

DOI:10.11918/202008130

摇摆架加固装配框剪结构变形控制机理研究

张漳荣,姜绍飞,戴亮亮

(福州大学 土木工程学院,福州 350108)

摘要:为解决地震作用下非对称 RC 框架-装配式剪力墙结构(AFPSW)出现的层间位移集中和平面扭转等不利变形问题,提出外附摇摆架的加固方法提升 AFPSW 的损伤变形能力与抗震性能.推导了外附摇摆架加固体系的动力方程,揭示了其变形控制机理并据此建立相应的设计方法.为验证加固设计方法的有效性,建立了基于振动台试验验证的 AFPSW 有限元模型,结合非线性动力时程分析结果,研究了结构加固前后的变形模式、损伤状态的变化与性能提升效果.结果表明:在峰值加速度 $0.62g$ 地震作用下,加固后体系的层间位移集中系数和扭转分别减小了 20.9% 和 53%,极大改善了结构的不利变形,降低了体系整体损伤状态等级.这一切表明外附摇摆架加固体系的动力方程推导正确,提出的结构加固设计方法是可靠的,极大地改善了结构的均匀性和抗震性能.

关键词: 外附摇摆架;装配混凝土结构;动力时程分析;层间位移集中系数;变形模式

中图分类号: TU375.4; TU352.11

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2021)04-0120-09

Study on deformation control mechanism of RC frame-prefabricated shear wall structure strengthened with external rocking frame

ZHANG Zhangrong, JIANG Shaofei, DAI Liangliang

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China)

Abstract: To solve the unfavorable deformation problems of asymmetric RC frame-prefabricated shear wall (AFPSW) structures under earthquake excitation, such as inter-story drift concentration and plane torsion, a seismic strengthening method of attaching external rocking frame was proposed to improve the seismic performance and damage deformation capacity of the AFPSW structure. The dynamic equation of the structural system was derived, the deformation control mechanism was revealed, and the corresponding design method was put forward for rocking frame. To verify the proposed method, the AFPSW finite element model was established and verified based on shaking table test. On the basis of the model, nonlinear dynamic time-history analysis was conducted, and the deformation modes, damage states, and performance improvement of the AFPSW structure with and without reinforcement were investigated. Results show that the drift concentration factor N_{DCF} and torsion of the strengthened structure were reduced by 20.9% and 53% respectively under peak ground acceleration of $0.62g$, which greatly improved the unfavorable deformation of the structure and reduced the damage level of the system. It indicates that the dynamic equation of the structure was correctly deduced, and the proposed reinforcement design method is effective, which can remarkably improve structural uniformity and seismic performance.

Keywords: external rocking frame; prefabricated concrete structure; dynamic time-history analysis; drift concentration factor; deformation mode

文献[1-2]指出中国作为一个地震多发国家,大量震害实例表明,存在非对称结构和薄弱区域的建筑在地震作用下容易产生扭转、局部变形集中等现象,加重了建筑的损坏,严重的甚至会引发倒塌,极大危害了人们生命财产安全.一方面,文献[3]

说明非对称结构是由于结构平面布置、使用功能及建筑外观等传统影响因素,使得结构形式与受力变得复杂,在地震作用下易出现局部应力、变形集中;另一方面,文献[4]提出了由于近年来预制装配式结构的大力推广,许多装配式建筑可能由于设计或者施工不当,使得预制装配部件的拼装区成为薄弱区域,易使该区域产生较大的集中变形.为了解决这些问题,开展地震作用下非对称框架-装配式剪力墙结构不利变形的控制机理与加固技术研究,具有重要的理论和现实指导意义.

传统加固方法主要有增大截面加固、预应力加

收稿日期:2020-08-31

基金项目:国家十三重点专项课题(SQ2020YFD110006-03);
福建省科技厅项目(2017Y4012)

作者简介:张漳荣(1991—),男,博士研究生;

姜绍飞(1969—),男,教授,博士生导师

通信作者:姜绍飞,cejf@fzu.edu.cn

固、碳纤维布加固等,这些方法主要专注于提高结构的局部承载力或延性,对结构整体的损伤变形模式如扭转、层间位移集中等控制力度有限,且容易因施工问题而受到住户的抵制。为此文献[5-7]提出外附摇摆结构加固的方式,利用摇摆加固方式在降低自身地震反应的同时,增加结构薄弱层的层抗侧刚度,实现结构损伤变形模式的控制;另外,加固是在建筑物外部进行加固施工,不影响建筑的正常使用,可以大幅度缩短工期、降低造价。文献[8-9]研究发现外附摇摆结构底部与建筑基础之间采用不同连接方式(如铰接、固结、结合摩擦或阻尼器的铰接等),会对结构的抗震性能产生不同的影响。文献[10-11]提出了摇摆-框架结构控制损伤机制并用于实际建筑加固中,经受住了地震的考验。由于摇摆墙自重大、混凝土易开裂、地震下不易发生摇摆,文献[12-13]采用自重较轻的摇摆架作为外附加固的子结构来改善结构的失效模式,实现损伤变形的控制。文献[14-15]说明了虽然外附摇摆架加固应用前景广阔,但目前的研究对象主要集中在框架结构,并通过二维平面模型进行加固研究,而其他结构体系如框剪结构体系、剪力墙结构体系以及带有装配式构件的结构体系,采用外附摇摆架加固方法及其设计方式是否适用,仍需进一步研究;文献[16]提出虽然装配混凝土结构近来研究比较多但主要集中在新型装配构件/结构的研发,缺少对震损结构的加固研究。总的来说,目前外附摇摆结构加固的研究对象较少,实际工程可能面临多样化的三维整体结构及装配结构可能带来的更复杂、不利的变形模式,给加固带来更加严峻的考验,外附加固的

相关研究还不够系统和充分,以及已有的设计计算方法是否适用,需要进一步深入研究。

为了更加贴合实际工程的加固需求,本文选取了三层 AFPSW 作为加固对象,分析了其存在的问题,并利用动力学方程推导揭示了外附摇摆架变形控制机理并提出相应的设计方法,在三层 AFPSW 振动台试验基础上,通过非线性动力时程分析,对比研究了外附摇摆架加固前后结构的性能提升,以期类似工程加固提供参考。

1 AFPSW 结构存在的问题

1.1 试验概况

装配式剪力墙的应用以及实际工程中常因功能、场地等需要,导致建筑产生非对称布置,易使结构产生不利变形,会极大地影响结构的抗震性能,为此进行了三层非对称框架-装配式剪力墙结构振动台试验。结构长为 1.8 m,宽为 0.9 m,层高均为 1.0 m,剪力墙厚度均为 75 mm,梁截面为 70 mm × 135 mm,柱截面为 100 mm × 100 mm,楼板厚为 60 mm。梁、柱、剪力墙和楼板的受力钢筋均为 A6,梁箍筋为 A3@50,框架柱箍筋为 A3@60,剪力墙采用双排双向受力分布筋 A6@100,楼板的配筋为双层双向 A3@60,保护层为 5 mm,混凝土强度等级取为 C30,钢筋为 HPB300。选用 II 类场地,抗震设防烈度为 7 度,按照 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[17]要求,地震波选用 El-Centro 波、Taft 波及上海波,沿图 1(a)y 向单向输入,图 1(c)所示为 3 条波在 7 度频遇地震(峰值加速度为 0.15 g)作用下谱加速度反应谱与规范谱的对比,表 1 为结构的相似比。

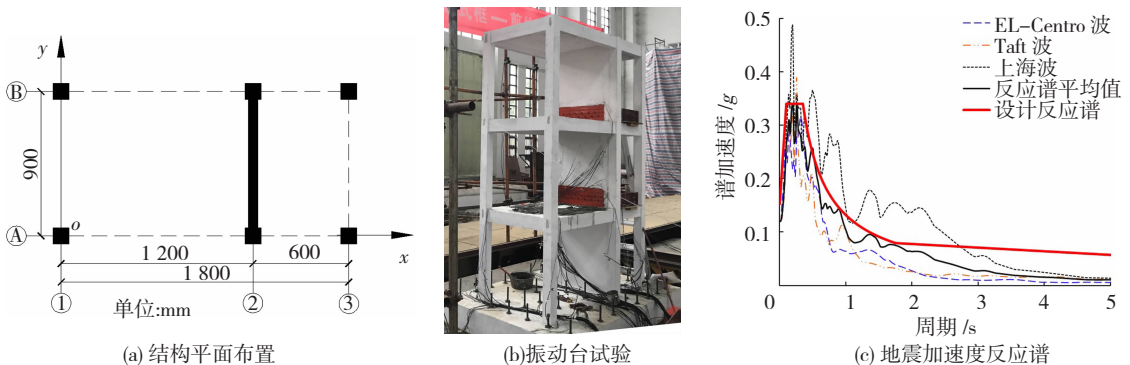


图 1 振动台试验概况

Fig. 1 Overview of shaking table test

表 1 模型相似比

Tab. 1 Similarity ratio of model system

物理参数	符号	相似比	物理参数	符号	相似比
长度	S_L	0.33	周期	S_T	0.58
弹性模量	S_E	1.00	速度	S_V	0.58
密度	S_ρ	3.00	加速度	S_a	1.00
质量	S_M	0.11	应力	S_σ	1.00

1.2 存在的问题

1.2.1 结构扭转反应

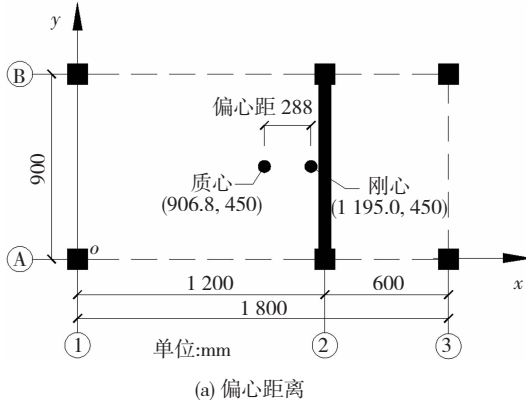
通过图 1(a)平面图可发现,由于剪力墙为左右非对称布置,会使平面的质心与刚心产生偏离。根据平面法计算其质心:

$$x_m = \sum x_i m_i / \sum m_i \quad (1)$$

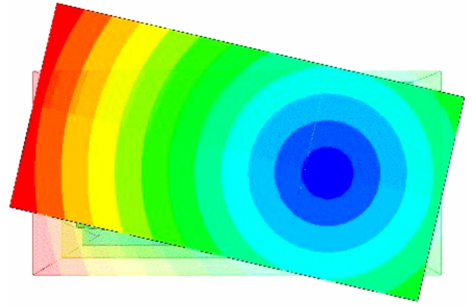
$$y_m = \sum y_i m_i / \sum m_i \quad (2)$$

式中： x_m, y_m 为质心坐标， x_i, y_i 为到 x, y 轴的距离， m_i 为构件质量。

刚心计算方法与质心计算方法类似。建立以 o



为原点的平面坐标系，计算得到质心与刚心之间偏心较大，距离为 288 mm，见图 2(a)；同时对结构进行有限元模态分析，得到其二阶模态以平面扭转为主，见图 2(b)。由于扭转易造成结构附加地震损伤，因此对结构的扭转效应进行控制，显得尤为重要。



(a) 偏心距离

(b) 二阶扭转变形

图 2 结构的扭转

Fig. 2 Torsion of the structure

规范^[17]规定当楼层的最大侧向位移大于同层两端的侧向位移平均值的 1.2 倍时，认为该结构属于扭转不规则。根据本文结构平面形式和规范计算方法，可换算成 $\delta_2 > 1.5\delta_1$ ，其中 δ_2, δ_1 分为图 1(a) 中的①、③轴水平位移，将其换算成扭转角其限值为 5.02×10^{-4} ，当超过限值时，结构视为扭转不规则。从图 3 可得，3 种波作用下结构的扭转角均大于规范限值，且随着峰值加速度的提升，扭转角大幅度增加；当峰值加速度为 0.62 g 时，结构的扭转角达到 0.022，远大于现行规程扭转限值 5.02×10^{-4} ，属于严重的平面不规则。通过前述研究可知^[1-2]，严重的平面不规则易引起结构局部应力、变形集中而造成局部破坏，极大降低了结构的抗震性能，因此改善 AFPSW 结构的不规则性显得尤为迫切。

构是否出现薄弱层。

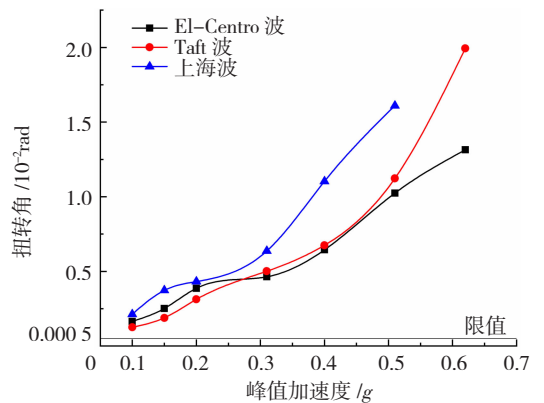


图 3 不同峰值加速度下的结构扭转角

Fig. 3 Torsion angle of the structure under different peak ground acceleration

1.2.2 层间位移集中

改善结构的变形模式能够发挥其整体抗震性能，然而由于结构的设计或使用问题往往导致结构出现层间位移集中现象，为了更好地评价结构的竖向变形效果，采用了层间位移集中系数 N_{DCF} 判断结

$$N_{DCF} = \frac{\theta_{max}}{u_i/H} \quad (3)$$

式中 θ_{max} 为结构所有楼层中的最大层间位移， u_i 为结构顶层位移， H 为结构总高度。通过公式可知， N_{DCF} 越接近于 1 时，结构的竖向变形越均匀，反之则结构的局部变形越集中，可能产生薄弱层破坏。

表 2 不同峰值加速度下结构的 N_{DCF}

Tab. 2 N_{DCF} of the structure under different peak ground acceleration

峰值 加速度/g	El-Centro 波			Taft 波			上海波		
	θ_{max}	u_i/mm	N_{DCF}	θ_{max}	u_i/mm	N_{DCF}	θ_{max}	u_i/mm	N_{DCF}
0.10	1/112	2.63	1.03	1/177	2.45	1.04	1/210	2.45	1.01
0.15	1/834	3.43	1.05	1/870	3.05	1.13	1/915	3.06	1.07
0.20	1/730	3.61	1.14	1/720	3.86	1.08	1/776	3.36	1.19
0.31	1/562	4.41	1.21	1/665	3.76	1.20	1/702	3.39	1.26
0.40	1/461	4.89	1.33	1/494	4.64	1.31	1/560	4.09	1.31
0.51	1/257	7.96	1.47	1/302	6.85	1.45	1/376	5.54	1.44
0.62	1/241	8.14	1.53	1/260	7.85	1.47	—	—	—

由表2看出,峰值加速度为0.10g时,3条地震波作用下的 N_{DCF} 分别为1.03、1.04、1.01,基本接近于1,此时结构各层的层间变形基本一致且较为均匀;当峰值加速度从0.20g开始, N_{DCF} 与1之间差值基本呈现不断增大的趋势,说明结构的不均匀变形逐渐加重;最后,峰值加速度达到0.62g,结构的层间位移集中系数为1.53,与1之间的差值最大,此时对应结构的最大层间位移角为1/241,产生较大的弹塑性变形,说明此时结构出现较为严重的局部变形集中现象,易引起楼层发生破坏甚至倒塌,降低其抗震性能.因此控制本结构的集中变形是改善其抗震性能的另一重要方式。

2 外附摇摆架变形控制机理与设计方法

由前述可知,结构的抗震性能与变形模式密切相关,本文基于此对结构进行抗震加固,以实现预期损伤变形机制。外附摇摆架加固对结构变形模式有较好的控制效果、且不入户加固,但目前主要基于半经验式设计,有待于进一步解释其变形控制机理,并建立相应的设计方法。

2.1 摇摆架的变形控制机理

为了了解外附摇摆架的变形控制机理,结合文献[18]所提出的简化分析模型,建立了外附摇摆架-原结构体系的动力学方程,并选取其中某一楼层作为隔离体进行简化分析,见图4。

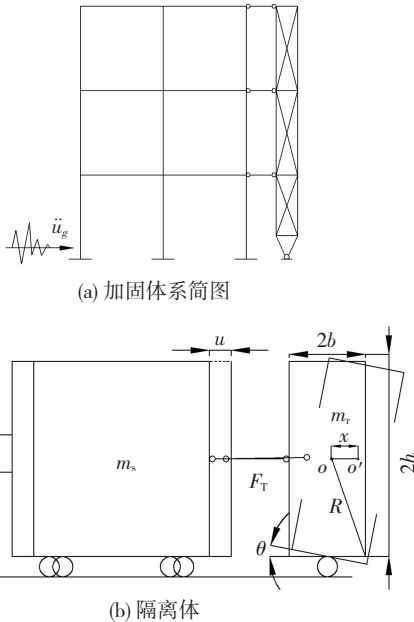


图4 结构简化分析模型

Fig.4 Simplified analysis model of the structure

取结构某层作为隔离体分析可得到,当外附摇摆架受到原结构的作用后会发生摆动与变形,并通过连接杆提供反作用力给原结构,其动力学方程

$$m_s(\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c\dot{u} + ku = F_T \quad (4)$$

式中: m_s 、 c 、 k 为原结构的质量、阻尼系数、体系刚度,相对地面的位移为 u 、速度 \dot{u} 、加速度 \ddot{u} ,地面加速度为 \ddot{u}_g , F_T 为摇摆架的反作用力。

在文献[18]所提的简化分析模型及式(4)的基础上进一步推导可得,摇摆架提供的反作用力会影响原结构的地震响应,因此需要求解未知量 F_T 。取摇摆架作为隔离体进行受力分析(图5),可知质心点在地震力、连接杆轴力和转动动力矩3种力作用下由点 o 移动到 o' ,根据达朗贝尔原理得到平衡方程

$$M_\theta + F_T x + m_r \ddot{u}_g x = m_r g x \quad (5)$$

式中: M_θ 为转动动力矩, m_r 、 x 分别为摇摆架的质量、质心点相对地面位移, g 为重力加速度,其中未知量为 M_θ 、 x 。

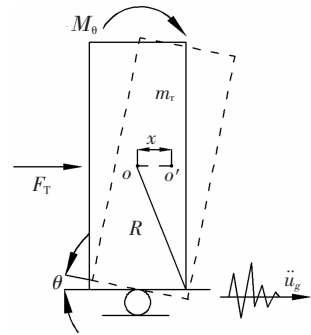


图5 摇摆架的受力简图

Fig.5 Schematic diagram of the rocking frame

连接杆长度远大于原结构相对位移 u 时,可将原结构相对位移与摇摆架质心点相对位移视为相等,即 $u = x$,此时摇摆架的转动角度 θ 与相对地面位移 u 的关系如式(6),并求其二阶导数,可得到其角加速度:

$$u = x = h \sin \theta \quad (6)$$

$$\dot{u} = h \dot{\theta} \cos \theta \quad (7)$$

$$\ddot{u} = h \ddot{\theta} \cos \theta - h \dot{\theta}^2 \sin \theta \quad (8)$$

摇摆架高 $2h$ 、宽为 $2b$,绕底部中点转动,其转动惯量可通过平行轴定理计算:

$$I = \frac{1}{3} m_r R^2 + m_r h^2 \quad (9)$$

$$R^2 = b^2 + h^2 \quad (10)$$

$$M_\theta = I \ddot{\theta} \quad (11)$$

由式(5)~(11)可得 F_T 为

$$F_T = m_r g - m_r \ddot{u}_g - \left(\frac{1}{3} m_r R^2 + m_r h^2 \right) \frac{\ddot{\theta}}{h \sin \theta} \quad (12)$$

式(12)说明当摇摆架的质量 m_r 固定时,反作用力 F_T 的大小主要取决于其转动角度 θ ;由于分析时采用结构某一层作为隔离体,从结构整体角度观察可以得到, θ 可视为摇摆架的层间位移角,与摇摆

架的刚度相关; F_T 可视为原结构层间剪力的反作用力, 可减小结构的层间变形。

因此, 外附摇摆架的变形控制机理是当原结构某一楼层相对于其上下楼层发生一定的层间变形后, 会引起摇摆架产生变形而产生水平反作用力(抵抗力), 从而部分抵消原结构的层间剪力, 达到控制结构损伤变形的目的。所以, 当结构某层的变形越集中, 引起的摇摆架抵抗力就越大, 对该层的控制效果就越明显。

2.2 摇摆架的设计方法

综上所述, 摇摆架通过抵抗力抵消原结构的层间剪力而达到控制效果, 摇摆架的抵抗力与其层抗侧刚度成正比, 所以通过摇摆架层抗侧刚度的合理设置, 才能实现损伤变形控制的作用, 为此需要通过摇摆架的层抗侧刚度进行合理计算, 保证控制效果同时提高经济性。

计算摇摆架的层抗侧刚度, 需要知道其所受的水平作用力和变形值大小。由于摇摆架的变形与原结构的变形基本保持一致, 所以通过设定原结构的变形目标值后, 利用加速度反应谱计算出作用在结构上的水平地震作用, 即可得到摇摆架的刚度需求大小。具体加固设计步骤如下:

已知原结构的尺寸、重力荷载代表值及自振周期, 且以第一振型为主, 则结构各楼层的水平地震作用 F_i 为:

$$F_{ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (13)$$

$$F_i = \frac{G_i h_i}{\sum_{i=1}^n G_i h_i} F_{ek} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (14)$$

式中: F_{ek} 、 α_1 、 G_{eq} 为结构底部总剪力、地震影响系数、原结构的总重力荷载, G_i 、 h_i 为结构第 i 层的重量、高度。摇摆架的层抗侧刚度 k_{rock} 及原结构的层抗侧刚度 k_{sw} 为:

$$k_{rock} = 12E_s I_s / h_i^3 + E_s A_s l^2 / L_s^3 \quad (15)$$

$$k_{sw} = 12nE_c I_c / h_i^3 + GA_c / h_i \quad (16)$$

式中: E_s 、 I_s 为摇摆架钢材的弹性模量、柱的惯性矩, A_s 、 l 、 L_s 为摇摆架斜杆的截面积、跨度与长度; E_c 、 G 为原结构混凝土弹性模量、剪切模量, I_c 框架柱的惯性矩, A_c 为剪力墙的截面积。

利用前述的各层剪力以及 k_{sw} , 可得到原结构的最大顶点位移 u_1 为

$$u_1 = (3F_{ek} + 2F_2 + 3F_3) / k_{sw} \quad (17)$$

当 N_{DCF} 越接近于 1 时, 结构层间变形的均匀性越好, 一般默认为常数, 因此根据结构设计需要确定

u_1 后, 可得到结构的最大层间位移角为

$$\theta_{max} = N_{DCF} \cdot u_1 / h \quad (18)$$

选取最大层间位移角 θ_{max} 及对应的楼层剪力 F_i , 计算可得到层抗侧刚度 K_T :

$$K_T = F_i / \theta_{max} \quad (19)$$

$$K_T = k_{rock} + k_{sw} \quad (20)$$

通过以上公式计算可得到外附摇摆架的层抗侧刚度, 并对其尺寸进行设计可得: 梁柱的型号均为 H 100 mm × 100 mm × 6 mm × 8 mm, 人字形斜撑的型号为 I 64 mm × 44 mm × 3 mm × 5 mm。通过外附摇摆架的质量和刚度对结构的偏心率进行调整后, 得到 $e = 125$ mm, 相对于加固前减少了 57%。

3 加固 AFPSW 结构的性能提升

为了验证外附摇摆架加固设计方法的准确性和有效性, 分析了 AFPSW 结构加固前后的内力、扭转、层间位移角和损伤状态划分, 并进行了比较。

3.1 有限元模型建立与验证

3.1.1 模型建立

采用 Abaqus 软件建立了三层 AFPSW 结构有限元模型, 结构尺寸参数具体见 1.1 节。结构材料单元选用为关键拼接区域的混凝土与钢框设置为精细化实体单元, 非关键区域的梁柱构件采用纤维梁单元, 采用多点约束进行连接。楼板与非装配区剪力墙采用壳单元。材料的本构模型选用方面, 混凝土采用塑性损伤本构, 钢框采用双折线强化模型, 纤维梁单元其本构设置通过调用文献[19]提出的子程序 iFiberLUT 的 iSteel01 与 iConcrete04 实现钢筋与混凝土的模拟。抗剪螺栓在整个受力过程处于弹性状态, 为提高计算效率, 采用剪切弹簧模拟, 其刚度值设为较大的数值, 默认不发生变形。结构的边界条件为放松图 1(a) y 方向的位移, 作为地震波加速度的输入方向, 其余的自由度全部约束。考虑重力荷载影响, 选用隐式动力分析方式, 建立非线性动力时程分析模型, 如图 6(a) ~ (c)。摇摆架与原结构之间通过图 6(d) 所示连接件进行连接, 同时为避免连接部位应力集中, 连接件在原结构刚性楼板部位植入钢筋形成固连。

3.1.2 试验验证

运用前面建立的有限元模型分别进行模态分析及非线性动力时程分析, 计算了结构的一、二阶自振频率及各楼层的质心加速度时程曲线, 以峰值加速度为 0.62 g El-Centro 波下的计算结果为例, 与 1.1 节振动台试验数据进行比较, 见表 3 和图 7。

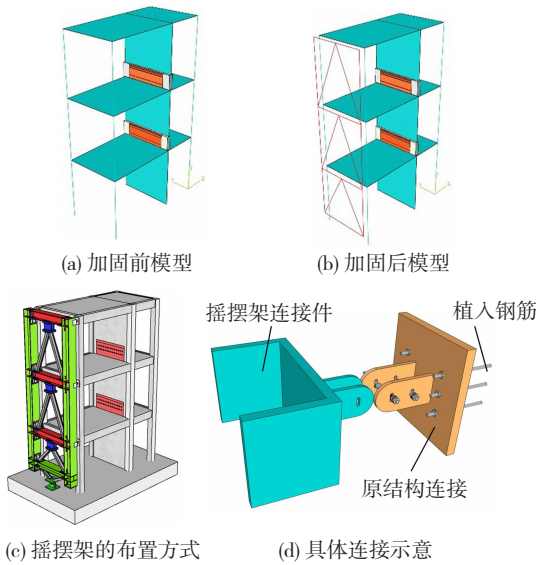


图 6 结构有限元模型及材料本构

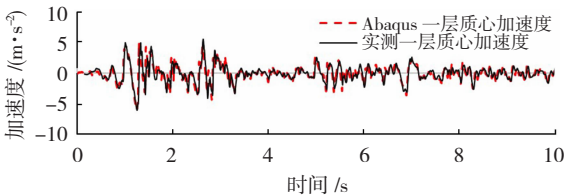
Fig. 6 Finite element model and material constitutive of the structure

表 3 模拟、实测频率对比

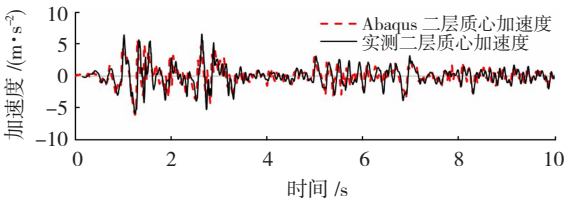
Tab. 3 Comparison of simulated and measured frequencies

模态	实测频率/Hz	模拟频率/Hz	误差/%
一阶	4.79	4.81	0.42
二阶	6.54	6.57	0.46

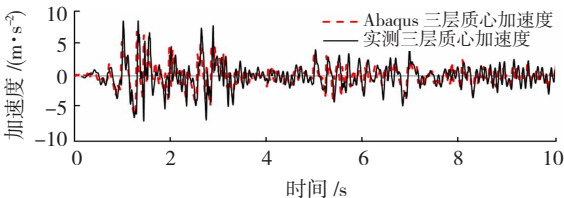
由表 3 的频率对比可以得到一二阶频率的模拟结果与实际振动台测量得到的数值基本一致, 误差保持在 0.5% 以内, 证明了有限元模型的基本物理参数基本与试验一致。



(a) 一层质心加速度对比



(b) 二层质心加速度对比



(c) 三层质心加速度对比

图 7 El-Centro 地震作用下各个楼层加速度响应对比

Fig. 7 Comparison of acceleration responses of each floor under El-Centro earthquake

通过对模型的非线性时程分析, 取结构楼层加

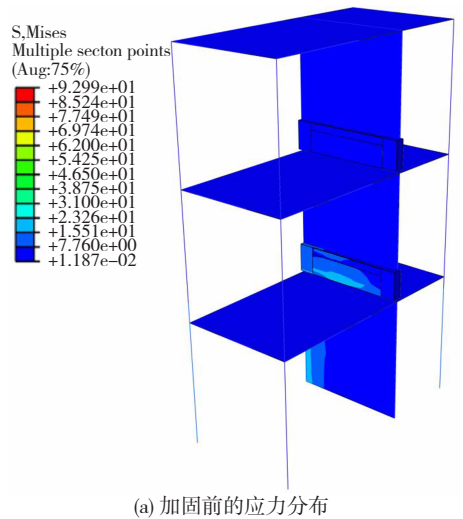
速度时程曲线前 10 s 的试验值与仿真值进行对比, 可以看出两者的波峰与波谷趋势基本一致且数值相差不大, 误差值保持在 5% 精度较高的范围以内, 验证了有限元动力时程分析模型的准确性。

3.2 加固后的性能提升

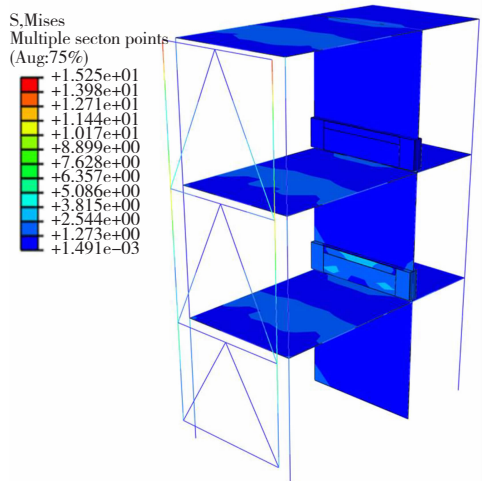
为了研究加固后体系的性能提升, 选取结构的应力状态、变形及损伤等级评估进行研究, 来全面地展示外附摇摆架的变形控制与抗震性能提升效果。

3.2.1 结构体系内力分析

由于加固前的结构存在较大的偏心, 易在地震作用下出现平扭耦合效应和鞭梢效应, 使得结构的长边梁柱结构处出现较大的应力集中现象, 应力最大为 93.0 MPa。而通过外附摇摆架的加固后, 对比图 8(a)、(b) 可看到, 通过外附摇摆架对框剪结构进行加固与偏心改善后, 使得结构的竖向变形变得均匀, 应力最大为 15.2 MPa, 证明摇摆架可以有效地改善结构的局部应力集中, 改善结构的内力分布, 达到提升其抗震性能的效果。



(a) 加固前的应力分布



(b) 加固后的应力分布

图 8 加固前后结构的应力分布

Fig. 8 Stress distribution of the structure with or without reinforcement

3.2.2 装配拼接区域的内力分析

为了了解加固前后装配式拼接区混凝土与连接

钢框的损伤发展情况,选取拼接区的屈服状态云图作对比分析,见图 9。

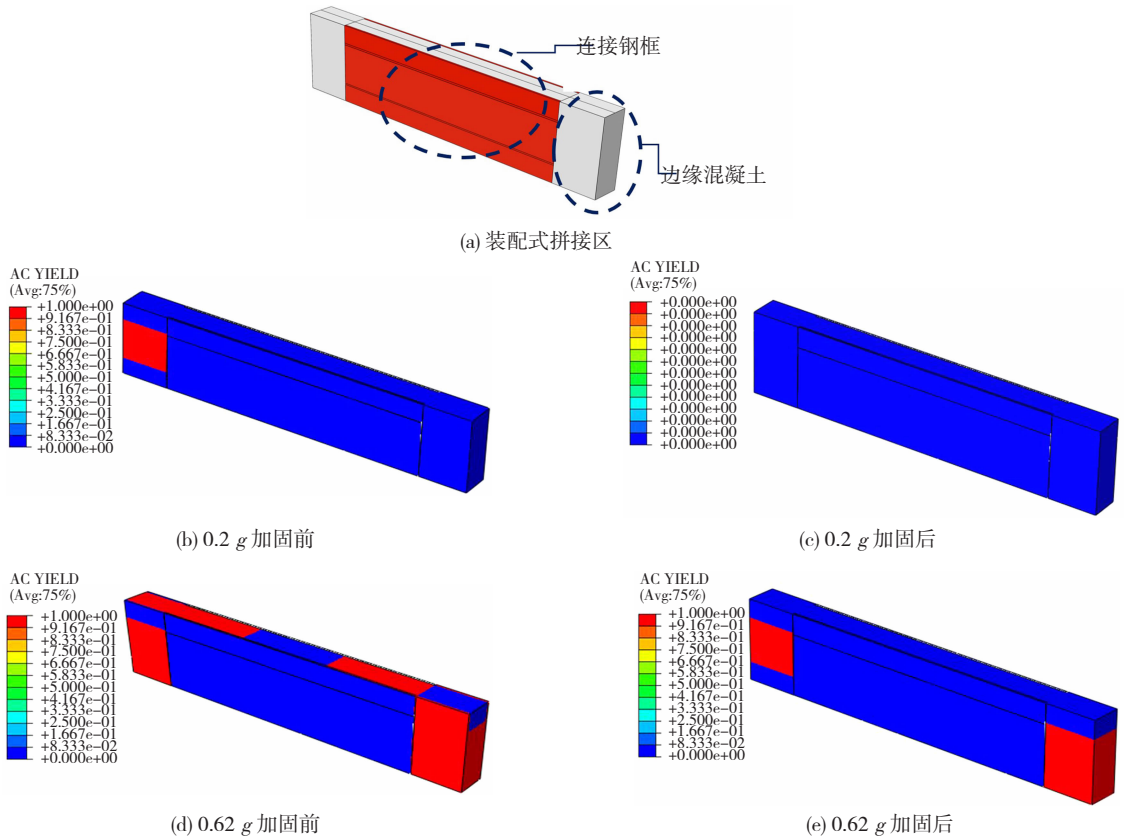


图 9 拼接区的损伤发展示意

Fig. 9 Diagram of damage development in connection area

从图 9 可得出,连接钢框无论是加固后还是加固前,在峰值加速度在 0.1 g ~ 0.62 g 的地震作用下均未出现屈服现象,保证了其连接性能,进一步体现了该连接设计的可靠性,可作为装配区的有效连接方式。而对于装配区的混凝土可以看出,加固可以有效降低混凝土的损伤,加固前混凝土在 0.2 g 时开始出现屈服,对应的最大 Mises 应力为 14.0 MPa,等效塑性应变为 1.2×10^{-4} ,而加固后拼接区混凝土基本处于弹性阶段,其最大 Mises 应力为 9.8 MPa,等效塑性应变为 8.9×10^{-5} ;加速度峰值施加到 0.62 g 时,加固前的混凝土不仅在受拉区出现屈服现象,且损伤进一步扩展到受压区部位的混凝土,而通过加固的混凝土延缓了损伤的扩展,只在受拉区发生屈服现象。综上所述,外附结构加固可以有效降低拼接区的应力值,延缓其损伤扩展分布,提升了拼接区的力学性能。

3.2.3 结构变形:扭转角与层间位移角

为了研究外附摇摆架对 AFPSW 结构不利变形的控制效果,选取了 El-Centro 波峰值加速度为 0.62 g 下结构加固前后结构的扭转角、层间位移角进行对比分析,见图 10。

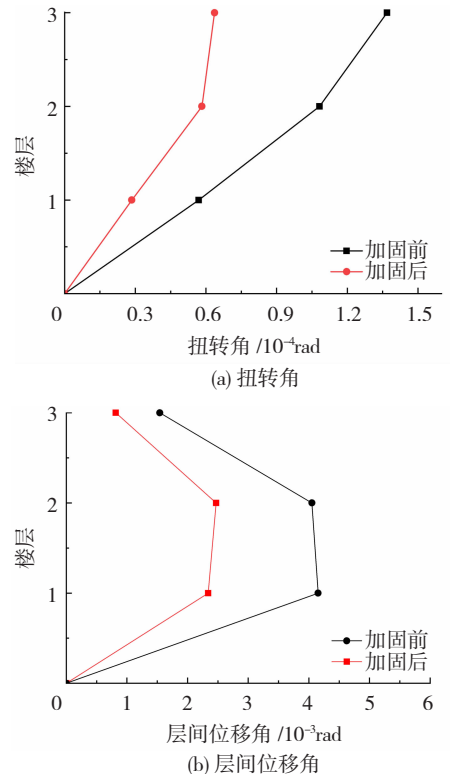


图 10 加固前后扭转、层间位移角对比

Fig. 10 Comparison of torsion angle and inter-story drift angle with or without reinforcement

将结构各层平面长边方向两端端点的相对位移进行求差值,可以得到各层平面的位移差值,各层位移差值与长边的比值为各层扭转位移角。图 10(a) 为加固前后结构模型的扭转角对比,可看出结构的顶层扭转角在加固后为 0.637×10^{-4} ,相对于加固前的 1.37×10^{-4} 减小了 53%,说明采用外附摇摆架能够较好地改善偏心框剪结构的平面形状指标。

从图 10(b) 可看出结构的层间位移主要集中在 一、二层,采用外附摇摆架加固后框剪结构的各层层间位移角相对于未加固结构均有不同程度的减小,加固前结构最大层间位移角为 1/241 而加固后为 1/428,降低了 43.6%,说明了外附摇摆加固对层间位移的控制效果较为显著;结构的层间位移集中系数 N_{DCF} 在加固前为 1.53,通过加固后为 1.21,下降了 20.9%,加固后有效提高了结构变形的均匀性,也证实了外附加固具有较好的损伤变形控制能力。

3.2.4 不同峰值加速度下的震害评估

规范^[17]提出弹性层间位移角 θ_e 为 1/800,弹塑性层间位移角 θ_p 为 1/100,参考规范对结构的性能指标 θ_s 进行划分。选用 El-Centro 波从 0.1 g 到 0.62 g 对结构进行分析,得到加固后各个峰值加速度下结构各层的层间位移角,并对加固前后的层间位移角进行对比,见表 4、图 11。

表 4 结构地震损伤等级划分

Tab.4 Classification of earthquake damage levels of the structure

损伤等级	状态描述	变形划分
I 基本完好	结构基本完好,个别非承重构件轻微损伤	$\theta_s < \theta_e$
II 轻微损伤	个别承重构件出现微裂缝	$\theta_s < 1.8\theta_e$
III 中等破坏	多数承重构件出现裂缝	$\theta_s < 3.5\theta_e$
IV 严重破坏	多数构件出现明显裂缝和变形	$\theta_s < 0.9\theta_p$
V 倒塌	承重构件出现破坏倒塌	$\theta_s > \theta_p$

从图 11 可看出,结构未加固前,当峰值加速度为 0.1 g、0.15 g 时基本处于完好状态,达到 0.2 g 时,结构二层开始出现轻微损伤,对应的层间位移角为 1/730;此后,随着峰值加速度增加,结构的层间位移角继续增大,但仍未达到中等破坏水平;而达到 0.51 g 时,结构的一、二层开始进入了中等破坏状态,对应层间位移角为 1/257、1/306,且三层开始出现轻微损伤。最后,峰值加速度增至 0.62 g,最大层间位移角出现在一层为 1/241,保持在中等破坏水准。

比较发现,加固后结构在峰值加速度为 0.51 g 之前基本保持完好状态,且结构扭转、层间位移集中系数都得到控制,改善了局部变形,进而降低了损伤状态等级;峰值加速度达到 0.51 g 时,结构一、二层开始出现轻微损伤,对应的层间位移角分别为

1/490、1/462,相对于加固前的 1/257、1/306 减小了 47.6%、33.9%,可以看出一层的层间位移角控制效果优于二层,由变形控制机理研究可知,变形越严重的楼层受到外附摇摆架的反作用力也越大,大幅度抵消了结构的层间剪力,减小其层间位移角,也说明了外附加固有效控制了集中变形,提升结构整体变形均匀性;当峰值加速度为 0.62 g 时,加固后结构的一、二层进入了中等破坏水平,其最大层间位移角为 1/404,相对于未加固的减小了 40.5%。由此可见,采用外附摇摆架加固方式能够有效减低结构的损伤状态等级,减小局部层间位移集中现象,发挥结构的整体抗震能力。

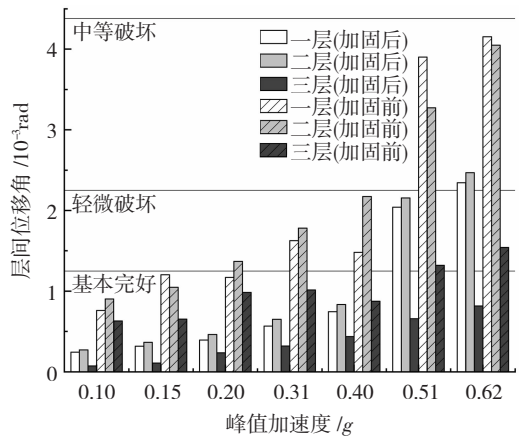


图 11 不同峰值加速度下结构加固前后的层间位移角对比
Fig. 11 Comparison of inter-story drift angle with or without reinforcement under different peak ground acceleration

4 结 论

结合三层 AFPSW 结构振动台试验,通过外附摇摆架加固的方式,对 AFPSW 结构加固的损伤控制机理与设计方法进行了研究,得到以下结论:

1) 推导了外附摇摆架加固结构体系的动力学方程,揭示了外附摇摆架的变形控制机理。研究发现,外附摇摆架利用自身刚度、变形产生的反作用力来抵消结构的层间剪力,层间变形越集中反作用力越大,结构的变形愈均匀,变形控制效果越显著。

2) 基于外附摇摆架的变形控制机理,结合原结构的体系特点,以结构的最大层间位移角为加固的目标值,推导建立了外附摇摆架的设计方法,动力时程对比分析结果表明,外附摇摆架能够有效改善 AFPSW 结构地震作用下扭转和层间位移集中过大的问题,也验证了设计方法的准确性。

3) 通过 AFPSW 结构的内力、变形和损伤等级的对比分析结果表明,采用外附摇摆架的加固,使结构整体的内力峰值得到降低,扭转和层间位移集中分别减小了 53%、20.9%,提升了结构的均匀性,结合相关的震害评估,进一步说明了改善 AFPSW 结

构的不利变形问题,能够有效提升结构的抗震性能。

参考文献

- [1] LIM H K, KANG J W, PAK H, et al. Seismic response of a three-dimensional asymmetric multi-storey reinforced concrete structure[J]. Applied Sciences, 2018, 8(4): 479. DOI: 10.3390/app8040479
- [2] 翟长海, 王晓敏, 孔璟常, 等. 砌体填充墙 RC 框架结构抗震性能研究现状及展望[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2018, 50(6): 2
ZHAI Changhai, WANG Xiaomin, KONG Jingchang, et al. Progress and prospect of seismic performance of masonry-infilled RC frames[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2018, 50(6): 2. DOI:10.11918/j.issn.0367-6234.201801073
- [3] 王琛, 陶慕轩, 崔明哲, 等. 非对称复杂连体结构抗震性能与变形差控制实例研究[J]. 建筑结构学报, 2020, 41(4): 68
WANG Chen, TAO Muxuan, CUI Mingzhe, et al. Case study on seismic behavior and displacement difference control of complicated asymmetric connected structures[J]. Journal of Building Structure, 2020, 41(4): 68. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2018.5225
- [4] 张偲严, 李宏男, 李超. 装配式剪力墙高效阻尼器耗能连接的简化模型研究与数值分析[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(10): 62
ZHANG Caiyan, LI Hongnan, LI Chao. Simplified model development and numerical simulation of a high-efficiency energy-dissipating joint for prefabricated concrete shear walls[J]. Journal of Building Structure, 2019, 40(10): 62. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2019.0038
- [5] 曲哲, 张令心. 日本钢筋混凝土结构抗震加固技术现状与发展趋势[J]. 地震工程与工程振动, 2013, 33(4): 61
QU Zhe, ZHANG Lingxin. State of the art and development tendency of seismic retrofit for reinforced concrete structures in Japan[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2013, 33(4): 61. DOI:10.11810/1000-1301.20130408
- [6] FENG Yulong, ZHANG Zhi, CHONG Xun, et al. Elastic displacement spectrum-based design of damage-controlling BRBFs with rocking walls[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 148: 691. DOI:10.1016/j.jcsr.2018.06.022
- [7] 吴守君, 潘鹏, 张鑫. 框架-摇摆墙结构受力特点分析及其在抗震加固中的应用[J]. 工程力学, 2016, 33(6): 54
WU Shoujun, PAN Peng, ZHANG Xin. Characteristics of frame rocking wall structure and its application in aseismic retrofit[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(6): 54
- [8] MOTTIER P, TREMBLAY R, ROGERS C. Seismic retrofit of low-rise steel buildings in Canada using rocking steel braced frames[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2017, 47(2): 353. DOI:10.1002/eqe.2953
- [9] GIOIELLA L, TUBALDI E, GARA F, et al. Stochastic seismic analysis and comparison of alternative external dissipative systems[J]. Shock and Vibration, 2018, 2018: 5403737. DOI: 10.1155/2018/5403737
- [10] 曲哲. 摇摆墙-框架结构抗震损伤机制控制及设计方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2010: 64-76
QU Zhe. Study on seismic damage mechanism control and design of rocking wall-frame structures[D]. Beijing: Tsinghua University, 2010: 64-76
- [11] QU Zhe, WADA A, MOTOYUI S, et al. Pin-supported walls for enhancing the seismic performance of building structures[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2012, 41(14): 2075. DOI:10.1002/eqe.2175
- [12] 杜永峰, 武大洋. 基于刚度需求设计的轻型消能摇摆架减震性态分析[J]. 土木工程学报, 2014, 47(1): 25
DU Yongfeng, WU Dayang. Performance analysis of light energy dissipative rocking frame designed on the basis of stiffness demand[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(1): 25. DOI: 10.15951/j.tmgcxb.2014.01.006
- [13] 贾明明, 周洲, 吕大刚, 等. 摇摆桁架-钢框架结构的刚度比需求及地震响应分析[J]. 工程力学, 2018, 35(10): 67
JIA Mingming, ZHOU Zhou, LÜ Dagang, et al. Demand stiffness ratio and earthquake response analysis of rocking truss-steel frame system[J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(10): 67. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2017.06.0470
- [14] GIOIELLA L, TUBALDI E, GARA F, et al. Modal properties and seismic behavior of buildings equipped with external dissipative pinned rocking braced frames[J]. Engineering Structures, 2018, 172: 810. DOI:10.1016/j.engstruct.2018.06.043
- [15] 尹保江, 程绍革, 吉飞宇, 等. 外部附加带框钢支撑弱连接模式加固框架结构抗震性能试验研究[J]. 工程抗震加固与改造, 2019, 41(3): 110
YIN Baojiang, CHENG Shaoge, JI Feiyu, et al. Experimental study on seismic performance of frame structure strengthened with weak attached steel braces[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2019, 41(3): 110. DOI: 10.16226/j.issn.1002-8412.2019.03.016
- [16] 吴刚, 冯德成. 装配式混凝土框架节点基本性能研究进展[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(2): 2
WU Gang, FENG Decheng. Research progress on fundamental performance of precast concrete frame beam-to-column connections[J]. Journal of Building Structure, 2018, 39(2): 2. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2018.02.001
- [17] 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
- [18] MAKRIS N, AGHAGHOLIZADEH M. The dynamics of an elastic structure coupled with a rocking wall[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2017, 46(6): 948. DOI:10.1002/eqe.2838
- [19] 吴星蓉, 史艳莉, 王文达. 基于纤维梁单元模型的内配工字型钢方钢管混凝土压弯构件延性分析[J]. 钢结构, 2017, 32(7): 32
WU Xingrong, SHI Yanli, WANG Wenda. Ductility analysis of concrete-filled square steel tubular member with inner-profiled steel based on fiber beam element model[J]. Steel Construction, 2017, 32(7): 32. DOI:10.13206/j.gjg201707007

(编辑 赵丽莹)