力满足或基本满足验算要求。为保证中震大震下墙肢的安全,除按照现行抗震规范采取构造措施以外,建议对窗间墙 JK 采用增配水平钢筋网等方式增加其承载能力。调整墙肢截面尺寸也可以实现增加承载力的目的,但需要针对调整后的截面,重新进行弹性验算和转动机制下的弹塑性验算。

表 4 墙肢分担地震作用对比

Table 4 Comparison of Earthquake Action Shared by Wall Limb

编号	弹性算法			转动变形机制下弹塑性算法					
				地震作用向左			地震作用向右		
	$K_0/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	$F_0/\text{kN}$	$F_0$ 比例/%	$K_P/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	$F_P/\text{kN}$	$F_P$ 比例/%	$K_P/(\text{kN} \cdot \text{mm}^{-1})$	$F_P/\text{kN}$	$F_P$ 比例/%
AB	71.4	69.0	13.8	10.0	57.6	11.5	10.0	42.4	8.5
DE	143.1	138.2	27.6	10.0	115.4	23.1	35.6	151.1	30.2
FG	143.1	138.2	27.6	20.0	115.4	23.1	35.6	151.1	30.2
JK	160.0	154.6	30.9	36.6	211.6	42.3	36.6	155.3	31.1

注:比例指该墙肢分配的地震作用在总地震作用中占的百分比; $F_0$ 为弹性算法下墙肢承担的地震作用; $F_P$ 为弹塑性算法下墙肢承担的地震作用。

## 4.2 讨 论

砌体房屋的严重破坏甚至倒塌,大多发生在遭受中震大震过程中。如前文所述,砌体墙开裂后刚度减小,相应承担的地震作用也随之降低,但在遭受中震大震过程中,降低后的地震作用仍可能超过其弹性计算时采用的小震作用。以小震作用为基准,采用转动机制下的等效抗侧刚度进行地震作用分配,有助于发现弹性抗震验算的薄弱环节。

采用等效抗侧刚度进行地震作用分配,在小震阶段分配的不准确,并不会导致砌体房屋严重破坏、倒塌等结果。相对来说,等效抗侧刚度考虑了砌体墙开裂后的实际变形机制,可以提高弹塑性阶段砌体墙的地震作用分配精度,对充分发挥砌体房屋的抗倒塌能力更具重要意义。

## 5 结 语

(1)转动变形机制下砌体墙具有一定的延性性能,典型骨架曲线模型包括受力初期的弹性段、开裂后的弧线段和极限阶段的缓平段。转动失效模式的砌体墙其骨架曲线存在一定长度下降段;存在转动过程而最终破坏模式为受剪破坏的砌体墙,其骨架曲线下下降段较短。

(2)定义了等效高宽比 $\rho_e$ ,基于并联刚度与矩形立面刚度相等原则,推导了非矩形立面转动主体等效高宽比的计算式,用于计算弹塑性阶段砌体墙转动主体的等效抗侧刚度。

(3)基于转动墙体在弹塑性阶段的刚度衰减规律,通过对试验数据进行拟合,得到了刚度衰减系数 $\alpha$ 和转动主体高宽比影响系数 $\beta$ ,最终建立了转动变形机制下砌体墙等效抗侧刚度计算模型,并利用文献数据进行了验证,该模型适用于多层砌体房屋底层带门窗洞口的外纵墙。

(4)算例分析表明,转动机制下弹塑性算法中,砌体墙分配的地震作用与方向有关,不同地震作用方向下墙肢地震作用所占百分比不同。高宽比较大的墙肢分担的地震作用下降,而高宽比较小的墙肢分担的地震作用上升。采用转动变形机制下等效抗侧刚度进行砌体结构补充验算,有助于发现弹性抗震验算的薄弱环节,提高弹塑性阶段砌体墙的地震作用分配精度。

## 参考文献:

## References:

[1] 唐曹明,罗 瑞,程绍革,等.水泥砂浆及钢筋网水泥

砂浆单面加固低强度砖墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2017,38(10):157-167.

TANG Cao-ming, LUO Rui, CHENG Shao-ge, et al. Experimental Study of Seismic Performance of Low Strength Masonry Walls Reinforced with One-side Cement Mortar Splint[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(10): 157-167.

[2] GUERREIRO J, PROENCA J, FERREIRA J G, et al. Experimental Characterization of In-plane Behaviour of Old Masonry Walls Strengthened Through the Addition of CFRP Reinforced Render[J]. Composites Part B: Engineering, 2018, 148: 14-26.

[3] 王 赞. 砌体结构新型加固技术研究进展及实用建议[J]. 震灾防御技术, 2016, 11(2): 314-321.  
WANG Yun. Research Progress and Practical Suggestions on New Reinforcement Technology of Masonry Structure[J]. Technology for Earthquake Disaster Prevention, 2016, 11(2): 314-321.

[4] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.  
Code for Seismic Design of Buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.

[5] 施楚贤. 砌体结构理论与设计[M]. 2版. 北京:中国建筑工业出版社,2003.  
SHI Chu-xian. Masonry Structure Theory and Design [M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003.

[6] 哈尔滨工业大学,大连理工大学,北京建筑工程学院,等. 混凝土及砌体结构[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.  
Harbin Institute of Technology, Dalian University of Technology, Beijing University of Civil Engineering and Architecture, et al. Concrete and Masonry Structure [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.

[7] BALASUBRAMANIAN S R, BALAJI RAO K, BASU D, et al. An Improved Method for Estimation of Elastic Lateral Stiffness of Brick Masonry Shear Walls with Openings[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2011, 15(2): 281-293.

[8] WILDING B V, BEYER K. The Effective Stiffness of Modern Unreinforced Masonry Walls[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2018, 47(8): 1683-1705.

[9] 郭 猛,李薇薇,贾英杰. 基于弯曲变形修正的砌体墙抗侧刚度计算模型[J]. 工程力学, 2020, 37(增1): 320-326.

- GUO Meng, LI Wei-wei, JIA Ying-jie. Modified Lateral Stiffness Model of Masonry Wall Based on the Effect of Rotational Deformation[J]. *Engineering Mechanics*, 2020, 37(S1): 320-326.
- [10] MAGENES G, CALVI G M. In-plane Seismic Response of Brick Masonry Walls[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1997, 26(11): 1091-1112.
- [11] CHOUDHURY T, MILANI G, KAUSHIK H B. Experimental and Numerical Analyses of Unreinforced Masonry Wall Components and Building [J]. *Construction and Building Materials*, 2020, 257: 119599.
- [12] AUGENTI N, PARISI F, PROTA A, et al. In-plane Lateral Response of a Full-scale Masonry Subassemblage with and Without an Inorganic Matrix-grid Strengthening System[J]. *Journal of Composites for Construction*, 2011, 15(4): 578-590.
- [13] 刘航, 班力壬, 兰春光, 等. 后张预应力加固无筋砖砌墙体抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2015, 36(8): 142-149.
- LIU Hang, BAN Li-ren, LAN Chun-guang, et al. Quasi-static Test of Unreinforced Brick Walls Retrofitted with Post-tensioning Tendons [J]. *Journal of Building Structures*, 2015, 36(8): 142-149.
- [14] BOSILJKOV V, PAGE A W, BOKAN-BOSILJKOV V, et al. Evaluation of the Seismic Performance of Brick Masonry Walls [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2010, 17(1): 100-118.
- [15] WANG G J, LI Y M, ZHENG N N, et al. Testing and Modelling the In-plane Seismic Response of Clay Brick Masonry Walls with Boundary Columns Made of Precast Concrete Interlocking Blocks[J]. *Engineering Structures*, 2017, 131: 513-529.
- [16] 建筑抗震试验规程: JGJ/T 101—2015[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- Specification for Seismic Test of Buildings: JGJ/T 101—2015[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.
- [17] 郭猛, 徐福泉, 朱莹, 等. 拆除窗下墙对砌体墙抗震性能影响的试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2014, 35(8): 120-126.
- GUO Meng, XU Fu-quan, ZHU Ying, et al. Experimental Research on Seismic Performance Influence of Masonry Wall Removed Spandrel Wall[J]. *Journal of Building Structures*, 2014, 35(8): 120-126.
- [18] 李薇薇. 基于转动变形的砌体墙抗侧刚度研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2019.
- LI Wei-wei. Research on Lateral Stiffness of Masonry Wall Due to Its Rotational Deformation[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2019.
- [19] 徐靖. 低周反复荷载作用下砌体墙转动变形及抗侧刚度研究[D]. 镇江: 江苏大学, 2019.
- XU Jing. Study on Rotational Deformation and Lateral Stiffness of Masonry Wall Under Low Cyclic Recurrent Loading [D]. Zhenjiang: Jiangsu University, 2019.
- [20] 焦晨晓, 沙吾列提·拜开依, 阿肯江·托呼提, 等. CBF 格栅增强砖砌体墙抗震性能试验研究[C]//中国力学学会. 第 25 届全国结构工程学术会议论文集(第Ⅲ册). 包头: 工程力学杂志社, 2016: 320-329.
- JIAO Chen-xiao, Sawulet·Bekey, Akenjiang·Tuohuti, et al. Seismic Performance Experimental Research of CBF Mesh Reinforced Masonry Wall[C]//The Chinese Society of Theoretical and Applied Mechanics. Proceedings of the 25th National Conference on Structural Engineering (No. Ⅲ). Baotou: Magazine Press of *Engineering Mechanics*, 2016: 320-329.
- [21] 石杰, 王万江. 嵌筋加固技术对砌体抗震性能的影响[J]. *建筑技术*, 2013, 44(11): 973-977.
- SHI Jie, WANG Wan-jiang. Anchorage Reinforcement on Masonry Seismic Performance [J]. *Architecture Technology*, 2013, 44(11): 973-977.
- [22] 张斯, 徐礼华, 杨冬民, 等. 纤维布加固砖砌体墙平面内受力性能有限元模型[J]. *工程力学*, 2015, 32(12): 233-242.
- ZHANG Si, XU Li-hua, YANG Dong-min, et al. Finite Element Modelling of FRP-reinforced Masonry Walls Under In-plane Loadings[J]. *Engineering Mechanics*, 2015, 32(12): 233-242.
- [23] CHURILOV S, DUMOVA-JOVANOSKA E. In-plane Shear Behaviour of Unreinforced and Jacketed Brick Masonry Walls [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2013, 50: 85-105.