

DOI: 10.11779/CJGE20221053

考虑竖向地震作用的大型地下框架结构易损性分析

邱大鹏^{1,2}, 陈健云³, 王文明^{*1,2}, 曹翔宇⁴

(1. 山东建筑大学土木工程学院, 山东 济南 250101; 2. 建筑结构加固改造与地下空间工程教育部重点实验室, 山东 济南 250101;
3. 大连理工大学建设工程学部, 辽宁 大连 116024; 4. 南京水利科学研究院, 江苏 南京 210029)

摘要: 基于增量动力分析 (IDA) 方法, 探究了单一水平向地震及水平向与竖向地震联合作用下大型地下框架结构地震响应的 IDA 曲线, 揭示了竖向地震对结构不同危险位置响应的影响规律; 针对结构的层间水平变形与弯曲变形, 提出分别选择层间位移角与层间梁柱转角作为性能评价指标, 阐明了竖向地震对结构抗震性能的影响机理, 得到了单向和双向地震分别作用下结构的地震易损性曲线。研究表明: 竖向地震作用对结构基于层间位移角的地震易损性影响较小, 但会增大外侧结构的局部弯曲变形并降低结构基于弯曲变形的抗震性能, 基于层间梁柱转角的地震易损性明显提高, 建议综合层间位移角与层间梁柱转角对双向地震作用下大型地下结构的地震易损性进行全面地评估。

关键词: 大型地下框架结构; 增量动力分析; 抗震性能; 竖向地震; 易损性分析

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2023)12-2537-10

作者简介: 邱大鹏(1992—), 男, 博士, 副教授, 主要从事地下结构抗震性能与韧性提升研究。E-mail: qiudapeng20@sdjzu.edu.cn。

Fragility analysis of underground large-scale frame structures considering seismic effects of vertical earthquakes

QIU Dapeng^{1,2}, CHEN Jianyun³, WANG Wenming^{*1,2}, CAO Xiangyu⁴

(1. School of Civil Engineering, Shandong Jianzhu University, Jinan 250101, China; 2. Key Laboratory of Building Structural Retrofitting and Underground Space Engineering (Shandong Jianzhu University), Ministry of Education, Jinan 250101, China; 3. Faculty of Infrastructure Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 4. Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210029, China)

Abstract: The increase dynamic analysis (IDA) curves of seismic responses of the underground large-scale frame structure (ULSFS) are investigated during the single horizontal earthquakes and horizontal-vertical earthquakes, respectively. The influence mechanism of vertical earthquakes on the seismic responses of different vulnerable positions is revealed. Aiming at the interlayer drift deformation and flexural deformation in the ULSFS, the interlayer drift ratio (IDR) and interlayer rotation angle (IRA) are employed as the seismic performance evaluation indexes. Therefore, the influence mechanism of vertical earthquakes on structural seismic performance is further revealed. The seismic fragility curves of the ULSFS are achieved during horizontal earthquakes and horizontal-vertical earthquakes, respectively. The results show that the vertical earthquakes have small seismic influences on the seismic fragility of the ULSFS based on the IDR. However, the vertical earthquakes enlarge the local flexural deformation of the ULSFS and decrease the seismic performance of the ULSFS based on the IRA. The seismic fragility considerably increases after considering the vertical seismic effects. The IDR aiming at the horizontal drift deformation and the IRA aiming at the interlayer flexural deformation are advised to be employed to assess the seismic fragility of large underground structures during both horizontal and vertical earthquakes comprehensively.

Key words: underground large-scale frame structure; increase dynamic analysis; seismic performance; vertical earthquake; fragility analysis

0 引言

地下结构是现代城市的基础基础设施, 承担了交通、运输、购物等重要基本功能。自 1995 年神户地震中大开地铁车站遭受了重大的地震破坏后, 地下结构地震响应的相关研究逐渐成为岩土工程的热点问题

之一^[1]。学者们对地铁车站等小截面地下框架结构的

基金项目: 国家重点研发计划项目 (2020YFC1511905); 国家自然科学基金项目 (52208397, 51908340); 山东省自然科学基金青年基金项目 (ZR2021QE126); 山东建筑大学博士科研基金项目 (X20026Z0101)
收稿日期: 2022-08-25

*通信作者 (E-mail: wangwenmingmr@sdjzu.edu.cn)

地震响应特征进行了深入的研究,指出周围土体位移的强制作用是影响地下结构地震响应的最主要因素之一^[2],并进一步揭示了小截面地下框架结构的抗震性能与破坏机理。杜修力等^[3]指出土体位移作用下地下框架结构中柱的水平抗侧能力不足是导致地下结构塌毁破坏的主要原因。庄海洋等^[4]指出:框架柱与外墙连接的顶板、顶梁位置容易出现局部严重破坏,是为地下框架结构的危险位置之一。

小截面地下框架结构承受竖向地震动作用时,上覆土层的竖向荷载作用也将会影响结构的地震响应^[5]。Li 等^[6]指出,竖向地震会增大地下框架结构的地震响应,并且结构的损伤越大,竖向地震的影响越明显。相关学者探究了竖向地震对结构抗震性能的影响作用。许成顺等^[7]指出竖向地震引起的上覆土竖向惯性力对浅埋地下框架结构的抗震性能起到了关键作用,较高的轴压比将降低竖向承力柱在水平地震作用下的剪切变形能力。Du 等^[8]指出竖向地震作用将会降低地下框架结构基于层间水平变形的抗震性能,并给出了考虑竖向地震作用下不同性能状态的阈值。根据以上文献可知,竖向地震对地下框架结构的地震响应以及抗震性能均有着一定程度的影响作用。

目前小截面地下框架结构的抗震性能评价多以地上结构为参考对象并采用层间位移角作为结构的抗震性能评价指标^[4, 9]。例如,Zhong 等^[10]、Zhuang 等^[11]以层间位移角作为抗震性能指标,对地下结构的抗震性能进行评价,并得到了结构各个性能状态的易损性曲线。He 等^[12]通过层间位移角,得到地下框架结构在水平向与竖向地震联合作用下的地震易损性曲线。但刘晶波等^[13]指出,由于结构周围土层的影响,地上与地下结构的抗震性能存在较大差异,地上结构常用的抗震性能指标并不完全适用于地下结构。

随着地下空间利用率的提高,结构尺度更大且形式新颖的大型地下框架结构(ULSFS)在现代城市中迅速发展,例如地下换乘枢纽、地下停车场等基础设施^[14]。不同于地下车站,较大的双水平向尺度与较浅的埋深是 ULSFS 典型的结构特征,这导致了其独特的地震响应特征与破坏模式。关于 ULSFS 的前期研究已经指出:在侧向土体强制位移作用下,结构底层

中柱的层间变形较大;而且剧烈的土-结构相互作用容易引起结构外侧顶板损伤,进一步,与其相连的顶层框架柱向着地面产生了明显的反向弯曲变形^[14],这与庄海洋等^[4]关于框架式地铁结构的地震响应特征相似。对于双水平向尺度更大且埋深较浅的 ULSFS,竖向地震对结构的影响作用明显是不可忽略的,探究其深层次的作用机理并得到考虑竖向地震影响下的结构易损性曲线具有重要的科学意义与工程应用价值。

因此,本文分别考虑单一水平以及水平向与竖向联合地震动作用,采用增量动力分析(IDA)方法模拟了 ULSFS 的地震响应过程,探究了危险位置地震响应的 IDA 曲线;针对不同的易损位置,分别提出了合理的抗震性能指标并确定了各个性能状态的阈值;进一步揭示了竖向地震对结构地震响应与抗震性能的影响机理,得到了考虑竖向地震作用的结构易损性曲线。本文研究可以为城市大型地下结构的抗震设计与性能评估提供重要的理论依据和技术支持。

1 有限元模型与地震动选取

1.1 有限元模型

本文基于中国某大型地下商场,构建了 ULSFS 的分析模型。结构尺寸为 180 m×180 m×18 m,双水平向均为 180 m 20 跨,跨长 9 m;竖向高 18 m 三层,层高 6 m;结构埋深为 2 m。外墙厚 0.8 m,外板厚 0.5 m,内板厚 0.3 m;框架柱尺寸为 0.8 m×0.8 m,外梁尺寸为 0.6 m×0.8 m,内梁尺寸为 0.4 m×0.6 m;其中,外墙、楼板、框架柱以及框架梁的配筋分别为 0.6%,0.6%,3%,2.5%。结构主要采用 C40 混凝土与 HRB400 配筋,结构的构造与框架柱配筋图如图 1 所示。框架柱自外向内分别为柱 1—柱 10,柱 1 为最外侧柱,柱 10 为最中间柱。

本文采用大型通用软件 ABAQUS 建立了土-结构系统的二维有限元模型,如图 2 所示。结构采用可广泛适用于剪切变形与接触分析的二维梁单元 B21^[15],网格大小约 0.6 m。结构采用混凝土塑性损伤本构^[4, 11];钢筋采用理想弹塑性本构,混凝土与钢筋的具体参数如表 1 所示。土体尺寸为 540 m×74 m,结构两侧的

表 1 ULSFS 本构与材料属性
Table 1 Material constitutive models of ULSFS

材料	混凝土						钢筋				
	密度	弹性模量	泊松	扩张角	偏心	K_{tl}	拉伸屈服	压缩屈服	密度	弹性模量	屈服强 度
	$\rho_{\text{cl}}/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	E_{sl}/GPa	比	$\psi_{\text{c}}/(\text{^\circ})$	率 η		强度	强度			
							$\sigma_{\text{tl}}/\text{MPa}$	$\sigma_{\text{cl}}/\text{MPa}$			
数值	2400	32.5	0.20	15	0.1	0.666	3	30	7800	200	400

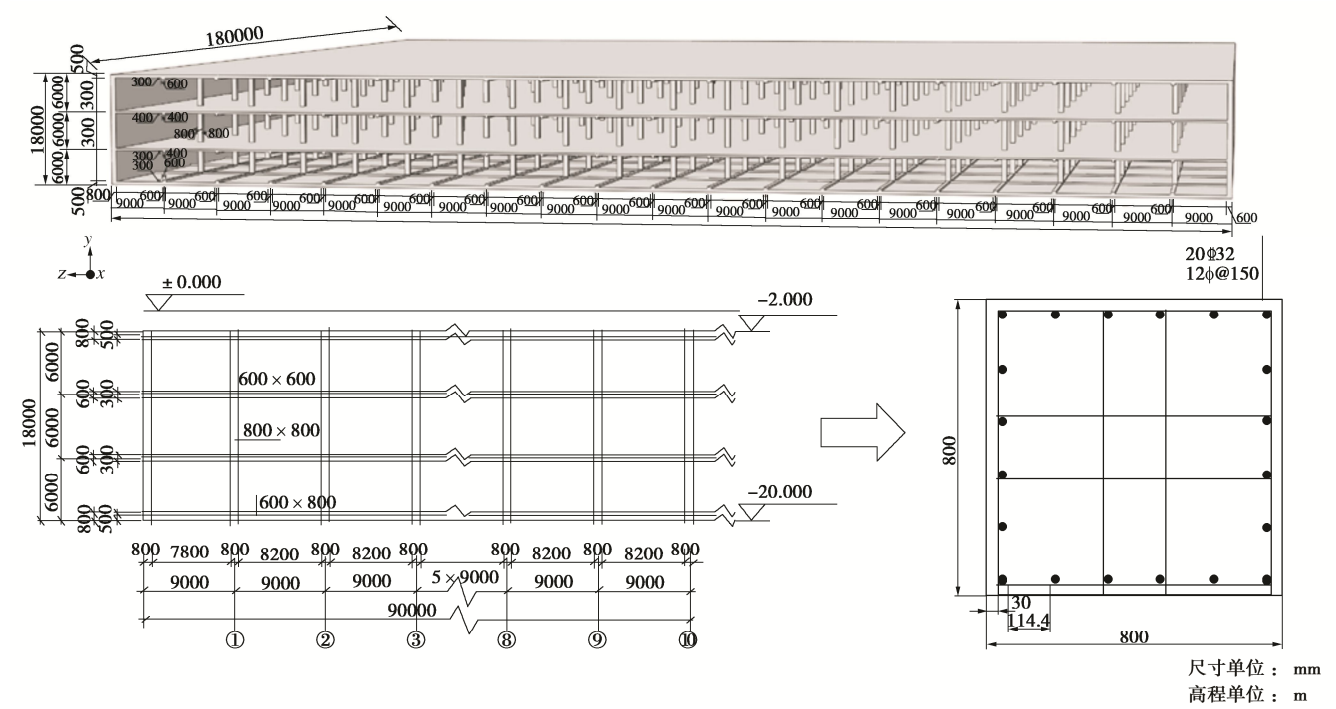


图 1 ULSFS 的构造及框架柱配筋示意图

Fig. 1 Structural diagram of ULSFS and reinforcements of framework columns

表 2 实际场地各土层参数

Table 2 Parameters of soil layers in actual site

土层	土壤类型	埋深/m	密度/(kg·m ⁻³)	泊松比	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	剪切波速/(m·s ⁻¹)
1	回填土	0~4	1870	0.33	20	20	181
2	粉质黏土	4~12	1900	0.28	18	40	193
3	粉质黏土	12~20	1900	0.28	20	25	405
4	粉质黏土	20~34	1850	0.30	20	10	247
5	粉质黏土	34~42	1850	0.28	20	20	271
6	黏土	42~54	1900	0.25	30	30	303
7	砾石	54~74	1950	0.20	20	1	427

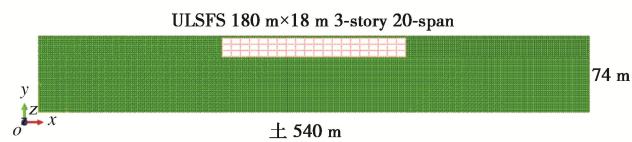


图 2 土-结构有限元模型

Fig. 2 Finite element models for soil and structure

土体尺寸均为 180 m, 足够大的土体尺寸避免了结构振动以及人工截断边界的不利影响。土体采用了 CPE4R 双线性平面应变单元^[15], 并采用了 Drucker-Prager 弹塑性本构模拟土体的非线性剪切性能^[15], 该本构已经广泛应用于大型土-结构系统动力分析有限元模型中^[10]。实际工程所在场地土层的具体参数如表 2 所示, 根据工程前期地质勘探报告与《建筑抗震设计规范》^[16]可知, 为 II 类场地条件。土与结构之间采用非线性接触, 法向方向为“硬”接触, 切向为“罚”接触, 摩擦系数为 0.4^[10, 15]。本文的土体介质阻尼采用了瑞利阻尼形式, 首先基于一维场地地震反应分析的等效线性化方法获得不同土层的等效阻尼比, 进一

步根据瑞利阻尼公式得到不同土层的质量阵系数 α 与刚度阵系数 β ^[17]。

在有限元动力分析中, 为了保证地震波在土体中的准确传播, 土体的网格尺寸 x 与地震动时间间隔 Δt 必须满足^[18]

$$x \leq (1/10 \sim 1/8) \lambda_w, \quad (1)$$

$$\Delta t \leq x / v_s. \quad (2)$$

式中: λ_w 为地震波最小波长; v_s 为地震波波速。根据 ULSFS 的模态分析, 结构的基本频率为 0.87 Hz^[19]。在本研究中, 地震动的截断频率 f_{cr} 可取为 10 Hz, 该值远大于结构基本频率。土层的最小剪切波速为 181 m/s, 则 x 需要满足 $x \leq 1/8 \lambda_w = 1/8 v_s / f_{cr} = 2.26$ m。因此, 土体的网格取为 2 m。则 Δt 需要满足 $\Delta t \leq x / v_s = 0.011$ s。因此, 本文的地震动时间间隔取为 0.01 s。为了保证地震动输入的准确性, 本文基于黏弹性人工边界的基本理论^[14], 编制了成套的计算程序, 实现了黏弹性人工边界与地震动波动输入方法。并且, 此程序可根据地震波类型修改相关参数, 实现地震

表 3 所选地震动信息
Table 3 Data of selected ground motions

编号	地震动名称	震级 M_w	$v_{s30} /$ ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	Rrup/km	编号	地震动名称	震级 M_w	$v_{s30} /$ ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$)	Rrup/km
GM-1	"Imperial Valley-02"	6.95	213.44	6.09	GM-11	"San Fernando"	6.61	385.69	112.52
GM-2	"Northwest Calif-02"	6.6	219.31	91.22	GM-12	"Managua Nicaragua-01"	6.24	288.77	4.06
GM-3	"Kern County"	7.36	316.46	117.75	GM-13	"Loma Prieta"	6.93	304.08	67.52
GM-4	"Kern County"	7.36	385.43	38.89	GM-14	"Loma Prieta"	6.93	331.21	50.99
GM-5	"Northern Calif-03"	6.5	219.31	27.02	GM-15	"Loma Prieta"	6.93	333.85	22.68
GM-6	"Parkfield"	6.19	289.56	9.58	GM-16	"Northridge-01"	6.69	269.29	68.62
GM-7	"Borrego Mtn"	6.63	316.46	222.42	GM-17	"Northridge-01"	6.69	301.23	41.17
GM-8	"San Fernando"	6.61	280.56	55.20	GM-18	"Kobe_Japan"	6.90	312.14	0.96
GM-9	"San Fernando"	6.61	316.46	22.77	GM-19	"Chi-Chi_Taiwan-05"	6.20	330.55	54.76
GM-10	"San Fernando"	6.61	303.79	193.91	GM-20	"Chi-Chi_Taiwan-06"	6.30	297.86	61.03

动的水平向、竖向以及任意角度输入^[14, 19]。在进行动力分析之前, 首先对土-结构系统开展了自重作用下的静力分析, 实现了整体系统的地应力平衡。

1.2 地震动选取

本文主要根据实际工程所在场地条件, 地震动强度和震中距大小为主要参考指标, 在太平洋地震工程研究中心强震记录数据库^[20]选择了 20 条实测地震动记录, 具体信息如表 3 所示。所选地震动的 v_{s30} 主要在 150~400 m/s, 并符合本工程结构所在的 II 类场地条件; 所选地震动的震级在 M_w 6.0~ M_w 8.0; 所选地震动距离断层最近距离在 0~250 km, 包括了近断层地震动与远场地震动; 本文所选择的地震动具有典型的代表性与较好的普适性。以水平向地震波为例, 地震动加速度反应谱与平均值如图 3 所示。同时, 本文通过一维自由场地计算程序 (EERA) 将水平向实测地震波反演至基岩处, 得到基岩处的地震动时程, 将其作为计算中的输入地震动^[10, 17]。本文首先以水平向地震动为标准, 将各个反演后的地震记录进行归一化处理, 得到 0.02g, 0.05g, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g, 0.8g, 1.0g 共 10 组地震动时程; 然后保持竖向与水平向地震动加速度峰值的实际比例关系以及实测地震动与模拟地震动的比例关系, 调整竖向地震动的加速度峰值, 得到对应的 10 组竖向地震动时程。

1.3 模型验证

本文通过一维自由场地计算程序建立各层场地, 将在场地顶面记录的水平向实测地震动反向计算至基岩处, 得到基岩处的地震动作为模型的输入地震动; 通过黏弹性人工边界程序施加至土-结构整体有限元模型, 在距离结构较远的土体顶面得到模拟地震动时程, 将其与所记录的实测地震动相对比。以 GM-10

为例, 实测地震动、基岩处的输入地震动以及通过数值分析计算的地震动如图 4 所示。两加速度反应谱虽然在短周期内表现出一定的差异, 但是它们的基本周期与响应特征基本一致。综合两地震动对比结果可知, 实测地震动与模拟地震动对应较好, 证实了地震反演及输入的可靠性。

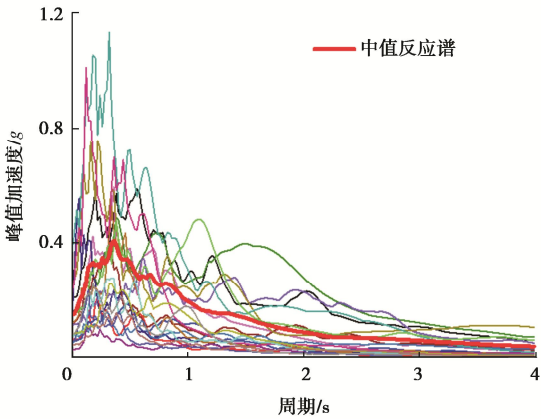
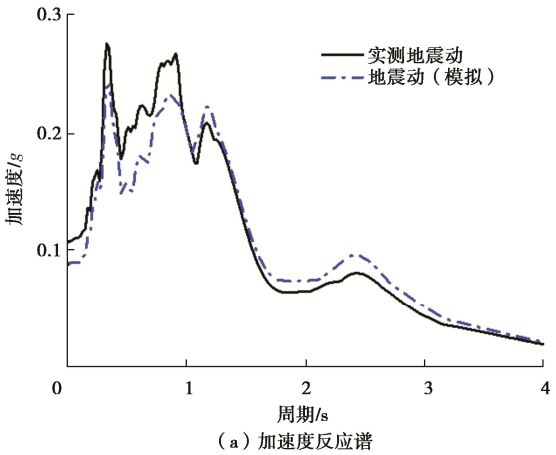


图 3 所选地震动加速度反应谱
Fig. 3 Acceleration response spectra of ground motions



(a) 加速度反应谱

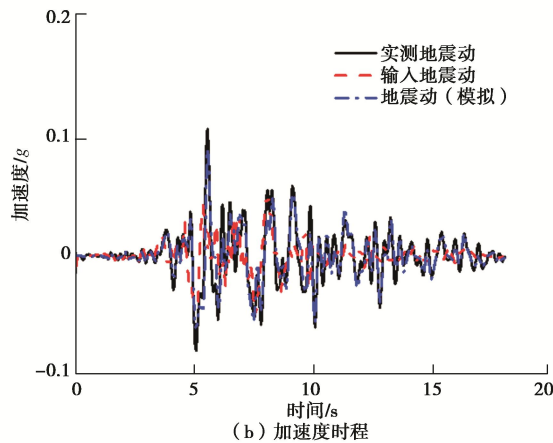


图 4 实测地震动与模拟地震动

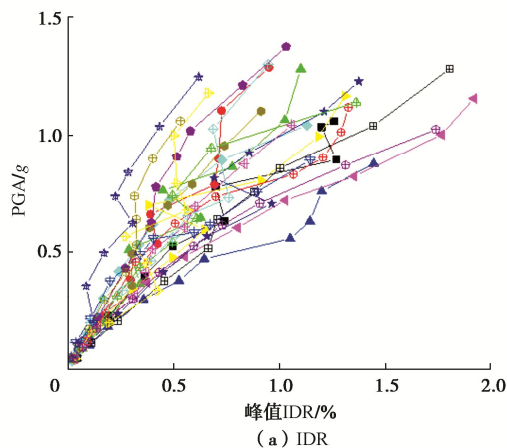
Fig. 4 Recorded and simulated ground motions

2 基于 IDA 方法的大型地下框架结构地震响应分析

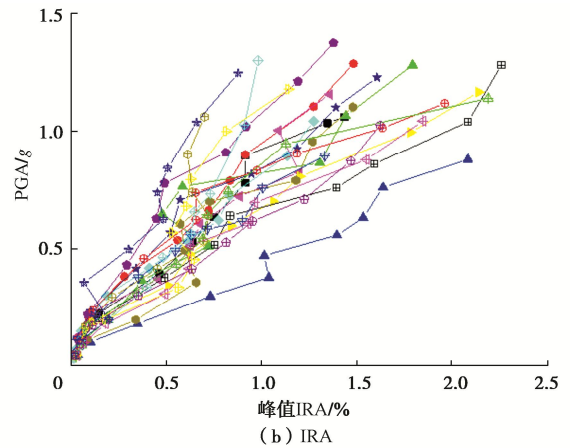
已有的 ULSFS 研究成果表明: 在土-结构相互作用的影响下, 结构内侧底层中柱 (柱 10) 的层间错动变形较大; 而结构外侧部分柱 (柱 1 或柱 19) 出现了较大的层间弯曲变形^[14, 19]。因此, 本文全面分析了底层柱 10 的层间位移角 (IDR) 与顶层柱 1 (或柱 19) 的层间梁柱转角 (IRA) 的响应曲线。其中, IDR 定义为框架柱层间水平变形与层高的比值, 而 IRA 定义为框架柱柱顶与柱底的转角差值。

2.1 仅考虑水平向地震作用

以结构响应为横坐标, PGA 为纵坐标, 绘制 II 类场地中结构地震响应的 IDA 曲线, 如图 5 所示。图 5 中每条曲线代表每条水平地震作用下的结果。在小震作用下, 基于 IDR 与 IRA 的响应曲线均随着地震动烈度的增加而近似线性增加, 结构主要发生线性地震响应。但在大震作用下, 响应曲线呈现出了非线性规律, 甚至出现了明显的波折, 表明结构在较大的地震作用下出现了一定程度的损伤。对比可知, IRA 的响应相比 IDR 更大且曲线波折更加明显, 该结果证明在剧烈的土-结构相互作用下, 顶层外柱的弯曲变形较为显著。



(a) IDR



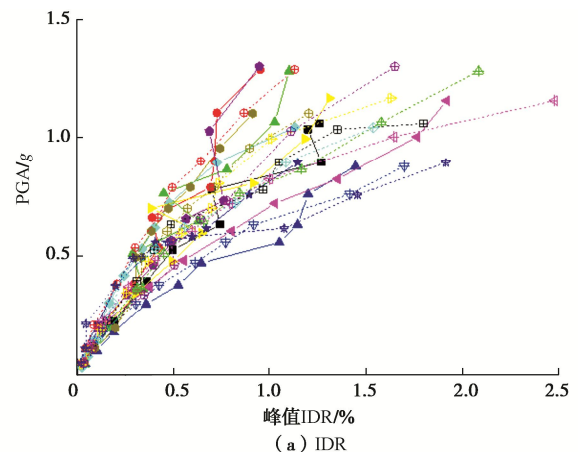
(b) IRA

图 5 水平向地震作用下 II 类场地中 ULSFS 的 IDA 曲线

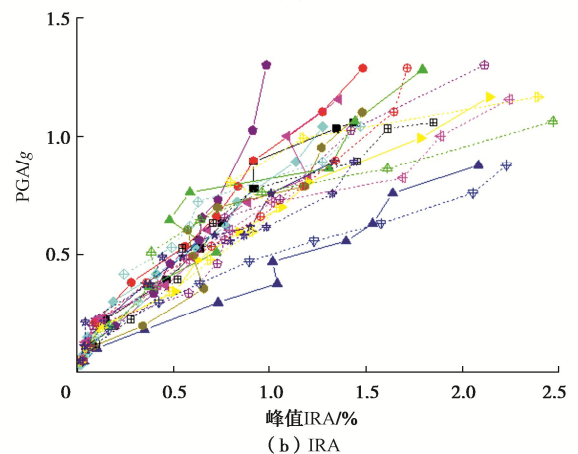
Fig. 5 IDA curves of ULSFS during horizontal earthquakes in site II

2.2 考虑水平向与竖向地震共同作用

进一步考虑竖向地震的影响作用。为对比考虑竖向地震前后的结构 IDA 曲线, 选择其中 10 条地震动作用下单一水平与双向结果进行对比, 如图 6 所示。其中, 图 6 中实线为单一水平向地震作用下的结果, 虚线为相对应的双向地震作用下的结果。



(a) IDR



(b) IRA

图 6 水平向与竖向地震作用下 II 类场地中 ULSFS 的 IDA 曲线

Fig. 6 IDA curves of ULSFS during horizontal and vertical earthquakes in site II

表 4 ULSFS 抗震性能评价指标及状态阈值
Table 4 Seismic performance evaluation indexes and thresholds of ULSFS

项目	性能指标	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	塌毁
未考虑竖向地震	IDR-本文	$\theta < 0.10\%$	$0.10\% \leq \theta < 0.15\%$	$0.15\% \leq \theta < 0.40\%$	$0.40\% \leq \theta < 0.75\%$	$0.75\% \leq \theta$
	IDR-文章 ^[4]	$\theta < 0.12\%$	$0.12\% < \theta < 0.25\%$	$0.25\% \leq \theta < 0.40\%$	$0.40\% \leq \theta < 0.6\%$	$0.60\% \leq \theta$
	IDR-文章 ^[9]	$\theta < 0.08\%$	$0.08\% < \theta < 0.29\%$	$0.29\% \leq \theta < 0.60\%$	$0.60\% \leq \theta < 0.95\%$	$0.95\% \leq \theta$
	IDR-文章 ^[10]	$\theta < 0.12\%$	$0.12\% \leq \theta < 0.32\%$	$0.32\% \leq \theta < 0.73\%$	$0.73\% \leq \theta < 1.29\%$	$1.29\% \leq \theta$
	IRA-本文	$\theta < 0.05\%$	$0.05\% \leq \theta < 0.125\%$	$0.125\% \leq \theta < 0.40\%$	$0.40\% \leq \theta < 0.75\%$	$0.75\% \leq \theta$
考虑竖向地震	IDR-本文	$\theta < 0.08\%$	$0.08\% \leq \theta < 0.12\%$	$0.12\% \leq \theta < 0.33\%$	$0.33\% \leq \theta < 0.65\%$	$0.65\% \leq \theta$
	IDR-文章 ^[8]	$\theta < 0.05\%$	$0.05\% \leq \theta < 0.21\%$	$0.21\% \leq \theta < 0.46\%$	$0.46\% \leq \theta < 0.72\%$	$0.72\% \leq \theta$
	IRA-本文	$\theta < 0.04\%$	$0.04\% \leq \theta < 0.1\%$	$0.1\% \leq \theta < 0.33\%$	$0.33\% \leq \theta < 0.63\%$	$0.63\% \leq \theta$

对比单一向与双向地震作用的结果可知：在小震作用下，结构的峰值 IDR 响应相差不大。这是因为：竖向地震的峰值加速度与水平向地震的峰值加速度并不一定同时出现；并且竖向地震主要增大了结构与上覆土层的竖向荷载，对结构层间水平变形影响较小。但在大震作用下，双向地震作用下的 IDR 响应普遍大于单一水平向地震结果。这是因为：较大的竖向惯性作用会导致外墙与框架柱在水平剪切作用下的变形协调性变差，层间水平变形随之增大^[5]。对比基于 IRA 的响应曲线可知，竖向地震增大了顶层外柱的弯曲变形，而且随着地震烈度的增大，影响作用越来越明显。究其原因可知：在地震动循环荷载作用下，结构与侧向及上覆土层存在着剧烈的土-结构动力相互作用，使得与土体接触的顶板与顶梁产生了一定的弯曲损伤，而竖向地震引起的上覆土层竖向惯性力更容易加剧该位置的弯曲与损伤，与顶板、顶梁相连的外侧柱的弯曲变形随之增大。根据以上结果可知，IRA 可以在机理层面上更好地揭示竖向地震对 ULSFS 的影响作用。

3 结构性能评价指标与地震动强度指标

3.1 结构性能评价指标的选取

目前相关研究多选择单一 IDR 作为水平向地震动作用下结构性能评价指标，确定了地下框架结构基于 IDR 的性能状态阈值，具体阈值如表 4 中文献[4, 9, 10]所示。同时，根据 ULSFS 已有研究^[14]及本文中结构的地震响应可知：外侧顶层柱更容易出现弯曲变形而不是层间错动变形；同时，第 2 节中 IRA 与地震强度指标良好的对应关系也证明了其作为抗震性能指标的良好适用性。因此，笔者提出综合选择 IDR 与 IRA 作为 ULSFS 的抗震性能评价指标，全面地评价结构危险位置的易损性。

本文采用大型地下框架结构 Pushover 方法^[19]，结合“最远点法”^[21]（结构抗震性能曲线及“最远点法”

示意图如图 7 所示）确定了结构的各个性能点（ a, b, c, d ）。进一步可以根据结构的性能点对结构的抗震性能状态进行划分^[22]。其中，基本完好 $0 \leq \theta < a$ ；轻微破坏 $a \leq \theta < ((a+b)/2)$ ；中等破坏 $((a+b)/2) \leq \theta < ((b+c)/2)$ ；严重破坏 $((b+c)/2) \leq \theta < ((c+d)/2)$ ；倒塌 $((c+d)/2) \leq \theta$ 。因此，结构不同的抗震性能状态阈值可分别定义： $A = a$ ， $B = (a+b)/2$ ， $C = (b+c)/2$ ， $D = (c+d)/2$ 。ULSFS 在单一水平地震作用下的抗震性能曲线如图 8 中虚线所示，各个性能状态阈值如表 4 中未考虑竖向地震的本文结果所示。对比表 4 中不同地下结构的各个性能状态阈值差异可知：当结构主要发生线性响应时（前两个性能状态），不同横截面尺寸的地下结构的性能状态阈值相差不大；但结构发生明显的非线性损伤后（后两个性能状态），结构横截面尺寸越大而性能状态阈值越小。这是因为：在其他条件与因素（混凝土标号，场地条件，埋深情况等）相对一致的情况下，地下结构的截面尺寸越大，结构相对土体越柔^[4]，地下结构的抗震性能也会相应的降低。因此，本文中 ULSFS 基于 IDR 的抗震性能状态阈值比其他文章中地下结构稍小，同时也均在合理的范围以内。

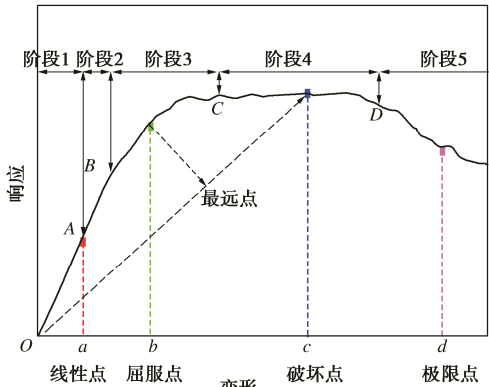


图 7 结构抗震性能曲线及“最远点法”示意图

Fig. 7 Diagram of seismic performance curve and farthest point method

为了准确地评价竖向地震作用, 本文将水平向地震动与竖向地震动按实际比例施加至土-结构模型中^[19], 得到考虑竖向地震作用的 ULSFS 不同性能状态的性能曲线如图 8 中实线所示, 各个性能状态阈值如表 4 中考虑竖向地震的本文结果所示。对比考虑竖向地震动前后的结果可知: ①考虑竖向地震作用后, 基于 IDR 与 IRA 的结构抗震性能曲线出现了明显的下降段; ②基于 IDR 与 IRA 的结构抗震性能状态阈值均更加严格, 这与文章结果相同^[8]。深究其内在机理可知: 未考虑竖向地震作用时, 结构的性能曲线未出现明显的下降段, 这是因为结构四周有土体保护, 框架柱较难出现侧向塌毁现象, 而且结构埋深较浅, 在不考虑竖向地震作用时, 竖向荷载相对较小, 并未出现类似深埋地铁车站抗震性能曲线的陡然下降段^[23]。考虑竖向地震作用后, 竖向荷载作用增大了柱端轴压比, 使得框架柱的水平极限抗剪切变形能力变小; 并且框架柱的抗弯能力会由于竖向荷载与水平荷载的耦合作用而减小, 更容易出现压弯破坏现象。因此, 在考虑竖向地震作用后, 基于 IDR 与 IRA 的结构性能状态阈值更加严格且出现了较为明显的下降段。

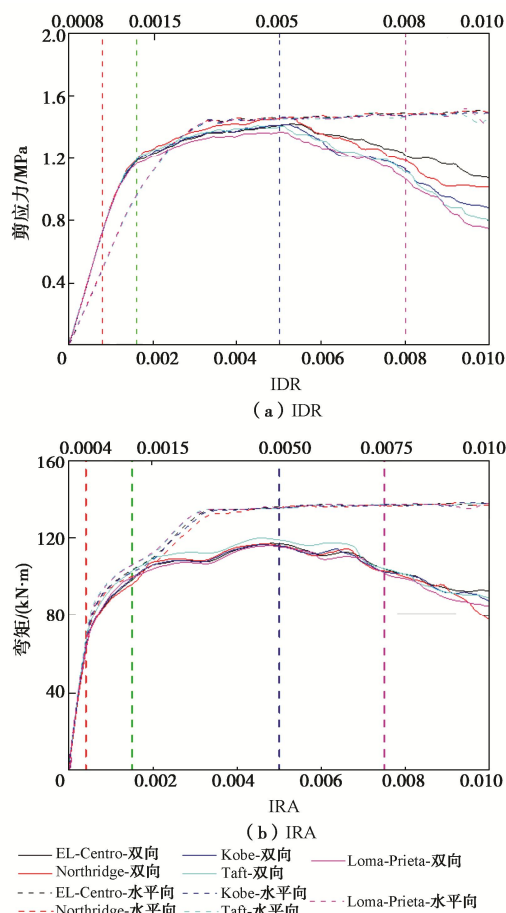


图 8 ULSFS 抗震性能曲线

Fig. 8 Seismic performance curves of ULSFS

3.2 地震动强度指标的选取

在地下结构易损性分析中, 多采用峰值地面加速

度 PGA、峰值基岩加速度 PBA 或峰值地面 PGV 作为地震动强度指标。Cornell 等^[24]提出可以假定结构概率地震需求 u_d 符合对数正态分布, 则其与地震动强度指标 IM 满足以下关系:

$$u_d = aIM^b \quad (3)$$

两边取对数可得

$$\ln(u_d) = \ln(a) + b \ln(IM) \quad (4)$$

由式 (4) 可知, $\ln(u_d)$ 与 $\ln(IM)$ 存在线性回归关系。因此, 分别以 IDR 与 IRA 为 u_d , 以 PGA, PBA 以及 PGV 为 IM, 拟合 $\ln(IM)$ - $\ln(u_d)$ 线性关系, 并通过式 (4) 计算得到数据的平均标准偏差 β_D ^[17]:

$$\beta_D = \sqrt{\sum_{i=1}^n [\ln(u_d) - (\ln a + b \ln(IM))]^2 / (n - 2)} \quad (5)$$

β_D 越小, 线性关系越好, 说明越适合作为 IM。不同地震强度指标与结构性能评价指标的拟合结果如表 5 所示, PGA 与 PBA 相比 PGV 有着更好的拟合精度, 因此, 本文选择 PGA 作为地震强度指标。

表 5 地震强度指标与结构性能评价指标平均标准偏差

Table 5 β_D between IM and u_d			
β_D	PGA	PBA	PGV
IDR	0.35	0.41	0.38
IRA	0.39	0.36	0.43

4 大型地下框架结构地震易损性分析

4.1 易损性分析基本理论

损性曲线是指结构在不同强度的地震作用下, 结构或构件响应达到或超过其极限承载能力的条件概率, 结构在不同性能极限状态下的失效概率 P_f 可由下式确定^[24]:

$$P_f = P(u_c \leq u_d | IM) = P(u_c / u_d \leq 1 | IM) \quad (6)$$

式中: u_c 为结构抗震能力。

根据经典文献[24, 25], 可假设地下结构的地震易损性服从双参数对数正态分布, 对式 (6) 进一步简化可得

$$P_f = \Phi(\ln(u_d / u_c) / \beta_{tot}) \quad (7)$$

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp(-t^2 / 2) dt \quad (8)$$

$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_{ds}^2 + \beta_C^2 + \beta_D^2} \quad (9)$$

式中: $\Phi(x)$ 为标准正态分布函数; β_{tot} 为总对数正态标准偏差。根据美国灾害评估管理系统^[25], β_C 与 β_D 分别是结构抗震能力与地震需求的对数标准差, 其中, β_C 代表了结构形式不确定对承载力的影响; 本文的研究对象为确定的形式, 因此忽略了此系数; β_D 可根据式 (5) 确定; 根据美国灾害评估管理系统对建筑结构的要求^[25], β_{ds} 可取 0.4。

4.2 水平向地震动作用下的 ULSFS 易损性分析

将底层柱 10 的 $\ln(IDR)$ 与 $\ln(PGA)$ 曲线与顶层柱

1 的 $\ln(\text{IRA})$ 与 $\ln(\text{PGA})$ 曲线的拟合回归方程代入式 (7) 中, 分别得到 ULSFS 在不同性能极限状态下的失效概率:

$$P_f^{\text{IDR}} = \Phi(\ln(1.114(\text{PGA})^{1.116}/u_c)/\beta_{\text{tot}}) \quad (10)$$

$$P_f^{\text{IRA}} = \Phi(\ln(1.302(\text{PGA})^{1.361}/u_c)/\beta_{\text{tot}}) \quad (11)$$

以失效概率为纵坐标, PGA 为横坐标, 即可分别得到结构所在 II 类场地条件下基于 IDR 与 IRA 的易损性曲线, 如图 9 所示。对比易损性曲线可知, 在 PGA 为 0.06g 的地震动工况下, IDR 与 IRA 超越 S1 性能状态的失效概率分别仅为 0.21, 0.36, 说明结构处于良好性能状态。而随着地震动强度的增加, 结构的失效概率逐渐增大。在 PGA 为 1.0g 的地震动作用下, IDR 与 IRA 超越 S4 性能状态的失效概率已分别达到 0.79, 0.87, 说明此时结构极有可能遭受严重破坏。对比 IDA 与 IRA 结果可知, 基于 IDR 的失效概率一般要小于基于 IRA 的失效概率, 仅仅采用 IDR 作为 ULSFS 的抗震性能指标会高估结构在单一水平地震作用下的易损性。

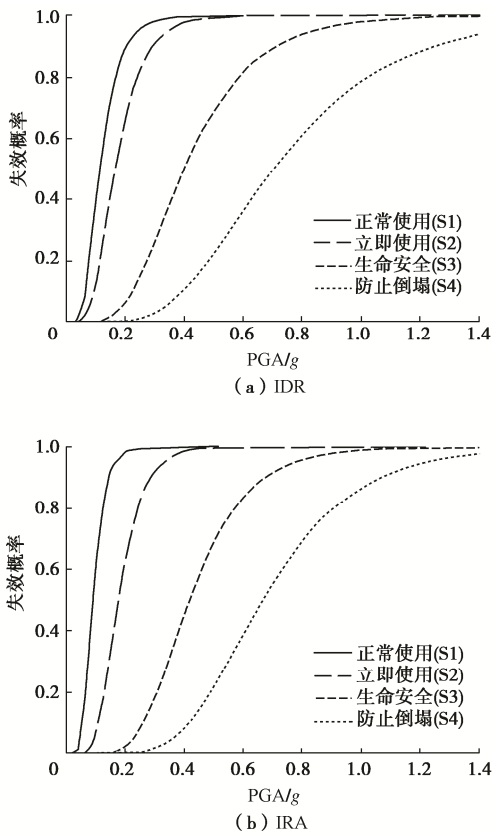


图 9 水平向地震作用下 II 类场地条件中 ULSFS 的易损性曲线
Fig. 9 Fragility curves of ULSFS during horizontal earthquakes in site II

4.3 水平向与竖向地震作用下的 ULSFS 易损性分析

进一步基于水平向与竖向双向地震作用下结构地震响应, 得到考虑竖向地震影响的 ULSFS 不同性能极限状态下的失效概率:

$$P_f^{\text{IDR}} = \Phi(\ln(1.127(\text{PGA})^{1.287}/u_c)/\beta_{\text{tot}}) \quad (12)$$

$$P_f^{\text{IRA}} = \Phi(\ln(1.606(\text{PGA})^{1.431}/u_c)/\beta_{\text{tot}}) \quad (13)$$

而所在 II 类场地条件下结构基于 IDR 与 IRA 的地震易损性曲线如图 10 所示, 本文重点分析了竖向地震对结构易损性的影响作用机理。

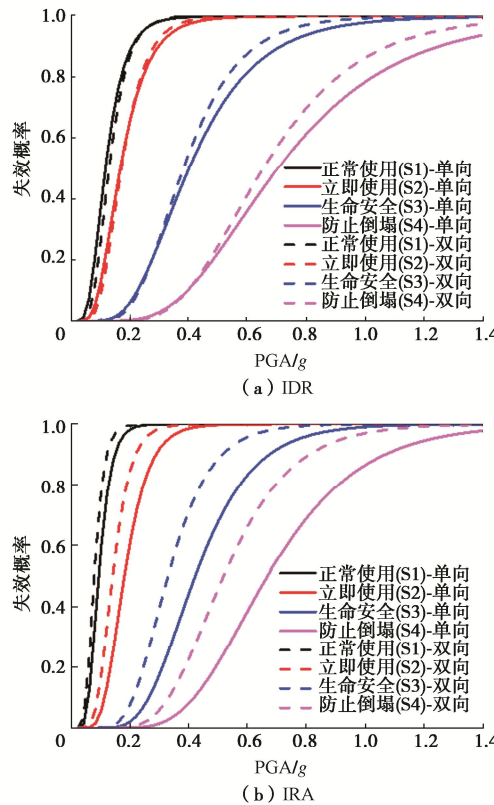


图 10 双向地震作用下 II 类场地条件中 ULSFS 的易损性曲线
Fig. 10 Fragility curves of ULSFS during bi-directional earthquakes in site II

对比考虑竖向地震前后基于 IDR 的易损性曲线可以发现: ①考虑竖向地震作用后, 即使竖向地震作用下结构抗震性能评价指标的阈值更严格, 但 S1 性能状态下结构的失效概率却略有降低。②考虑竖向地震作用后, S2~S4 性能状态下结构的失效概率略有增加, 且随着地震作用的增大更加明显。深究其机理可知: 在较小的竖向地震作用下, 结构上覆土层的竖向荷载增大了框架柱的轴压比, 对框架柱的层间水平变形起到了一定的约束作用, 结构基于 IDR 的地震响应反而有所降低; 并且, 小震对结构基于 IDR 抗震性能的影响并不明显。但当竖向地震较大时, 双向地震动耦合效应增大了结构基于 IDR 的地震响应, 并导致框架柱在压剪作用下抗震性能的降低; 因此, 在较大的竖向地震作用下, 基于 IDR 响应的结构失效概率会有所提高。综合以上结果可知: 即使竖向地震下 IDR 的阈值更严格, 但竖向地震对结构基于 IDR 易损性的影响作用并不明显; 说明采用单一的 IDR 并无法全面地

评价竖向地震对 ULSFS 的影响作用。

对比考虑竖向地震前后基于 IRA 的易损性曲线可以发现：各个性能状态下结构的失效概率均所增加，并随着地震作用的增大而明显增大。例如，在 PGA 为 0.6g 的地震工况下，超越 S3 性能状态的失效概率由 0.83 增加至 0.96，而超越 S4 性能状态的失效概率由 0.38 增加至 0.66。深究其机理可知：在小震与大震作用下，竖向地震均增大了上覆土层的竖向惯性作用，虽然约束了结构的水平向变形，但同时加剧了顶板、顶梁的弯曲损伤，进一步增大了该危险位置框架梁柱的弯曲变形，结构基于 IRA 的地震响应明显增大；而且，竖向荷载与水平荷载耦合作用下的框架柱端的抗压弯性能明显降低；因此，在竖向地震作用下，基于 IRA 响应的结构失效概率明显提高。综合以上结果可知：竖向地震将会明显增大结构基于 IRA 的失效概率，采用 IRA 可以更为合理地反映竖向地震对 ULSFS 易损性的影响作用。建议综合采用针对层间错动变形的 IDR 与针对局部弯曲变形的 IRA，对双向地震动作用下大型地下结构的地震易损性进行全面评估。

根据在单一水平向与双向地震作用下 ULSFS 的易损性分析，得到了结构在 II 类场地条件下对应基于 IDR 与 IRA 失效概率为 50% 的 S1，S2，S3，S4 性能状态下的 PGA 值，如表 6 所示。

表 6 II 类场地条件下 ULSFS 地震失效概率 50% 所对应 PGA
Table 6 PGAs corresponding to failure probability of ULSFS with value of 50% in site II

失效概率 (50%)	单向地 震-IDR	单向地 震-IRA	双向地 震-IDR	双向地 震-IRA
正常使用 (S1)	0.11g	0.09g	0.13g	0.08g
立即使用 (S2)	0.17g	0.18g	0.17g	0.15g
生命安全 (S3)	0.40g	0.42g	0.38g	0.33g
防止倒塌 (S4)	0.70g	0.67g	0.65g	0.52g

5 结 论

基于增量动力分析方法探究了大型地下框架结构（ULSFS）的地震响应规律，分别选择层间位移角（IDR）以及层间梁柱转角（IRA）作为结构的抗震性能评价指标，得到了单一水平向以及水平向与竖向双向地震动作用下的结构易损性曲线，定量地给出了结构所在 II 类实际场地条件下的不同性能状态的失效概率。

（1）在单一水平向地震作用下，结构基于 IRA 的地震响应相比 IDR 更大且波折更加明显。在考虑竖向地震作用后，结构的层间水平变形变化不大，但结构外侧的弯曲变形明显增大，而且竖向地震的影响作用随着地震烈度的提高而增大。

（2）考虑竖向地震作用后，基于 IDR 与 IRA 的

抗震性能曲线出现了较为明显的下降段，且各个性能状态的阈值均更加严格。这是因为：竖向荷载作用增大了柱端轴压比，使得框架柱的水平极限抗剪切变形能力变小；并且框架柱的抗弯能力由于竖向荷载与水平荷载耦合作用而减小。

（3）考虑竖向地震作用前后，基于 IDR 的结构地震失效概率变化不大，只有在大震作用下的结构失效概率才明显提高；仅采用 IDR 作为抗震性能指标会低估结构在双向地震作用下的地震易损性。IRA 与地震强度指标良好的对应关系证明了其作为 ULSFS 抗震性能指标的良好适用性，并且 IRA 可以在机理层面上更好地揭示竖向地震对结构的影响作用。建议综合选择 IDR 与 IRA 作为抗震性能评价指标，对双向地震动作用下大型地下结构的地震易损性进行全面评估。

参考文献：

[1] HASHASH Y M A, HOOK J J, SCHMIDT B, et al. Seismic design and analysis of underground structures[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, 16(4): 247-293.

[2] PENZIEN J. Seismically induced racking of tunnel linings[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2000, 29(5): 683-691.

[3] 杜修力, 马 超, 路德春, 等. 大开地铁车站地震破坏模拟与机理分析[J]. 土木工程学报, 2017, 50(1): 53-62, 69. (DU Xiuli, MA Chao, LU Dechun, et al. Collapse simulation and failure mechanism analysis of the Daikai subway station under seismic loads[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(1): 53-62, 69. (in Chinese))

[4] 庄海洋, 任佳伟, 王 瑞, 等. 两层三跨框架式地铁地下车站结构弹塑性工作状态与抗震性能水平研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(1): 131-138. (ZHUANG Haiyang, REN Jiawei, WANG Rui, et al. Elasto-plastic working states and seismic performance levels of frame-type subway underground station with two layers and three spans[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(1): 131-138. (in Chinese))

[5] 马 超. 地铁车站结构地震塌毁过程模拟及破坏机理分析 [D]. 北京: 北京工业大学, 2017. (MA Chao. Collapse Procedure Simulation and Failure Mechanism Analysis on subway Stations under Seismic Loads[D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2017. (in Chinese))

[6] LI W T, CHEN Q J. Seismic damage evaluation of an entire underground subway system in dense urban areas by 3D FE simulation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, 99: 103351.

- [7] 许成顺, 李 洋, 杜修力, 等. 上覆土竖向惯性力对浅埋地下框架结构地震损伤反应影响离心机振动台模型试验研究[J]. 土木工程学报, 2019, **52**(3): 100-110, 119. (XU Chengshun, LI Yang, DU Xiuli, et al. Dynamic centrifuge tests for influence of vertical inertia force of overburden soil on earthquake damage response of shallow-buried underground frame structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, **52**(3): 100-110, 119. (in Chinese))
- [8] DU X L, JIANG J W, EL NAGGAR M H, et al. Interstory drift ratio associated with performance objectives for shallow-buried multistory and span subway stations in inhomogeneous soil profiles[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2021, **50**(2): 655-672.
- [9] 杜修力, 蒋家卫, 许紫刚, 等. 浅埋矩形框架地铁车站结构抗震性能指标标定研究[J]. 土木工程学报, 2019, **52**(10): 111-119, 128. (DU Xiuli, JIANG Jiawei, XU Zigang, et al. Study on quantification of seismic performance index for rectangular frame subway station structure[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, **52**(10): 111-119, 128. (in Chinese))
- [10] ZHONG Z L, SHEN Y Y, ZHAO M, et al. Seismic fragility assessment of the Daikai subway station in layered soil[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020, **132**: 106044.
- [11] ZHUANG H Y, YANG J, CHEN S, et al. Statistical numerical method for determining seismic performance and fragility of shallow-buried underground structure[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2021, **116**: 104090.
- [12] HE Z M, CHEN Q J. Vertical seismic effect on the seismic fragility of large-space underground structures[J]. Advances in Civil Engineering, 2019, **2019**: 1-17.
- [13] 刘晶波, 兰兴欢, 谭 辉. 地下与地上钢筋混凝土矩形结构抗震性能对比研究[J]. 地震工程学报, 2019, **41**(2): 271-277. (LIU Jingbo, LAN Xinghuan, TAN Hui. Comparative study on the seismic performances of underground vs. above-ground reinforced concrete structures with rectangular cross sections[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2019, **41**(2): 271-277. (in Chinese))
- [14] QIU D P, CHEN J Y, XU Q. 3-D numerical analysis on seismic responses of the underground large scale frame structure under near-fault ground motions[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, **91**: 103020.
- [15] LUDWIG W. ABAQUS User's Guide, Version 6.14[R]. Rhode Island: Abaqus Inc., 2014.
- [16] 建筑抗震设计规范: GB50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. (Code for Seismic Design of Buildings: GB50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese))
- [17] 钟紫蓝, 申轶尧, 郝亚茹, 等. 基于 IDA 方法的两层三跨地铁地下结构地震易损性分析[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(5): 916-924. (ZHONG Zilan, SHEN Yiyao, HAO Yaru, et al. Seismic fragility analysis of two-story and three-span metro station structures based on IDA method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(5): 916-924. (in Chinese))
- [18] 廖振鹏, 刘晶波. 离散网格中的弹性波动(I)[J]. 地震工程与工程振动, 1986, **6**(2): 1-16. (LIAO Zhenpeng, LIU Jingbo. Elastic wave motion in discrete grids[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1986, **6**(2): 1-16. (in Chinese))
- [19] QIU D P, CHEN J Y, XU Q. Improved pushover analysis for underground large-scale frame structures based on structural dynamic responses[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, **103**: 103405.
- [20] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER strong motion database[R]. Berkeley: California Berkeley, 2005.
- [21] 冯 鹏, 强翰霖, 叶列平. 材料、构件、结构的“屈服点”定义与讨论[J]. 工程力学, 2017, **34**(3): 36-46. (FENG Peng, QIANG Hanlin, YE Lieping. Discussion and definition on yield points of materials, members and structures[J]. Engineering Mechanics, 2017, **34**(3): 36-46. (in Chinese))
- [22] QIU D P, CHEN J Y, FU H Q. Research on the comprehensive evaluating index of seismic performance of underground large-scale frame structures[J]. Structures, 2022, **37**: 645-660.
- [23] CHEN Z Y, FAN Y, JIA P. Influence of buried depth on seismic capacity of underground subway stations through performance-based evaluation[J]. Structures, 2021, **32**: 194-203.
- [24] CORNELL C A, JALAYER F, HAMBURGER R O, et al. Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, **128**(4): 526-533.
- [25] NIBS. HAZUS-MH: Technical Manuals[S]. 2004.