

杨吉智,王心宇,李爱群,等.2024.多塔大底盘RC框架隔震建筑抗震韧性设计研究[J].地震研究,47(1):114-122,doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2024.0030.

Yang J Z, Wang X Y, Li A Q, et al. 2024. Investigation on the resilience-based seismic design of isolated reinforced concrete frame structure with multi-towers built on large chassis[J]. *Journal of Seismological Research*, 47(1): 114-122, doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2024.0030.

多塔大底盘 RC 框架隔震建筑抗震韧性设计研究^{*}

杨吉智^{1,2}, 王心宇^{1,2♣}, 李爱群^{1,2}, 杨参天^{1,2}

(1. 北京建筑大学 土木与交通工程学院, 北京 100044; 2. 北京建筑大学 大型多功能振动台阵实验室, 北京 100044)

摘要:以位于Ⅷ度区(0.3g)的某多塔钢筋混凝土(Reinforced Concrete, RC)框架建筑为研究对象,对其进行了大底盘隔震设计,研究了在设防、罕遇地震作用下3个塔楼的动力响应,并基于韧性评价标准对该隔震方案展开了2个地震水准下的抗震韧性评价。结果表明:隔震后结构基本周期延长至原来的3倍,降低了地震作用,有效控制了上部结构的地震响应。楼面绝对加速度的显著控制基本消除了加速度敏感型非结构构件的损伤。结构构件以及位移敏感型非结构构件的修复费用主导了建筑的修复费用。建筑的修复时间由阶段I中结构构件的修复时间控制,此隔震方案下建筑的抗震韧性等级达到了三星。

关键词:多塔大底盘RC框架;隔震设计;设防地震;罕遇地震;抗震韧性

中图分类号: TU973⁺.31

文献标识码: A

文章编号: 1000-0666(2024)01-0114-09

doi:10.20015/j.cnki.ISSN1000-0666.2024.0030

0 引言

随着现代城市的不断建设发展,城市功能日趋丰富扩展,保障城市功能在地震时基本不中断或可迅速恢复就显得愈发重要。《建筑工程抗震管理条例》(中华人民共和国国务院,2021)明确提出,高烈度设防地区重点设防类建筑应当采用减隔震技术,以保证本区域发生设防地震时该类建筑还能够正常使用。如何科学高效设计重要建筑以满足规范条例要求,甚至实现罕遇地震作用下建筑较高的韧性水准,成为了我国高烈度地区重要建筑的设计要点。

采用隔震技术可以控制上部结构楼层响应,降低结构及非结构构件的损伤,提高建筑的韧性水平(李爱群,2012;Shen et al.,2013;Guo et al.,2014;Moretti et al.,2014;朱宏平等,2014;Becker et al.,2017;Cancellara, Angelis, 2017;

Mokhtari, Naderpour, 2020;范重等,2021;解琳琳等,2022;张亮泉,客金保,2022)。因此,高效合理的隔震设计方法对提升建筑的抗震韧性水准至关重要,如Yang等(2020)对既有RC框架结构进行了抗震韧性分析,研究了屈重比(隔震层铅芯支座总屈服力与上部结构重力比值)对隔震后建筑韧性的影响规律,提出了基于屈重比的韧性提升的隔震加固设计方法;Wang等(2021)研究了高烈度区RC框架-剪力墙隔震结构,通过6个案例揭示了屈重比对隔震加固后结构性能的影响;Xie等(2022)对既有单体和毗邻RC框架-剪力墙结构进行了基于韧性的隔震加固改造。对于新建的RC框架隔震结构,尹传印等(2019)对比了《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)和《建筑隔震设计标准》(GB/T 51408—2021)结构设计方法与材料用量的异同;Yin等(2021)对比了两种规范的地震韧性设计异同,提出了该类建筑地震韧性设计研究的建议。对于大底盘建筑这

* 收稿日期:2023-06-29.

基金项目:国家自然科学基金面上项目(52178268).

第一作者简介:杨吉智(1998-),硕士研究生在读,主要从事隔震结构研究.E-mail: yangji29810@163.com.

♣通信作者简介:王心宇(1997-),博士研究生在读,主要从事隔震结构研究.E-mail: wx3523@163.com.

种复杂的结构形式，对其地震韧性水平提出了更高要求，如吴曼林等（2010）针对多塔大底盘结构给出 3 种隔震设计方案，比较了这 3 种方案的减震效果后提出减小隔震层刚度能有效控制上部结构剪力；邓烜等（2015）对采用理想化质点系的多塔大底盘隔震结构进行了分析，研究了其地震响应特性，结果同样表明该类大底盘结构在设计时应合理确定隔震层屈服力，尽量减小隔震层刚度。值得注意的是，目前对于新建多塔大底盘隔震结构地震韧性设计及其在设防、罕遇地震作用下韧性水准能否满足达到相应要求的研究相对较少。

针对上述问题，本文以一位于高烈度区的大底盘 RC 框架建筑作为研究案例，对其进行了合理的隔震设计，然后开展了设防、罕遇地震作用下的地震韧性评价，综合分析上部结构地震响应和韧性评价结果。

1 案例设计

1.1 上部结构设计

本文以一 RC 框架结构作为研究案例，其抗震设防烈度为Ⅷ度（ $PGA=0.3\text{ g}$ ），场地类别为Ⅳ类，设计地震分组为第二组。该建筑分为 A1、A2、A3 三个区域，如图 1a 所示。对应的 3 个区域内的研究对象分别为 T1、T2、T3 三个塔楼，如图 1b 所示。塔楼 T1 共 5 层，首层层高为 5.1 m，2~5 层层高为 4.3 m。T2、T3 共 4 层，首层层高为 5.1 m，2~4 层

层高为 4.3 m。依据《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2010）对该建筑进行大底盘隔震设计，隔震目标为隔震层上部结构水平地震作用和抗震构造按降一度设计。采用 PKPM 软件对上部结构进行降度设计，建筑结构构件尺寸见表 1，主要的非结构构件见表 2。

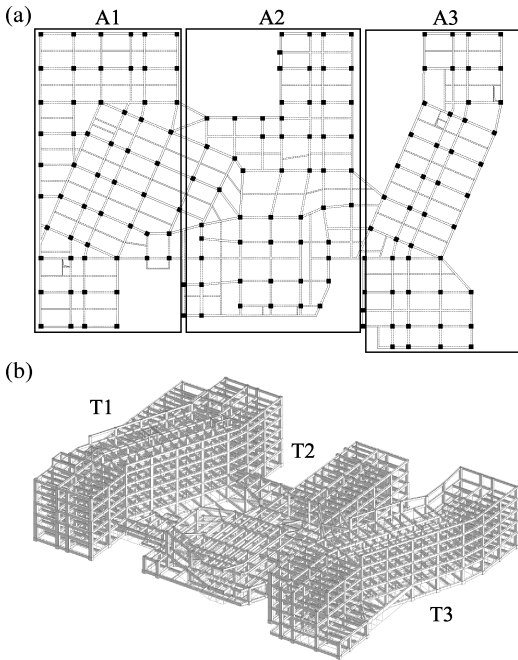


图 1 本文选取 RC 框架结构平面（a）及三维（b）图

Fig. 1 Planar (a) and three-dimensional (b) views of a RC structure

表 1 RC 框架结构构件尺寸信息

Tab. 1 Information of the components of RC frame structure

单位：mm

构件类型	楼层数	T1	T2	T3
柱	1~2	900×1 100、900×1 300、900×900	900×900、800×1 400	800×1 400、900×900、700×700
	3~4	900×900	900×900、800×1 400	800×1 400、900×900、700×700
	5	900×900	—	—
梁	1~2	300×700、500×800	400×800、300×700、500×900	500×800、400×800、300×700、500×700
	3~4	300×700、400×800	400×800、300×700	400×800、300×700
	5	300×700、400×800	—	—

1.2 隔震层设计

采用有限元软件 ETABS 建立上部结构分析模型，其中框架梁、柱采用 Frame 单元模拟。对上部结构进行重力分析得到结构重力为 550 360 kN，与 PKPM 软件得到的结构重力（531 230 kN）误

差为 3.48%；ETABS 模态分析得到结构前三阶周期和振型如表 3 所示，与 PKPM 软件所得结构周期误差不超过 2.15%。由此可证明基于 ETABS 软件建立的上部结构分析模型的可靠性和准确性。

表 2 RC 框架结构非结构构件信息

Tab. 2 Information of the non-structural components of RC frame struture

构件类型	构件名称	易损性类别编号
位移敏感型非结构构件	填充墙	BI. P. 01. 01
	玻璃幕墙	BE. F. 01. 01
	隔墙饰面	BI. D. 01. 01
	楼梯	BI. S. 02. 01
加速度敏感型非结构构件	吊顶	BI. C. 01. 01
	冷水管	MEP. P. 01. 01
	热水管 1	MEP. P. 02. 01
	热水管 2	MEP. P. 02. 05
	污水管	MEP. P. 03. 01
	暖通空调风管	MEP. M. 06. 01
	支管及风口	MEP. M. 07. 01
	VAV 箱带卷盘	MEP. M. 08. 01
	消防喷淋水管	MEP. P. 05. 01
	喷头立管	MEP. P. 06. 01
	电梯	MEP. L. 01. 01
	空气压缩机	MEP. M. 04. 01
	冷却塔	MEP. M. 03. 01
	空气处理机组	MEP. M. 10. 01
	电机控制箱	MEP. E. 02. 01
	冷水机组	MEP. M. 02. 01

表 3 结构前三阶基本动力特性对比

Tab. 3 Comparison of the first three-order dynamic characteristics of the structure

阶数	周期/s		相对误差 (%)	振型
	PKPM	ETABS		
1	0. 840	0. 824	- 1. 90	X 向平动
2	0. 773	0. 758	- 1. 94	Y 向平动
3	0. 699	0. 684	- 2. 15	扭转

基于 ETABS 软件对上部结构进行隔震设计，隔震支座布置方案如图 2 所示，共使用了 160 个

橡胶隔震支座，其中天然橡胶支座（LNR）104 个，铅芯橡胶支座（LRB）56 个，支座参数如表 4 所示。隔震层总屈服力为 10 682 kN，相应的屈重比为 2. 0%。隔震层 X 方向偏心率为 0. 04%，Y 方向偏心率为 0. 01%，隔震层刚度中心与上部结构的总质量中心基本重合，满足偏心率≤3% 的要求。

进一步对隔震指标进行验算。本文依据《建筑抗震韧性评价标准》（GB/T 38591—2020），选取包括主、次两个方向的 8 组天然波和 3 组人工波，相应的主、次方向地震动加速度反应谱与规范反应谱对比如图 3 所示。从图中可见，在关键周期点处，各地震动加速度反应谱值与规范反应谱值最大误差不超过 35%，平均误差不超过 20%，在统计意义上相符。将选取的 11 组地震动沿结构 X、Y 方向双向输入（X: Y = 1: 0. 85），进行设防地震和罕遇地震作用下的动力时程分析。计算得到隔震设计关键指标，见表 5，这些指标均满足《建筑隔震设计规范》（GB/T 51408—2021）要求。

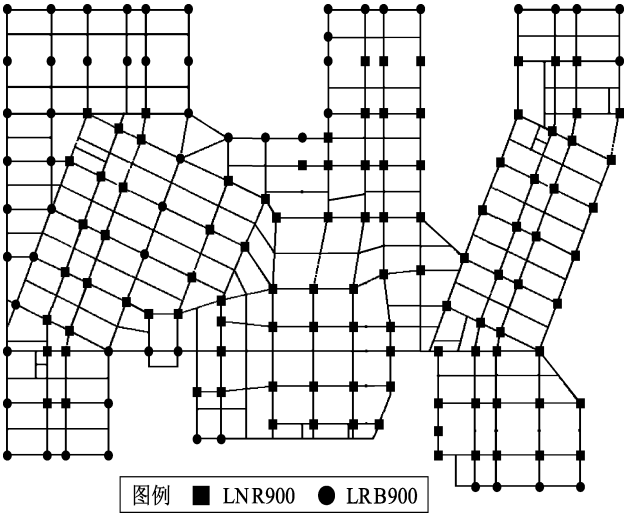


图 2 隔震支座布置图

Fig. 2 Layout of the isolators

表 4 隔震支座参数

Tab. 4 Parameters of the isolators

型号	有效直径	竖向刚度	100% 等效水平刚度	屈服前刚度	屈服后刚度	屈服力	橡胶剪切弹性模量
	D/mm	$K_v/(kN \cdot mm^{-1})$	$K_h/(kN \cdot mm^{-1})$	$K_i/(kN \cdot mm^{-1})$	$K_d/(kN \cdot mm^{-1})$	Q_d/kN	$G/(N \cdot mm^{-2})$
LNR900	900	3 600	1. 56	—	—	—	0. 4
LRB900	900	4 300	2. 64	19. 76	1. 52	218	0. 4

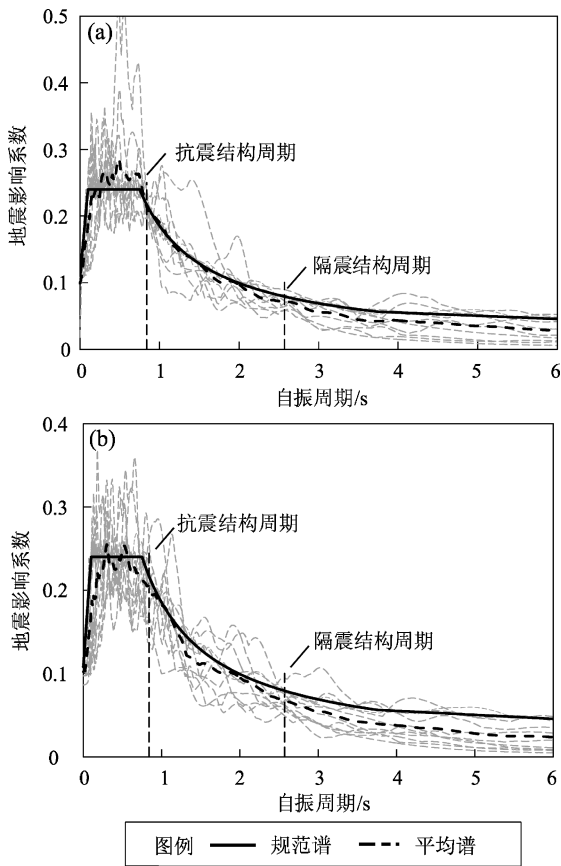


图 3 8 组天然波和 3 组人工波地震动主方向 (a) 和次方向 (b) 反应谱与规范谱对比
Fig. 3 Comparison between the seismic response spectrums and the designing spectrums of 8 natural wave records and 3 artificial wave records in the main (a) and the secondary direction (b)

表 5 隔震设计关键指标

Tab. 5 Critical parameters in isolation design

设计指标	减震系数	隔震层位移/mm	长期面压/MPa	极大面压/MPa	极小面压/MPa
数值模拟	0.26	343	10.84	17.48	0.04
规范限值	≤ 0.4	≤ 495	≤ 15	≤ 30	≥ -1

2 结构响应分析

由于建筑抗震韧性评价应采用弹塑性时程分析得到的工程需求参数作为依据，因此，本文采用非线性分析软件 Perform - 3D 建立了大底盘隔震结构的弹塑性模型。框架梁、柱采用纤维单元模拟，混凝土材料通过五折线形式定义材料本构，

钢筋通过三折线定义，隔震支座采用 Seismic Isolator, Rubber Type 单元模拟。采用 Perform - 3D 软件建立的抗震结构和隔震结构前三阶周期和振型见表 6，这些周期值与 ETABS 软件所得周期的误差不超过 5%，证明了基于 Perform - 3D 软件建立的弹塑性模型的可靠性和准确性。

表 6 Perform - 3D 软件建立模型的周期和振型

Tab. 6 Periods and vibration modes of the Perform - 3D model

振型阶数	抗震结构周期/s	隔震结构周期/s
1	0.831 (X 向平动)	2.601 (X 向平动)
2	0.762 (Y 向平动)	2.582 (Y 向平动)
3	0.684 (扭转)	2.526 (扭转)

同样采用第 1.2 节选用的 11 组地震动沿结构 X、Y 双向 ($X:Y=1:0.85$) 输入，对结构进行设防和罕遇地震作用下的弹塑性时程分析，得到塔楼 T1、T2、T3 的 X 方向 (主轴方向) 最大层间位移角均值和最大楼面绝对加速度均值分布，如图 4 所示。

从图 4 可看出，设防地震作用下，塔楼 T1 最大层间位移角均值 θ_{\max} 为 $1/526$ ，出现在第 2 层，最大楼面绝对加速度 a_{\max} 为 1.65 m/s^2 ，出现在第 5 层；T2 的 θ_{\max} 为 $1/667$ ，出现在第 1 层， a_{\max} 为 1.90 m/s^2 ，出现在第 4 层；T3 的 θ_{\max} 为 $1/625$ ，出现在第 1 层， a_{\max} 为 1.1 m/s^2 ，出现在第 4 层。罕遇地震作用下，塔楼 T1 的 θ_{\max} 为 $1/345$ ，出现在第 2 层， a_{\max} 为 2.18 m/s^2 ，出现在第 5 层；T2 的 θ_{\max} 为 $1/370$ ，出现在第 1 层， a_{\max} 为 2.43 m/s^2 ，出现在第 4 层；T3 的 θ_{\max} 为 $1/357$ ，出现在第 1 层， a_{\max} 为 2.20 m/s^2 ，出现在第 4 层。

3 建筑抗震韧性分析

《建筑抗震韧性评价标准》(GB/T 38591—2020) 规定以建筑修复费用、修复时间和人员伤亡率为评价指标。在评估时，首先对结构进行设防和罕遇地震作用下的弹塑性时程分析，得到结构地震响应后再进行韧性评价。本文采用蒙特卡洛方法计算得到的具有 84% 保证率的拟合值与表 7 中各项阈值进行对比来判断 3 个指标的等级，取三者中最低星级作为该建筑的抗震韧性等级。

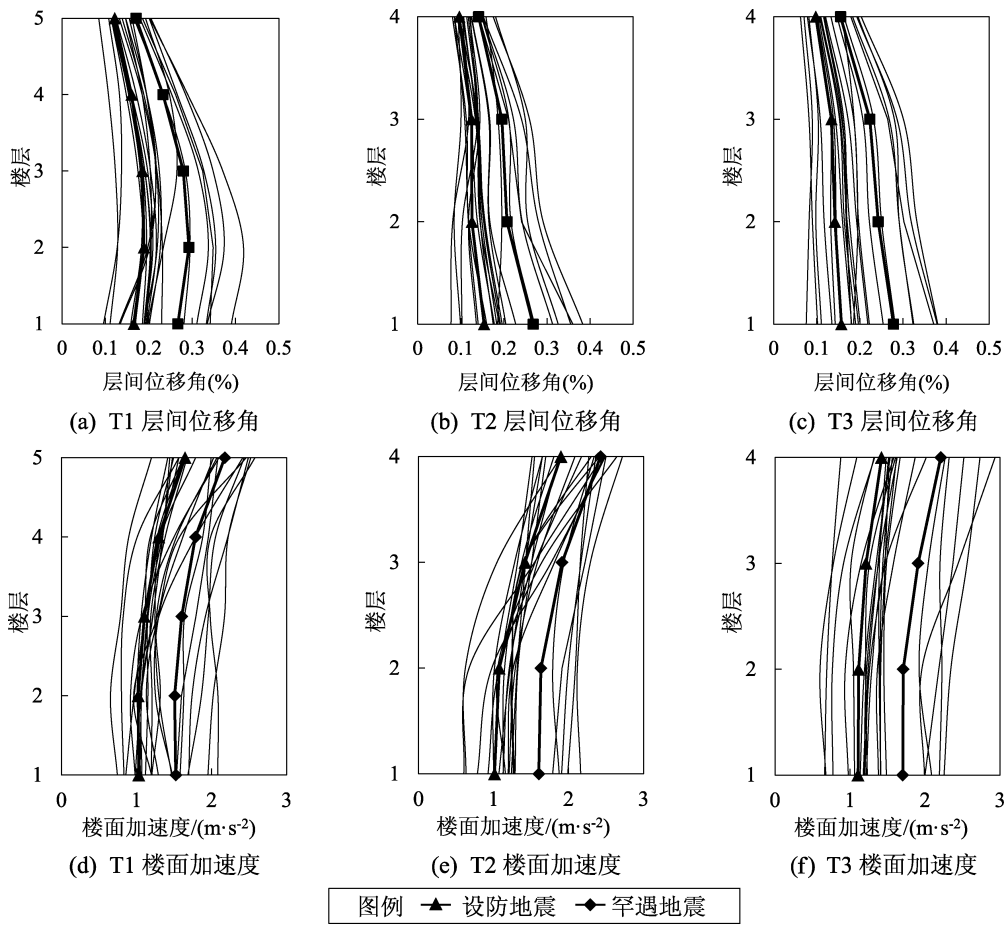


图4 2种地震作用下3个塔楼的结构地震响应分布

Fig. 4 Distributions of the inter-storey drift angle and the floor acceleration of 3 towers in case of being hit by different earthquakes

表7 建筑韧性评价原则

Tab. 7 The evaluation principle for the resilient performance of the structure

等级	地震水准	修复费用 指标 κ	修复时间/ d	人员伤亡率
三星	罕遇地震	[0, 5%]	[0, 7]	$\gamma_h \leq 10^{-4}$ 且 $\gamma_d \leq 10^{-5}$
二星	罕遇地震	(5%, 10%]	(7, 30]	$\gamma_h \leq 10^{-3}$ 且 $\gamma_d \leq 10^{-4}$
一星	设防地震	[0, 10%]	(7, 30]	$\gamma_h \leq 10^{-3}$ 且 $\gamma_d \leq 10^{-4}$

3.1 修复费用

在设防和罕遇地震作用下, 3个塔楼的结构构件、位移敏感型非结构构件(简称“位移型构件”)及加速度敏感型非结构构件(简称“加速度型构件”)的修复费用如图5所示, 损伤构件修复费用占比如图6所示。

T1、T2及T3的重置费用分别为718、367和

540万元。在设防地震作用下, 3个塔楼的修复费用指标 κ (修复费用/重置费用)分别为0.53%、0.46%和0.35%, 均满足韧性一星水准, 满足《建筑抗震韧性评价标准》(GB/T 38591—2020)对建筑在设防地震作用下的韧性水平要求; 在罕遇地震作用下, 3座塔楼的 κ 分别为1.00%、0.62%和0.45%, 均满足韧性三星水准。

3个塔楼的修复费用主要由结构构件以及位移型构件修复费用组成, 两者的修复费用占总修复费用的90%以上。结构构件的修复费用由梁、柱损伤决定。设防地震作用下, 3座塔楼梁的修复费用占到结构构件修复费用的67%~83%, 控制着结构构件的修复费用; 罕遇地震作用下, T1梁、柱的修复费用占比接近, 两者共同控制T1结构构件的修复费用; 对于T2和T3, 梁的修复费用占到结构构件修复费用的82%和83%, 控制着T2和T3

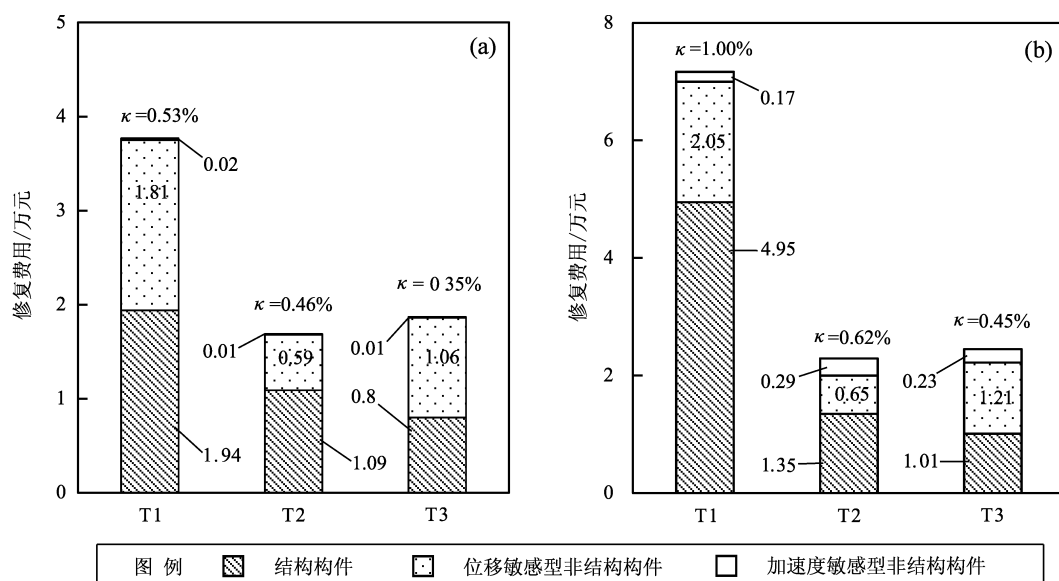


图5 在设防 (a) 及罕遇 (b) 地震作用下 3 个塔楼的损伤构件的修复费用

Fig. 5 Restoration cost for the 3 towers in case of being hit by the design basis earthquake (a) and the maximum considered earthquake (b)

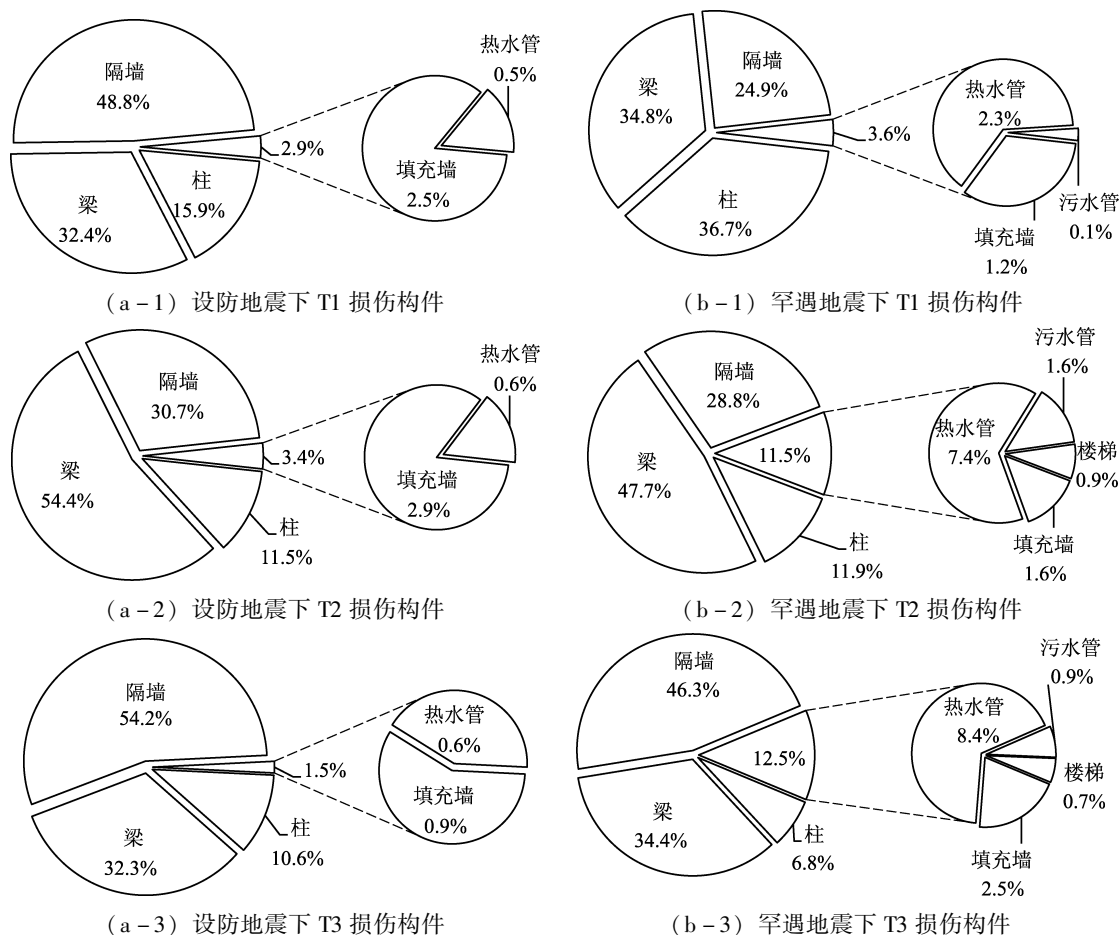


图6 在设防 (a) 及罕遇 (b) 地震作用下 3 个塔楼的损伤构件的修复费用占比

Fig. 6 Composition of restoration cost for the elements of the 3 towers in case of being hit by the design basis earthquake (a) and the maximum considered earthquake (b)

结构构件的修复费用。位移型构件的修复费用由隔墙的损伤决定, 设防地震作用下 3 个塔楼中隔墙的修复费用占位移型构件修复费用的 91% ~ 98%; 罕遇地震作用下 3 个塔楼中隔墙的修复费用占位移型构件修复费用的 92% ~ 95%。

结构楼面加速度在设防地震作用下未超过 1.90 m/s^2 , 在罕遇地震作用下仍未超过 2.43 m/s^2 , 大部分加速度型构件未发生损伤, 仅有管道存在轻微损伤, 产生了较低的修复费用。

3.2 修复时间

《建筑抗震韧性评价标准》(GB/T 38591—2020) 将同一层内的修复时间分为 2 个阶段: 阶段 I 的修复工作包括结构构件修复和楼梯的修复; 阶段 II 的修复工作包括围护构件、隔断构件、吊顶及附属构件、管线、大型设备以及电梯等非结构构件的修复。阶段 I 的修复工作全部结束后方可开始阶段 II 的修复工作, 2 个阶段所需修复工时之和为本楼层的总修复时间。

在设防和罕遇地震作用下 3 个塔楼的修复时间如图 7 所示。设防地震作用下 T1、T2 和 T3 修复时间分别为 2.06、2.03 和 1.05 d, 均满足韧性一星水准。罕遇地震作用下, 3 个塔楼的修复时间分别为 3.5、2.3 和 3.0 d, 韧性等级均为三星。

阶段 I 的修复时间决定了总体修复时间。设防地震作用下, 在阶段 I 3 个塔楼的修复时间占比为 95% ~ 98%, 其中梁的修复时间分别为 1.62、1.68 和 1.01 d, 控制了阶段 I 的总修复时间。罕遇地震作用下, 在阶段 I 3 个塔楼的修复时间占比为 91% ~ 94%, T1 中梁、柱的修复时间分别为 1.47 和 1.83 d, 共同控制阶段 I 的修复时间; T2 和 T3 中梁的修复时间分别为 1.87 和 2.39 d, 控制了 T2 和 T3 在阶段 I 的修复时间。

阶段 II 的修复时间由位移型构件中隔墙和加速度型构件中管道的修复时间组成。由于隔墙和管道两类构件在发生破坏时的修复时间较短, 并且设防地震作用下隔墙和管道的损伤概率仅为 0.36% 和 0.12%, 导致设防地震作用下阶段 II 的修复时间不超过 0.05 d, 可以忽略不计; 罕遇地震作用下隔墙和管道的损伤概率为 1.02% 和 0.47%, 使得隔墙产生了 0.17 d 的修复时间, 管道产生了 0.03 d 的修复时间, 阶段 II 的总修复时间为 0.2 d。

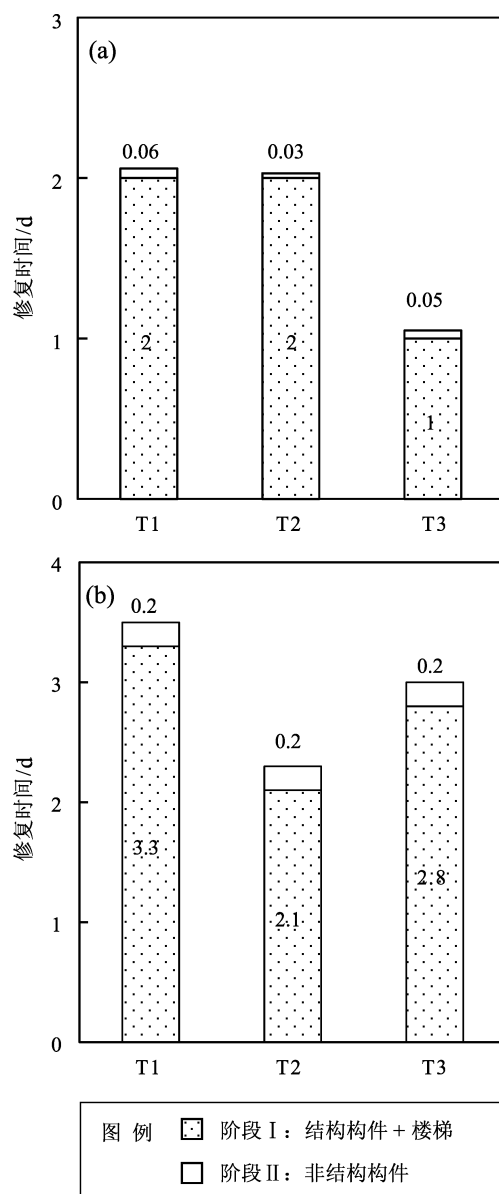


图 7 在设防 (a) 和罕遇 (b) 地震作用下 3 个塔楼损伤构件的修复时间

Fig. 7 Recovery time for the 3 towers in case of being hit by the design basis earthquake (a) and the maximum considered earthquake (b)

3.3 人员伤亡率

根据《建筑抗震韧性评价标准》(GB/T 38591—2020), 本文采用蒙特卡洛方法计算得到具有 84% 保证率的人员伤亡率, 见表 8。设防地震作用下, 3 个塔楼的人员死亡率 γ_d 均为 0, T1、T2 和 T3 的人员受伤率 γ_h 分别为 2.63×10^{-6} 、0 和 0, 满足韧性一星水准; 罕遇地震作用下, 3 个塔楼的人员死亡率 γ_d 均为 0, T1、T2 和 T3 的人员受伤率

γ_h 分别为 1.05×10^{-5} 、 8.72×10^{-6} 和 8.72×10^{-6} , 达到了韧性三星水准。

表8 在设防和罕遇地震作用下3个塔楼的人员伤亡率

Tab.8 Casualty rate of the 3 towers in case of being hit by the design basis earthquake and the maximum considered earthquake

不同水准地震	塔楼	人员受伤率 γ_h	人员死亡率 γ_d
设防地震	T1	2.63×10^{-6}	0
	T2	0	0
	T3	0	0
罕遇地震	T1	1.05×10^{-5}	0
	T2	8.72×10^{-6}	0
	T3	8.72×10^{-6}	0

4 结论

本文以某多塔 RC 框架为案例,对其进行了大底盘隔震设计,研究了设防、罕遇地震作用下3个塔楼的结构响应,进而评价分析了不同地震水准下建筑的抗震韧性,得到如下结论:

(1) 隔震后结构基本周期由 0.85 s 延长至 2.67 s,地震响应得到有效控制。在设防和罕遇地震作用下3个塔楼的最大层间位移角分别不超过 1/526 和 1/345,最大楼面绝对加速度分别不超过 1.90 和 2.43 m/s^2 。

(2) 隔震技术的引入显著控制了楼面绝对加速度,基本消除了加速度敏感型非结构构件的损伤,大幅控制了修复费用和修复时间。结构构件以及位移敏感型非结构构件主导了各塔楼的修复费用,各塔楼的修复时间均由阶段 I 中结构构件的修复时间控制,韧性等级达到了三星。

参考文献:

- 邓烜,叶烈伟,郁银泉,等. 2015. 大底盘多塔隔震结构设计[J]. 建筑结构,45(8):13-18,24.
- Deng X, Ye L W, Yu Y Q, et al. 2015. Seismic isolation design of multi-tower structure with enlarged base[J]. Building Structure, 45(8): 13-18, 24. (in Chinese)
- 范重,崔俊伟,薛浩淳,等. 2021. 地铁上盖结构隔震效果研究[J]. 工程力学,38(S1):77-88.
- Fan Z, Cui J W, Xue H C, et al. 2021. Study on the isolation effect of subway cover structures[J]. Engineering Mechanics, 38(S1): 77-88. (in Chinese)

- 李爱群. 2012. 日本东北大地震之隔震建筑考察与思考[J]. 工程力学,29(S2):69-77,106.
- Li A Q. 2012. Investigation and consideration of seismic isolation and energy dissipation structures in Tohoku earthquake[J]. Engineering Mechanics, 29(S2): 69-77, 106. (in Chinese)
- 吴曼林,谭平,唐述桥,等. 2010. 大底盘多塔楼结构的隔震减震策略研究[J]. 广州大学学报(自然科学版),9(2):83-89.
- Wu M L, Tan P, Tang S Q, et al. 2010. Seismic isolation strategies for multi-tower structure with a large podium[J]. Journal of Guangzhou University(Natural Science Edition), 9(2): 83-89. (in Chinese)
- 解琳琳,范子麦,王心宇,等. 2023. RC 框架-剪力墙隔震结构地震韧性设计研究[J]. 工程力学,40(10):47-57.
- Xie L L, Fan Z M, Wang X Y, et al. 2022. Investigation on the resilience-based seismic design of isolated RC frame shear wall structures[J]. Engineering Mechanics, 40(10): 47-57. (in Chinese)
- 尹传印,解琳琳,李爱群,等. 2019. 基于抗规和隔规的 RC 框架隔震结构设计对比[J]. 工程力学,36(9):197-204.
- Yin C Y, Xie L L, Li A Q, et al. 2019. Comparison on the seismic design of base-isolation RC frames using two Chinese codes[J]. Engineering Mechanics, 36(9): 197-204. (in Chinese)
- 张亮泉,客金保. 2022. 长周期地震动参数与隔震结构响应参数的相关性研究[J]. 地震研究,45(1):17-25.
- Zhang L Q, Ke J B. 2022. Research on the correlation between ground motion intensity indexes and maximum response of the isolation system[J]. Journal of Seismological Research, 45(1): 17-25. (in Chinese)
- 中华人民共和国国务院. 2021. 建设工程抗震管理条例[N]. 中华人民共和国国务院公报, (23):13-19.
- State Council of the PRC. 2021. Regulations of administration of seismic management of construction projects[N]. Communique of the State Council of the People's Republic of China, (23): 13-19. (in Chinese)
- 朱宏平,周方圆,袁涌. 2014. 建筑隔震结构研究进展与分析[J]. 工程力学,31(3):1-10.
- Zhu H P, Zhou F Y, Yuan Y. 2014. Development and analysis of the research on base isolated structures[J]. Engineering Mechanics, 31(3): 1-10. (in Chinese)
- GB 50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].
- GB 50011—2010, Code for seismic design of buildings[S]. (in Chinese)
- GB/T 38591—2020, 建筑抗震韧性评价标准[S].
- GB/T 38591—2020, Standard for seismic resilience assessment of buildings[S]. (in Chinese)
- GB/T 51408—2021, 建筑隔震设计标准[S].
- GB/T 51408—2021, Standard for seismic isolation design of building[S]. (in Chinese)
- Becker T C, Bao Y, Mahin S A. 2017. Extreme behavior in a triple friction pendulum isolated frame[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 46(15): 2683-2698.

- Cancellara D, Angelis F D. 2017. Assessment and dynamic non-linear analysis of different base isolation systems for a multi-storey RC building irregular in plan[J]. Computers Structures, 180:74–88.
- Guo T, Xu W, Song L, *et al.* 2014. Seismic-isolation retrofits of school buildings: Practice in China after recent devastating earthquakes [J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 28(1):96–107.
- Mokhtari M, Naderpour H. 2020. Seismic resilience evaluation of base-isolated RC buildings using a loss-recovery approach[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 18(10):5031–5061.
- Moretti S, Trozzo A, Terzic V, *et al.* 2014. Utilizing base-isolation systems to increase earthquake resiliency of healthcare and school buildings [J]. Procedia Economics and Finance, 18:969–976.
- Shen S J, Liu W Q, Du D S, *et al.* 2013. Effects of nonlinear seismic response of isolated structures on spectrum characteristics of ground motions[J]. Nanjing Univ Technol, 35(3):1–5.
- Wang X Y, Xie L L, Zeng D M, *et al.* 2021. Seismic retrofitting of reinforced concrete frame-shear wall buildings using seismic isolation for resilient performance[J]. Structures, 34:4745–4757.
- Xie L L, Wang X Y, Zeng D M, *et al.* 2022. Resilience-based retrofitting of adjacent reinforced concrete frame-shear wall buildings integrated into a common isolation system[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 36(1):04021100.
- Yang C T, Xie L L, Li A Q, *et al.* 2020. Resilience-based retrofitting of existing urban RC-frame buildings using seismic isolation[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 19(4):839–853.
- Yin C Y, Xie L L, Li A Q, *et al.* 2021. Comparison of the seismic-resilient design of seismically isolated reinforced concrete frame structures using two codes[J]. The structural design of Tall and Special Buildings, 30(14):e1886.

Investigation on the Resilience-based Seismic Design of Isolated Reinforced Concrete Frame Structure with Multi-towers Built on Large Chassis

YANG Jizhi^{1,2}, WANG Xinyu^{1,2}, LI Aiqun^{1,2}, YANG Cantian^{1,2}

(1. School of Civil and Transportation Engineering, Beijing University of Civil Engineering and Architecture, Beijing 100044, China)

(2. Multi-functional Shaking Tables Laboratory, Beijing University of Civil Engineering and Architecture, Beijing 100044, China)

Abstract

A reinforced concrete (RC) frame structure with multi-towers located in the VIII-degree ($PGA = 0.3\text{ g}$) region was integrated into a common isolation system. The seismic response of the three towers in case of being hit by the design basis earthquake (DBE) and the maximum considered earthquake (MCE) was studied, and the assessment of the towers' seismic resilience was carried out based on the *Standard for Seismic Resilience Assessment of Buildings* (GB/T 38591—2020). The results indicate that the isolation technology helps to extend the basic period of the structure by three times, reduce the seismic action, and effectively control the seismic response of the superstructure. Significant control of the absolute floor acceleration eliminates the damage of acceleration-sensitive non-structural components (ASNSCs). The repair cost of the structural components as well as the displacement-sensitive non-structural components (DSNSCs) takes up a major part of the total cost, and the repair time of the structural components in Phase 1 decides the total repair time of the structure. The seismic resilience of the structure applied with the seismic isolation scheme proposed in this paper can be successfully improved to Level 3, the outcomes can provide reference for design of isolated structure on large chassis.

Keywords: reinforced concrete frame structure with multi-towers; isolation design; design basis earthquake; maximum considered earthquake; seismic resilience