

[文章编号] 1002-8412(2011)02-0096-08

砌体防倒塌钢桁架加固方法研究

廖子建¹ 张鹏程¹ 林树枝^{1,2} 肖 伟³ (1. 厦门大学 建筑与土木工程学院,福建 厦门 361005; 2. 厦门市建设与管理局,厦门 361005; 3. 厦门市合道工程设计集团有限公司,福建 厦门 361004)

[摘要] 上世纪后 30 年,我国建造了大量砌体结构,而现用中小学校舍占有其中相当的比例。对于砌体结构的改造与加固在现时代仍具有十分重要的意义。本文提出了一种利用钢桁架对砌体结构进行防倒塌加固的方法,包括计算假定以及设计理论,并且给出了该加固方法的设计流程。分析表明,防倒塌钢桁架加固方法,在提高结构系统的安全储备方面可以发挥重要作用,是一种经济可行的对砌体结构加固的新方法。

[关键词] 防倒塌;钢桁架;砌体加固;安全储备;新方法

[中图分类号] TU746.3 [文献标识码] A

Study on the Strengthen Method of Masonry Structure by Steel Truss for Collapse Prevention

Liao Zi-jian¹, Zhang Peng-cheng¹, Lin Shuzhi^{1,2}, Xiao Wei³

(1. Department of Civil Engineering, Xiamen University, Xiamen 361005, China; 2. Xiamen Construction and Administration Bureau, Xiamen 361005, China; 3. Xiamen Hordor Architecture & Engineering Design Group Co., Ltd., Xiamen 361004, China)

Abstract: In the last 30 years of the last century in China, a large number of masonry structure has been built, which takes up a considerable proportion of the existing dwelling house and school building. So the reconstruction and reinforcement of masonry structures is still in the present era of great significance. A new method to strengthen masonry structures by steel truss for collapse prevention, including the assumptions and design principles is proposed, and the design process of the method is also given. The result shows that this method can play an important role in improving safety margin of the system, and it is an economical and feasible new method for strengthening the existing masonry structure.

Keywords: collapse prevention; steel truss; reinforcement of masonry structure; safety margin of the system; new method

E-mail: zpcchina@yahoo.com.cn

1 引言

2008 年汶川大地震后,抗震规范对一些地区的抗震设防烈度有所修改,并规定中小学校舍、医院按乙类设防。大量中小学建筑物因此需要重新进行抗震鉴定、加固,包括那些按 1978 年版,1989 年版及 2001 年版抗震规范设计并建造的建筑物。而砌体结构在城乡住宅、学校、医院建筑中占有很大比例,尤其是多层砌体房屋受到的影响最大,这些建筑自重较大,而且横墙间距大,纵墙开洞多,能有效承担地震剪力的墙体较少,因此这类建筑大多需要加固。

在清华大学叶列平教授《提高建筑结构抗地震倒塌能力的设计思想与方法》^[1]一文中,提到了建筑

结构系统的安全储备分为基本安全储备、整体安全储备与意外安全储备 3 个层次。结构的整体抗震能力和抗地震倒塌能力取决于整体安全储备和意外安全储备,而汶川地震中大量建筑结构震害严重的主要原因是建筑的意外安全储备不足。结构系统的意外安全储备主要来自其鲁棒性、整体稳定性和整体牢固性。经过合理设计和组织的结构系统,能够利用结构构件之间的相互依赖与影响,最大限度地减少结构系统整体功能的损失,局部构件的破坏不会导致整个结构系统产生严重破坏,即局部构件的破坏不会持续引发其他构件连续破坏,这种特性在系统理论中称为系统的鲁棒性。

防倒塌钢桁架砌体加固方法不仅能够对原有结构扰动较小的情况下,通过增加纵墙刚度并调整

[收稿日期] 2010-01-25

墙片与钢桁架之间的剪力分配,使结构整体满足抗震验算要求,同时可以通过增加结构的鲁棒性和整体性来增加结构的安全储备,以有效地防止结构倒塌。同时防倒塌钢桁架砌体加固方法最大限度地减小了结构加固对建筑使用功能的影响,同时外观易于被业主接受,且施工方便。

2 设计原理

砌体结构设计时,建筑平面和立面布置及结构布置一般会尽量做到质量、刚度均匀,对称分布,从而减少扭转作用。因此,在进行砌体抗震验算时,通常只验算在纵向和横向水平地震作用下,纵横墙在其自身平面内的抗剪承载力。

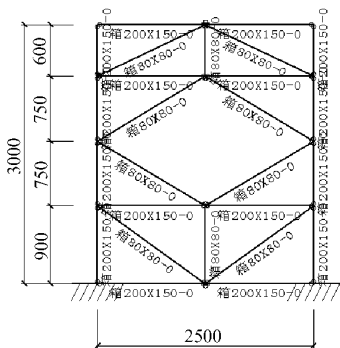
2.1 计算简图

对以防倒塌钢桁架加固的砌体结构简化计算假定:

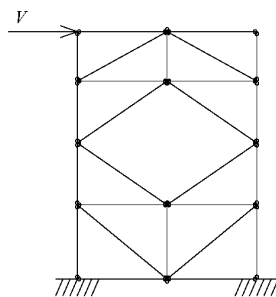
- (1) 钢桁架分别平行于拟加强的纵、横墙方向布置,平面内承担该方向的水平地震作用。
- (2) 砌体结构在水平地震作用下的变形主要以剪切变形为主。
- (3) 楼盖平面内刚度无限大,楼层同标高处抗侧力构件的侧移相等。
- (4) 结构整体竖向变形稳定,在验算墙体抗剪承载力时,加固时安装的钢桁架可不做为竖向荷载的传力途径;而当考虑防止砌体结构倒塌时,则可考虑钢桁架竖向构件的承载力。
- (5) 当钢桁架与楼盖进行有效连接时,钢桁架在地震作用下,能与砌体墙片一起协同工作。

计算简图如图 1 所示。

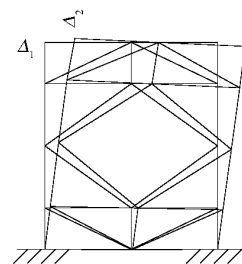
2.2 墙段以及钢桁架层间抗侧力等效刚度计算



(a) 钢桁架简化模型图



(b) 荷载简图



(c) 钢桁架节点位移图

(Δ_1 、 Δ_2 分别为节点横向、竖向位移)

图 2 钢桁架计算模型

Fig. 2 Calculation model of steel truss

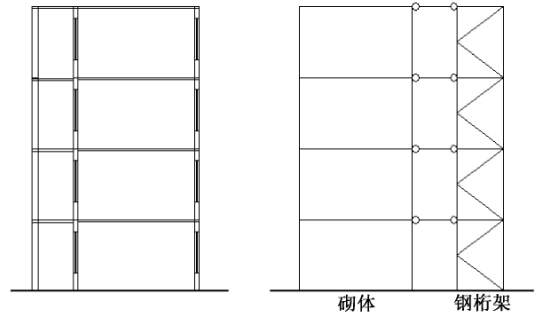


图 1 计算简图

Fig. 1 Calculation diagram

(1) 墙段抗侧力等效刚度计算

当一道墙由若干墙段组成时,各墙段应视其高宽比 ρ 的不同而分别计算侧移刚度。具体墙段的层间抗侧力等效刚度 k 应按《建筑抗震设计规范》规定计算。

(2) 钢桁架抗侧力等效刚度计算。

可通过 PKPM 软件中钢结构部分,采用 STS-PK 建模并计算菱形窗式钢桁架的等效抗侧刚度:

$$k_0 = \frac{F}{\Delta_1} \quad (1)$$

防倒塌钢桁架的简化计算模型、荷载简图、节点位移如图 2(a)、(b)、(c) 所示。

2.3 楼层地震剪力在墙体以及钢桁架间的分配

对于整体现浇楼盖的砌体房屋来说,楼盖可视为刚性楼盖,地震剪力在纵横墙上的分配,取决于每片墙体的层间抗侧力等效刚度。

(1) 加固前结构楼层地震剪力在纵墙上的分配

按《建筑抗震设计规范》规定:刚性楼盖的楼层地震剪力 V_i 宜按各纵墙的层间抗侧力等效刚度比进行分配:

$$V_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum_{j=1}^l K_{ij}} V_i = \frac{K_{ij}}{K_i} V_i \quad (2)$$

其中, K_{ij} 为第 i 层第 j 道纵墙的侧移刚度; K_i 为第 i 层所有纵墙侧移刚度之和。

(2) 采用防倒塌钢桁架加固后结构楼层地震剪力在纵墙上的分配

当钢桁架与楼盖进行有效连接时, 钢桁架在地震作用下, 能与砌体墙段一起协同工作, 因此通过增加砌体结构整体刚度, 使得墙段上的地震作用因总刚度的变化而进行剪力重分配。

在加固前结构楼层地震剪力 (V_i) 在纵墙上分配计算公式的基础上, 考虑钢桁架的刚度影响, 采用公式如下:

$$V'_{ijm} = \frac{k_{ijm}}{\sum_{m=1}^l k_{ijm} + \sum_{m=1}^{l'} k_{0jm}} V'_{ij} = \frac{k_{ijm}}{k'_j} V'_{ij} \quad (3)$$

其中: V'_{ijm} 为第 i 层第 j 道纵墙上第 m 段墙段的地震剪力; V'_{ij} 为第 i 层第 j 道纵墙上的总地震剪力; k_{ijm} 为第 i 层第 j 道纵墙上第 m 段墙段的层间抗侧力等效刚度; k_{0jm} 为第 j 道纵墙上第 m 个防倒塌钢桁架的抗侧刚度。因此, 对于防倒塌钢桁架所分配到的地震剪力计算公式为:

$$V'_{0jm} = \frac{k_{0jm}}{\sum_{m=1}^l k_{ijm} + \sum_{m=1}^{l'} k_{0jm}} V'_{ij} = \frac{k_{0jm}}{k'_j} V'_{ij} \quad (4)$$

V'_{0jm} 为第 j 道纵墙上第 m 个防倒塌钢桁架所分配的地震剪力。

2.4 砌体结构墙体抗震承载力验算

对于多层砌体房屋, 可只选择承载面积较大或竖向应力较小的墙段进行截面抗剪承载力验算。

墙体抗剪强度验算表达式为:

$$V = \frac{V_u}{\gamma_{RE}} \quad (5)$$

其中: γ_{RE} 为承载力抗震调整系数, 自承重墙按 0.75 采用, 对承重墙, 当两端有构造柱、芯柱时, 采用 0.9; 其他按 1.0 采用。 V_u 为墙段所能承受的极限剪力; V 为墙段所承受的地震剪力设计值, 按下式计算:

$$V = 1.3 V_k \quad (6)$$

对于普通砖墙体, 这类墙体的截面抗震受剪承载力, 应按下列规定验算:

$$V \leq \frac{f_{vE} A}{\gamma_{RE}} \quad (7)$$

其中, A 为墙体横截面面积; f_{vE} 为砖砌体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值, 按下式计算:

$$f_{vE} = \zeta_N f_v \quad (8)$$

f_v 为非抗震设计的砌体抗剪强度设计值, 按《砌体结构设计规范》(GB50003-2001) 取用。 ζ_N 为砌体抗震抗剪强度的正应力影响系数, 应按《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001) 取值。

2.5 防倒塌钢桁架抗侧刚度的设定

(1) 防倒塌钢桁架抗侧刚度下限

要保证砌体结构墙体在地震作用下不破坏, 必须满足墙体抗震承载力验算公式, 即承载力面积较大或竖向力较小的墙段在加固后所分配的地震剪力小于等于墙段所能承受的极限剪力。

$$V'_{ijm} = \frac{k_{ijm}}{\sum_{m=1}^l k_{ijm} + \sum_{m=1}^{l'} k_{0jm}} V'_{ij} = \frac{k_{ijm}}{k'_j} V'_{ij} \leq \frac{f_{vE} A}{\gamma_{RE}} \quad (9)$$

则防倒塌钢桁架的抗侧刚度下限为

$$\sum_{m=1}^{l'} k_{0jm} \geq \frac{k_{ijm} \gamma_{RE}}{f_{vE} A} V'_{ij} - \sum_{m=1}^l k_{ijm} \quad (10)$$

(2) 防倒塌钢桁架与墙体之间的传力配合问题

对于砌体结构, 其抵抗水平力作用的主要是砂浆, 当砂浆强度太低, 或上部结构已经发生灰缝水平滑移, 继续抵抗水平力则要靠滑移接触面的摩擦力。但当开裂滑移后的砌体只要下部结构仍有足够偏心抗压承载力, 并能保持一定的稳定支撑面, 结构仍不致倒塌。汶川大地震中有不少砌体结构房屋在震前就已开裂, 而开裂后又遭遇较大余震作用并不倒塌的实例, 如图 3(a)、(b) 所示, 表明此时的墙体仍有一定的侧移能力和竖向承载力。

墙体在什么情况下倒塌? 一直以来并没有明确的理论界定。在现行抗震规范中, 也没有明确给出砌体房屋在弹性变形下的层间位移以及层间位移角的限值。由于无法仅通过计算给出理论界定, 现阶段也无法利用有限元软件准确模拟砌体倒塌过程。而砌体结构倒塌实验由于材料、实际使用工况差异性大, 施工工艺水平差异等问题, 难以通过个别实验来给出有代表性的结论。因此, 考虑砌体结构裂而未倒, 且仍具有竖向承载力的情况下, 综合多方专家建议, 参考钢筋混凝土剪力墙的弹性层间位移角限值为 1/1000, 以及砖砌体墙体施工尺寸误差限值 5mm, 拟定一个砌体房屋倒塌前的层间位移角允许值为 1/1000, 而钢桁架一定要与墙体的层间位移协

调,即防倒塌钢桁架必须在墙体达到 1/1000 的层间位移角限值前就受力并发挥作用。如果这个拟定的允许位移角可以更大些,则加固所需用钢桁架的刚度会更小些,从而更经济。

在钢桁架选型时,跨径越大越容易获得较大抗侧移刚度,桁架杆件用钢量越小;而如果在很窄的宽度内想要获得较大刚度,条件许可时也可直接加设混凝土剪力墙。

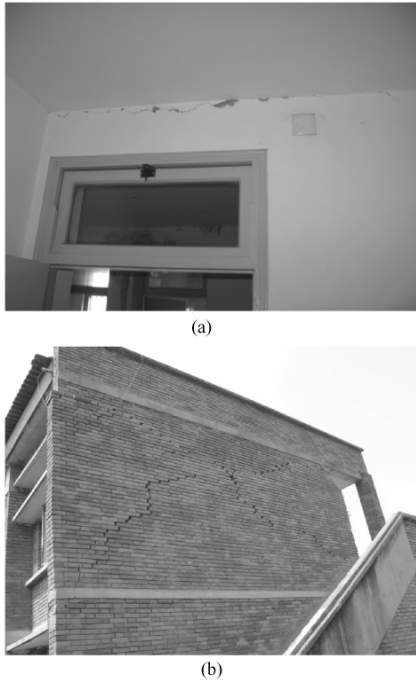


图 3 裂而未倒的砌体结构

Fig. 3 Cracking but standing masonry structure

2.6 加固后结构系统的安全储备和结构层次性

采用防倒塌钢桁架加固方法不仅增加了结构的整体安全储备,更重要的是增加了结构的意外安全储备,实现了结构系统的层次性。文献[4]中提出了结构的整体抗震能力和抗地震倒塌能力取决于整体安全储备和意外安全储备,而结构系统的意外安全储备主要来自其鲁棒性、整体稳定性和整体牢固性。而结构系统的层次性,可以分为承载力层次和延性层次,即使是简单的结构形式,如果能够合理设置结构系统的层次,同样可以实现多重抗震体系的设防目标。

当采用合理的防倒塌钢桁架对砌体结构进行加固后,墙体的抗震承载力不仅满足要求,并且还具有一定的安全储备。当加固后结构中某个墙段在地震作用或偶然因素作用下抗剪承载力降低时,防倒塌钢桁架可以通过剪力的重分配而不使其它墙段降低

抗剪承载力、发生连续破坏进而使得整个结构倒塌,即增加了结构的鲁棒性。当某墙段在地震作用下丧失竖向承载力时,即发生局部破坏,防倒塌钢桁架可以提供一定的竖向承载力,不使结构立刻丧失竖向承载力而倒塌,即实现结构系统的层次性及承载力层次;同时钢桁架的破坏属于延性破坏,在不丧失整体稳定性的前提下,能够实现结构系统的延性层次。

2.7 设计计算流程图

防倒塌钢桁架的设计计算流程如图 4 所示。

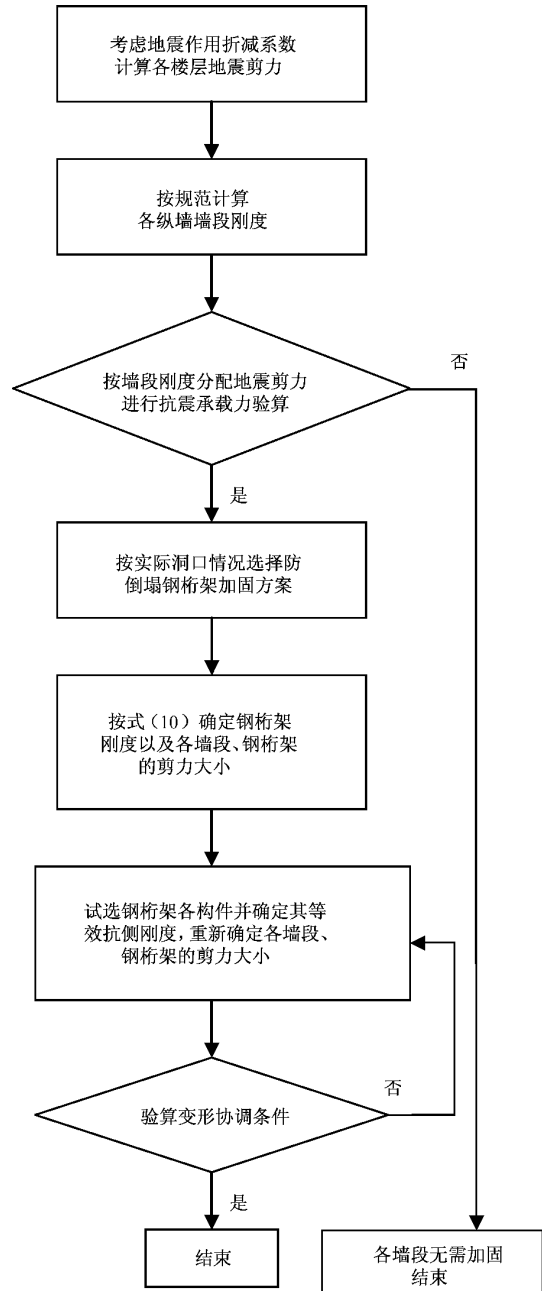


图 4 设计计算流程图

Fig. 4 Flow chart of the design

2.8 防倒塌钢桁架加固布置原则

(1) 应尽量考虑布置于纵墙中跨度较大的窗洞口,可优先布置钢桁架于楼梯间、转角处、山墙等施工方便的位置。

(2) 钢桁架宜在平面内对称布置,应由底层设起,并宜沿房屋高度贯通。

(3) 钢桁架应与现浇钢筋混凝土楼盖、原有圈梁有可靠连接,可与圈梁或钢拉杆连成闭合系统。

(4) 如要采用钢桁架对横墙进行加固,可考虑建筑功能要求,对称布置钢桁架,如在两侧山墙处形成外贴钢桁架整体加固。

3 工程实例

3.1 工程概况

厦门市某小学 4 层砖混教学楼,平面、剖面尺寸如图 5、图 6 所示。该建筑按 1989 年规范设计建成,设计时设防烈度为 7 度,现按《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)规定的 7.5 度重新进行抗震验算。设计地震分组为一组,场地类别为 II 类,楼板为钢筋混凝土现浇楼盖,圈梁尺寸为 240mm × 600mm,墙体均为 240 厚实心砖,砖强度等级为 MU10,砂浆强度等级为 M5。

3.2 分析计算

表 2 各层水平地震作用

Table 2 The horizontal stiffness of the wall and the distribution factor

分项 层次	设防烈度 7 度			设防烈度 7.5 度		
	F_i (kN)	V_i (kN)	$1.3V_i$ (kN)	F_i (kN)	V_i (kN)	$1.3V_i$ (kN)
4	381.2	381.2	495.56	524.8	524.8	682.24
3	303.4	684.6	889.98	417.6	942.4	1225.12
2	202.3	886.9	1152.97	278.4	1220.8	1587.04
1	101.1	988	1284.4	139.2	1360	1768

由于结构平面布置对称,刚心与质心位置接近,不考虑结构扭转效应。而且纵横墙布置、洞口布置对称,因此,将两道纵墙的刚度视为相等,即按刚度分配在纵墙上的剪力为 $V_{11} = V_{12} = 0.5V_1$ 。

图 5 所示纵墙 1 中墙段 1 和墙段 2 以及纵墙 2 中墙段 3 的等效抗侧刚度计算见表 3。

由于纵墙 2 中各墙段均相同,因此,可以将纵墙 2 上的地震剪力平均分配到各墙段上,即 $V_{1/2} = \frac{1}{j}$

$$V_{12} = \frac{1}{16}V_1 = 110.5\text{kN}。$$

按《建筑抗震鉴定标准》(GB50023-2009)规定,本例属于 B 类建筑,后续使用年限为 40 年,并且采用地震作用折减系数的方法进行验算。

地震加速度值以抗震设计规范的规定为基准,按后续使用年限进行折减,即按表 1 折减。

本例原先设计按 7 度计算时,多遇地震下, $\alpha_{\max} = 0.08$;现在按 7.5 度计算,并考虑按 B 类建筑进行地震作用折减, $\alpha_{\max} = 0.11$ 。

表 1 地震影响系数折减系数

Table 1 Seismic influence coefficient reduction coefficient

设计使用年限(年)	30	40	50
地震影响系数折减系数	0.75	0.88	1.0

结构总地震剪力:

$$G_{eq} = 0.85 \sum_{i=1}^n G_i = 12365\text{kN}$$

$$F_{EK} = \alpha_{\max} G_{eq} = \begin{cases} 0.08G_{eq} = 988\text{kN} (7 \text{度}) \\ 0.11G_{eq} = 1360\text{kN} (7.5 \text{度}) \end{cases}$$

按底部剪力法计算各层水平地震作用,计算结果见表 2 所示。

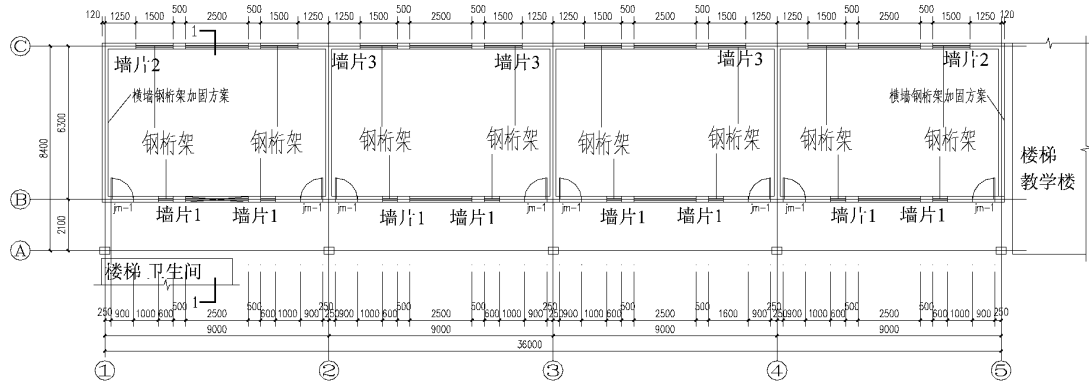
计算墙体所能承受的极限剪力:

墙段上的平均压应力为 $\sigma_0 = 0.70\text{MPa}$, $\zeta_N = 1.63$

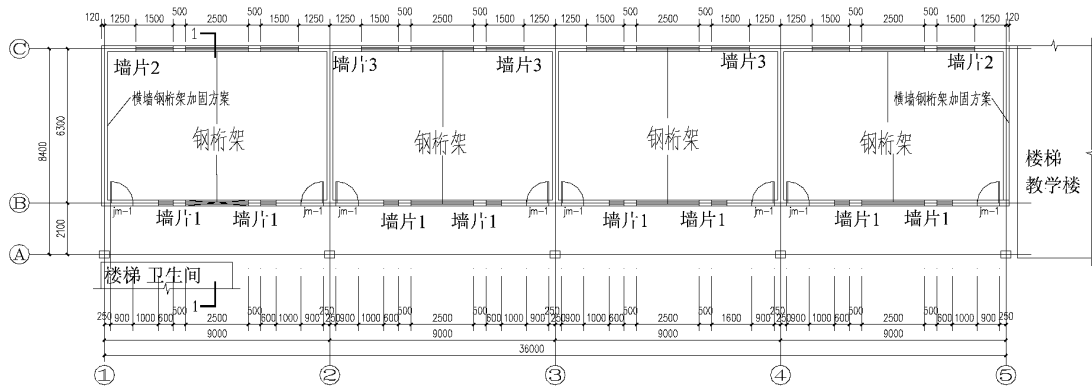
$$f_{vE} = \zeta_N f_v = 1.63 \times 0.11 = 0.179\text{N/mm}^2$$

$$V_u = \frac{f_{vE} A}{\gamma_{RE}} = \frac{0.179 \times 240 \times 1000}{0.9} = 47.73\text{kN}$$

由于设防烈度由 7 度提高至 7.5 度,即使按 B 类建筑考虑地震作用的折减进行抗震验算,仍有部分墙段不能满足抗剪验算要求,因此,需要对该结构进行加固。



(a) 方案一钢框架平面布置示意图



(b) 方案二钢框架平面布置示意图

图 5 砖混教学楼平面图

Fig. 5 Floor plan of the brick masonry building

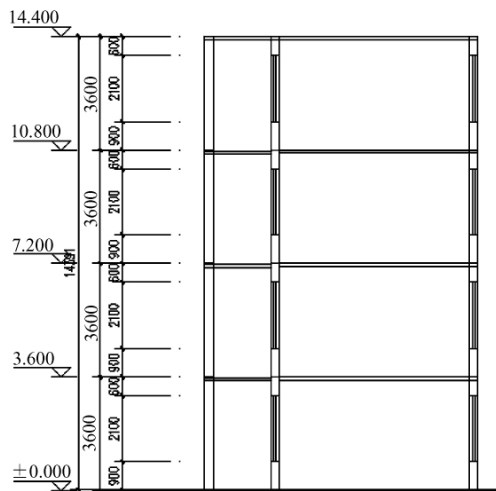


图 6 砖混教学楼剖面图

Fig. 6 Section plan of the brick masonry building

按式 (10) 可求得防倒塌钢桁架的等效抗侧刚度下限:

表 3 各墙段等效抗侧刚度及分配系数

Table 3 The horizontal stiffness of the wall and the distribution factor

	ρ	k	分配系数 α
纵墙 1 墙段 1	$1 < 2.88 < 4$	$0.033E$	0.297
纵墙 1 墙段 2	$1 < 1.44 < 4$	$0.0073E$	0.066
纵墙 2 墙段	$1 < 3.6 < 4$	$0.0042E$	0.125

$$\sum_{m=1}^l k_{0jm} \geq \frac{k_{ijm} \gamma_{RE}}{V_u} V'_{ij} - \sum_{m=1}^l k_{ijm}$$

$$= \frac{0.0042E \times 0.9 \times 884}{47.73} - 0.0336E$$

$$= 0.0364E$$

其中 E 为砌体弹性模量, 考虑砂浆强度降低并按

《砌体结构设计规范》可得到:

$$E = 1390f = 1807\text{MPa}$$

3.3 加固方案

按实际结构状况可采用如下两种方案:

方案一:采用将8个防倒塌钢桁架设置于纵墙2的600mm宽洞口来对结构进行加固,具体布置方案见图5(a),构件具体尺寸见图7(a),则每个钢桁架应承担的地震剪力大小为62.75kN,计算得到钢桁架侧移量大小见图7(b);则按式(1)计算得到的钢桁架等效抗侧刚度及侧移角大小为:

$$\begin{aligned} k_0 &= \frac{F}{\Delta_1} = \frac{62.75 \times 10^3}{5.8} \\ &= 10818\text{N/mm} = 0.0060E \\ \theta &= \frac{5.8}{3000} = \frac{1}{520} \end{aligned}$$

由于钢桁架侧移量远大于墙体拟定允许侧移量,墙体剪切滑移破坏前钢桁架不能发挥太多作用。

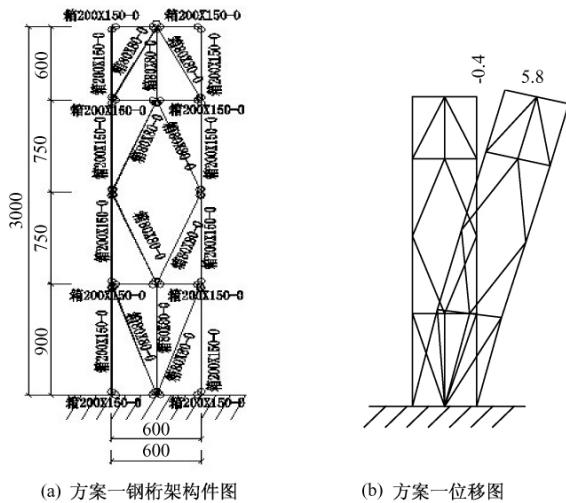


图7 钢桁架加固方案一

Fig. 7 Strengthening schemes 1 by steel truss

方案二:采用将4个防倒塌钢桁架设置于纵墙2的2500mm宽洞口来对结构进行加固,具体布置方案见图5(b),构件具体尺寸见图8(a),则每个钢桁架应承担的地震剪力大小为125.5kN,计算得到钢桁架侧移量大小见图8(b);则按式(1)计算得到的钢桁架等效抗侧刚度及侧移角大小为:

$$\begin{aligned} k_0 &= \frac{F}{\Delta_1} = \frac{125.5 \times 10^3}{2.0} \\ &= 62750\text{N/mm} = 0.0347E \end{aligned}$$

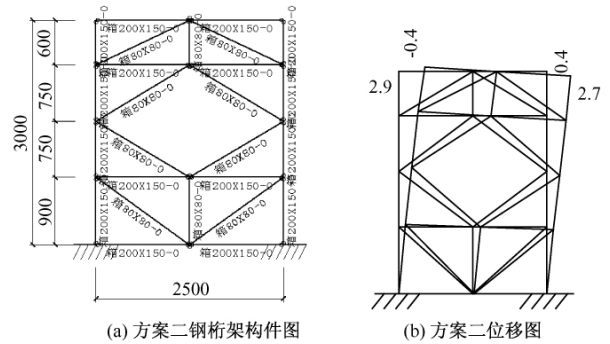


图8 钢桁架加固方案二

Fig. 8 Strengthening schemes 2 by steel truss

$$\theta = \frac{2.0}{3000} = \frac{1}{1500}$$

钢桁架侧移量与墙体拟定允许侧移量相近。

按方案二设计的防倒塌钢桁架加固后的刚度重新将地震剪力进行分配,并验算地震作用及侧移角。此时,防倒塌钢桁架分配所得地震剪力为:

$$V_{0,2} = \frac{1}{5}V_{12} = \frac{1}{10}V_1 = 176.8\text{kN}$$

墙段分得的地震剪力为:

$$\begin{aligned} V_{1,2} &= \frac{1}{40}V_{12} = \frac{1}{80}V_1 \\ &= 22.1\text{kN} < V_u = 47.73\text{kN} \end{aligned}$$

重新计算得到防倒塌钢桁架侧移角大小为: $\theta = \frac{2.9}{3000} \approx \frac{1}{1000}$,满足变形协调要求。

为保证两道纵墙的刚度相近,相同地在纵墙1上进行防倒塌钢桁架加固,防止由于纵墙2上加固后刚心变化造成的扭转效应,并且使得纵墙1上各墙段满足抗剪验算。

对于横墙方向的加固,也可采用防倒塌钢桁架进行加固,但受限于建筑使用功能,只能布置于山墙两端,其具体布置位置见图5,从而形成外贴钢桁架砌体加固。也可采用现行其他砌体加固方法对横墙进行加固。

按方案二对该教学楼进行加固后,可计算得出总用钢量,单个钢桁架用钢量大小为74.1kg,可得出全楼总用钢量为2372kg。可以看出,此加固方法与现行其他加固方法相比,所用钢材总用量较小,对原砌体结构的破坏少,而且针对位于薄弱环节的窗洞口位置进行了加固,并且构件可多采用成品加工,

施工便捷,不影响建筑功能的正常使用;采用菱形窗式钢桁架,不仅没有影响建筑美观,而且易被业主接受。综合各种因素可以看出,采用防倒塌钢桁架对砌体结构进行加固,其综合效果较好。

4 结语

当采用防倒塌钢桁架加固砌体结构后,钢桁架与墙体共同作用,通过调整钢桁架的等效抗侧刚度来减小墙体所分配到的剪力,可使墙体满足抗震承载力验算。同时,要使防倒塌钢桁架受力并发挥作用,参考钢筋混凝土剪力墙的弹性层间位移角限值 $1/1000$,人为拟定砌体房屋倒塌前的层间位移角允许值为 $1/1000$,防倒塌钢桁架必须同时满足拟定的砌体倒塌前的层间位移限值。在钢桁架方案选择时,跨度越大越容易获得较大的抗侧移刚度,桁架杆件用钢量越小;而如果在很窄的宽度内想要获得较大刚度,比较经济的方案可能是直接加设混凝土剪力墙。

防倒塌钢桁架不仅增加了结构的整体安全储备,更重要的是增加了结构的意外安全储备,实现了结构系统的层次性,即多重抗震体系,能够有效地防止结构倒塌。

参考文献 (References):

- [1] GB50003-2001 砌体结构设计规范[S]
GB50003-2001, Code for Design of Masonry Structures [S] (in Chinese)
- [2] GB50011-2001 建筑抗震设计规范[S]
GB50011-2001, Code for Seismic Design of Buildings [S] (in Chinese)
- [3] GB50023-2009 建筑抗震鉴定标准[S]
GB50023-2009, Code for Building Seismic Appraiser [S] (in Chinese)
- [4] 叶列平,曲哲,陆新征,等. 提高建筑结构抗地震倒塌能力的设计思想与方法[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4): 42~50
- Ye Lie-ping, Qu Zhe, Lu Xin-zheng, et al. Collapse prevention of building structures: a lesson from the Wenchuan earthquake [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4): 42~50 (in Chinese)
- [5] 王亚勇. 汶川地震建筑震害启示——三水准设防和抗震设计基本要求[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(4): 26~33
- Wang Ya-yong. Lessons learnt from building damages in the Wenchuan earthquake——three earthquake performance objectives and basic requirements for seismic design of buildings [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(4): 26~33 (in Chinese)
- [6] 叶列平,程光煜,陆新征,等. 论结构抗震的鲁棒性[J]. 建筑结构, 2008, 38(6): 11~15
- Ye Lie-ping, Cheng Guang-yu, Lu Xin-zheng, et al. Introduction of robustness for seismic structures [J]. Building Structure, 2008, 38(6): 11~15 (in Chinese)
- [7] 刘晓峰,蔡贤辉,程耿东. 砌体结构震害及农村房屋加固的锚固拉结方法[J]. 大连理工大学学报, 2009, 9(5): 631~638
- Liu Xiao-feng, Cai Xian-hui, Cheng Geng-dong. Earthquake damage of masonry buildings and anchorage-tie strengthening method for rural houses [J]. Journal of Dalian University of Technology, 2009, 9(5): 631~638 (in Chinese)
- [8] 刘海卿,倪镇国,欧进萍. 强震作用下砌体结构倒塌过程仿真分析[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 10(5): 38~43 (in Chinese)
- Liu Hai-qing, Ni Zhen-guo, Ou Jin-ping. Simulation analysis of the collapse response of masonry structures subjected to strong ground motion [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 10(5): 38~43 (in Chinese)
- [9] JGJ 116-98, 建筑抗震加固技术规程[S]
JGJ 116-98, Technical Specification for Seismic Strengthening of Building [S] (in Chinese)

[作者简介] 廖子建(1984~),男,安徽绩溪人,硕士研究生,研究方向为结构工程