

曹家乐, 马恺泽, 刘房添. 超高性能混凝土框架-核心筒抗震性能研究[J]. 华南地震, 2022, 42(1): 104-112. [CAO Jiale, MA Kaize, LIU Fangtian. Study on Seismic Behavior of Ultra-high Performance Concrete Frame-core Tube[J]. South China journal of seismology, 2022, 42(1): 104-112]

超高性能混凝土框架-核心筒抗震性能研究

曹家乐, 马恺泽, 刘房添

(长安大学, 西安 710061)

摘要: 通过有限元软件 OPENSEES 分别建立了钢筋混凝土(RC)框架-核心筒结构和超高性能混凝土(UHPC)框架-核心筒结构模型, 从美国太平洋地震研究中心(PEER)选取 30 条地震波, 并选择 $S_a(T_1)$ 和 θ_{max} 作为地震动强度指标和结构损伤指标, 对结构进行增量动力分析(IDA)和易损性分析。结果表明, 建立的模型能够较好的模拟结构在地震作用下从弹性状态到倒塌状态的全过程; 与 RC 框架-核心筒结构相比, UHPC 框架-核心筒结构的最大层间位移角有所减小; 两种结构的增量动力分析曲线簇较为离散, 但其发展趋势一致; 地震强度较小时, 结构的增量动力分析曲线斜率较大, 之后随着地震强度的增大而缓慢下降; 罕遇地震作用下, UHPC 框架-核心筒结构的倒塌概率小于 5%、结构抗倒塌储备系数为 5.05, 表明其具有较强的抗倒塌能力, 满足“大震不倒”的抗震设防目标。

关键词: 超高性能混凝土; 框架-核心筒结构; 增量动力分析; 易损性曲线;

中图分类号: TU375

文献标志码: A

文章编号: 1001-8662(2022)01-0104-09

DOI: 10.13512/j.hndz.2022.01.14

Study on Seismic Behavior of Ultra-high Performance Concrete Frame-core Tube

CAO Jiale, MA Kaize, LIU Fangtian

(Changan University, Xi'an 710061, China)

Abstract: The reinforced concrete and ultra-high performance concrete frame-core tube structure model were established respectively by finite element software OPENSEES, and 30 seismic waves were selected from the Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) center. $S_a(T_1)$ and θ_{max} were selected as the ground motion intensity index and structural damage index, and incremental dynamic analysis (IDA) and vulnerability analysis were performed on the structure. The results show that: the established model can better simulate the whole process of the structure from elastic state to collapse state under earthquake; compared with the RC frame-core tube structure, the maximum inter-storey displacement angle of the UHPC frame-core tube structure is reduced.

The curve cluster of incremental dynamic analysis of the two kinds of structure are relatively discrete, but the general trend are the same. The slope of the incremental dynamic analysis curve was high when the earthquake intensity is small and then slowly decreases with the increase of the earthquake intensity. Under rare earthquakes, the collapse probability of UHPC frame-core tube structure is less than 5% and the collapse reserve coefficient of

收稿日期: 2021-06-15

基金项目: 国家自然科学基金(51578077); 陕西省自然科学基金(2017JM037); 中央高校基本科研业务费(31088171009)联合资助。

作者简介: 曹家乐(1996-), 男, 硕士研究生, 主要从事结构抗震性能研究。

E-mail: caijiale827@163.com

通信作者: 马恺泽(1981-), 男, 副教授, 主要从事结构抗震性能研究。

E-mail: topmkz@126.com

the structure reaches 5.05, which indicates that it has strong anti-collapse ability and meets the anti-seismic fortification goal of "not falling in a big earthquake".

Keywords: Ultra-high performance concrete; UHPC frame-core tube structure; Incremental dynamic analysis; Vulnerability curve

0 引言

随着我国经济的快速发展和城镇化进程的持续推进,建筑高层化逐渐发展为一种趋势。框架-核心筒结构具有整体性良好、受力合理、侧向刚度大等优点^[1],是我国高层建筑主要采用的结构形式之一。在大震作用下,由于自重及高度等因素的综合影响,该类结构会发生较大的轴向及侧向变形,其底层剪力墙会有不同程度的损坏,从而引起结构的整体性能退化,危及公众的生命财产安全。因此,对该类结构在不同地震强度作用下的性能状态进行评估分析,具有重要的工程应用和学术价值。

近年来,国内外学者对框架-核心筒结构的抗震性能进行了大量的试验研究和理论分析。肖从真等^[2]系统研究了C100高强混凝土框架-核心筒结构的抗震性能并与C60混凝土框架-核心筒结构进行对比分析。结果表明:C100高强混凝土结构的混凝土及钢材用量较低,经济效益显著,且其竖向构件在罕遇地震作用下基本保持在弹性范围,可保证结构的抗震安全。王朋等^[3]通过有限元分析了双向罕遇地震作用和地震波输入角度其对结构响应的影响。结果表明:双向罕遇地震作用下结构层间位移角较大且地震动特性对楼层扭转角的影响较为显著;地震波输入角度对结构响应的影响较大,需在实际设计中考虑。Gao等^[4]通过建立9个不同刚度比的高层建筑框架-核心筒模型,研究了刚度比对建筑的顶部位移、底部剪力和层间位移角的影响。结果表明:随着刚度比的增大,最大基底剪力增大,层间最大位移角和顶部最大位移先增大后峰值。Miao等^[5]分别采用动力时程分析和推覆法分析了框架-核心筒结构体系的抗震性能,探讨了该结构体系的合理失效模式。结果表明,合理设计的框架-核心筒结构可以形成有效的双抗震体系,消耗地震能量,并最终形成合理的破坏模式。Wang等^[6]对框架-核心筒结构进行了振动台试验,研究了框架角柱完全损坏下结构的破坏和倒塌机理。结果表明,底层柱的破坏加重了结构底层的性能退化,并最终导致了结构倒塌。Xu等^[7]研究了连梁跨深比对框架-核心筒结构地震

反应的影响,发现连梁跨深比对结构的固有周期及耗能能力有一定影响。Tang等^[8]通过PERFORM-3D和MIDAS Building对复杂高层SRC框架-核心筒结构在地震作用下的非线性反应进行了研究,发现罕遇地震作用下,两种软件计算的结构弹塑性变形和塑性损伤分布比较接近,但在加固条件、材料单元模型、强度指标等方面存在差异。Li等^[9]分析了5种加强层数下框架-核心筒结构的抗震性能。结果表明,加强层能减小结构前两阶振型的周期,且加强层数越多,结构自然周期的减幅越大。Xu等^[10]对比研究了采用预应力弹簧自定心耗能支撑的钢筋混凝土框架-核心筒结构与采用屈曲约束支撑的钢筋混凝土框架-核心筒结构的地震响应。Xiao等^[11]对混凝土外包框架-核心筒混合结构体系的地震易损性进行了分析,发现该混合结构具有良好的抗倒塌能力,且适当增加芯筒的刚度可以降低结构的倒塌概率。

综上所述,现有研究大多集中于普通混凝土框架-核心筒结构的抗震性能。由于材料特性的影响,采用普通混凝土浇筑的结构在资源、环境、耐久性和自重方面均存在一定的缺陷,大力发展和推广应用满足要求的新型建筑材料已成为我国高层建筑结构发展的主要方向。为此,本文采用有限元软件OPENSEES分别建立了RC框架-核心筒结构模型和UHPC框架-核心筒结构,并对其进行了模态分析和弹塑性时程分析;之后,从PEER选取了30条地震波,对UHPC框架-核心筒结构进行了IDA分析和地震易损性分析,评估了其在不同强度地震作用下的破坏程度。

1 结构模型信息

选取了一栋40层的RC框架-核心筒结构进行简化建模^[12],将剪力墙沿墙长方向划分成两个约束区与一个非约束区。约束区的两端布置杆件单元,用来模拟暗柱纵筋。杆件单元的端节点都在分层壳单元的节点上,保证两个单元的变形协调,约束区沿厚度划分为13层,非约束区划分为14层,连梁划分为14层。设防烈度为8度(0.2g),设计地震分组为第一组,场地条件为II类场地条件,阻尼比为0.05。结构每层层高为4m,总高度为160

m; 结构平面尺寸为36×36 m, 每侧有3跨, 跨间距均为12 m, 如图1所示。框架梁截面尺寸均为400×800 mm。混凝土强度等级为C30。对于UHPC框架-核心筒结构, 底部5层为加强层, 采用UHPC材料, 其余楼层采用普通混凝土材料。

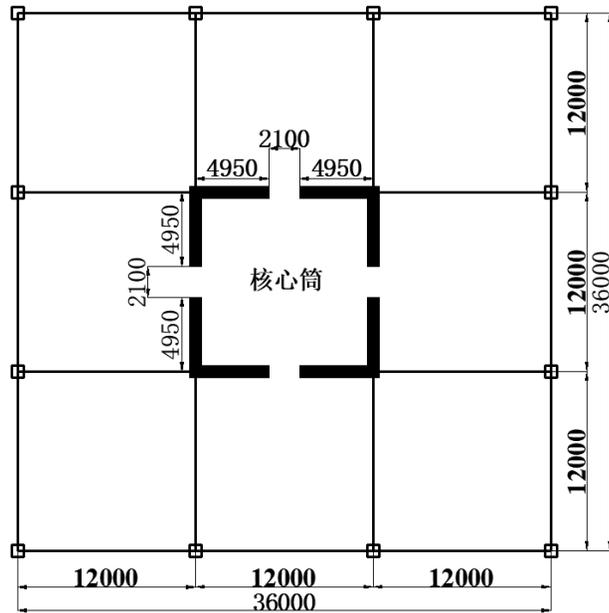


图1 结构平面布置图

Fig.1 Structural layout

建模过程中, 剪力墙和连梁采用分层壳单元, 框架梁和框架柱采用基于位移的梁柱单元; 普通混凝土忽略其抗拉强度, 采用Concrete01本构模型; UHPC考虑其抗拉强度, 采用Concrete02本构模型; 钢筋采用Steel02本构模型。分层壳单元中的混凝土选用PlaneStressUserMaterial单元^[13], 钢筋选用PlateRebar单元, 以弥散钢筋层的形式模拟剪力墙两侧的分布筋。

2 模态分析及弹塑性分析

2.1 模态分析

通过模态分析可以得到结构在各阵型下的频率和周期等动力学参数。分析过程中, 框架-核心筒结构的质量源均采用1.0倍恒荷加0.5倍活荷, 设置10个模态, 取前三阶分析结果, 如表1所示。由模态分析结果知, RC框架-核心筒结构的第一周期为2.65 s, UHPC框架-核心筒结构的第一周期为2.47 s, UHPC的应用使框架-核心筒结构的自振周

期降低了6.79%。

表1 模态分析结果

Table 1 Results of modal analysis

RC框架-核心筒			UHPC框架-核心筒		
特征值	频率	周期	特征值	频率	周期
5.64	2.37	2.65	6.49	2.55	2.47
5.81	2.40	2.60	6.66	2.58	2.43
7.25	8.50	0.74	7.98	8.93	0.70

2.2 弹塑性时程分析

2.2.1 地震波的选取

从PEER选取3条天然地震波, 分别为: borrego_a-son波、sfern_pve065波和sfern_pel090波, 并通过SIMQKE生成1条人工波, 四条地震波的加速度时程曲线如图2所示。时程分析所用地震加速度时程的最大值如表2所示, 结合地震设防烈度以及地震类型, 本文取400 cm/s²对选用的地震波进行调幅处理。

表2 地震动加速度时程的最大值 (cm/s²)

Table 2 Maximum time history of ground motion acceleration

地震类型	6度	7度		8度	
		0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.3 g
多遇地震	18	35	55	70	110
设防地震	50	100	150	200	300
罕遇地震	125	220	310	400	510

2.2.2 罕遇地震时程分析

分别对RC框架-核心筒和UHPC框架-核心筒进行x方向的罕遇时程分析, 两种结构在4条地震波作用下的顶点位移时程曲线和层间位移角曲线分别如图3和图4所示。

由图3可知, 不同地震波作用下, 结构的顶点位移时程曲线相差较大, 这说明了结构的地震响应具有不确定性。UHPC框架-核心筒的最大顶点位移小于RC框架-核心筒, 但差异不明显。由图4可知, 结构层间位移角曲线在22层附近产生拐角, 层间位移角发生较快的增长; 且不同地震波作用下结构的层间位移角最大值均出现在33层或其上下层。与RC框架-核心筒结构相比, UHPC框架-核心筒结构的最大层间位移角有所减小。

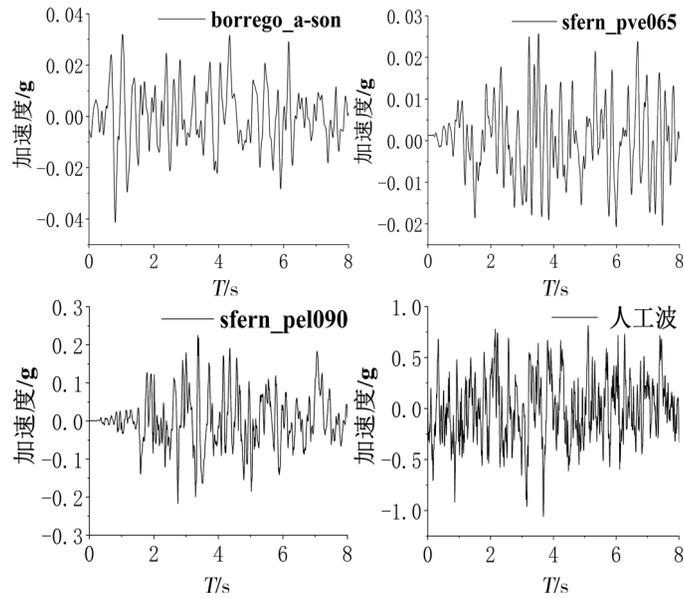


图2 加速度时程曲线

Fig.2 Acceleration time history curve

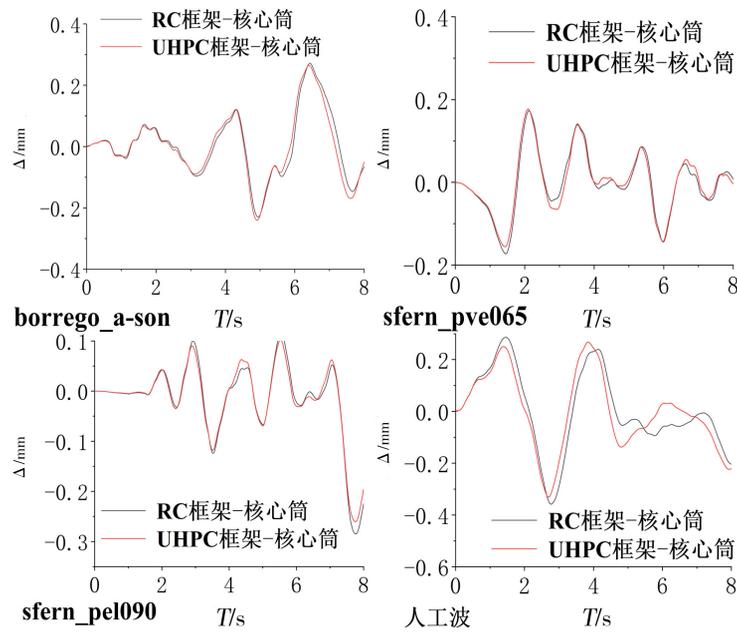


图3 顶点位移时程曲线

Fig.3 Time history curve of vertex displacement

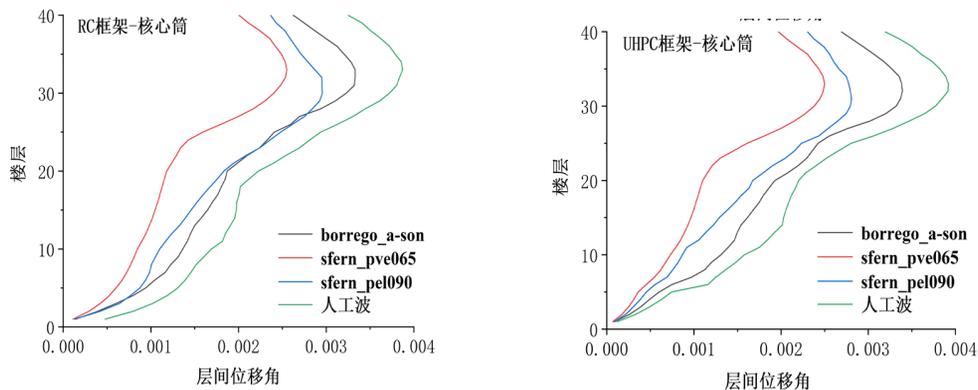


图4 层间位移角曲线

Fig.4 Curve of displacement angle between layers

3 增量动力分析

3.1 地震动的选取

地震动的选取对地震易损性分析结果有较大的影响。因此,在选取地震波时应综合考虑结构的动力特性和地震波三要素的影响。结构的设计特征周期为 0.35 s,罕遇地震情况下增至 0.05 s,因此取特征周期 T_g 为 0.4 s。从 PEER 选取 30 条地震波,地震波反应谱及相关信息如图 5 和表 3 所示。

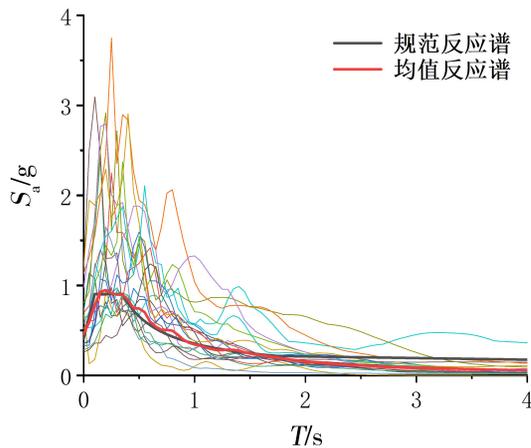


图5 地震动反应谱

Fig.5 Response spectrum of ground motion

3.2 地震动强度指标和结构损伤指标

在 IDA 分析中,合理地选择地震动强度指标(IM)和结构损伤指标(DM)尤为重要。常用的 IM 包括:峰值速度 PGV 、峰值加速度 PGA 、对应于第一周期的谱加速度 $S_a(T_1)$ 等,常用的 DM 包括:最大层间位移角 θ_{max} 、基底剪力 V 等。相关研究表明,以 $S_a(T_1)$ 和 θ_{max} 为指标对结构进行 IDA 分析可以在较小的离散性下充分体现结构的抗震性能^[14-15]。因此,本文选择 $S_a(T_1)$ 作为地震动强度指标、选择 θ_{max} 作为结构损伤指标。

3.3 调幅系数和算法

IDA 分析中,需对选取的地震波(强度为 a_1)进行多次调幅,以得到多条不同幅值的地震波(强度为 a_i)集合($a_i = a_1 \lambda_i$, 其中 λ_i 为幅值系数)。本文通过 Hunt&Fill 准则计算幅值系数 λ_i , 计算过程主要分为两部分:(a)通过 Hunt 过程进行侧向倒塌点的搜索;(b)通过 Fill 过程保证 IDA 曲线的光滑,并对曲线中间距较大的两点进行补充分析。相比其他计算方法, Hunt&fill 准则具有更加高效简便的特点,能全面地计算出 λ_i 值。

表3 震波记录

Table 3 Seismic wave records

标号	波名	时间/年	地震台	震级
1	ChiChi	1999	TCU045	7.6
2	Friuli	1976	TOLMEZZO (000)	6.5
3	Imperial Valley-02	1940	El Centro Array #9	6.95
4	Borrego Mtn 33	1968	San Onofre So Cal Edison 33	6.63
5	Holister	1961	Hollister City Hall 181	5.6
6	Kobe	1995	KAKOGAWA (CUE90)	6.9
7	Kocaeli	1999	YARIMCA (KOERI330)	7.5
8	Landers	1992	000 SCE STATION 24	7.3
9	Loma	1989	090 CDMG STATION 47381	6.9
10	Northridge	1994	090 CDMG STATION 24278	6.7
11	Trinidad	1983	090 CDMG STATION 1498	6.95
12	kern_taf	1952	Taft Lincoln School 21	7.36
13	Scalif_slo234	1952	San Luis Obispo 234	6
14	impvall.bg_g	1953	El Centro Array #9	5.5
15	hollistr_bhch	1961	Hollister City Hall 271	5.6
16	borrego_a-son	1968	San Onofre So Cal Edison VRT	6.63
17	sfern_csmo95	1971	Cedar Springs Allen Ranch 95	6.61

(转下表)

(接表3)

标号	波名	时间/年	地震台	震级
18	sfern_pul	1971	Pacoima Dam (upper left abut) 164	6.61
19	sfern_sjco	1971	San Juan Capistrano 33	6.61
20	managua_bes	1972	Managua ESSO 90	5.2
21	managua_pve065	1971	2516 Via Tejon PV	6.65
22	managua_bsf135	1971	Borrego Springs Fire Sta	6.7
23	sfern_bvp090	1971	Buena Vista - Taft	6.61
24	kern_isd014	1971	Isabella Dam	6.93
25	Kern_pel090	1971	LA - Hollywood Stor FF	6.71
26	sfern_ma2dwn	1971	Maricopa Array #2	6.61
27	sfern_ma3dwn	1971	Maricopa Array #3	6.61
28	sfern_son033	1971	San Onofre - So Cal Edison	6.63
29	sfern_wnd143	1971	Whittier Narrows Dam	6.64
30	ValDesBois	2010	Alfred_ ON	5.1

3.4 结构性能指标的确定

FEMA^[16]将结构的性能状态划分为轻微损伤、中等损伤、严重损伤和接近倒塌四个阶段,并给出了相应的层间位移角限值,如表4所示。本文采用此性能指标对结构进行分析。

表4 不同性能状态下的最大层间位移角限值

Table 4 Maximum inter-storey displacement angle limits under different performance states

极限状态	轻微损伤	中等损伤	严重损伤	接近倒塌
层间位移角	0.002	0.005	0.015	0.04

3.5 单条 IDA 曲线

选取一条地震波 Chi-Chi 对 UHPC 框架-核心筒结构进行弹塑性时程分析,该地震波的加速度时程曲线如图6所示。沿 x 方向输入单向地震波,通过多次调幅进行结构的 IDA 分析。由表1可知, UHPC 框架-核心筒结构的基本自振周期 $T=2.466$ s,地震波的调幅过程及计算结果如表5所示。将结构的最大响应点依次相连便得到一条 IDA 曲线,如图7所示。单条 IDA 曲线体现了结构在地震动作用下从弹性阶段发展到弹塑性阶段、并最终倒塌的整个过程。

3.6 IDA 曲线簇和分位曲线

将选取的30条地震波输入到 UHPC 框架-核心

筒结构模型中,进行 IDA 分析,结果如图8所示。由图可知, IDA 曲线簇显得比较离散,但曲线的发展趋势一致。地震强度较小时,曲线斜率较大,之后随着地震强度的增大而缓慢下降,体现了结构在地震过程中从弹性阶段到倒塌状态的全过程。

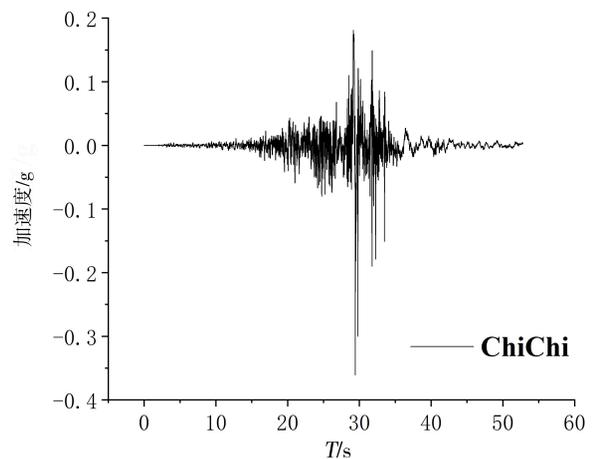


图6 加速度时程曲线

Fig.6 Acceleration time history curve

为降低 IDA 分析结果的离散性,需对曲线簇进行处理。结构的 IDA 曲线中的 IM 值和 DM 值都服从对数正态分布^[17-18]。因此,在相同 $S_a(T_1)$ 下可找出一组对应的 θ_{max} ,依次求出 θ_{max} 的均值 μ_θ 和对数标准差 $\sigma_{ln\theta}$,统计出一系列点 $(\mu_\theta, S_a(T_1))$, $(\mu_\theta e^{\sigma_{ln\theta}}, S_a(T_1))$ 和 $(\mu_\theta e^{-\sigma_{ln\theta}}, S_a(T_1))$,分别连线得到 50%、84% 和 16% 的分位数曲线,见图9。由图可以确定各极限状态点及其对应的地震动强度参数,如表6

所示。图9和表6中曲线和数据的变化体现了结构并最终倒塌的整个过程。在地震动作用下从弹性阶段发展到弹塑性阶段、

表5 地震波调幅过程

Table 5 Amplitude modulation process of seismic waves

序号	计算式	$S_a(T_1)$	调幅系数	最大层间位移角
0		0	0	0
1	0.005	0.005	0.1	0.000
2	0.005+0.2	0.205	3.7	0.008
3	0.205+0.2+0.05*1	0.455	8.1	0.021
4	0.455+0.2+0.05*2	0.755	13.5	0.046
5	0.755+0.2+0.05*3	1.105	19.7	0.054
6	1.105+0.2+0.05*4	1.505	26.8	0.152
7	1.505+0.2+0.05*5	1.955	34.8	0.219
8	(1.955+1.505) /2	1.730	30.8	0.191
9	(1.505+1.105) /2	1.305	23.3	0.082
10	(1.105+0.755) /2	0.930	16.6	0.051
11	(0.755+0.455) /2	0.605	10.8	0.029
12	(0.455+0.205) /2	0.330	5.9	0.014
13	(0.205+0.005) /2	0.105	1.9	0.004

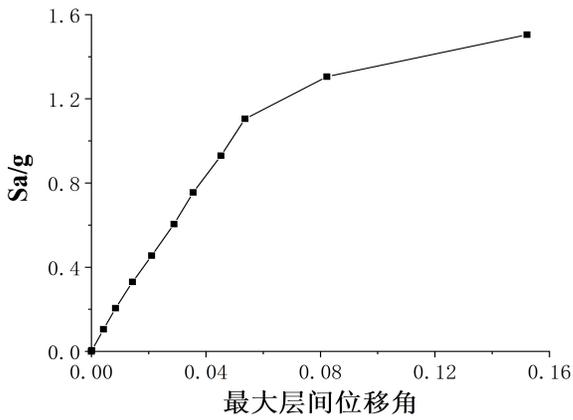


图7 IDA曲线

Fig.7 IDA curve

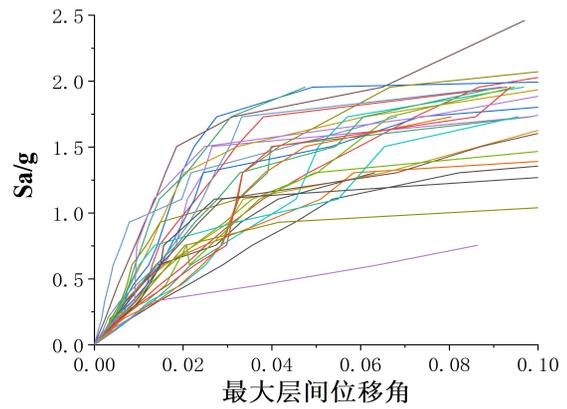


图8 IDA曲线簇

Fig.8 IDA curve cluster

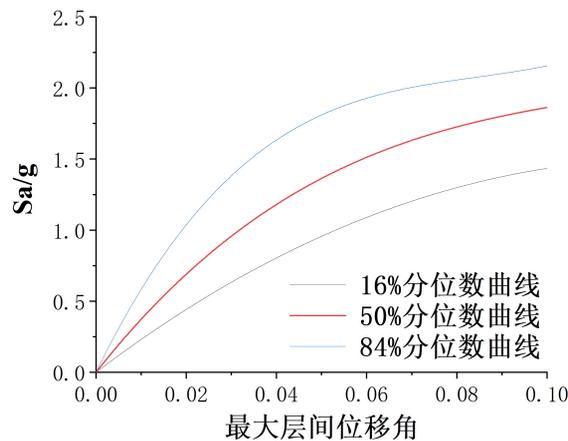


图9 IDA分位数曲线

Fig.9 IDA quantile curve

表6 各极限状态点及地震动强度参数

Table 6 Limit state points and ground motion intensity parameters

百分位曲线		16%	50%	84%
轻微损伤	θ_{max}	0.002	0.002	0.002
	$S_a(T_1)$	0.029	0.055	0.122
中等损伤	θ_{max}	0.005	0.005	0.005
	$S_a(T_1)$	0.111	0.188	0.323
严重损伤	θ_{max}	0.015	0.015	0.015
	$S_a(T_1)$	0.348	0.555	0.842
接近倒塌	θ_{max}	0.04	0.04	0.04
	$S_a(T_1)$	0.825	1.099	1.590

3.7 结构易损性分析

结构易损性是指其在不同强度参数 IM 的地震动作用下, 结构地震需求 D 大于结构抗震能力 C 的概率, 是结构本身的一种特性, 可表示为:

$$P_f = P(C/D \leq 1) \quad (1)$$

地震动强度参数 DM 和结构损伤参数 IM 之间服从幂指数关系^[19]:

$$DM = a(IM)^b \quad (2)$$

本文选用的地震动强度指标和结构损伤参数指标分别为层间位移角 θ_{max} 和谱加速度 $S_a(T_1)$, 代入式(2)并对等式两边取对数得:

$$\ln(\theta_{max}) = \ln a + b \ln(S_a(T_1)) \quad (3)$$

对 IDA 曲线簇上的数据进行对数线性回归, 以 $\ln S_a(T_1)$ 为横坐标和以 $\ln(\theta_{max})$ 为纵坐标绘制回归线, 如图 10 所示。

建立概率模型, 得到结构需求的公式为:

$$\ln(\theta_{max}) = -3.554 + 1.016 \ln(S_a(T_1)) \quad (4)$$

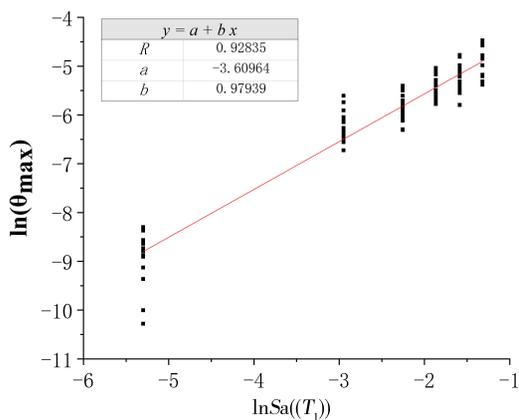


图 10 对数线性回归曲线

Fig.10 Log-linear regression curve

假定结构的抗震能力 C 和地震需求 D 均服从对数正态分布, 推导出某一极限状态下的结构的易损性为:

$$P_f = \Phi\left(\frac{-\ln(\tilde{C}/\tilde{D})}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}}\right) = \Phi\left(\frac{\ln(\theta_{max}/\theta_c)}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}}\right) \quad (5)$$

式中, $\Phi(\cdot)$ 表示标准正态分布函数; \tilde{C} 和 \tilde{D} 分别为结构抗震能力参数均值和结构需求参数均值; β_c 和 β_d 均为对数标准差, FEMA350 中指出, 当易损性概率的自变量为结构基本周期对应 5% 阻尼比的谱加速度值时, $\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}$ 可取 0.4。

将式(4)代入式(5)可得, 可得结构在特定极限状态下结构失效概率, 为:

$$P_f = \Phi\left(\frac{\ln(-0.836Sa^{1.016}/\theta_c)}{0.4}\right) \quad (6)$$

将轻微损伤极限状态 $\theta_c=0.002$ 、中等损伤极限状态 $\theta_c=0.005$ 、严重损伤极限状态 $\theta_c=0.015$ 和接近倒塌极限状态 $\theta_c=0.04$ 分别代入公式(6), 得到 4 种极限状态下结构失效概率公式为:

$$P_f = \Phi\left(\frac{\ln(-0.836Sa^{1.016}/0.002)}{0.4}\right) \quad (7)$$

$$P_f = \Phi\left(\frac{\ln(-0.836Sa^{1.016}/0.005)}{0.4}\right) \quad (8)$$

$$P_f = \Phi\left(\frac{\ln(-0.836Sa^{1.016}/0.015)}{0.4}\right) \quad (9)$$

$$P_f = \Phi\left(\frac{\ln(-0.836Sa^{1.016}/0.04)}{0.4}\right) \quad (10)$$

根据式(7)~式(10), 绘制 4 种极限状态下 UHPC 框架-核心筒结构的易损性曲线, 如图 11 所示。由图可看出, 罕遇地震作用下, UHPC 框架-核心筒结构超越轻微损伤、中等损伤、严重损伤和接近倒塌状态的概率分别为 99.48%、60.75%、0.67% 和 0.01%。而相关研究表明, 在与设防烈度对应的罕遇地震作用下结构倒塌的概率小于 5% 时, 可认为该结构已达到抗倒塌性能要求^[20]。可以看出, UHPC 框架-核心筒结构具有较强的抗倒塌能力, 满足“大震不倒”的抗震设防目标。

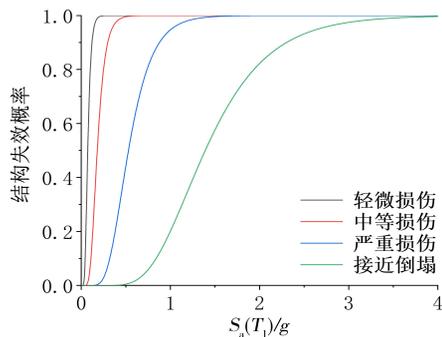


图11 易损性曲线

Fig.11 Vulnerability curve

采用抗倒塌安全储备系数(CMR)^[21]对结构的抗倒塌能力进行量化评估,CMR为结构在50%的地震动作用对应的 $S_a(T_1)$ 与结构在罕遇地震对应的 $S_a(T_1)$ 的比值。由结果可得: $S_a(T_1)_{50\%}=1.11\text{ g}$ 、 $S_a(T_1)_{\text{大震}}=0.22\text{ g}$,则UHPC框架-核心筒结构的CMR约为5.05,符合规范^[18]要求。

3 结论

通过有限元软件OPENSEES分别建立了RC框架-核心筒和UHPC框架-核心筒结构模型,并对其进行了模态分析和弹塑性时程分析;之后,对UHPC框架-核心筒结构进行了IDA分析和地震易损性分析。得到结论如下:

(1)模态分析结果表明,UHPC的应用降低了框架-核心筒结构的自振周期;弹塑性时程分析结果表明,与RC框架-核心筒结构相比,UHPC框架-核心筒结构的最大层间位移角有所减小。

(2)UHPC框架-核心筒结构的IDA曲线簇较为离散,但其发展趋势一致;地震强度较小时,曲线斜率较大,之后随着地震强度的增大而缓慢下降,体现了结构在地震过程中从弹性阶段到倒塌状态的全过程。

(3)罕遇地震作用下,UHPC框架-核心筒结构的倒塌概率小于5%、对应的结构抗倒塌储备系数为5.05,表明其具有较强的抗倒塌能力,满足“大震不倒”的抗震设防目标。

参考文献

[1] 傅银新. 建筑工程结构设计中的剪力墙设计分析[J]. 设计与案例, 2019(9): 78-78.

[2] 肖从真, 李建辉, 陆宜倩等. C100高强混凝土框架-核心筒高层建筑结构抗震性能研究[J]. 建筑科学, 2021, 37(03): 1-7.

[3] 王朋, 史庆轩, 王峰, 等. 罕遇地震作用下框架-核心筒结构弹塑性反应分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2015, 32(02): 91-97.

[4] Gao Y., Sui Z., Zhang F., et al. Research on the effect of stiffness ratio between frame and core tube on seismic response of super high-rise building under frequent earthquake[J]. Journal of Physics: Conference Series, 2020, 1676(1): 012180(10pp).

[5] Miao Z., Ye L., Wu Y., et al. Seismic performances and failure mode analysis of hybrid frame-core tube structures

[J]. Building Structure, 2009, 39(04): 1-6.

[6] Wang P., LU Xilin, Yang Z., et al. Shaking table test study of earthquake collapse of a reinforced concrete frame-core tube structure[J]. Structural Engineers, 2014, 30(01): 122-129+182.

[7] Xu X., Liu W., Wang S., et al. Analysis of seismic behavior of frame-core tube structure with various span-depth ratio of coupling beam[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(S1): 54-60.

[8] Tang J., Zhao S., Peng C., et al. Comparison of nonlinear seismic response analysis of the complex shape SRC frame-core tube structure[J]. Building Structure, 2017(17): 54-59.

[9] Li Y., Chen H., Zhao L., et al. Study on the effect of strengthened stories on seismic behavior of frame-core tube structure[J]. China Sciencepaper, 2016(13): 50-54.

[10] Xu L.H., Xiao S.J., Lu X. Seismic response analysis of RC frame core-tube building with self-centering braces[J]. Structural Monitoring and Maintenance, 2018, 5(2): 189-204.

[11] Xiao Y., Zeng L., Chen Y., et al. Seismic fragility analysis of concrete encased frame-reinforced concrete core tube hybrid structure based on quasi-static cyclic test[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2019, 28(15). DOI: 10.1002/tal.1665.

[12] 刘星, 陈麟, 周云. 钢框架-钢筋混凝土核心筒结构在强震作用下的性能分析[J]. 钢结构, 2010, 25(03): 9-14.

[13] Lu X., Xie L., Guan H., et al. A shearwall element for nonlinear seismic analysis of supertall buildings using OpenSees[J]. Finite Elements in Analysis and Design, 2015(98): 14-25.

[14] Vamvatsikos D., Cornell A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491-514.

[15] 施伟, 叶列平, 陆新征. 不同抗震设防RC框架结构抗倒塌能力的研究[J]. 工程力学, 2011, 28(3): 41-48.

[16] FEMA. HAZUS 99 estimated annualized earthquake losses for the United States[R]. Washington DC: Federal Emergency Management Agency, 2001.

[17] Ghafory Ashtiany M, Mousavi M, Azarbakht A. Strong ground motion record selection for the reliable prediction of the mean seismic collapse capacity of a structure group[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2011, 40(6): 691-708.

[18] Bradleyb A, Dhakal R P. Error estimation of closed form solution for annual rate of structural collapse [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, 37(15): 1721-1737.

[19] Shome N. Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures[D]. Stanford: Stanford University, the department of civil and environmental engineering, 1999.

[20] 王亚勇, 高孟潭, 叶列平等. 基于大震和特大震下倒塌率目标的建筑抗震设计方法研究方案[C]//中国建筑学会抗震防灾分会. 第八届全国地震工程学术论文集. 重庆: 出版社未知, 2010: 191-297.

[21] 中国工程建设标准化协会. 建筑结构抗倒塌设计规范: CECS392[S]. 北京: 中国计划出版社, 2014.