

框架-核心筒结构框架承担最小剪力比例限制的合理性

蒋欢军^{1,2}, 项远辉³

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学 结构工程与防灾研究所, 上海 200092;
3. 同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司, 上海 200092)

摘要: 规范《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》规定框架-核心筒结构中框架部分按刚度计算承担的楼层地震剪力最大值不宜小于基底总剪力的10%, 而实际工程受建筑布置等因素的限制有时难以满足, 工程界对此颇有争议。为探讨其合理性, 设计了5个钢筋混凝土框架-核心筒结构, 主要的变化参数为框架刚度、框架强度和连梁的形式。利用PERFORM-3D软件进行了弹性反应谱分析和小震、中震和大震下的动力时程分析, 考察了各个结构的响应规律。分析表明: 当框架部分按刚度计算承担的剪力最大值小于基底总剪力的10%时, 增大框架刚度的做法不经济, 结构的抗震性能反而更差; 增大框架强度的做法减小了框架梁的损伤, 改善了结构的抗震性能, 但没有形成有效的“强柱弱梁”机制; 采用宽连梁和可更换连梁都可以使核心筒自身具有双重抗震体系特征, 连梁耗能能力的提高有效地保护了墙肢和外框架, 结构的抗震性能得到了显著改善。

关键词: 框架-核心筒结构; 刚度; 强度; 连梁; 双重抗震体系

中图分类号: TU313; TU375

文献标志码: A

Rationality of Restriction of Minimum Proportion of Shear Force Born by Frame in Frame-tube Structure

JIANG Huanjun^{1,2}, XIANG Yuanhui³

(1. State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Architectural Design & Research Institute of Tongji University(Group) Co. Ltd., Shanghai 200092, China)

Abstract: It is specified that the maximum shear force born by the frame calculated according to the stiffness in the frame-tube structure should not be less than 10% of the total base

shear in “Chinese National Specification Technical Points of the Special Review for Seismic Design of Super High Rise Buildings”. However, due to some reasons, such as the building layout, this requirement sometimes is difficult to meet in engineering practice. This requirement is controversial. In order to investigate its rationality, five reinforced concrete (RC) frame-tube structures were designed, and the main variables were the stiffness of the frame, the strength of the frame and the type of coupling beams. Then the elastic response spectrum analysis and the time-history analysis under small, medium or strong earthquakes were carried out to assess the seismic responses of different structures. It is found that when the maximum shear force born by the frame calculated according to the stiffness is less than 10% of the total base shear, amplifying the stiffness of the frame is not economic but leads to worse seismic performance. Amplifying the strength of the frame can reduce the damage of frame beams and improve the seismic performance of structure, but it can not form the effective “strong column-weak beam” mechanism. Adopting coupling beams with large width and replaceable coupling beams can both lead to the dual system of core tube. The enhancement of energy dissipation capacity of coupling beams can protect the shear wall and outer frame effectively, and significantly improve the seismic performance of the structure.

Key words: frame-tube structure; stiffness; strength; coupling beams; dual structural system

框架-核心筒结构是常用的高层结构体系, 框架常被设计成核心筒严重破坏后保证结构“大震不倒”的第二道防线, 研究^[1-2]表明随着地震水准的增大,

收稿日期: 2016-10-31

基金项目: 国家自然科学基金(51478354); 海南省重点研发计划(ZDYF2016151)

第一作者: 蒋欢军(1973—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为高层及超高层结构抗震。E-mail: jhj73@tongji.edu.cn

通讯作者: 项远辉(1990—), 男, 助理工程师, 硕士, 主要研究方向为高层及超高层结构抗震。E-mail: xiangyuanhui@126.com

核心筒和框架之间会发生内力重分配现象,水平地震剪力会从核心筒向框架的转移,且内力重分配现象主要发生在结构底部。为了形成框架与核心筒协同工作的双重抗侧力结构体系,我国《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》(建质[2015]67号)^[3]规定:超高的框架-核心筒结构,其混凝土内筒和外框之间的刚度宜有一个合适的比例,框架部分计算分配的楼层地震剪力,除底部个别楼层、加强层及其相邻上下层外,最大值不宜低于基底总剪力的10%。而实际工程设计受建筑布置等因素的限制,该要求有时难以满足。为满足该要求,必须放大外框架的截面尺寸,付出巨大的经济成本,目前已完成的一些框架-核心筒结构的整体抗震性能模型试验^[4-6]均发现,罕遇地震作用下,结构的破坏主要发生在核心筒当中,外框架破坏相对较轻,框架柱甚至仍保持在弹性范围。以承担的最大剪力比例限制作为调整框架的指标的弊端逐渐显现,其合理性受到质疑。

对此规定,我国《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3—2010)^[7]提出:当框架-核心筒结构中框架部分按刚度承担的地震剪力的最大值小于结构底部总地震剪力的10%时,除了可以调整刚度外,还可调整框架的强度,即“各层框架部分承担的地震剪力标准值应增大到结构底部总地震剪力标准值的15%”。上海市《建筑抗震设计规程》(DGJ08-9-2013)^[8]对该规定进一步细化,首次提出:当框架-核心筒结构中框架部分按刚度承担地震剪力的最大值小于结构底部总地震剪力的10%时,可采取措施保证核心筒具有双重抗震体系特性。上述不同规范对框架-核心筒结构中框架部分承担剪力比例的限制有不同规定,对于哪种规定更加合理,目前还缺乏相关的研究依据。本文旨在研究当框架-核心筒结构中框架部分按刚度计算承担的剪力比例最大值小于10%时,增大框架刚度、增大框架强度和加强核心筒自身双重抗震体系特征三种不同方法设计后结构的抗震性能,在此基础上对框架-核心筒结构的抗震设计提出可行的建议,为工程设计提供可靠技术依据。

核心筒要具有良好的双重抗震体系特性,对连梁的抗震性能提出了要求,连梁是核心筒结构中的重要构件,在地震作用下最先发生破坏。在实际工程中,传统连梁的跨高比往往很小,导致其破坏形式通常是延性很差的剪切破坏,耗能性能不理想。诸多学者就此问题开展了大量研究,给出了多种改善小跨高比连梁抗震性能的方法^[9]:采用新型配筋方式的连梁;采用新型截面形式的连梁;钢-混凝土组合连

梁以及可更换连梁等。本文选取了宽连梁^[10]和可更换连梁^[11]两种新型连梁来考察改善连梁抗震性能对结构整体抗震性能的影响,宽连梁和可更换连梁的构造分别如图1和图2所示。

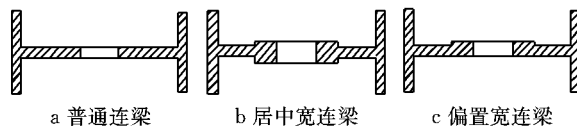


图1 普通连梁和宽连梁构造

Fig.1 Details of ordinary coupling beam and wide coupling beam

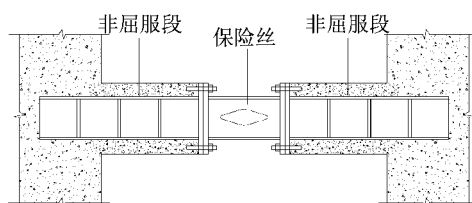


图2 可更换连梁构造

Fig.2 Details of replaceable coupling beam

1 计算模型设计

1.1 模型介绍

设计了5个钢筋混凝土框架-核心筒结构模型,其中,模型AO是一个不做任何调整的基本模型,其他4个模型在基本模型AO的基础上进行局部调整得到,各个模型的特点如表1所示。其中,模型AZ是为研究增大外框架的刚度对结构抗震性能的影响而设计的算例。增大框架柱或框架梁的刚度均能增大

表1 各个模型的特点

Tab.1 Characteristics of different models

模型名称	模型特点
AO	基本模型:不做任何调整,框架部分按刚度承担的最大剪力比例小于基底总剪力的10%,多数楼层都低于基底总剪力的8%,最小值也低于5%,不满足《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》的要求。
AZ	增大框架刚度:依照《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》,增大框架柱尺寸使框架部分按刚度承担的最大剪力比例大于基底总剪力的10%,为满足此要求,框架柱边长增大到原来的2倍,刚度放大到原来的16倍。
AQ	增大框架强度:依照《高层建筑混凝土结构技术规程》,各层框架部分承担的地震剪力标准值应增大到结构底部总地震剪力标准值的15%,框架柱端弯矩及与之相连的框架梁端弯矩、剪力也进行相应调整,此时,各层核心筒墙体的地震剪力标准值宜乘以增大系数1.1,但可不大于结构底部总地震剪力标准值,墙体的抗震构造措施应按抗震等级提高一级后采用,已为特一级的可不再提高。
AK	加强核心筒自身双重抗震体系特征:改善连梁性能,采用等抗弯刚度原则将原来跨高比为2的传统连梁改成跨高比为3的宽连梁。
AG	加强核心筒自身双重抗震体系特征:改善连梁性能,采用抗剪等强度原则将传统连梁更换成可更换连梁。

外框架的刚度,而实际工程中考虑到梁高直接影响室内净高(本算例梁高取值已达 800 mm),业主和建筑师由于建筑功能的需要往往会要求尽可能降低框架梁的梁高,因此增大框架梁刚度并不具有很强的操作性,本算例采取了增大框架柱刚度的方式。

表 1 中,基本模型 AO 是根据实际工程结构简化得到的钢筋混凝土框架-核心筒结构,共 40 层,层高均为 4 m,总高 160 m;结构的平面尺寸为 40 m×40 m,核心筒尺寸为 20 m×20 m,框架梁尺寸为 400 mm×800 mm,楼板厚度 120 mm,均采用 C30 混凝土,连梁的跨高比均为 2,混凝土强度同剪力墙,其他构件信息如表 2 所示。楼面恒载 6.0 kN·m⁻²(包括楼板自重),活载 2.5 kN·m⁻²。其中,每层的核心筒面积占总面积比例为 25%,为实际工程中常见比例。柱最大轴压比为 0.7(规范限值 0.7),剪力墙的最大轴压比为 0.49(规范限值 0.5),模型设计符合规范要求。结构模型如图 3 所示,由于结构两个主轴方向布置相同,本文仅研究以 X 向为主方向的结构反应。结构的抗震设计参数为:地震设防烈度为 8 度(0.20 g),设计地震分组为第一组,建筑场地类别为 II 类场地,场地土的特征周期为 0.35 s,水平地震影响系数最大值取为 0.16,钢筋混凝土框架-核心筒结构的阻尼比取 0.05,框架和剪力墙的抗震等级均为一级。结构分析不考虑地下室的影响,结构嵌固在±0.000 m 的位置。利用结构设计软件 SATWE 对 5 个模型进行结构设计。

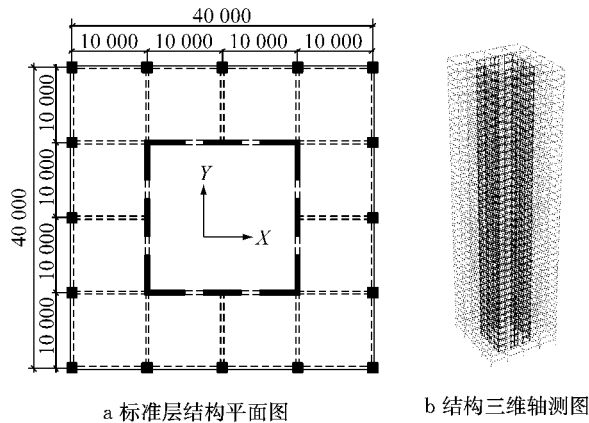


图 3 结构模型(单位: mm)
Fig.3 Structure model(unit: mm)

表 2 其他构件信息

Tab.2 Information of other components			
楼层	柱截面尺寸/ mm×mm	剪力墙厚度/ mm	混凝土 强度等级
1~15	1 300×1 300	600	C60
16~30	1 100×1 100	450	C50
31~40	900×900	300	C40

为评价不同设计方法的经济性,对比 5 个结构的材料耗费情况,表 3 列出了梁、柱、墙的用钢量和结构的总质量信息,其中,梁包括框架梁和连梁,总质量等于可变荷载乘以组合系数 0.5 后与恒荷载以及结构构件的自重标准值之和(忽略配筋对总质量的影响)。与基本模型 AO 对比发现:增大框架柱刚度的模型 AZ 不仅梁、柱、墙的总用钢量增大了 118%,混凝土的用量也大幅增大,结构总质量增大了 33%,最不经济;增大框架强度的模型 AQ 仅梁、柱、墙的总用钢量增大了 11%,混凝土用量不变,结构总质量没有影响;使用宽连梁的模型 AK 由于连梁截面的增大,钢筋用量增大 4%,混凝土用量也相应增大,结构总质量增大 2%。使用可更换连梁的模型 AG 由于可更换连梁使用了型钢,梁、柱、墙的总用钢量增大了 5%,可更换连梁混凝土用量的降低使结构总质量降低了 1%。综合来看,采用加强核心筒自身双重抗震体系特征的设计方法对结构材料用量的影响最小、最经济,增大框架强度的设计方法次之,增大框架刚度的设计方法消耗材料最多。

表 3 梁、柱、墙的用钢量和结构总质量
Tab.3 Steel quantity of beams, columns and walls and total mass of structures

模型	用钢量/t				总质量/t
	梁	柱	墙	小计	
AO	784	707	378	1 868	80 009
AZ	830	2 851	384	4 065	106 759
AQ	957	708	403	2 068	80 009
AK	859	707	378	1 944	81 578
AG	880	707	378	1 965	79 630

依据结构设计软件 SATWE 的构件计算配筋结果,利用结构非线性分析软件 PERFORM-3D 建立 5 个结构的数值计算模型。建模过程中,钢筋的本构关系采用理想弹塑性模型,混凝土的本构关系采用 Mander 本构模型^[12]。剪力墙和框架柱采用纤维单元模拟,可以模拟钢筋的屈服和混凝土的开裂及压碎,同时剪力墙的剪切变形按弹性剪切材料定义,验算截面抗剪承载力。连梁和框架梁采用两端带有集中塑性铰的梁单元进行模拟,并在连梁中部设置剪切铰。将 SATWE 和 PERFORM-3D 建模计算的结构前三阶自振周期进行对比,如表 4 所示,前两阶振型分别是 X 和 Y 向平动,第三阶振型为扭转。对比可知两个程序计算的振型特性吻合良好,且 5 个模型均满足周期比不超过 0.9 的规范要求。

依据《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3-2010)选取了 5 组天然波和 2 组人工波用于结构的弹塑性时程分析,大震下的各地震波反应谱曲线与

规范反应谱的对比如图 4 所示。

表 4 结构前 3 阶振型特性
Tab.4 Characteristics of the first three modes of structures

模型	SATWE 周期/s			PERFORM-3D 周期/s		
	1 阶	2 阶	3 阶	1 阶	2 阶	3 阶
AO	3.22	3.22	2.10	3.20	3.20	1.89
AZ	3.50	3.50	2.39	3.46	3.46	2.15
AQ	3.22	3.22	2.10	3.20	3.20	1.89
AK	3.20	3.20	2.00	3.14	3.14	1.76
AG	3.29	3.29	2.14	3.24	3.24	1.98

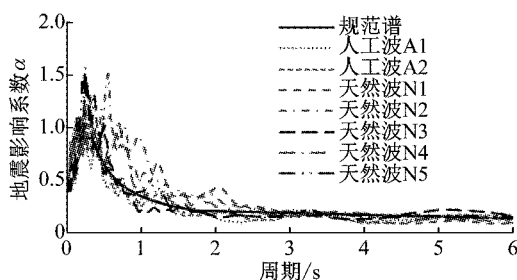


图 4 各地震波加速度反应谱曲线
Fig.4 Acceleration response spectrum of each seismic wave

2 计算分析与对比结果

2.1 小震下弹性反应谱分析

利用 PERFORM-3D 首先分别对 5 个模型进行小震下的弹性反应谱分析,各结构框架部分承担的剪力占基底总剪力的比例如图 5 所示,可见只有模型 AZ 满足规范对框架部分需承担的剪力比例要求。各结构的层间位移角如图 6 所示,均满足规范要求。

模型 AZ 是在模型 AO 的基础上将框架柱边长放大到原来的 2 倍得到,框架柱刚度增大到原来的 16 倍。在弹性反应谱下,除底层外,其框架部分承担剪力占基底总剪力的比例最大值大于 10%,全楼的外框架承担的剪力比例整体有所增加,但绝大部分楼层都还处在 10% 以下,可见增大框架柱刚度对提高框架部分承担剪力比例的效果有限。此时,尽管整体结构的抗侧刚度有所提高,整体结构的质量也随之增大,最终在弹性反应谱下的层间位移角反而增大,最大增幅为 12%。刚度增加,侧移反而增大,对结构反而不利。

模型 AQ 是在模型 AO 的基础上进行强度调整得到的,二者仅构件的配筋有区别,由于构件尺寸和布置完全一样,二者在弹性反应谱下的结构动力响应一致,框架部分承担的剪力占基底总剪力的比例

曲线和层间位移角曲线完全重合。

模型 AK 对模型 AO 的连梁采用等刚度替换得到,其他构件的布置和尺寸完全一样,对 AK 的连梁尺寸进行取整使连梁的刚度稍有变化,二者的力与位移响应曲线基本重合。同理,模型 AG 由于核心筒连梁可更换段的刚度有一定的降低,外框架承担的剪力比例有所增大,但增幅非常小,最大增幅为 5.3%,其力与位移响应曲线基本和模型 AO 重合。

综合对比发现,增大框架柱刚度对提高框架部分承担剪力的比例效果有限,结构的位移响应反而变大;增大框架强度和通过改善连梁抗震性能来加强核心筒自身双重抗震体系特征对结构在小震弹性反应谱下的响应基本没有影响。

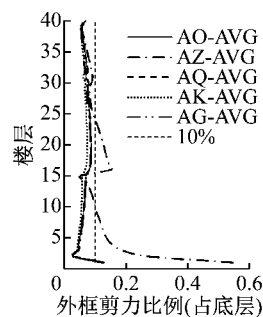


图 5 弹性反应谱下框架部分承担剪力占基底总剪力的比例
Fig.5 Proportion of shear force born by frame to total base shear force by elastic response spectrum analysis

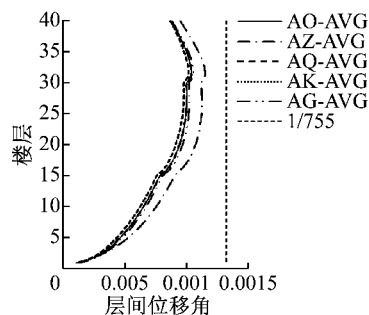


图 6 弹性反应谱下结构的层间位移角
Fig.6 Inter-story drift of structures by elastic response spectrum analysis

2.2 弹塑性时程分析

利用 PERFORM-3D 分别对 5 个模型进行小震、中震和大震下的弹塑性时程分析。小震下,5 个模型均处于弹性状态,没有构件出现损伤,满足“小震不坏”的设防目标。随着地震水准的提高,5 个结构的各类构件不同程度地进入非线性,出现损伤,下面主要从各结构弹塑性耗能的分布情况、大震下构件的损伤分布情况以及结构的层间位移角响应三个

方面对比研究各个模型的抗震性能。

2.2.1 不同结构的弹塑性耗能分布情况

结构的弹塑性耗能是由各类构件进入塑性后产生的,小震下,结构的各构件均处于弹性阶段,未出现弹塑性耗能。

中震下,结构开始出现弹塑性耗能,7条波下结构的弹塑性耗能平均值分布情况如表5所示。模型AO、AQ、AK和AG的总质量和刚度相近,所以地震输入的总能量基本相同,模型AZ因为总质量和刚度的增大,地震输入的总能量较其他模型显著增大。其中模型AG和AK由于连梁耗能能力的改善,结构的弹塑性耗能量占地震总能量的比例显著高于

其他模型。弹塑性耗能在框架柱、框架梁、墙肢和连梁这4类构件中的分布反映出的是各类构件整体的损伤程度。对比发现,中震下,5个结构主要由连梁耗能,框架柱基本处在弹性阶段,其他构件损伤相对较小。其中,模型AO和AZ的框架梁有不同程度的损伤,模型AZ由于框架部分承担的剪力增大,外框架的整体损伤最大;模型AQ的框架梁由于框架强度的提高都处在弹性阶段,主要由核心筒耗能;模型AK和AG的框架梁仅出现轻微的损伤,连梁承担了几乎全部的弹塑性耗能,其他构件的耗能量显著低于其他3个模型,说明连梁耗能能力的提高有效保护了其他构件。

表5 中震下结构的弹塑性耗能分布

Tab.5 Inelastic energy dissipation distribution of structures during moderate earthquakes

模型	总能量/ kN·m	弹塑性 耗能/ kN·m	弹塑性 耗能占 总耗能的 比例/%	弹塑性耗能的组成							
				框架柱		框架梁		墙肢		连梁	
				耗能量/ kN·m	占弹塑性耗 能量的 比例/%	耗能量/ kN·m	占弹塑性耗 能量的 比例/%	耗能量/ kN·m	占弹塑性耗 能量的 比例/%	耗能量/ kN·m	占弹塑性耗 能量的 比例/%
AO	44 357	12 095	27	9	0.09	1 402	11	164	1	10 519	87
AZ	55 321	17 226	31	44	0.28	3 791	21	135	1	13 256	78
AQ	44 283	11 286	25	9	0.09	0	0	191	2	11 086	98
AK	43 416	18 844	43	7	0.04	359	2	138	1	18 289	97
AG	42 943	19 589	45	7	0.04	429	2	102	1	19 051	97

大震下,结构进入非线性的程度较中震下进一步加深,结构在7条波下的弹塑性耗能平均值分布情况如表6所示。整体来看,结构的弹塑性耗能主要由连梁和框架梁形成塑性铰完成,连梁耗能占弹塑性耗能的比比例最大,框架柱的耗能比例非常小,基本均处于弹性状态,也从侧面印证了前文提到的模型试验^[4-6]结论:结构的破坏主要发生在核心筒当中,外框架破坏相对较轻,框架柱甚至仍保持在弹性范围。与模型AO对比发现:模型AK和AG的耗能分

布情况最优,绝大部分的耗能由性能得到改善的连梁承担,墙肢和外框架无论是耗能量还是耗能比例都较模型AO有显著的降低,说明其损伤降低;其次是模型AQ,增大框架强度降低了框架部分的整体损伤,结构的损伤主要集中在核心筒;模型AZ的能量分布对结构最不利,增大框架刚度以后,框架梁、框架柱和连梁的耗能量都比模型AO大,框架部分破坏最严重。

表6 大震下结构的弹塑性耗能分布

Tab.6 Inelastic energy dissipation distribution of structures during strong earthquakes

模型	总能量/ kN·m	弹塑性 耗能/ kN·m	弹塑性 耗能占 总耗能的 比例/%	弹塑性耗能的组成							
				框架柱		框架梁		墙肢		连梁	
				耗能量/ kN·m	占弹塑性耗 能量的 比例/%	耗能量/ kN·m	占弹塑性耗 能量的 比例/%	耗能量/ kN·m	占弹塑性耗 能量的 比例/%	耗能量/ kN·m	占弹塑性耗 能量的 比例/%
AO	152 957	48 513	32	26	0.06	16 334	33	1 717	4	30 437	63
AZ	191 314	59 168	32	107	0.18	24 857	42	1 494	3	32 682	55
AQ	158 486	42 999	28	43	0.10	6 136	13	2 063	5	34 757	82
AK	149 886	68 467	46	19	0.03	9 010	13	1 490	2	57 947	85
AG	144 357	73 733	51	17	0.03	7 323	10	1 204	2	65 188	88

2.2.2 大震下结构的损伤分布情况

大震下,5个模型结构的构件出现不同程度的屈服破坏,破坏首先发生在连梁位置,随着连梁破坏

的加剧,墙肢的底部区域也开始出现较明显的破坏,钢筋受拉屈服,这期间框架梁也逐渐出现塑性铰,框架柱没有出现受压破坏,纵向钢筋绝大部分都保持

在弹性范围内,按照耗能大小的顺序依次对 5 个模型中各构件的损伤情况做如下评价:

(1) 连梁的损伤情况

连梁是框架-核心筒结构中最主要的耗能构件,5 个模型结构中最先出现损伤的构件都是连梁,损伤严重的连梁主要分布在中下部楼层.其中模型 AO、AZ 和 AQ 均采用传统小跨高比连梁,在大震下连梁主要发生延性较差的剪切破坏,形成剪切塑性铰;模型 AK 改用延性好的宽连梁后,连梁的抗剪能力和变形能力都得以显著改善,连梁主要发生弯曲破坏,形成弯曲塑性铰;模型 AG 采用可更换连梁,在大震下连梁两端的非更换段均处于弹性阶段,破坏都集中在连梁中间的可更换段,可更换段是剪切耗能性能良好的钢构件,发生剪切破坏,形成剪切塑性铰.

(2) 框架梁的损伤情况

框架梁的耗能占弹塑性总耗能的比例仅次于连梁,框架梁的跨高比大,形成弯曲型塑性铰.大震下,损伤严重的框架梁主要集中在中部楼层,因为中部楼层的结构层间位移角较大.模型 AZ 中框架梁的破坏明显较模型 AO 大;增大框架强度后的模型 AQ 的框架梁破坏显著降低,基本都未达到 IO(立即入住)状态;模型 AK 和 AG 由于连梁耗能的增强,框架梁得到保护,损伤程度与模型 AQ 相当,效果良好.

(3) 墙肢的损伤情况

墙肢是框架-核心筒结构的主要抗侧力构件,墙肢的高宽比较大,在大震下主要发生由弯曲变形引起的破坏,其抗剪承载力还有较大余量,结构的剪切变形都在弹性范围内.大震作用下,核心筒底部的部分纵向钢筋进入塑性状态,顶部墙肢因为轴压比较低,钢筋的拉应力也较高,但整体还都处于弹性状态.5 个模型的墙肢混凝土的压应力整体都处于较低水平,最大值低于极限压应力,说明没有发生混凝土压碎破坏.模型 AZ 由于地震作用的增大,损伤较模型 AO 较大;模型 AQ 由于框架梁的损伤小,地震能量向墙肢转移,墙肢的损伤较模型 AO 稍有加重;模型 AK 和 AG 由于连梁第一道防线的良好表现,墙肢的损伤显著低于其他 3 个模型.

(4) 框架柱的损伤情况

大震下,相对于以上三类构件,框架柱的损伤最小,绝大部分还处在弹性状态,根本原因是框架柱为压弯构件,由于其分担的剪力占基底总剪力的比例小,柱端弯矩处于较低水平.计算发现,3 个模型的

框架柱纵向配筋均由构造要求确定.模型 AO 的框架柱的破坏主要集中在顶部区域和底层,顶部柱因为轴压比小容易发生受拉破坏,底层柱因为其承担的剪力最大,因此柱端弯矩也相对较大,容易发生受弯破坏;模型 AZ 框架柱的损伤集中在顶部和底部楼层,损伤范围比模型 AO 更大,主要是增大刚度后的外框架分担的剪力比例增大,模型 AZ 的质量增大引起基底总剪力的增大,更加导致框架部分分担到的剪力值大大提高,引起更大区域的塑性破坏;模型 AQ 由于框架梁的耗能降低,结构的破坏有向框架柱转移的趋势,柱的破坏相对比模型 AO 要严重,不符合“强柱弱梁”的破坏机制;因为连梁耗能能力的提高对框架形成了保护,模型 AK 和 AG 中框架柱的损伤程度和范围都较其他 3 个模型小.

综合对比发现,模型 AZ 的外框架破坏比 AO 更严重,增大外框刚度原本是为了加强结构的安全,但结果却发现结构的整体破坏更加严重,适得其反;模型 AQ 的框架梁损伤显著降低,但是框架柱和墙肢的损伤并没有明显改善;模型 AK 和 AG 的墙肢和外框架的损失程度远低于其他 3 个模型,连梁的耗能能力提高以后,有效保护了墙肢和外框架,核心筒自身形成了良好的二道防线.

2.2.3 结构的层间位移角响应情况

在小震弹性反应谱下,模型 AO、AQ、AK 和 AG 的层间位移角曲线基本重合,相差不大,模型 AZ 的层间位移角较前四者大,见图 6.

中震下,结构的层间位移角如图 7 所示,基本模型 AO 在 7 条波下层间位移角平均值的最大值为 1/372;模型 AZ 层间位移角平均值的最大值较模型 AO 增大 25%,层间位移角响应最大;模型 AQ 较模型 AO 层间位移角平均值的最大值减小 0.5%,虽然模型 AQ 的外框架得到保护,但大量耗能集中在耗能性能并不好的传统连梁上,加速了连梁损伤,刚度

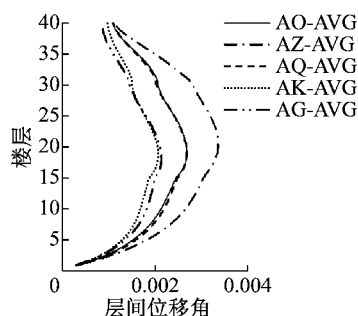


图 7 中震下各结构的层间位移角平均值

Fig.7 Average inter-story drift of each structure during moderate earthquakes

退化严重,结构整体的刚度下降,对层间位移角响应基本没有改善效果;模型 AK 的层间位移角平均值的最大值较模型 AO 减小 23%,由于结构的弹塑性耗能基本由宽连梁承担,良好的耗能性能使连梁的损伤较前 3 个模型显著降低,连梁的刚度退化程度较小,结构整体的刚度降低较小,层间位移角显著降低;同理,模型 AG 由于连梁耗能能力的改善,层间位移角平均值的最大值较模型 AO 减小 20%。

大震下,各结构的层间位移角如图 8 所示。模型 AO 在 7 条波下层间位移角平均值的最大值为 $1/147$,小于规范限值 $1/100$,实现了“大震不倒”的要求;模型 AZ 层间位移角平均值的最大值较模型 AO 增大 9%,其中,波 N2 和 N5 下的层间位移角最大值超出了规范限值;模型 AQ 较模型 AO 层间位移角平均值的最大值减小 3%;模型 AK 的层间位移角平均值的最大值较模型 AO 减小 24%,这是因为耗能能力强的宽连梁消耗了大部分地震能量,降低了框架和墙肢的损伤,结构整体的刚度退化较小,结构的层间位移角显著降低;同理,模型 AG 由于连梁耗能能力的增强,层间位移角平均值的最大值较模型 AO 减小 22%。

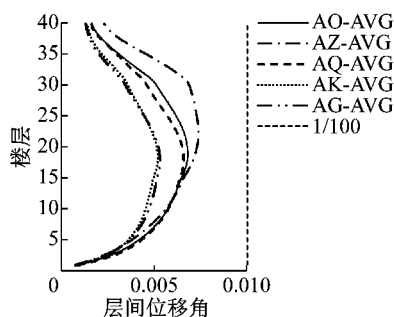


图 8 大震下各结构的层间位移角平均值

Fig.8 Average inter-story drift of each structure during strong earthquakes

综合对比发现,增大框架刚度不利于减小结构层间位移角;增大框架强度对减小结构层间位移角的效果有限;改善连梁耗能能力以提高核心筒自身二道防线对减小结构层间位移角的效果最好。

2.2.4 大震下结构的内力重分布情况

随着地震水准的增大,水平剪力会从核心筒向框架转移。分析发现:小震下,5 个模型的框架承担的地震剪力沿楼层基本都呈现出由下往上先增大后减小的趋势(如图 5 所示);大震下,框架部分承担的剪力占基底总剪力的比例沿楼层分布总体上趋于均匀(如图 9 所示);5 个模型的剪力墙和框架之间的内力重分布均在结构的底部区域最明显,大震下该位

置的框架部分承担的剪力比例均远大于小震下承担剪力的比例。

大震下,5 个模型的基底总剪力在 7 条波下的平均值分别为:58 576 kN(AO)、72 412 kN(AZ)、61 922 kN(AQ)、63 768 kN(AK)、62 877 kN(AG)。模型 AZ 由于外框架柱刚度的增大,外框架柱承担的剪力比例较模型 AO 显著增大;模型 AQ 由于框架梁损伤的降低,外框架承担的剪力比例较模型 AO 也显著增大;模型 AK 和 AG 通过改善连梁耗能能力来提高核心筒自身双重抗震体系特征后,由于框架和墙肢的损伤都有所降低,框架部分承担的剪力比例跟模型 AO 类似。模型 AZ 和 AQ 中核心筒的刚度退化程度较大,因此内力重分布相对更明显。

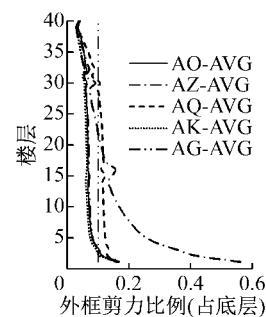


图 9 大震下框架部分承担剪力占基底总剪力的比例

Fig.9 Proportion of shear force born by frame to total base shear force during strong earthquakes

3 结论

通过上述研究,得到如下结论:

(1)增大框架柱刚度对增加框架部分承担的剪力比例效果小、不经济;结构自重的增大使地震作用被放大,结构破坏加重;结构在地震下的层间位移响应变大,个别地震波作用下的最大层间位移角甚至超出了规范的限值,整体性能反而变差。

(2)增大框架强度的方法相对增大框架刚度更合理,但是在调整柱强度的同时调整梁强度,难以形成“强柱弱梁”的延性机制;中震下对结构的层间侧移响应的改善作用不明显,大震下开始发挥作用,对结构的性能有所改善。

(3)采用宽连梁和可更换连梁都能加强核心筒自身的多重抗震体系特性,连梁耗能性能改善后,连梁能够消耗绝大部分的地震能量,有效保护了墙肢和外框架,墙肢能够承担连梁屈服内力重分布后的地震作用,核心筒自身的二道防线特征明显,结构整体的抗震性能得到明显改善,显示出比调整刚度和

强度方法更好的效果。

(4)综合可知:当框架-核心筒结构中框架部分按刚度承担的楼层地震剪力最大值小于基底总地震剪力的10%时,《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》提出的增大框架刚度的做法并不合理,此时建议采取增大框架强度或者加强核心筒自身的双重抗震体系特征的方法来设计结构,其中加强核心筒自身双重抗震体系特征的做法更优,可以通过改善连梁的耗能性能来实现。

参考文献:

- [1] 楚留声,赵更岐,白国良,等.高烈度区型钢混凝土框架-核心混凝土筒体混合结构协同受力性能研究[J].工业建筑,2010,40(5):7.
CHU Liusheng, ZHAO Gengqi, BAI Guoliang, *et al.* Research on cooperative bearing performance of SRC frame—RC core wall hybrid structure in high seismic intensity region [J]. Industrial Construction, 2010, 40(5): 7.
- [2] 扶长生,张小勇,周立浪,等.框架-核心筒结构体系及其地震剪力分担比[J].建筑结构,2015,45(4):1.
FU Changsheng, ZHANG Xiaoyong, ZHOU Lilang, *et al.* Frame-core wall structural system and seismic shear distribution ratio [J]. Building Structure, 2015, 45(4): 1.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部.超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点:建质[2015]67号[S].北京:中华人民共和国住房和城乡建设部,2015.
Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. Technical points of the special review for seismic design of super high rise buildings: Construction Quality NO.67 [2015] [S]. Beijing: Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, 2015.
- [4] 龚治国,吕西林,卢文胜,等.混合结构体系高层建筑模拟地震振动台试验研究[J].地震工程与工程振动,2004,24(4):99.
GONG Zhiguo, LÜ Xilin, LU Wensheng, *et al.* Shaking table model test of a hybrid high-rise building structure [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2004, 24(4): 99.
- [5] 吕西林,殷小澍,蒋欢军,等.某钢管混凝土框架-核心筒结构振动台模型试验[J].中南大学学报(自然科学版),2012,43(1):328.
LÜ Xilin, YIN Xiaowei, JIANG Huanjun, *et al.* Shaking table test on super-tall building with CFT frame and composite core wall [J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2012, 43(1): 328.
- [6] 周颖,于健,吕西林,等.高层钢框架-混凝土核心筒混合结构振动台试验研究[J].地震工程与工程振动,2012,32(2):98.
ZHOU Ying, YU Jian, LÜ Xilin, *et al.* Shaking table model test of a high-rise hybrid structure building with steel frame-concrete core wall [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2012, 32(2): 98.
- [7] 中华人民共和国住房和城乡建设部.高层建筑混凝土结构技术规程:JGJ3—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. Technical specification for concrete structures of tall building, JGJ3—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [8] 上海市城乡建设和交通委员会.建筑抗震设计规范:DGJ08-9—2013[S].上海:上海市建筑建材业市场管理总站,2013.
Shanghai Municipal Commission of Urban and Rural Construction and Communications. Code for seismic design of buildings: DGJ08-9—2013 [S]. Shanghai: Shanghai Station of the Building Materials Industry Market Management, 2013.
- [9] 项远辉,蒋欢军.改善小跨高比连梁抗震性能方法研究综述[J].结构工程师,2016,32(1):176.
XIANG Yuanhui, JIANG Huanjun. A review of methods to improve seismic performance of coupling beams with small span-to-depth ratio [J]. Structural Engineers, 2016, 32(1): 176.
- [10] 刘畅,范重,朱丹.宽连梁剪力墙及其抗震性能研究[J].建筑结构学报,2015(3):46.
LIU Chang, FAN Zhong, ZHU Dan. Research on seismic behavior of wide coupling beams in shear wall structure [J]. Journal of Building Structures, 2015(3): 46.
- [11] 陈云.带可更换构件的可恢复功能抗震结构研究[D].上海:同济大学,2013.
CHEN Yun. Study on earthquake resilient structures with replaceable members [J]. Shanghai: Tongji University, 2013.
- [12] MANDER J B, PRIESTLEY M J N, PARK R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1988, 114(8): 1804.