

# 带端板连接可更换耗能梁段的钢框筒 结构地震易损性分析

苏明周<sup>1</sup>, 李蕴杰<sup>2</sup>, 张 浩<sup>1</sup>, 连 鸣<sup>1</sup>

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 西安建筑科技大学 安德学院, 陕西 西安 710055)

**摘要:** 为研究带端板连接可更换耗能梁段高强钢框筒结构(HSS-SFTS)的地震易损性, 采用 SAP2000 软件建立 20 层、30 层、40 层 HSS-SFTS 典型算例模型, 从 PEER 地震数据库中分别选取 40 条近场含脉冲型和 40 条普通远场地震波, 基于增量动力法(IDA)获得算例在远、近场地震作用下的 IDA 曲线簇。同时, 基于四水准抗震设防目标获得不同极限状态下的地震易损性曲线, 并对 HSS-SFTS 进行地震易损性评估。结果表明: HSS-SFTS 算例在四个不同设防水准下的超越概率均小于 50%, 满足“小震不坏、中震轻度损伤、大震可更换、巨震防倒塌”的抗震设防目标, 具有良好的抗震性能; 各算例对应不同水准下近场脉冲型地震的超越概率均高于普通远场地震至少 20%, 表明近场脉冲型地震对结构的塑性损伤程度影响更大。

**关键词:** 钢框筒; IDA; 地震易损性分析; 抗震性能评估

中图分类号: TU392. 2

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2022)04-0491-09

## Seismic vulnerability analysis of steel framed-tube structure with replaceable shear links connected by end-plates

SU Mingzhou<sup>1</sup>, LI Yunjie<sup>2</sup>, ZHANG Hao<sup>1</sup>, LIAN Ming<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China

2. XAUAT UniSA An De College, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

**Abstract:** In order to study the seismic fragility of high-strength steel frame-and-tube structures (HSS-SFTS) with end-plate bolted connection of replaceable shear links, the finite element models of 20-story, 30-story and 40-story HSS-SFTS were established by using of SAP2000 software. From the PEER seismic database, 40 near-field pulsed and 40 ordinary far-field seismic waves were selected respectively, and the IDA curve clusters of the example under the action of far-field and near-field earthquakes were obtained based on the incremental dynamic method (IDA). At the same time, the seismic vulnerability curves under different limit states were obtained based on the four-level seismic fortification target, and the seismic vulnerability evaluation of HSS-SFTS was carried out. The results show that the exceedance probability of the HSS-SFTS example under the four different fortification levels is less than 50%, which can meet the seismic fortification aims of “no damage in small earthquakes, mild damage in moderate earthquakes, replaceable in large earthquakes, and anti-collapse in huge earthquakes”, and has good seismic performance. The surpass probability of near-field pulsed earthquakes corresponding to different levels of each example is at least 20% higher than that of ordinary far-field earthquakes, indicating that the near-field pulsed earthquakes have a deeper degree of plastic damage to the structure.

**Key words:** steel framed-tube structure; IDA; seismic vulnerability analysis; seismic performance evaluation

钢框筒结构(Steel Framed-Tube Structures, 简称 FTS)是由外围密柱梁、楼板以及内部框架柱形成的筒体结构, 传统钢框筒结构具有抗侧刚度大、抗扭性能好、结构空间受力以及建筑布置灵

活等优点, 是一种性能优良的抗侧力结构体系<sup>[1]</sup>, 用于高层和超高层工程结构中。但由于其裙梁跨高比较小(约 3~5 m), 梁端应变梯度大, 导致梁端难以形成弯曲塑性铰, 进而导致结构延性低,

收稿日期: 2021-07-13

修改稿日期: 2022-08-22

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51708444); 陕西省自然科学基金基础研究计划项目(2018JQ5074)

第一作者: 苏明周(1971—), 男, 教授, 博士, 博导, 主要从事新型钢结构体系 and 设计理论研究。E-mail: sumingzhou@xauat.edu.cn

通信作者: 张 浩(1993—), 男, 讲师, 博士, 主要从事新型钢结构体系抗震性能研究。E-mail: zhanghao0219@xauat.edu.cn

地震耗能能力差,且在考虑楼板组合效应下,柱端比梁端更易形成塑性铰,结构难以满足“强柱弱梁”的抗震设计要求。

针对钢框筒结构存在的上述问题,张浩等<sup>[2]</sup>提出了一种新型高层钢结构体系带剪切型耗能梁段的高强钢框筒结构(High Strength Steel Fabricated Framed-Tube Structure with Replaceable Shear Link,简称 HSS-SFTS)。在裙梁跨中设置可更换剪切型耗能梁段,耗能梁段采用低屈服点 Q235 钢材,其余构件采用 Q460 高强钢。研究表明:HSS-SFTS 具有良好的耗能能力和变形能力,改变了传统钢框筒结构的耗能机制,在地震作用下耗能梁段作为主要耗能构件首先进入塑性耗散地震能量,高强钢构件保持弹性状态或部分发展塑性<sup>[3-4]</sup>。

增量动力法(Incremental Dynamic Analysis, IDA)最早由 Bertero<sup>[5]</sup>在 1977 年提出,是目前较为常见的结构地震易损性研究方法。IDA 方法是将选取的地震波进行一系列的调幅,对结构进行一系列的非线性动力时程分析,从而获得相应的 IDA 曲线簇,再通过数理统计的分析对结构进行抗震性能的研究<sup>[6-7]</sup>。Shinozuka 等<sup>[8]</sup>基于 IDA 方法对 10 座不同桥梁进行数值模拟,并对获得的易损性曲线进行地震损伤评估。吴巧云等<sup>[9]</sup>基于 IDA 方法对框架结构在远、近场地震作用下的抗震性能进行评估。杨文侠等<sup>[10]</sup>以 Y 型偏心支撑钢框架结构为算例,基于增量动力法对其开展地震易损性分析并对结构影响系数进行评估。IDA 作为结构地震易损性评价的有效手段逐渐显示出良好的适用性,已被国内外学者广泛接受,并应用于高层、超高层结构体系的地震易损性研究中。苏宁粉等<sup>[11]</sup>分别以规则超高层和不规则超高层为算例,基于 IDA 方法对不同地震动强度参数的有效性进行研究,为超高层地震动强度参数的选取提供参考。周颖等以高层混合结构为例,采用 IDA 方法对其开展抗震性能评估并给出了 IDA 方法的基本

分析过程,可为高层结构抗震性能评估提供参考<sup>[12]</sup>。吕西林等以一幢复杂超限高层建筑为算例,通过 IDA 方法研究了不同地震强度下结构的地震易损性,为超高层结构抗震性能评估提供参考<sup>[13]</sup>。由此可见,对高层、超高层进行地震易损性研究是对其抗震性能评估的重要环节,也为结构的抗震设计、震后的修复和耗能构件的更换奠定了基础。而目前缺少 HSS-SFTS 地震易损性分析的相关研究。

因此,为进一步研究 HSS-SFTS 的抗震性能和震后可更换能力,本文采用 SAP2000 软件设计了 3 个不同楼层的 HSS-SFTS 典型算例,考虑近、远场地震作用,基于 IDA 方法获得 3 个算例在不同极限状态下的地震易损性曲线,并对 HSS-SFTS 算例进行地震易损性评估。

## 1 算例设计

### 1.1 工程概况及算例设计

算例建筑为办公楼,钢框筒结构形式,位于 8 度(0.2 g)抗震设防区,设计地震分组为第二组,场地类别为 II 类,场地特征周期为  $T_g=0.4$  s。结构平面尺寸为 27 m×27 m,层高为 3.3 m。楼板采用 140 mm 厚现浇混凝土楼板,楼面恒载取 6 kN/m<sup>2</sup>(包含楼板自重),楼面活载取 2 kN/m<sup>2</sup>,屋面恒载取 6 kN/m<sup>2</sup>(包含屋面板自重),上人屋面活载取 2 kN/m<sup>2</sup>,基本风压取 0.35 kN/m<sup>2</sup>,雪荷载取 0.35 kN/m<sup>2</sup>,地面粗糙类别为 C 类。耗能梁段为剪切屈服型,采用 Q235B 钢,其余构件均为 Q460C 高强钢,角柱和内框梁采用箱形截面,其余构件均为 H 型截面。

本文基于文献[14]、[15]提出的 HSS-SFTS 截面尺寸预估方法和基于性能的抗震设计方法设计了 20 层、30 层、40 层的 3 个典型算例,耗能梁段长度为 600 mm,算例平、立面布置图如图 1 所示,截面尺寸如表 1~表 3 所示。

表 1 F20 算例截面尺寸(单位: mm)

Tab. 1 F20 section size(Unit: mm)

层数	裙梁	耗能梁段	中柱	角柱	内柱
17~20	H400×200×12×20	H220×160×8×12	H400×280×12×18	B400×22	B420×24
13~16	H440×220×14×22	H240×170×10×14	H440×320×14×20	B440×26	B460×26
9~12	H500×230×16×24	H270×170×10×14	H480×340×20×28	B480×32	B520×30
5~8	H540×240×18×24	H300×180×12×16	H530×380×22×30	B540×36	B560×36
1~4	H580×250×20×26	H330×190×12×16	H580×400×24×32	B580×40	B600×40

表 2 F30 算例截面尺寸(单位: mm)  
Tab. 2 F30 section size(Unit: mm)

楼层	裙梁	耗能梁段	中柱	角柱	内柱
29~30	H430×200×12×18	H240×160×10×14	H420×280×14×22	B380×24	B420×24
25~28	H470×200×14×20	H260×160×12×16	H460×280×14×22	B420×28	B460×26
21~24	H510×220×14×20	H280×175×14×18	H500×320×18×26	B460×32	B500×30
17~20	H550×220×16×22	H300×175×14×18	H540×340×18×26	B500×36	B540×34
13~16	H600×220×16×22	H320×180×16×20	H580×360×24×30	B540×40	B580×38
9~12	H620×250×18×24	H340×180×18×22	H600×400×28×34	B580×44	B620×42
5~8	H640×280×18×24	H360×200×20×24	H640×400×28×34	B620×48	B660×46
1~4	H680×300×20×26	H380×200×20×24	H680×420×32×38	B660×52	B700×50

表 3 F40 算例截面尺寸(单位: mm)  
Tab. 3 F40 section size(Unit: mm)

楼层	裙梁	耗能梁段	中柱	角柱	内柱
37~40	H450×200×14×20	H260×160×12×18	H440×290×14×22	B460×26	B440×26
33~36	H480×220×16×22	H280×165×12×18	H460×300×16×24	B490×28	B480×28
29~32	H500×220×16×22	H300×180×16×20	H480×320×18×26	B520×30	B510×30
25~28	H540×240×18×24	H320×180×16×20	H500×340×20×28	B550×32	B540×34
21~24	H560×240×18×24	H340×190×18×22	H520×350×24×32	B580×36	B570×38
17~20	H600×260×20×26	H360×190×18×22	H540×380×26×34	B610×40	B600×42
13~16	H640×280×22×28	H380×200×18×22	H580×400×30×38	B640×42	B620×42
9~12	H680×280×22×28	H400×200×20×24	H600×420×32×40	B670×46	B640×42
5~8	H700×300×24×30	H420×200×20×24	H640×440×36×44	B700×50	B680×48
1~4	H740×300×24×30	H440×200×20×24	H660×460×38×46	B730×54	B720×48

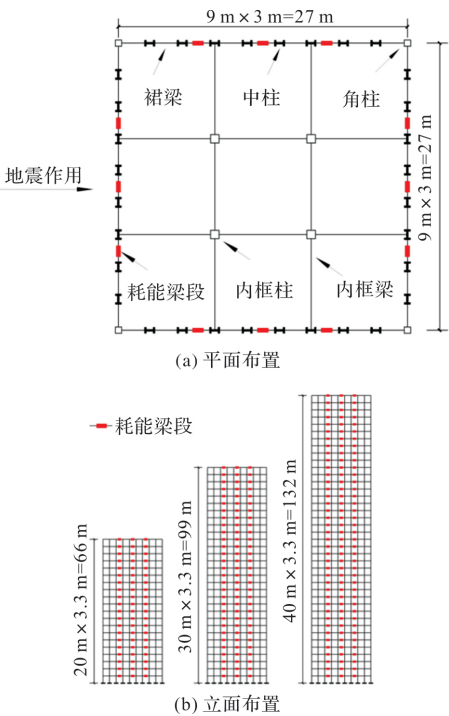


图 1 HSS-SFTS 结构平、立面布置

Fig. 1 HSS-SFTS structure horizontal and vertical layout

1.2 有限元模型建立

采用 SAP2000 对 3 个典型算例进行有限元模型的建立. 其中, 梁、柱构件均采用梁单元, 楼板采用壳单元, 仅参与竖向荷载的传递, 内框梁两端为铰接, 其余构件均为刚接. 裙梁两端指定为默认的 M3 弯曲铰, 角柱和中柱指定为默认的

P-M2-M3 耦合铰, 剪切型耗能梁段指定为如图 2 所示的剪切铰. 其中: B 点表示铰到达屈服状态, 对应耗能梁段的剪切屈服承载力,  $V_B = 1.1\alpha V_P$  (式中:  $\alpha$  为超强增大系数, 考虑翼缘对抗剪作用的增强),  $\Delta_B = 0$ ; C 点对应耗能梁段的极限承载力,  $V_C = 1.5\alpha V_P$ ,  $\Delta_C = 0.075e$  (式中  $e$  为耗能梁段长度); D 点对应耗能梁段残余强度的大小,  $V_D = 0.4\alpha V_P$ ,  $\Delta_D = 0.075e$ ; E 点表示铰已完全破坏  $V_E = 0.4\alpha V_P$ ,  $\Delta_E = 0.085e$ ; IO、LS、CP 分别对应直接使用、生命安全和防止倒塌状态,  $\Delta_{IO} = 0.0025e$ ,  $\Delta_{LS} = 0.055e$ ,  $\Delta_{CP} = 0.07e$ .

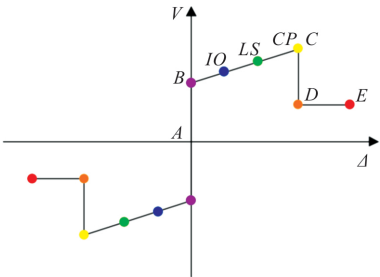


图 2 剪切型耗能梁的非线性剪切铰

Fig. 2 Nonlinear shear hinge of shear links

2 基于 IDA 的动力时程分析

2.1 地震动选取

近场地震通常指断层距离不超过 20 km 场地

上的地震动<sup>[17]</sup>。近场地震波脉冲周期长, 中长周期分量多, 具有明显的速度脉冲特征, 对高层钢结构的地震响应以及损伤破坏具有显著增大作用<sup>[18]</sup>。因此, HSS-SFTS 结构地震易损性以及震后可更换能力评估有必要考虑近场脉冲型地震以及普通远场地震对其的影响。本文依据建筑所在地的场地类别和设计地震分组, 以震级、震中距等信息进行初步的筛选, 同时充分考虑所选取地震动的随机性和不确定性, 从 PEER 地震波数据库中分别选取 40 条普通远场和近场含脉冲型地震动记录, 所选地震动具体信息见课题组文献<sup>[19]</sup>。图 3 给出了所选地震动和 8 度多遇地震规范设计反应谱的对比。由图可知, 所选地震波平均反应谱和规范设计反应谱在各算例主要周期点处均吻合良好。

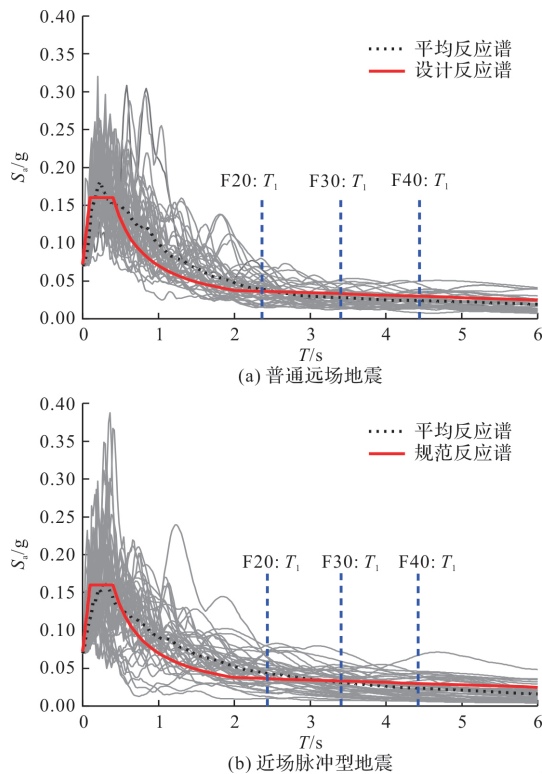


图 3 地震动频谱分析

Fig. 3 Ground motion spectrum analysis

采用所选的 40 条远场和 40 条近场地震动记录, 对设计的 3 个 HSS-SFTS 算例在罕遇地震和极罕遇地震水准下进行弹塑性时程分析, 图 4 为 HSS-SFTS 算例在罕遇地震和极罕遇地震作用下的塑性铰分布。分析结果表明: 罕遇地震下耗能梁段几乎全部进入塑性, 裙梁和框筒柱均处于弹性, HSS-SFTS 结构在大震下仅耗能梁段发生损伤破坏。极罕遇地震作用下, 沿结构高度方向的裙梁两端逐渐形成塑性铰, 耗能梁段的塑性变形

进一步发展<sup>[19]</sup>。

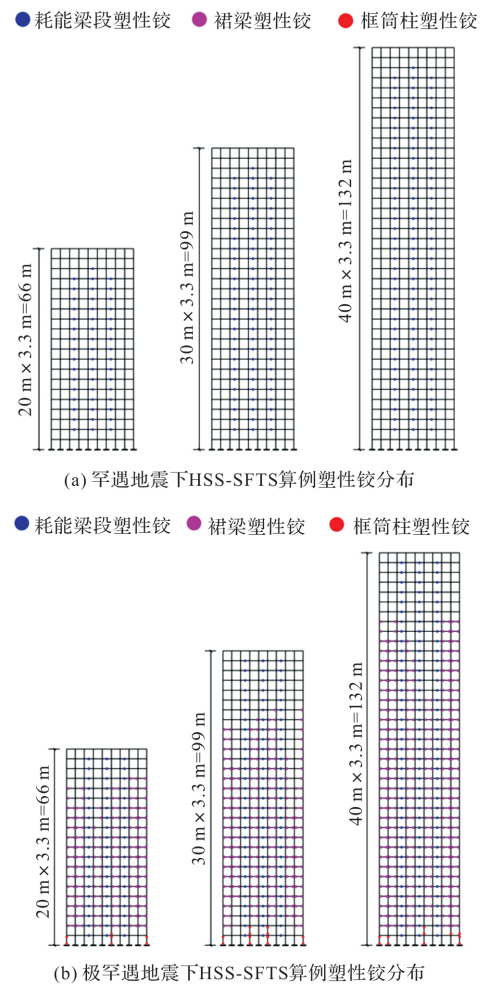


图 4 HSS-SFTS 算例塑性铰分布

Fig. 4 Plastic hinge distribution of HSS-SFTS

## 2.2 地震动强度和工程需求参数的选取

地震动强度(Intensity measure, IM)和工程需求参数(Engineering demand parameter, EDP)指标对 HSS-SFTS 结构的增量动力分析以及地震易损性评估尤为关键。IM 指标的选取需能够有效衡量地震动变化对结构的潜在破坏趋势, 因此, 本文初步选用地面峰值加速度  $A_{pg}$  和加速度谱值  $S_a(T_1, 5\%)$  ( $T_1$  和 5% 分别表示结构基本周期和阻尼比为 5%) 作为 IM 参数。选取的 EDP 指标需直观地反映不同性能水准的要求, 体现结构本身的地震响应特性以及破坏程度, 能够较为全面地衡量 HSS-SFTS 结构在不同地震水准下的易损性能和震后损伤水平, 而弹塑性变形指标  $\theta_{max}$  可以较综合体现结构在不同地震水准下的损伤情况, 故本文选用  $\theta_{max}$  作为 EDP 参数为后文开展 HSS-SFTS 结构的地震易损性评估分析研究。

对于给定的地震动记录,  $S_a(T_1, 5\%)$  和  $A_{pg}$  之间具有以下转换关系<sup>[20]</sup>。

$$\frac{S_a(T_1, 5\%)}{A_{pg}} = \frac{\alpha(T_1)}{\alpha(T=0)} \quad (1)$$

式中:  $\alpha(T_1)$  表示算例基本周期  $T_1$  对应的地震影响系数;  $\alpha(T=0)$  表示基本周期为 0 时对应的地震影响系数。基于公式(1), 通过地震波频谱分析可获得算例结构在不同地震动记录下的  $A_{pg}$  和  $S_a(T_1, 5\%)$  的转换系数。

### 2.3 HSS-SFTS 结构抗震性能量化指标

结构层间侧移角能够直观地反映其在地震作用下的损伤破坏程度以及所处极限状态, 本文采用结构最大层间侧移角  $\theta_{max}$  量化 HSS-SFTS 结构对应的四个极限状态指标, 分别为第一水准基本完好极限状态( $LS_1$ )、第二水准轻度破坏极限状态( $LS_2$ )、第三水准可更换极限状态( $LS_3$ )和第四水准生命安全极限状态( $LS_4$ )。参考课题组对 HSS-SFTS 结构开展弹性时程分析的结果<sup>[2,15]</sup>, HSS-SFTS 结构在四水准极限状态下  $\theta_{max}$  限值分别取 1/300、1/150、1/75 和 1/50。

### 2.4 IDA 曲线

为保证增量动力分析结果的准确性和可靠性, 同时兼顾运算效率和计算成本, 本文按式(2)采用不等步长进行地震动的调幅。当  $A_{pg} \leq 1.0 g$  时, 调幅步长  $\Delta\lambda$  取 0.1 g, 即 0.1 g, 0.2 g, ..., 1.0 g; 当  $A_{pg} > 1.0 g$  时, 调幅步长  $\Delta\lambda$  取 0.2 g, 即 1.2 g, 1.4 g, ..., 加载至 3 g。

$$IM_{i+1} = IM_i + \Delta\lambda \quad (2)$$

式中:  $\Delta\lambda$  表示地震动调幅增量;  $IM_i$  和  $IM_{i+1}$  分别表示第  $i$  次和第  $i+1$  次输入地震动的强度水平。

基于 SAP2000 软件对建立的 3 个 HSS-SFTS 算例模型进行非线性增量动力分析。由于结构关于 X、Y 方向对称, 故采用单向地震方式对结构进行地震动的输入, 以  $A_{pg}$  作为 IM 指标进行地震动的输入与调幅, 同时考虑普通远场地震和近场含脉冲型地震对结构抗震性能的影响, 得到远、近场地震作用下 3 个典型算例关于  $A_{pg}$ - $\theta_{max}$  的 IDA 曲线簇如图 5~图 7 所示。通过计算每条输入地震动记录的  $A_{pg}$  和  $S_a(T_1, 5\%)$  之间的转换系数, 即可获得相应 HSS-SFTS 典型算例关于  $S_a(T_1, 5\%)$ - $\theta_{max}$  的 IDA 曲线簇。

由图 5~图 7 可见, 随着地震动峰值加速度  $A_{pg}$  的逐渐增加, 远、近场地震下 HSS-SFTS 典型算例的最大层间侧移角  $\theta_{max}$  也随之增大, 体现出不同强度地震激励下结构地震响应的改变。同时, 随着  $A_{pg}$  的不断增大, HSS-SFTS 算例塑性发展程度逐渐增大, IDA 曲线簇的离散性也随之增大。

IDA 曲线簇中各条曲线之间的差异体现出远、近场地震动记录的随机性和不确定性导致的结构响应的差别。

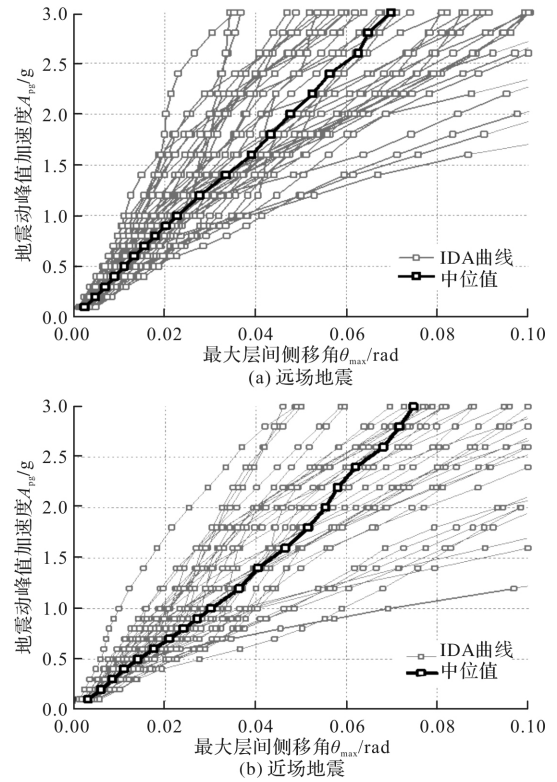


图5 F20算例的 IDA 曲线簇

Fig. 5 IDA curve cluster of F20

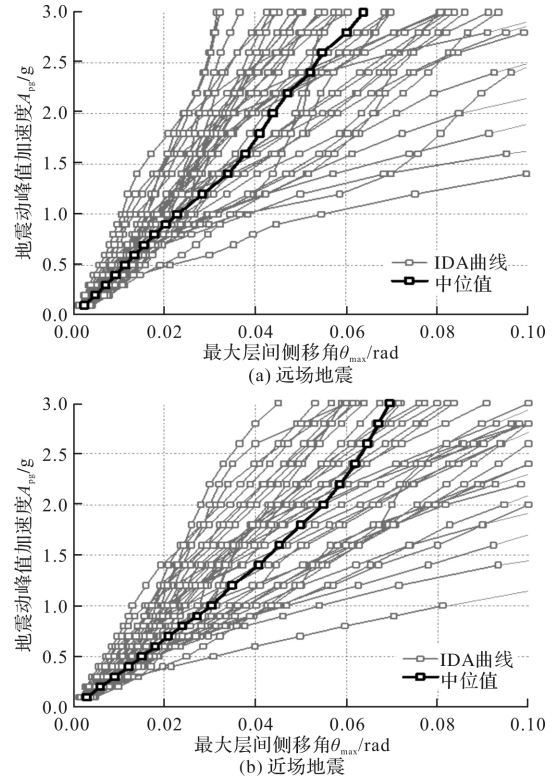


图6 F30算例的 IDA 曲线簇

Fig. 6 IDA curve cluster of F30

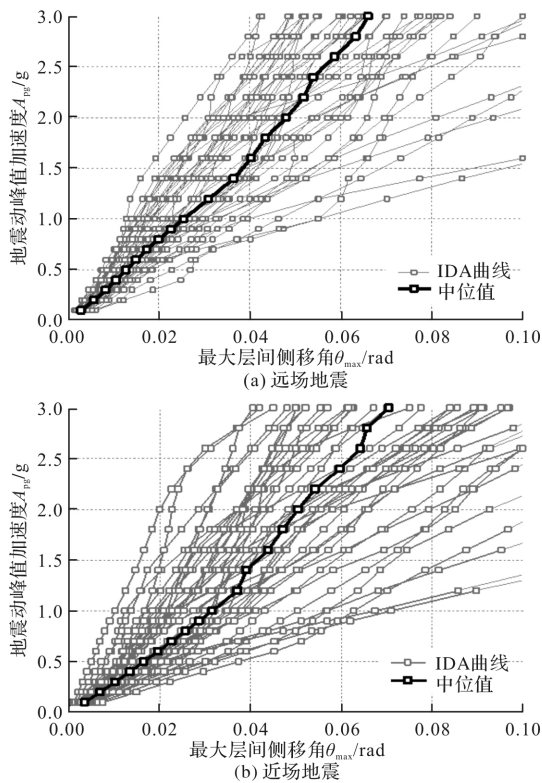


图7 F40算例的IDA曲线簇

Fig. 7 IDA curve cluster of F40

### 3 HSS-SFTS 结构地震易损性评估

#### 3.1 易损性函数

地震易损性函数以数理统计分析为基础,用多水准多概率形式定量描述典型结构在不同强度地震水准下对应不同极限状态的抗震安全性,易损性函数可表达为

$$P(LS | IM) = 1 - \Phi \left[ \frac{\ln(LS) - \ln(m_{EDP | IM})}{\sqrt{\beta_{EDP | IM}^2 + \beta_C^2 + \beta_M^2}} \right] = \Phi \left[ \frac{\ln(m_{EDP | IM}) - \ln(LS)}{\sqrt{\beta_{EDP | IM}^2 + \beta_C^2 + \beta_M^2}} \right] \quad (3)$$

式中:  $m_{EDP | IM}$  和  $\beta_{EDP | IM}$  分别为对数均值和对数标准差;  $\Phi(\cdot)$  为标准正态累积分布函数;  $\beta_M$  表征结构建模的不确定性;  $\beta_C$  用于衡量结构在不同极限状态下的抗震能力不确定性. 本文依据 Celik<sup>[21]</sup> 和 Ellingwood<sup>[22]</sup> 对结构模型的不确定性研究和对结构抗震能力不确定性研究,取  $\beta_M = 0.2$ , 对于 HSS-SFTS 结构对应的四个极限状态,均假设  $\beta_C = 0.25$ .

通过对 IDA 曲线簇进行一元对数线性回归可得(见表4~表5): (1)从拟合优度  $R^2$  值可知,远、近场地震下,各典型算例对应的 IDA 曲线数据通过对数线性拟合得到  $R^2$  值分别在 0.829~0.856 和 0.881~0.935,说明数据点拟合效果整体良好. 同时也可发现,相较于  $A_{pg}$ ,采用  $S_a(T_1, 5\%)$  作

为 IM 参数拟合获得的  $R^2$  值更接近 1,拟合效果更佳,表明  $S_a(T_1, 5\%)$  与  $\theta_{max}$  之间的对数线性关系更为显著. (2)从获得的  $\beta_{\theta_{max} | IM}$  值可知,相较于  $A_{pg}-\theta_{max}$  曲线对数线性拟合得到的对数标准差  $\beta_{\theta_{max} | A_{pg}}$ ,  $S_a(T_1, 5\%)-\theta_{max}$  曲线对数线性拟合的对数标准差  $\beta_{\theta_{max} | S_a}$  值更小,说明采用  $S_a(T_1, 5\%)$  作为 IM 指标开展 HSS-SFTS 算例的地震易损性分析更有效性和合理性. 因此,后续讨论的 HSS-SFTS 结构易损性评估将采用  $S_a(T_1, 5\%)$  作为地震动强度参数.

表4  $A_{pg}-\theta_{max}$  对数回归结果Tab. 4  $A_{pg}-\theta_{max}$  logarithmic regression results

算例	地震动类型	$a$	$b$	$\beta$	$R^2$
F20	远场	-3.802	1.001	0.498	0.854
F20	近场	-3.586	0.978	0.502	0.835
F30	远场	-3.846	0.974	0.474	0.849
F30	近场	-3.636	0.982	0.483	0.841
F40	远场	-3.738	0.936	0.485	0.856
F40	近场	-3.641	0.909	0.527	0.829

注:  $a$ 、 $b$  为对数线性拟合待定参数;  $\beta$  为对数标准差;  $R^2$  为拟合优度.

表5  $S_a(T_1, 5\%)-\theta_{max}$  对数回归结果Tab. 5  $S_a(T_1, 5\%)-\theta_{max}$  logarithmic regression results

算例	地震动类型	$a$	$b$	$\beta$	$R^2$
F20	远场	-3.068	0.947	0.285	0.914
F20	近场	-3.062	0.979	0.246	0.935
F30	远场	-2.817	0.928	0.293	0.905
F30	近场	-2.674	0.939	0.306	0.897
F40	远场	-2.643	0.901	0.280	0.906
F40	近场	-2.567	0.835	0.323	0.881

注:  $a$ 、 $b$  为对数线性拟合待定参数;  $\beta$  为对数标准差;  $R^2$  为拟合优度.

#### 3.2 HSS-SFTS 结构地震易损性评估

将  $S_a(T_1, 5\%)-\theta_{max}$  曲线对数线性参数  $a$ 、 $b$  的拟合值代入公式(3),获得采用对数正态累积分布函数描述的 HSS-SFTS 典型算例的地震易损性曲线. 远、近场地震作用下,以  $S_a(T_1, 5\%)$  为横坐标,超越概率  $P(LS | S_a)$  为纵坐标,绘制得到各典型算例地震易损性曲线见图8.

由图8可知: (1)随着  $S_a$  的不断增大,各极限状态对应的超越概率也随之增大,表明 HSS-SFTS 结构从弹性进入弹塑性工作阶段,结构构件的损伤程度逐渐加深; (2)远、近场地震下,不同层数典型算例在基本完好极限状态下的易损性曲线倾斜度大,说明地震作用下 HSS-SFTS 结构保持弹性较为困难. 同时也可发现,算例结构处于生命安全极限状态的超越概率相比其他极限状态更小,说明地震作用下, HSS-SFTS 结构发生较大塑性



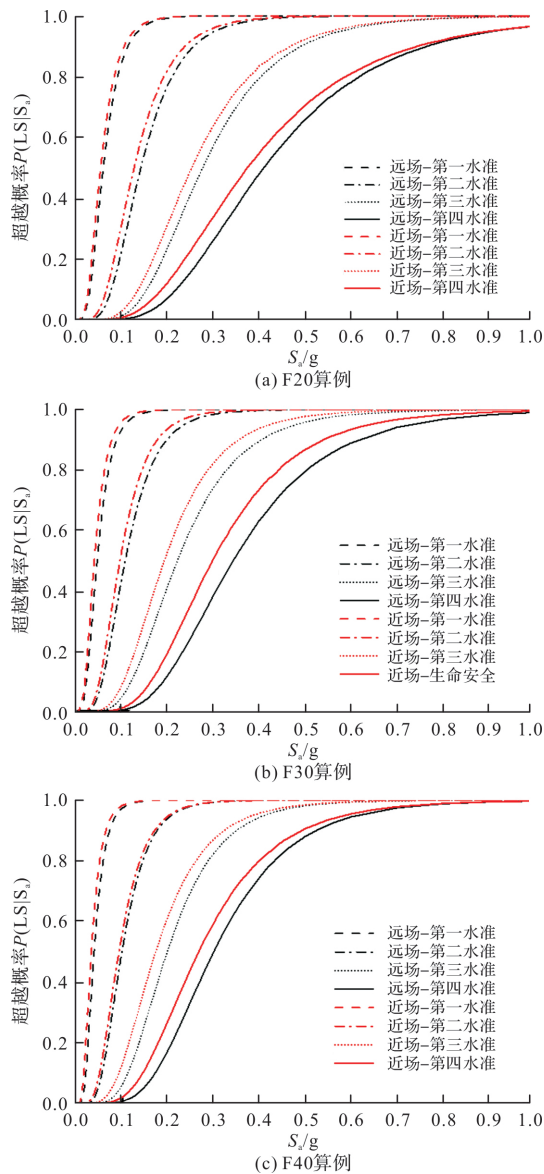


图 8 远、近场地震下结构地震易损性曲线

Fig. 8 Seismic vulnerability curves of structures under far-field and near-field earthquakes

变形和严重损伤破坏的概率相对较小; (3)同一地震动强度水平下, HSS-SFTS 结构的超越概率随着层间侧移角限值水平的增大随之减小, 即结构对应基本完好、轻微破坏、可更换以及生命安全极限状态的地震易损性曲线逐渐接近横轴, 曲线越发平滑, 倾斜度下降, 表明 HSS-SFTS 结构中设置的屈服点较低的 Q235 钢耗能梁段稳定、良好的滞回耗能性能得到充分发挥, 结构的损伤程度显著下降, 发生更大弹塑性变形的概率降低, 这一现象符合结构设计的基本准则; (4)同一 IM 水平下, 各典型算例在近场地震下对应各极限状态的超越概率均高于普通远场地震, 说明近场地震对 HSS-SFTS 结构的损伤破坏程度更高, 这是由于近场脉冲型地震波具有的瞬时高强度速度脉冲效应, 使能量短时间释放, 导致结构的非线性地

震响应增强. 所以, HSS-SFTS 结构抗震设计时, 应考虑近场地震动对结构非线性响应的不利影响.

根据《抗规》<sup>[23]</sup> 给出的抗震设计反应谱, 结合《地震动参数区划图》<sup>[24]</sup> 和算例结构的基本周期, 获得不同层数 HSS-SFTS 典型算例对应多遇地震 (Service level earthquake, SLE)、设防地震 (Design basis earthquake, DBE)、罕遇地震 (Maximum considered earthquake, MCE) 和极罕遇地震 (Very rare earthquake, VRE) 下的  $S_a(T_1, 5\%)$  值如表 6 所示. 同时基于获得的地震易损性曲线, 得到远、近场地震下, 各典型算例在不同极限状态下的超越概率见表 7~表 8.

表 6 HSS-SFTS 典型算例对应不同地震水准下的  $S_a(T_1, 5\%)$  值

Tab. 6  $S_a(T_1, 5\%)$  values of HSS-SFTS typical examples corresponding to different seismic levels

算例编号	$T_1/s$	$S_{a,SLE}/g$	$S_{a,DBE}/g$	$S_{a,MCE}/g$	$S_{a,VRE}/g$
F20	2.432	0.039	0.105	0.204	0.305
F30	3.498	0.035	0.095	0.184	0.277
F40	4.373	0.032	0.086	0.169	0.253

由表 7~表 8 可以得到: (1)远、近场地震作用下, 对应 SLE 地震水准的 F20、F30 和 F40 算例达到基本完好极限状态的超越概率分别在 17.65%~34.57%和 24.31%~48.83%; DBE 地震水准下三个算例结构处于轻度损伤极限状态的超越概率分别在 25.79%~37.99%和 34.67%~47.09%; 对于可更换极限状态, MCE 地震水准下三个算例结构对应的超越概率分别在 24.84%~35.96%和 32.56%~48.40%; 另外, F20、F30 和 F40 算例在 VRE 地震水准下处于生命安全极限状态的超越概率分布在 27.27%~35%和 34.99%~45.64%. 可以看出, HSS-SFTS 算例结构在四级地震设防水平下超越对应抗震性能水准的概率均小于 50%, 说明远、近场地震作用下 HSS-SFTS 结构基本满足“小震不坏、中震轻度损伤、大震可更换、巨震防倒塌”的四水准抗震性能目标要求, 具有较为良好的抗震性能; (2)近场脉冲型地震下, F20、F30 和 F40 算例处于基本完好极限状态的超越概率相较于普通远场地震平均高 24.28%, 最大高 29.20%; 三个算例结构达到轻度损伤极限状态的超越概率平均高于远场地震 20.06%, 最大高 25.61%; 处于可修复极限状态的超越概率相比远场地震平均高 21.24%, 最大高 25.70%; 另外, F20、F30 和 F40 算例达到生命安全极限状态的超越概率平均高于远场地震 20.93%, 最大高 27.87%. 以上分析可知, 近场地震对 HSS-SFTS 结构具有更严重的破坏作用, 因此, 当结构设计处于近场区域时, 需要重视近

场脉冲型地震动对结构抗震性能的不利影响。

表7 远场地震下典型算例对应不同极限状态的超越概率

Tab. 7 Transcendence probabilities of typical examples corresponding to different limit states under far-field earthquakes

算例 编号	地震 水准	超越概率 $P(LS   S_a) / \%$			
		$LS_1$	$LS_2$	$LS_3$	$LS_4$
F20	SLE	17.65	0.32	0.00	0.00
	DBE	86.68	25.79	1.59	0.32
	MCE	99.26	78.12	24.84	7.61
	VRE	100.00	95.13	58.67	27.27
F30	SLE	24.78	0.85	0.00	0.00
	DBE	91.32	37.99	3.28	0.21
	MCE	99.57	86.46	33.76	8.25
	VRE	100.00	97.57	67.72	31.22
F40	SLE	34.57	0.53	0.00	0.00
	DBE	94.79	36.70	2.77	0.00
	MCE	100.00	88.51	35.96	9.36
	VRE	100.00	98.19	70.96	35.00

表8 近场地震下典型算例对应不同极限状态的超越概率

Tab. 8 Transcendence probabilities of typical examples corresponding to different limit states under near-field earthquakes

算例 编号	地震 水准	超越概率 $P(LS   S_a) / \%$			
		$LS_1$	$LS_2$	$LS_3$	$LS_4$
F20	SLE	24.31	0.74	0.00	0.00
	DBE	89.75	34.67	3.49	0.85
	MCE	99.58	82.98	32.56	12.90
	VRE	100.00	96.30	65.12	34.99
F30	SLE	34.60	1.38	0.00	0.00
	DBE	94.60	47.09	6.35	0.63
	MCE	100.00	90.79	44.97	14.29
	VRE	100.00	98.62	77.46	43.28
F40	SLE	48.83	1.28	0.00	0.00
	DBE	96.49	43.30	7.56	0.85
	MCE	100.00	89.79	48.40	17.13
	VRE	100.00	98.30	78.19	45.64

## 4 结论

(1)  $A_{pg}$  和  $S_a(T_1, 5\%)$  与  $\theta_{max}$  表示的 IDA 曲线数据点均具有显著的对数线性关系。相较于  $A_{pg}$ , 选用  $S_a(T_1, 5\%)$  作为地震动强度参数获得的 IDA 曲线对数标准差更小, 结构非线性地震响应离散性相对较小, 更具有效性和合理性;

(2) 算例在四个不同设防水准下的超越概率均小于 50%, 可满足“小震不坏、中震轻度损伤、大震可更换、巨震防倒塌”的抗震设防目标, 具有良好的抗震性能;

(3) 各算例对应不同水准下近场脉冲型地震的超越概率均高于普通远场地震至少 20%, 表明近场脉冲型地震对结构的塑性损伤程度更深, 应重

视近场地震对 HSS-SFTS 结构的不利影响。

## 参考文献 References

- [1] 雷淑忠, 沈祖炎, 刘振华. 超高层钢框筒结构体系截面尺寸的初步确定[J]. 建筑结构, 2005(6): 20-22.  
LEI Shuzhong, SHEN Zuyan, LIU Zhenhua. Preliminary determination of section size of super high-rise steel frame tubular structure system [J]. Building Structure, 2005(6): 20-22.
- [2] 张浩, 连鸣, 苏明周. 含可更换剪切型耗能梁段的高强钢框筒结构抗震性能分析[J]. 建筑钢结构进展, 2020, 22(4): 21-35.  
ZHANG Hao, LIAN Ming, SU Mingzhou. Seismic performance analysis of high-strength steel framed tubular structures with replaceable sheartype energy-dissipating beam sections [J]. Progress in Building Steel Structures, 2020, 22(4): 21-35.
- [3] 关彬林, 连鸣, 苏明周. 含可更换剪切型耗能梁段的组合钢框筒性能优势研究[J]. 建筑钢结构进展, 2020, 22(1): 26-34, 46.  
GUAN Binlin, LIAN Ming, SU Mingzhou. Research on the performance advantages of composite steel frame cylinders with replaceable shearing energy-dissipating beam sections [J]. Progress in Building Steel Structures, 2020, 22(1): 26-34, 46.
- [4] 关彬林, 连鸣, 苏明周, 等. 高层钢框筒结构截面尺寸预估的新方法[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2018, 50(4): 526-535.  
GUAN Binlin, LIAN Ming, SU Mingzhou, et al. A new method for estimating the cross-sectional dimension of high-rise steel framed tubular structures [J]. J. of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2018, 50(4): 526-535.
- [5] BERTERO V V. Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments [M]. Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ, Structural Engineering and Structural Mechanics, Pister KS, 1977: 211-255.
- [6] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491-514.
- [7] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Applied incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Spectra, 2004, 20(2): 523-553.
- [8] SHINOZUKA M, FENG M Q, KIM H K, et al. Nonlinear static procedure for fragility curve development [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2000, 126(12): 1287-1295.
- [9] 吴巧云, 朱宏平, 樊剑. 基于增量动力分析的钢框架结构抗震性能评估[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2012, 40(2): 35-39.  
WU Qiaoyun, ZHU Hongping, FAN Jian. Seismic



- performance evaluation of steel frame structures based on incremental dynamic analysis[J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2012, 40(2): 35-39.
- [10] 杨文侠,孙国华,顾强,等. Y形偏心支撑钢框架结构的抗倒塌性能评估[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2020, 52(6): 829-839.
- YANG Wenxia, SUN Guohua, GU Qiang, et al. Evaluation of anti-collapse performance of Y-shaped eccentrically braced steel frame structure[J]. J. of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2020, 52(6): 829-839.
- [11] 苏宁粉,周颖,吕西林,等. 增量动力分析中地震动强度参数的有效性研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2016, 48(6): 846-852.
- SU Ningfen, ZHOU Ying, LV Xilin, et al. Validity of ground motion intensity parameters in incremental dynamic analysis[J]. J. of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2016, 48(6): 846-852.
- [12] 周颖,吕西林,卜一. 增量动力分析法在高层混合结构性能评估中的应用[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2010, 38(2): 183-187, 193.
- ZHOU Ying, LU Xilin, BU Yi. Application of incremental dynamic analysis method in performance evaluation of high-rise hybrid structures[J]. Journal of Tongji University (Natural Science Edition), 2010, 38(2): 183-187, 193.
- [13] 吕西林,苏宁粉,周颖. 复杂高层结构基于增量动力分析法的地震易损性分析[J]. 地震工程与工程振动, 2012, 32(5): 19-25.
- LU Xilin, SU Ningfen, ZHOU Ying. Seismic vulnerability analysis of complex high-rise structures based on incremental dynamic analysis method[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2012, 32(5): 19-25.
- [14] 关彬林,连鸣,苏明周. 含可更换剪切型耗能梁段的组合钢框筒截面尺寸预估方法探究[J]. 建筑钢结构进展, 2020, 22(3): 1-11, 21.
- GUAN Binlin, LIAN Ming, SU Mingzhou. Research on the estimation method of the section size of the composite steel frame cylinder with replaceable shearing energy-dissipating beam sections[J]. Progress in Building Steel Structures, 2020, 22(3): 1-11, 21.
- [15] 程倩倩,连鸣,苏明周,等. 含端板螺栓连接耗能梁段的高强钢框筒结构基于性能的塑性设计方法研究[J]. 工程力学, 2021, 38(7): 167-182.
- CHENG Qianqian, LIAN Ming, SU Mingzhou, et al. Research on performance-based plastic design method of high-strength steel framed tubular structures with end-plate bolted energy-dissipating beam sections[J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(7): 167-182.
- [16] 张浩,连鸣,苏明周. 耗能梁段布置方式对含可更换剪切型耗能梁段的高强钢框筒结构抗震性能的影响[J]. 建筑钢结构进展, 2020, 22(5): 51-63, 132.
- ZHANG Hao, LIAN Ming, SU Mingzhou. Influence of energy-dissipating beam section arrangement on seismic performance of high-strength steel framed tubular structures with replaceable shear-type energy-dissipating beam sections[J]. Progress in Building Steel Structures, 2020, 22(5): 51-63, 132.
- [17] 李爽,谢礼立. 近场问题的研究现状与发展方向[J]. 地震学报, 2007, 29(1): 102-111.
- LI Shuang, XIE Lili. The research status and development direction of the near-field problem[J]. Acta Seismologica Sinica, 2007, 29(1): 102-111.
- [18] KALKAN E, KUNNATH S K. Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings[J]. Earthquake Spectra, 2006, 22(2): 367-390.
- [19] ZHANG H, LIAN M, SU M, et al. Lateral force distribution in the inelastic state for seismic design of high-strength steel framed-tube structures with shear links[J]. Struct Design Tall Spec Build, 2020, e1801.
- [20] 施炜,叶列平,陆新征. 基于一致倒塌风险的建筑抗震评价方法研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(6): 1-7.
- SHI Wei, YE Lieping, LU Xinzheng. Research on building seismic evaluation method based on consistent collapse risk[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(6): 1-7.
- [21] CELIK O C, ELLINGWOOD B R. Seismic fragilities for non-ductile reinforced concrete frames-role of aleatoric and epistemic uncertainties[J]. Structural Safety, 2010, 32(1): 1-12.
- [22] ELLINGWOOD B R, CELIK O C, KINALI K. Fragility assessment of building structural systems in mid-america[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007, 36(13): 1935-1952.
- [23] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范:GB 50011-2010. [S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2016.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings: GB 50011-2010[S]. Beijing: China Architecture and Construction Press, 2016.
- [24] 中国地震局. 中国地震动参数区划图:GB 18306-2015. [S]. 北京:中国标准出版社, 2015.
- China Earthquake Administration. Zoning map of earthquake parameters in China: GB 18306-2015[S]. Beijing: China Standard Press, 2015.

(编辑 沈波)