

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2022.05.030

地铁上盖大底盘多塔层间隔震结构的抗倒塌性能分析

袁涛涛¹, 蔡玉军¹, 李衍赫¹, 王洋², 吴函恒²

(1. 中铁第一勘察设计院集团有限公司, 陕西 西安 710043;

2. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710061)

摘要: 为了深入研究在强震作用下层间隔震结构的抗倒塌能力, 使用 ETABS 有限元分析软件对大底盘多塔层间隔震结构进行增量动力时程分析, 基于增量动力时程分析结果, 按照 FEMA P695 和《建筑结构抗倒塌设计规范》的评价标准, 结合倒塌储备系数, 定量地评价了地铁上盖大底盘多塔层间隔震结构的抗倒塌能力。研究表明: 在强震作用下, 大底盘多塔层间隔震结构中的上部结构、下部结构及隔震支座均满足两种规范对结构抗倒塌能力的要求; 相比于上部结构和大底盘, 大底盘多塔层间隔震结构的隔震支座倒塌概率最大; 根据上述分析结果, 得出隔震支座是大底盘多塔层间隔震结构的薄弱点, 然后提出使用高阻尼橡胶支座来减小大底盘多塔层间隔震结构的倒塌概率, 并对使用高阻尼橡胶支座结构与原叠层橡胶支座结构进行隔震性能的对比分析; 相较于铅芯橡胶支座, 高阻尼橡胶支座在减小隔震层位移、上部结构的位移角、楼层加速度和楼层扭矩具有明显的优势。

关键词: 地铁上盖; 大底盘多塔; 层间隔震; 增量动力分析

中图分类号: U451

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2022)05-0193-11

Collapse Performance Analysis of Story Isolated Multi-tower Structures with Large Base on Subway

YUAN Taotao¹, CAI Yujun¹, LI Yanhe¹, WANG Yang², WU Hanheng²

(1. China Railway First Survey and Design Institute Group Co., Ltd., Xi'an, Shaanxi 710043, China;

2. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an, Shaanxi 710061, China)

Abstract: In order to understand the damage status of multi-tower structure under earthquake action and ensure the collapse resistance of isolation structure under strong earthquake action, ETABS was used to conduct incremental dynamic analysis (IDA) of large chassis multi-tower structures. Based on the results of IDA, according to the evaluation standard of FEMA P695 and Code for Collapse Resistance design of Building Structures, combined with the collapse margin ratio, the collapse capacity of large chassis and multi-tower storey spacer structures on the subway roof was quantitatively evaluated. The results show that the superstructure, substructure and isolation bearings of the multi-tower spacer structure of large chassis could meet the requirements of the two codes for the collapse capacity of structures under the action of large earthquakes. Compared with the superstructure and the large chassis, the collapse probability of isolation bearings of the large chassis with multiple tower floors is the largest. According to the above analysis results, it is concluded that the isolation bearing is the weak point of the multi-tower structure with large chassis. Then, it is proposed to use high damping rubber bearings to reduce the collapse probability of multi-tower structure with large chassis, and the isolation performance of high damping rubber bearings is compared with that of the original laminated rubber bearings. The results show that compared with the lead rubber bearing, the high damping rubber bearing has obvious advantages in reducing the displacement of isolation layer, displacement angle of superstructure, floor acceleration and floor torque.

Keywords: subway over; large chassis multi-tower; story isolation; incremental dynamic analysis

收稿日期: 2022-06-15

修稿日期: 2022-07-25

基金项目: 陕西省重点研发计划(2019SF-239); 中央高校基本科研业务费专项资金资助(300102282204; 300102282718)

作者简介: 袁涛涛(1982—), 男, 高级工程师, 主要从事工程结构设计与应用研究。E-mail: 349291346@qq.com

通讯作者: 吴函恒(1984—), 男, 副教授, 主要从事钢结构、钢-混凝土组合结构研究。E-mail: wuhanheng@163.com

近年来,随着城市化进程的加快,城镇居民人口比例急剧上升,导致城市可利用空间骤然下降。为了提高城市空间利用率,在地铁上盖部分建设大底盘,然后设置塔楼已经成为一种趋势。采用传统的抗震结构,会增加底部结构的截面尺寸,从而增大下部结构的刚度,同时也会对地铁运营空间产生不利的影响。因此,为了解决刚度突变的问题,将层间隔震技术引入地铁上盖开发的过程中,引起了国内外学者的广泛关注^[1~9]。

赵楠等^[10]通过增量动力时程分析研究了在多遇和罕遇地震作用下,大底盘多塔高层隔震结构响应,研究表明:隔震结构的地震作用显著降低。邓烜等^[11]采用理想化质点系模型对大底盘多塔隔震结构进行了分析,提出了大底盘多塔楼设计时应根据各塔楼的特性并采用多种计算模型综合对比的设计方法。周颖等^[12]通过对两个上部结构形式不同、体积相当的大底盘单塔建筑进行了振动台试验研究,对比分析了破坏情况、动力特性及响应,并提出此类建筑结构的设计建议。陈云等^[13]通过数值分析和振动台试验研究了偏心大底盘层间隔震结构的地震响应,并提出在实际工程中应加强底盘受力构件的建议。

在强震作用下,保证建筑结构的抗倒塌能力,是建筑抗震设计的核心目标。目前结构抗倒塌能力评价最为合理的方法是基于弹塑性时程分析的倒塌易损性分析方法。基于增量动力分析(IDA)方法,国内外研究者对结构的倒塌易损性进行了一系列研究。Vamvatsikos 和 Cornell^[14-15]对增量动力分析方法进一步深度研究和总结。我国学者陆新征等^[16]研究了构件层次和整体结构的安全储备系数,并考虑了影响安全储备系数的因素,同时利用基于 IDA 法的倒塌储备系数对 7 度设防条件下不同层高框架结构的倒塌能力进行评估。樊剑等^[17]研究了不同结构参数对隔震结构工程需求参数的影响,并根据增量动力时程分析结果,绘制了隔震上部结构最大层间位移角和隔震支座最大位移的超越概率曲线。任叶飞等^[18]对比了不同地震动输入下的易损性结果,建议采用考虑场址危险一致性与结构自振特性的地震动输入选取方法。

本文对大底盘多塔层间隔震结构建立分析模型,进行增量动力时程分析,建立易损性曲线,根据 FEMA P695^[19]和《建筑结构抗倒塌规范》^[20](CECS

392:2021)对该结构抗倒塌能力进行评估,探讨层间隔震结构的破坏模式,提出使用高阻尼橡胶支座来控制隔震层的变形,并对比研究地震下叠层橡胶支座和高阻尼橡胶支座对结构的影响。

1 工程概况

项目为西安某地铁停车场,受建设条件的需求,设计分为盖上、盖下两个部分。该工程结构设计基准期和使用年限 50 年,安全等级为二级,结构重要性系数为 1.0,抗震设防烈度为 8 度,0.2g,建筑抗震设防类别为丙类,建筑场地类别为 II 类,设计地震分组为第二组,特征周期为 0.40 s。50 年重现期基本风压为 0.35 kN/m²,基础设计安全等级为二级,基础设计等级为甲级。主要构件截面尺寸如表 1 所示。其中隔震支座的属性见表 2,塔 3 的支座布置见图 1。

表 1 主要构件截面尺寸

区域	构件	截面/mm
盖上结构	剪力墙	外墙 200 内墙 200
	梁	外框梁 200 × 500 内框梁 200 × 460
盖下结构	转换柱	2000 × 1800 十字型钢
	首层 框架柱	1100 × 650 × 40 × 40 1800 × 1600
	框架梁	1000 × 1200
	剪力墙	700 ~ 1100
二层	转换柱	1800 × 1800 十字型钢
	框架柱	1100 × 650 × 20 × 20 1600 × 1600
	框架梁	X 向 1200 × 1300 Y 向 1000 × 1300

表 2 隔震支座的规格和力学性能

类别	LRB800	LRB900	LNR800	LNR900
有效直径/mm	800	900	800	900
竖向刚度/(kN · mm ⁻¹)	2900	3500	3100	3700
等效刚度/(kN · mm ⁻¹)	2.37	2.05	1.35	1.21
屈服前刚度/(kN · mm ⁻¹)	17.35	19.67	—	—
屈服后刚度/(kN · mm ⁻¹)	1.33	1.51	—	—
屈服力/kN	106	141	—	—
橡胶层总厚度/mm	148	165	163	184

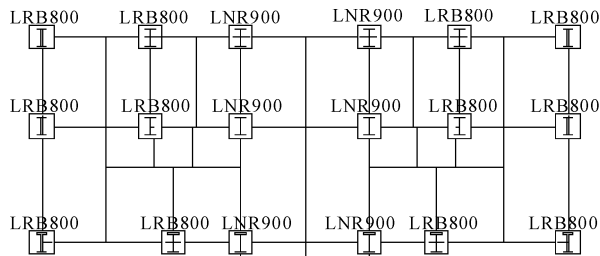


图 1 隔震支座的布置

2 结构分析模型

采用 ETABS 软件分析计算,整体模型如图 2 所示,其中隔震支座采用“Rubber Isolator + Gap”单元模拟,梁、柱构件采用框架单元模拟,楼板采用膜单元模拟,下部结构剪力墙采用厚壳单元模拟,而上部结构剪力墙采用薄壳单元来模拟(忽略横向剪切变形)。混凝土本构模型采用武田(Takeda)三线性模型,钢材本构模型采用双线性随动强化模型,如图 3 所示,根据试验的相关数据确定本构模型的相关参数^[21]。弹塑性分析时,框架梁采用只考虑弯矩 M3 的塑性铰,框架柱采用 P-M2-M3 纤维铰。采用分层壳单元来模拟下部结构剪力墙的非线性行为,由于上部结构剪力墙高宽比较大,所以采用墙铰(P-M3)来模拟墙体的非线性行为。墙铰模拟墙体的压弯行为,墙体的剪切行为仍是弹性的,取决于材料的剪切模量,压弯和剪切行为没有耦合。

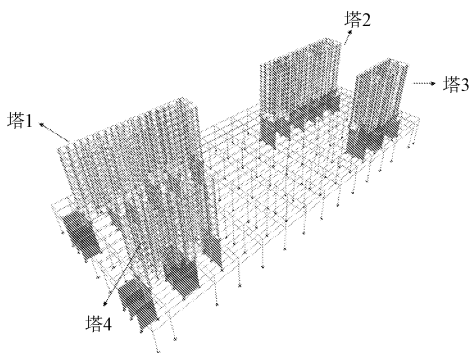


图 2 结构分析整体模型

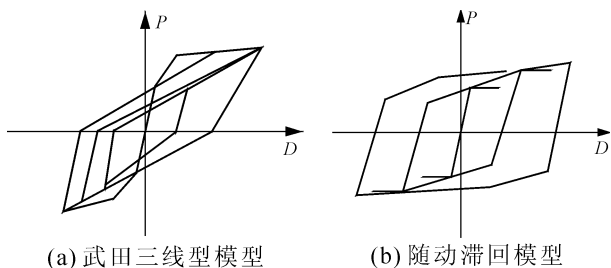


图 3 本构模型

3 基于 IDA 的倒塌易损性分析

3.1 地震动的选择

本文采用 FEMA P695^[19]推荐的 22 条远场地震波进行 IDA 分析。与此同时,将规范谱与所选反应谱进行了对比(见图 4)。

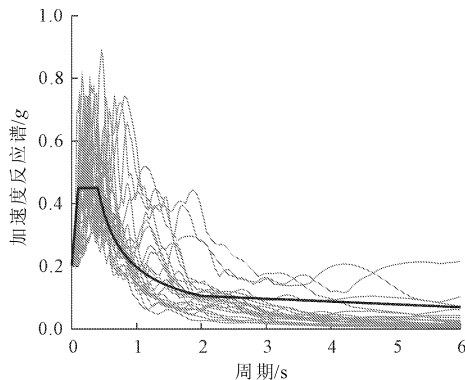


图 4 对比规范谱与所选地震波反应谱

3.2 IM 指标和 DM 指标的选择

将某条特定的地震动记录按一定比例进行一系列单增的调幅,形成多条地震动记录,这一系列的幅值从小到大排列作为增量动力分析(IDA)的地震动烈度指标(IM),选取地面峰值加速度(PGA)作为 IM 指标,本工程为大底盘多塔层间隔震结构,选取三个 DM 指标,分别为下部结构最大层间位移角,隔震支座位移和上部结构最大层间位移角^[22]。本文采取等步长 0.20g 的方式对地震动进行调幅,起始地震动为 0.10g,将每条地震波调幅至 1.50g 或者 DM 指标超过倒塌限值。

3.3 结构倒塌判断准则

FEMA 350^[23]规定当达到倒塌状态时,初始斜率的 20% 为 IDA 曲线的斜率。隔震结构由于隔震层刚度较小,地震作用下易出现大变形,因此本文定义达到倒塌状态时即位移角或者支座位移达到了规范限值。

本工程下部结构是框剪结构,上部为剪力墙结构。《建筑抗震设计规范》^[24](GB 50011—2010)和《建筑隔震设计标准》^[25](GB/T51408—2021)规定的弹性和弹塑性的位移角限值如表 3 所示。因此本文结合《抗规》和《隔规》定义下部框架剪力墙结构在罕遇地震下的倒塌限值为 1/200,上部结构剪力墙位移角倒塌限值为 1/250。极罕遇地震下,上部结构倒塌限值为 1/120,下部结构倒塌限值为 1/130。罕遇地震下支座位移的倒塌限值为 $\min(0.55 \text{ 支座直径}, 3 \text{ 倍橡胶总厚度}) = 440 \text{ mm}$,极罕

遇地震下支座的倒塌限值为橡胶层总厚度的 4 倍^[26],其值为 592 mm。

表 3 规范对层间位移角的限值

规范	部位	结构类型	地震动水准	位移角限值
《抗规》	隔震层以上	剪力墙	多遇地震	1/1000
			罕遇地震	1/120
	隔震层以下	框架-剪力墙	多遇地震	1/800
			罕遇地震	1/200
《隔规》	隔震层以上	剪力墙	设防烈度地震	1/600
			罕遇地震	1/250
			极罕遇地震	1/120
	隔震层以下	框架-剪力墙	设防烈度地震	1/600
			罕遇地震	1/200
			极罕遇地震	1/130

4 分析结果

4.1 易损性曲线

将所有弹塑性分析结果汇总成为 IDA 曲线如图 5,横坐标为 DM 指标,纵坐标为 IM 指标。

结构需求参数 (EDP) 和地震动强度参数 (IM) 满足关系式:

$$EDP = \alpha(IM)^\beta \quad (1)$$

本文 EDP 为结构损伤参数 θ_{max} 和隔震支座位移,地震动强度参数 IM 为 PGA,代入式(1),两边同时取对数得:

$$\ln(\theta_{max}) = a + b \cdot \ln(PGA) \quad (2)$$

式中: $a = \ln\alpha, b = \beta$,且 a 和 b 的值可通过对增量动力时程分析得到的 IDA 曲线进行线性回归定义,见图 6。

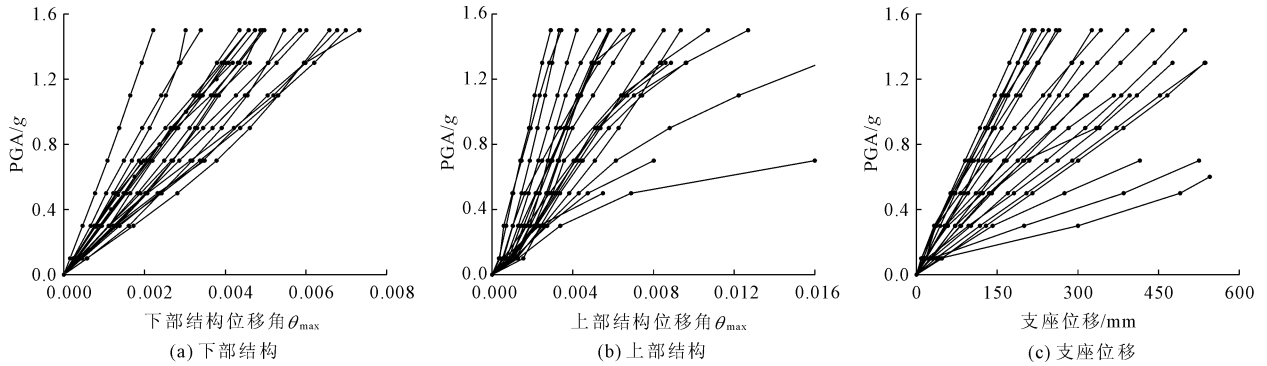


图 5 IDA 曲线

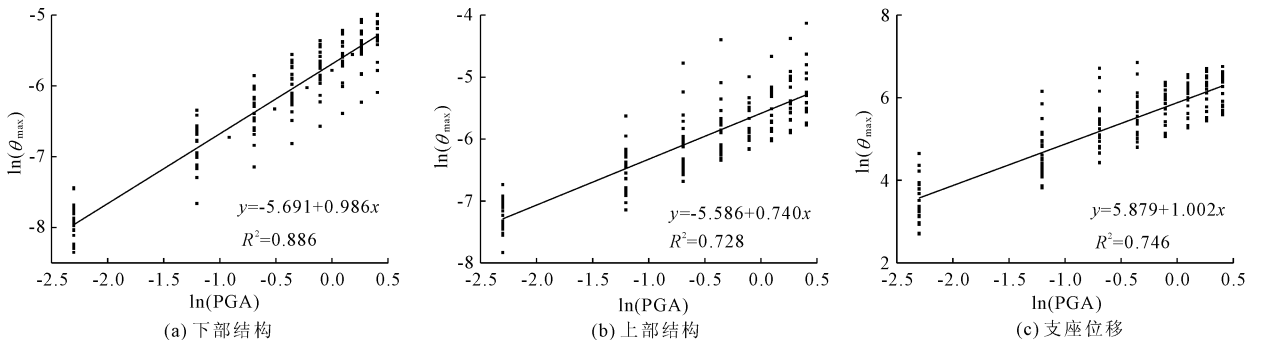


图 6 IDA 曲线回归分析

地震易损性曲线描述了结构不同地震动强度作用下,结构地震反应 D 大于结构定义的抗震能力参数 C 的条件概率 P_f ,如式(3)所示:

$$P_f = P(C - D < 0) \quad (3)$$

假设 D 和 C 均服从对数正态分布,则结构的失效概率可表示为:

$$P_f = \Phi\left[\frac{\ln(\hat{D}/\hat{C})}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}}\right] = \Phi\left[\frac{\ln(\alpha(PGA)^\beta/\hat{C})}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}}\right] \quad (4)$$

式中: $\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}$ 可根据 HAZUS99^[13] 用户手册确定,当以 PGA 描述结构易损性曲线时,取为 0.5。 \hat{C} 为不同极限状态下的结构能力参数。

根据上述方法,可以得出结构的概率需求模型表达式,以下部结构层间位移角为例,根据前述拟合结果,可以求出 $\alpha = 0.002749, \beta = 0.98581$,代入公式(4)可得:

$$P_f = \Phi \left[\frac{\ln(\hat{D}/\hat{C})}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}} \right] = \Phi \left[\frac{\ln(0.002749(PGA)^{0.98581}/\hat{C})}{0.5} \right] \quad (5)$$

将不同的地面峰值加速度(PGA)代入公式(5),根据正态分布表可计算出结构超越或达到某性能状态的概率对应不同的地震动强度,如图7所示。

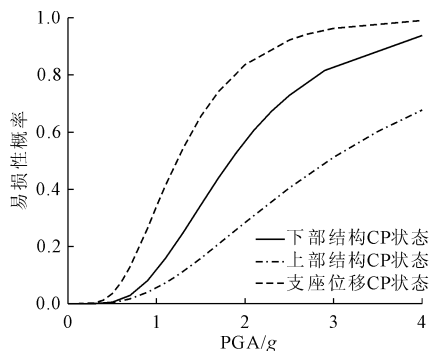


图7 隔震结构的倒塌易损性曲线

从图7中可以看出支座位移的倒塌概率最大,当在罕遇地震下(0.4g),支座位移的倒塌概率为2.1%。满足 FEMA P695^[19]中规定的最大考虑地震(MCE),对应我国罕遇地震下的可接受倒塌概率为10%。当PGA达到0.60g时,支座位移倒塌概率为7.49%,上部结构倒塌概率为0.94%,下部结构倒塌概率为1.39%。

4.2 基于 FEMA P695 的抗倒塌性能评估

FEMA P695^[7]体系提供了一套完整的抗倒塌评估标准化流程和评价准则:在不同地震强度作用下,对结构进行弹塑性分析(IDA),得到结构的倒塌概率,将其连线,即得到结构的易损性曲线,并提出结构倒塌储备系数 CMR 作为评判结构抗倒塌能力指标。结构倒塌储备系数 CMR (Collapse Margin Ratio),又称为倒塌富余度, CMR 用 S_{CP} 与 S_{MT} 的比值来定义,如公式(6)所示。用量化的 CMR 值来衡量结构抗倒塌性能, CMR 值越大,结构倒塌概率越小。

$$CMR = \frac{S_{CP}}{S_{MT}} \quad (6)$$

式中: S_{CP} 为结构易损性曲线倒塌概率50%时对应的地震动强度; S_{MT} 对应我国规范中罕遇地震下第一周期对应的谱加速度。

根据易损性曲线可知,支座位移的倒塌概率50%对应的地震动强度 S_{CP} 为1.0g。 S_{MT} 可以根据规范谱的公式在第一周期3.2s求出为0.1898g。因此代入公式(6)得出此大底盘多塔层间隔震结构倒塌

储备系数 CMR 为5.269。

将反应谱形状对结构倒塌储备系数产生的影响纳入考虑范围,利用反应谱形状调整系数(SSF_i),调整结构倒塌储备系数(CMR),修正后的倒塌储备系数 $ACMR$ 计算公式为:

$$ACMR = SSF_i \times CMR \quad (7)$$

式中: SSF_i 为结构第一自振周期 T_1 、延性系数 μ_c 以及设计地震分组的函数,根据 FEMA P695^[19],得出 $SSF_i = 1.37$,可计算 $ACMR = 7.219$ 。

4.3 结构总的倒塌不确定性计算

结构倒塌概率受多种因素的影响,变异性过大会引起结构倒塌储备系数(CMR)过大,由此才能保证较小的结构倒塌概率。结构总的不确定性系数 β_{TOT} ,计算公式如下:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (8)$$

式中: β_{TOT} 为结构倒塌总的不确定性系数; β_{RTR} 为与地震动相关的不确定性系数; β_{DR} 为与设计要求相关的不确定性系数; β_{TD} 为与试验数据相关的不确定性系数; β_{MDL} 为与模型质量相关的不确定性系数。

由于弹塑性模型配筋做了一定简化,并且上部结构剪力墙没有考虑压弯和剪切耦合,因此选择非线性模型质量为一般。

国内外对橡胶支座开展了较多的试验研究和理论研究,因此,数值模型模型的准确性可由已有的试验数据来验证。由于试验数据比较成熟,认定试验数据属于良好范畴,认定设计质量属于良好范畴,依据 FEMA P695^[19],得出总的不确定性系数 β_{TOT} 为0.600。

根据 FEMA P695^[24]提出的不同 β_{TOT} 、不同倒塌概率下的可接受倒塌储备系数调整值 $ACMR$,可以得出,当 β_{TOT} 为0.600时,20%倒塌概率下可接受 $ACMR$ 值(用于衡量个体结构的抗倒塌能力)为1.66,通过公式(7)计算得出的 $ACMR$ 值为7.219远大于1.66,满足大震不倒的要求。

4.4 基于 CECS392:2014 的抗倒塌性能评估

我国《建筑结构抗倒塌设计规范》^[20]给出了采用基于IDA的易损性分析法时的可接受倒塌概率,如表5所示,倒塌概率的计算公式为:

$$P_{collapse} = \frac{N_{collapse}}{N_{total}} \quad (9)$$

式中: $N_{collapse}$ 为该强度地震作用下发生倒塌破坏的地震动数。

通过IDA分析计算出的数据可知,在罕遇地震下(0.4g),支座位移发生倒塌破坏的地震动数有1

条,为 1244 波。因此计算出罕遇地震下的倒塌概率为 $P_{collapse} = 1/22 = 4.5\%$ 。极罕遇地震下(0.6g)有 2 条波,分别为 1158 波和 1244 波使支座位移发生倒塌破坏, $P_{collapse} = 2/22 = 9\%$ 。而本工程建筑抗震设防类别为丙类,因此满足规范罕遇地震和极罕遇地震下的可接受倒塌概率。

表 4 结构可接受最大地震倒塌概率

地震影响	倒塌概率/%	
	丙类建筑	乙类建筑
罕遇地震	5	1
极罕遇地震	10	5

5 强震下隔震层位移的控制研究

由前文对大底盘多塔层间隔震结构的抗倒塌性能分析的结论可知,大震下隔震支座位移的倒塌概率最大,可能会导致上部结构整体倾覆,所以要采取相应措施来限制隔震层的位移,但如果只是增大橡胶支座的刚度来减小位移势必会引起隔震效果的降低,所以叠层橡胶支座的刚度和位移就是一对矛盾,如何解决此矛盾是当下研究的热点。

目前我国在天然橡胶支座(LNR)和铅芯橡胶支座(LRB)的应用慢慢得到普及,在各种住宅建筑和公共建筑中已经得到应用。不过这些普通橡胶支座也有明显的缺点,一是在低温环境下橡胶会发生硬化降低隔震性能,二是 LRB 支座里的铅芯会对环境造成严重的危害。试验研究^[26]表明 LRB 支座在低温条件下容易迅速硬化,大大降低支座的阻尼性能。为了更好的满足隔震结构在强震下的位移控制和保护环境的要求,本文认为新型的高阻尼橡胶支座能更适用于建筑工程减隔震领域。高阻尼隔震橡胶支座(High Damping Rubber Bearing,简称 HDRB)是将天然橡胶支座中加入各种添加剂、补强剂、可塑剂、硫化剂来提高橡胶的阻尼性能,然后使用这种大阻尼橡胶和钢板经过热硫化而制成。高阻尼橡胶同时拥有粘性流体特性和弹性固体的特性,其耗能原理是通过橡胶的流体运动产生的热能和弹性变形产生的势能一起去耗散地震能量^[15],这使它吸收地震能量的能力比普通的叠层橡胶支座要强,所以高阻尼橡胶支座不仅能承受较大竖向荷载,而且同时还能抵抗较大的水平剪切位移。

5.1 高阻尼橡胶支座的力学模型

高阻尼橡胶支座滞回环表现饱满,有较大的耗能能力,其滞回曲线如图 8 所示。该支座在小变形范围内就表现为非线性,在小变形领域,高阻尼橡胶

支座刚度较大,刚度随着变形的增大而发生软化,在剪应变达到 200% 后出现硬化,而且该支座的非线性属性与变形大小、反复次数和位移历程均有关。

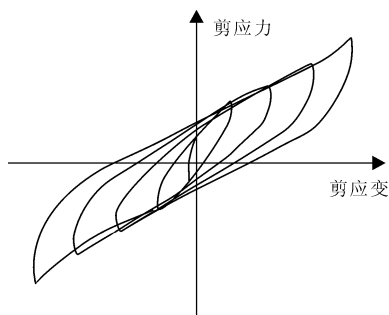


图 8 高阻尼橡胶支座的滞回模型

在工程中为计算方便,更多的是采用经过简化的等效双线性模型来模拟高阻尼橡胶支座的性能。根据我国规范《公路桥梁高阻尼隔震橡胶支座》^[27](JT/T 842—2012)附录 A.4.2 条,高阻尼橡胶支座可以采用如图 9 所示的双线性恢复力模型进行分析计算。与普通铅芯橡胶支座(LRB)计算模型^[28]相比,高阻尼橡胶支座采用双向性恢复力模型时与铅芯橡胶支座的恢复力模型相同,因此在程序中中同样适用“rubber isolator”单元来模拟高阻尼橡胶支座。然而,高阻尼橡胶支座 HDRB 比其他橡胶支座具有更强的非线性效应。研究表明^[29],对于 HDRB,传统的双线性模型适用于低至中等水平的剪切应变,但无法有效的描述更大的剪切应变,而 DHI 模型可以较好的模拟高阻尼橡胶支座。

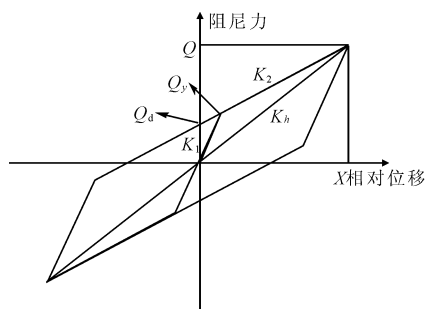


图 9 HDRB 双线性滞回模型

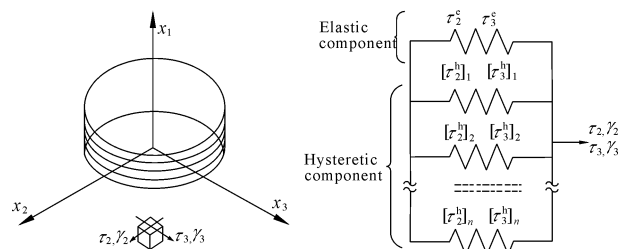


图 10 DHI 模型示意图

其中 γ_{\max} 是根据最大剪切应变计算的参数,依赖于两个横向方向,考虑了两个方向的损伤, $\vec{\gamma}_i$ 和 $\vec{\tau}_i$ 分别为滞回控制应变和应力。

Fujita^[30] 是最早提出了变形历史积分 (deformation history integral, 简称 DHI) 模型, Kato、Mori 和 Masaki 等^[31-32] 通过实验验证,说明了 DHI 模型对不同尺寸的高阻尼橡胶支座的适用性。图 10 展示了高阻尼橡胶支座 HDRB 的 DHI 模型概念,它包括一个弹簧单元和几个滞回单元。在该模型中水平方向的弹性分量由下式推出:

$$\tau_2^e = G_a E \gamma_2^e \quad (10)$$

$$\tau_3^e = G_a E \gamma_3^e \quad (11)$$

其中:

$$E = \theta + (1 - \theta) e^{-\left(\frac{\gamma_{\max}}{\gamma_d}\right)} \quad (12)$$

$$\gamma_{\max} = \sqrt{(\gamma_2^e)^2 + (\gamma_3^e)^2} \quad (13)$$

弹簧单元包括三个参数,分别是附加弹性刚度 G_a 、损伤函数控制应变 γ_d 、损伤函数抗力比 θ 。第 i 个滞回分量的剪切应力由下式推导出:

$$[\tau_2^h]_i = \frac{\bar{\tau}_i}{3} \int_x \frac{d}{dL'} [(\gamma_2' - \gamma_2)(\gamma_2'^2 + \gamma_3'^2) + 3\gamma_2'] e^{\frac{L-L'}{\gamma_i}} dL' \quad (14)$$

$$[\tau_3^h]_i = \frac{\bar{\tau}_i}{3} \int_x \frac{d}{dL'} [(\gamma_3' - \gamma_3)(\gamma_2'^2 + \gamma_3'^2) + 3\gamma_3'] e^{\frac{L-L'}{\gamma_i}} dL' \quad (15)$$

滞回单元包括两个参数:滞回控制应变 γ_i 、滞回控制应力 τ_i ,这些参数可以通过加载试验来确定。DHI 模型在各种类型的高阻尼橡胶支座 (HDRB) 上的应用表明^[33]:不论隔震支座的尺寸、刚度、阻尼比和橡胶类型,滞回曲线的分析结果与实验结果吻合良好,利用 DHI 模型可以更精确地计算结构的动力响应。

5.2 HDRB 支座的参数取值

本节使用 Bridgestone Corporation^[34] 的高阻尼橡胶隔震支座,使用的直径 800 mm 和直径 900 mm 的 HDRB 分别代替原来相应的直径,具体参数见表 5。Mori 等给出了相关的 DHI 参数推荐值,见表 6,而本文参考其 DHI 参数进行下面的分析。不过值得一提的是两种橡胶材料一样但直径不一样的 HDRB 支座,它们的 DHI 参数是相同的,因为它们实际上

描述的是支座中橡胶的特性,但是由于尺寸不同,他们的力学性能也不尽相同。

5.3 HDRB 和 LRB 的隔震性能对比

从图 5 的 IDA 分析的结果中可以得出,在 1158 号和 1244 号地震波下大底盘多塔层间隔震结构的支座位移达到限值,因此本节只在这两条地震波下进行 HDRB 和 LRB 的对比,对这使用不同支座的结构分别进行模态分析和中震、大震和极大震下的动力时程分析。

表 5 HDRB 的物理特性

支座名称	直径 /mm	有效面积 /cm ²	总橡胶厚度 /mm	有效剪切刚度 / (MN · m ⁻¹)	有效阻尼比 /%
HH080 × 0.6R	800	5023	200	1.56	24
HH090 × 0.6R	900	6359	198	1.99	24

表 6 HDRB 的 DHI 模型参数

支座名称	G_a	θ	γ_d	γ_1	τ_1	γ_2	τ_2
HH080 × 0.6R	0.52	0.45	0.41	0.03	2.46	0.50	0.35
HH090 × 0.6R	0.52	0.45	0.41	0.03	2.46	0.50	0.35

(1) 两结构模态对比。从表 7 中可以看出, HDRB 的基本周期要略小于 LRB 结构,前四阶的基本振型也几乎相同。

表 7 HDRB 和 LRB 隔震结构的模态对比

振型	LRB 隔震结构				HDRB 隔震结构			
	T/s	UX	UY	RZ	T/s	UX	UY	RZ
1	3.23	0.90	0.05	0.05	3.14	0.94	0.00	0.06
2	3.21	0.96	0.00	0.04	3.14	0.94	0.00	0.06
3	3.21	0.06	0.94	0.00	3.10	0.00	1.00	0.00
4	3.19	0.00	1.00	0.00	3.10	0.00	1.00	0.00
5	3.18	0.97	0.00	0.03	3.07	0.87	0.05	0.08
6	3.17	0.97	0.00	0.03	3.06	0.93	0.03	0.05
7	3.15	0.00	1.00	0.00	3.05	0.08	0.90	0.02
8	3.15	0.00	1.00	0.00	3.04	0.03	0.96	0.01
9	2.94	0.05	0.01	0.95	2.97	0.06	0.05	0.89
10	2.92	0.04	0.00	0.96	2.95	0.04	0.01	0.94

(2) 滞回曲线对比。提取同一位置两结构铅芯橡胶支座 (LRB) 和高阻尼橡胶支座 (HDRB) 的滞回曲线进行对比如图 11 所示。

(3) 能量的对比。图 12 是两种结构在 1158 波 400 gal 下的能量图,图中可以看出 HDRB 的非线性滞回耗能占比明显大于 LRB 结构。

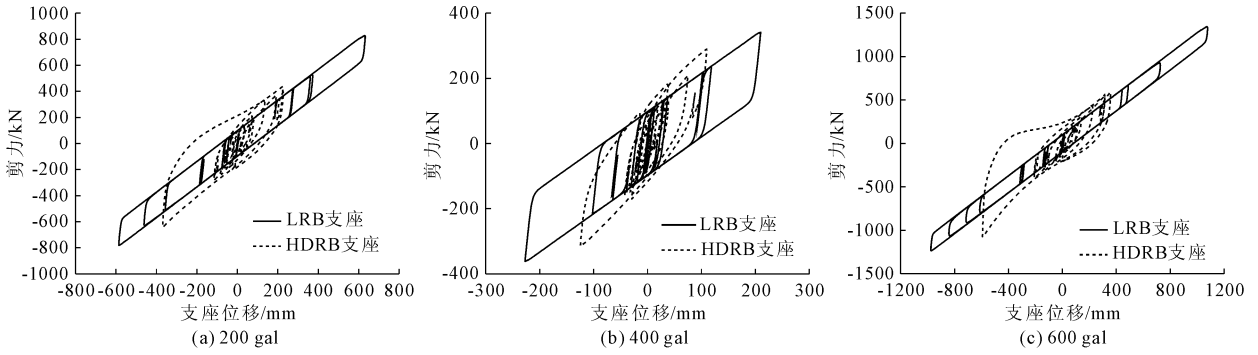
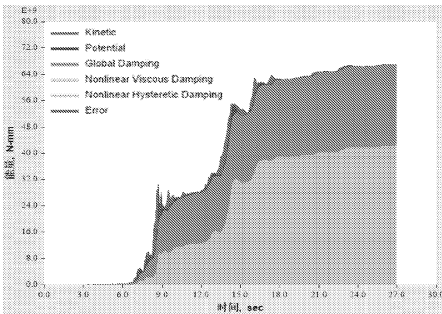
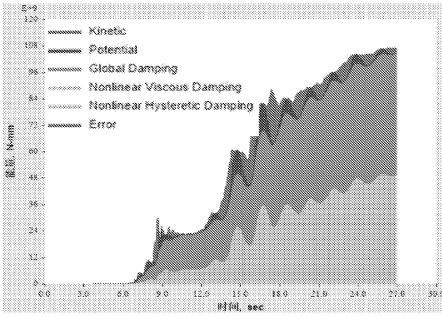


图 11 1158 号地震波下支座的滞回曲线对比

座的耗能占比随着地震动峰值的增大不变,而 LRB 隔震结构的支座耗能随地震动峰值增大而减小,从而可以看出 HDRB 支座在强震下要比 LRB 支座具有更好的耗能能力。



(a) HDRB 隔震结构的能量图



(b) LRB 隔震结构的能量图

表 8 HDRB 和 LRB 结构的能量占比

名称	编号	E/J	K/J	M/J	SD/J	a
HDRB 隔震	1158-0.2	14900	2667	5691	9183	0.62
	1158-0.4	67016	13118	24802	42169	0.63
	1158-0.6	151700	31575	56991	94602	0.62
LRB 隔震	1158-0.2	19012	3859	7749	11231	0.59
	1158-0.4	107200	28596	55340	49918	0.47
	1158-0.6	274400	79416	164900	101300	0.37

注: E 为输入能量; K 为动能; M 为模态阻尼耗能; SD 为支座耗能; a 为支座耗能占比。

图 12 两种结构在 1158 波 400 gal 下的能量图

表 8 是具体的能量数值对比,从表中可以看出,两种隔震结构在相同的地震波下,HDRB 结构的输入能量要比 LRB 隔震结构的输入能量小,HDRB 支

(4) 层间位移角的对比。位移角的对比情况如图 13 和图 14,从位移角的对比图中可以得出,两种结构大底盘的位移角基本相同,没有明显的区别。塔 1 和塔 3 在不同地震波下 HDRB 结构的位移角曲线和 LRB 结构的位移角曲线整体趋势相同,但位移角最大值要小于 LRB 结构,其中在 1244 号地震波下,HDRB 结构塔楼的位移角最大值远小于 LRB 结构,差值在 18% 左右。

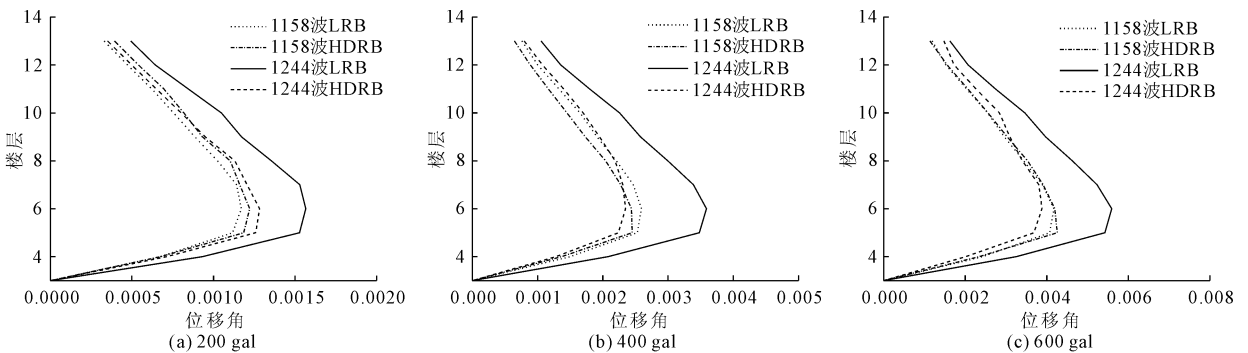


图 13 地震波下不同地震动峰值塔 1 的 X 向位移角对比

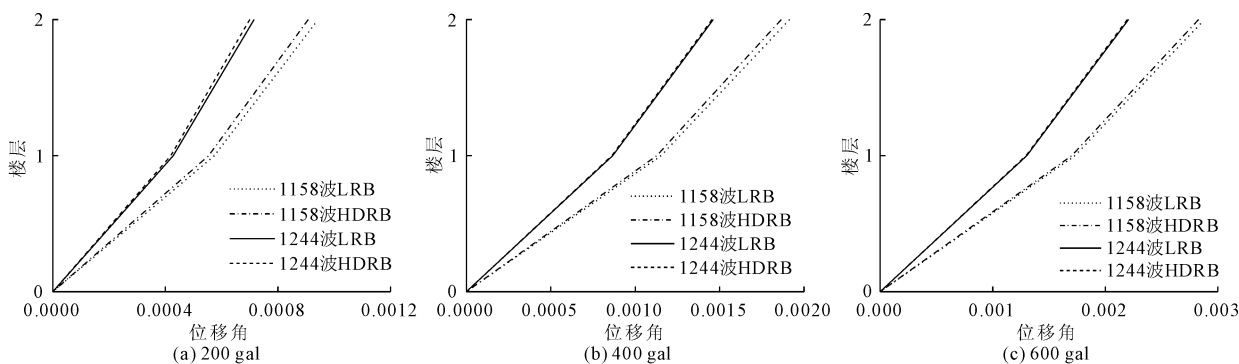


图 14 地震波下不同地震动峰值大底盘的 X 向位移角对比

(5) 基底剪力的对比。大底盘基底剪力时程曲线对比如图 15 和图 16 所示,从图中可看出两者的大底盘底部剪力时程曲线近乎吻合,但是 HDRB 结构的峰值要略小于 LRB 隔震结构。

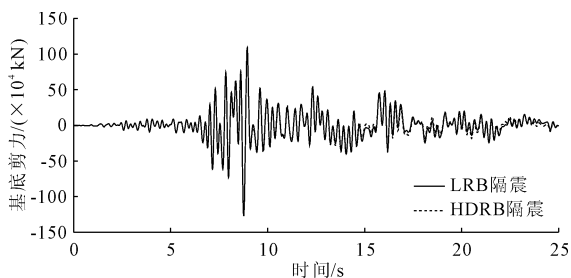


图 15 1158 号波大震下大底盘基底剪力时程曲线对比

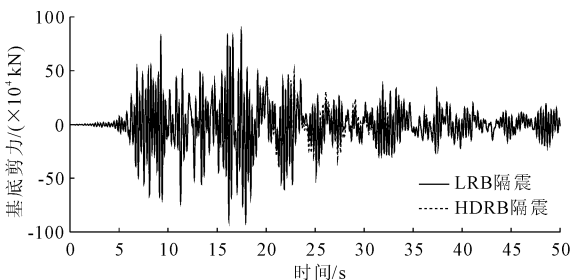


图 16 1244 号波大震下大底盘基底剪力时程曲线对比

(6) 顶层位移的对比。图 17 与图 18 所示为两结构顶层位移时程曲线对比图,在 1158 号地震波作用下,7.5 s 之前两结构顶层位移时程曲线近乎吻合,随着时间增大,HDRB 结构的顶层位移逐渐小于 LRB 结构,在 1124 号地震波下有相同的规律。

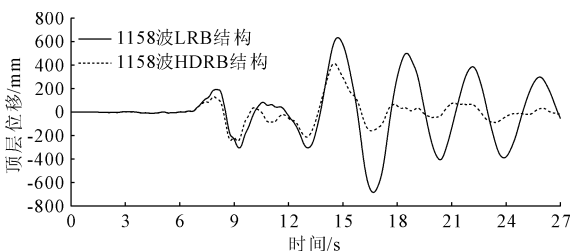


图 17 1158 号地震波大震下顶层位移时程曲线对比

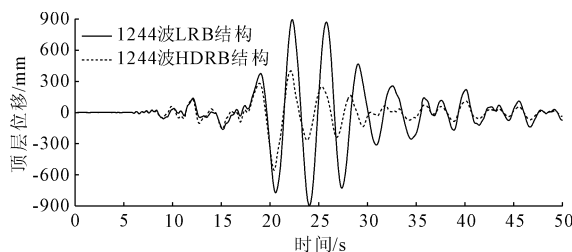


图 18 1244 号地震波大震下顶层位移时程曲线对比

(7) 楼层加速度的对比。表 9 和表 10 为楼层加速度对比,从表中可看出,在 1158 和 1244 地震波 200 gal 下 HDRB 隔震结构的楼层加速度是要大于 LRB 结构,而随着地震动峰值增大,楼层加速度逐渐小于 LRB 结构。

表 9 1158 号地震波下塔 1 楼层加速度对比

单位:cm/s²

楼层	HDRB			HDRB/LRB		
	200 gal	400 gal	600 gal	200 gal	400 gal	600 gal
13	180	285	372	1.40	1.21	0.97
12	162	251	328	1.40	1.08	0.87
11	138	211	288	1.41	0.93	0.78
10	115	167	258	1.30	0.75	0.70
9	105	164	242	1.21	0.73	0.66
8	98	190	287	1.06	0.85	0.78
7	96	212	285	0.99	0.96	0.78

(8) 楼层扭矩的对比。为了探究两种支座对结构的扭转效应,提取楼层的扭矩进行对比,如图 19 所示。当地震动峰值为 200 gal 时,HDRB 隔震结构的塔 1 和塔 3 楼层扭矩整体是相应的大于 LRB 隔震结构,然而随着地震动峰值逐渐增大,HDRB 隔震结构的扭矩逐渐小于 LRB 隔震结构。

(9) 隔震层位移的对比。由于隔震结构在最大剪应变作用下的阻尼增大和硬化效应,HDRB 会在较大的地震烈度下控制隔震层的位移,图 20 是两种

隔震支座结构在中震、大震、极罕遇地震下 LRB 结构的隔震层位移和 HDRB 结构的隔震层位移对比。从图中可以看出, HDRB 结构的隔震层位移远小于相同直径的 LRB 隔震结构的隔震层位移, 在 1158 波下 PGA 为 200 gal 时, HDRB 隔震结构的位移仅是 LRB 隔震结构位移的 54%, 当 PGA 为 400 gal 和 600 gal 时, 分别是 58% 和 55%。

5.4 HDRB 和 LRB 结构的抗倒塌性能对比

将 HDRB 结构的易损性曲线与 LRB 隔震结构的易损性曲线汇总起来进行对比, 如图 21 所示, 发现两者对于下部结构的易损性曲线近乎吻合, 而对于支座位移和上部结构在不同地震动作用下 HDRB 隔震结构的倒塌概率均小于 LRB 隔震结构。

表 10 1244 号地震波下塔 1 楼层加速度对比 单位: cm/s^2

楼层	HDRB			HDRB/LRB		
	200 gal	400 gal	600 gal	200 gal	400 gal	600 gal
13	178	313	477	1.21	1.09	1.06
12	156	297	457	1.09	1.06	1.02
11	153	286	426	1.10	1.02	0.96
10	152	280	418	1.12	1.00	0.95
9	149	274	401	1.15	0.99	0.91
8	155	264	371	1.26	0.96	0.85
7	150	252	352	1.26	0.92	0.81
6	143	255	356	1.18	0.93	0.83
5	144	255	358	1.16	0.93	0.84
4	142	253	358	1.13	0.93	0.85

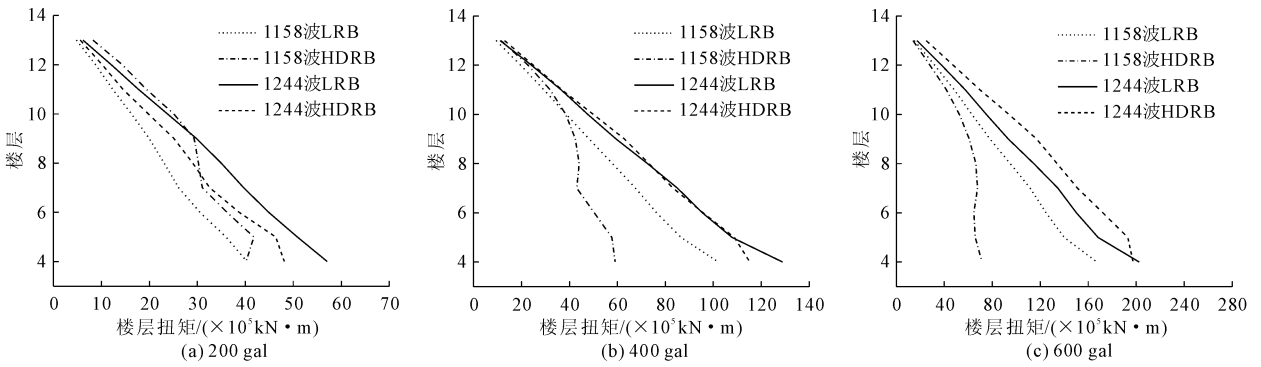


图 19 不同地震动下塔 1 的楼层扭矩对比

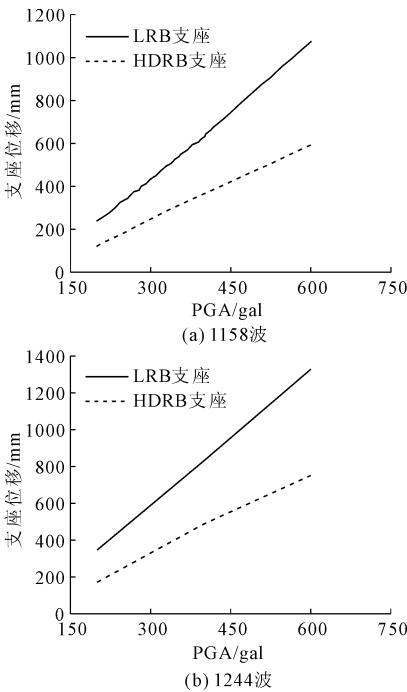


图 20 地震波下 LRB 和 HDRB 的支座位移对比

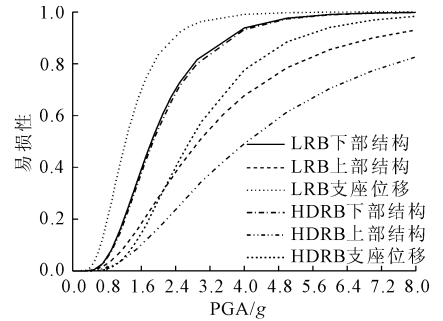


图 21 HDRB 结构与 LRB 结构易损性曲线

6 结 论

(1) 当 PGA 达到 0.4g 时, 支座位移的倒塌概率为 2.1%, 当 PGA 达到 0.6g 时, 支座位移倒塌概率为 7.49%, 上部结构倒塌概率为 0.94%, 下部结构倒塌概率为 1.39%。满足 FEMA P695 对最大考虑地震 (MCE) 的倒塌限值 10%。从中可以看出, 隔震支座位移是决定层间隔震结构抗倒塌能力的关键。

(2) 在罕遇地震和极罕遇地震作用下, 大底盘多塔层间隔震结构的倒塌概率分别为 4.5% 和 9%,

满足我国《建筑结构抗倒塌设计规范》中规定的可接受倒塌概率。

(3)同样采用直径为 800 mm 和 900 mm 的支座,且布置位置相同,两种隔震结构在相同的地震波下,HDRB 结构的输入能量要比 LRB 隔震结构的输入能量小,HDRB 支座的耗能占比随着地震动峰值的增大不变,而 LRB 隔震结构的支座耗能随地震动峰值增大而减小;同时 HDRB 隔震结构的塔楼位移角最大值小于 LRB 隔震结构,大底盘一二层的位移角基本相同;从楼层扭矩对比图可看出,当地震动峰值为 200 gal 时,HDRB 隔震结构的塔楼层扭矩整体是相应的大于 LRB 隔震结构,然而随着地震动峰值逐渐增大,HDRB 隔震结构的扭矩逐渐小于 LRB 隔震结构;最关心的是隔震支座位移,HDRB 隔震结构的隔震支座位移远小于 LRB 隔震结构,仅为 LRB 隔震结构的 54%。

参考文献:

[1] 黄丹青. 大底盘单塔楼层间隔震结构地震响应分析[J]. 水利与建筑工程学报,2021,19(4):138-145.

[2] 王林建,李飞燕,刘静,等. 基于长周期作用的大底盘基础隔震结构地震响应分析[J]. 水利与建筑工程学报,2019,17(4):204-211.

[3] 吴应雄,陆剑锋,赵欣,等. 大底盘层间隔震模型试验与平-扭耦合效应分析[J]. 工程科学与技术,2018,50(6):48-55.

[4] 吴应雄,陆剑锋,颜学渊,等. 不同缩进比例的大底盘单塔楼结构隔震性能研究[J]. 振动与冲击,2017,36(23):123-130,143.

[5] Wang S J, Chang K C, Huang J S, et al. Dynamic behavior of building structure tested with base and mid-story isolation systems[J]. Engineering Structures, 2012,42(12):420-433.

[6] Chey M H, Rodgers G W, Chase J G, et al. Using upper storeys as semi-active tuned mass damper building systems: a case study analysis[J]. Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2010,43(2):126-133.

[7] 崔俊伟,范重,杨开,等. 大底盘多塔楼层间隔震性能研究[J]. 建筑结构,2019,49(S2):393-401.

[8] 李清,薛耀东,王永花,等. 大底盘双塔结构层间隔震技术的抗震性能分析[J]. 科学技术与工程,2017,17(1):85-91,114.

[9] 周颖,陈鹏,陆道渊,等. 地铁上盖多塔楼隔震与减振设计研究[J]. 土木工程学报,2016,49(S1):84-91.

[10] 赵楠,马凯,李婷,等. 大底盘多塔高层隔震结构的地震响应[J]. 土木工程学报,2010,43:255-260.

[11] 邓烜,叶烈伟,郁银泉,等. 大底盘多塔隔震结构设计[J]. 建筑结构,2015,45(8):13-18,24.

[12] 周颖,张立迅,王承佑,等. 地铁上盖单塔框架-剪力墙结构与框架结构抗震性能试验对比研究[J]. 结构工程师,2017,33(6):135-145.

[13] 陈云,李飞燕,吴应雄,等. 考虑塔楼偏心的大底盘层间隔震结构地震响应试验[J]. 应用基础与工程科学学报,2019,27(3):553-566.

[14] Vamvatsikos D, Cornell C A. Applied incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Spectra, 2004,20(2):523-553.

[15] Vamvatsikos D, Cornell C A. Direct estimation of seismic demand and capacity of multidegree-of-freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation[J]. Journal of Structural Engineering, 2005,131(4):589-599.

[16] 陆新征,叶列平. 基于 IDA 分析的结构抗地震倒塌能力研究[J]. 工程抗震与加固改造,2010,32(1):13-18.

[17] 樊剑,余倩倩,邵丹. 基于概率地震需求分析的隔震结构支座参数研究[J]. 防灾减灾工程学报,2011,31(S1):16-19.

[18] 任叶飞,尹建华. 结构抗倒塌易损性分析中地震动输入不确定性影响研究[J]. 工程力学,2020,37(1):115-125.

[19] FEMA P695 Quantification of building seismic performance factors[S]. Washington DC, 2009.

[20] 建筑结构抗倒塌设计规范:CECS 392:2014[S]. 北京:中国计划出版社,2014.

[21] 吴函恒,袁涛涛,王洋,等. PBL 剪力键钢芯板混凝土组合剪力墙试验研究报告[R]. 西安:长安大学,2021.

[22] 朱健,谭平,周福霖. 土木工程动力易损性分析研究现状与展望[J]. 建筑科学,2011,27(5):106-110,66.

[23] FEMA-350 recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings[S]. USA Federal Emergency Management Agency, 2000.

[24] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010(2016 版)[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.

[25] 建筑隔震设计标准:GB/T 51408—2021[S]. 北京:中国计划出版社,2021.

[26] 杜永峰,李慧,党育,等. 橡胶隔震支座的低温性能及对动力可靠性的影响[C]//第十二届全国结构工程学术会议论文集第 II 册. 重庆,2003:459-462.

[27] 姜春环. 高阻尼橡胶支座力学性能及其应用研究[D]. 北京:北京工业大学,2016.