

周宇, 甘露一, 赵青, 等. 基于模型确认的附着黏滞阻尼器门式刚架地震易损性分析[J]. 地震工程学报, 2022, 44(4): 794-802. DOI:10.20000/j.1000-0844.20211220005
ZHOU Yu, GAN Luyi, ZHAO Qing, et al. Seismic vulnerability analysis of steel portal frames with viscous dampers based on model validation[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2022, 44(4): 794-802. DOI:10.20000/j.1000-0844.20211220005

基于模型确认的附着黏滞阻尼器 门式刚架地震易损性分析

周宇^{1,2,3}, 甘露一^{1,2,3}, 赵青², 尚稳齐^{1,2,3}

(1. 安徽建筑大学 建筑健康监测与灾害预防技术国家地方联合工程实验室, 安徽 合肥 230601;
2. 安徽建筑大学 土木工程学院, 安徽 合肥 230601; 3. 安徽省 BIM 工程中心, 安徽 合肥 230601)

摘要: 为研究基于有限元模型确认的门式刚架结构的地震易损性, 依据功率谱法对一实测门式刚架结构在环境激励下的时程响应数据进行时频转换, 提取结构特征值作为有限元模型确认的目标函数, 通过复形法多次迭代, 更新有限元模型结构。对确认后的有限元模型进行增量动力分析, 得到结构地震易损性曲线, 并进一步基于 β 分布构建震害指数表达式, 绘制震害优化比曲线, 分析附着黏滞阻尼器结构的抗震性能。结果表明: 有限元模型确认理论可减小结构参数不确定性带来的误差, 使有限元模型结构性能状态贴近真实结构; 附着黏滞阻尼器结构相比初始结构有更好的抗震表现, 结构的抗震能力可提升约30%。

关键词: 门式刚架; 模型确认; 黏滞阻尼器; 地震易损性; 抗震优化设计

中图分类号: TU398 文献标志码: A 文章编号: 1000-0844(2022)04-0794-09
DOI:10.20000/j.1000-0844.20211220005

Seismic vulnerability analysis of steel portal frames with viscous dampers based on model validation

ZHOU Yu^{1,2,3}, GAN Luyi^{1,2,3}, ZHAO Qing², SHANG Wenqi^{1,2,3}

(1. State and Local Joint Engineering Laboratory of Structure Health Monitoring and Disaster Prevention, Anhui Jianzhu University, Hefei 230601, Anhui, China;
2. College of Civil Engineering, Anhui Jianzhu University, Hefei 230601, Anhui, China;
3. BIM Engineering Center of Anhui Province, Hefei 230601, Anhui, China)

Abstract: To study the seismic vulnerability of steel portal frame structures based on the finite element model validation, the time-frequency conversion of time-history response of a measured portal frame structure under environmental excitation was carried out according to the power spectrum method, and the structural eigenvalues were extracted as the objective function for the finite element model validation. The finite element model was updated through multiple iterations

收稿日期: 2021-12-20

基金项目: 安徽省自然科学基金青年项目(2008085QE247); 安徽建筑大学科研项目储备库项目(2021XMK03); 国家自然科学基金项目(51868045); 安徽建筑大学博士基金项目(2019QDZ08); 甘肃省自然科学基金项目(148RJZA026); 建筑健康监测与灾害预防国家地方联合工程实验室主任基金(GG22KF002)

第一作者简介: 周宇(1989-), 男, 博士, 讲师, 主要从事桥梁结构损伤识别与健康评估研究。E-mail: yuzhou923@outlook.com。

with the complex method. The incremental dynamic analysis was conducted on the validated model, and the seismic vulnerability curves of the structure were then obtained. Based on β distribution, the seismic damage index expression was constructed and the optimization ratio curve of seismic damage index was drawn, and then the seismic performance of the structure with viscous dampers was analyzed. The results show that the finite element model validation theory can reduce the error caused by the uncertainty of structural parameters, thus making the performance state of the finite element model close to the real structure. Compared with the initial structure, the structure with viscous dampers has better seismic performance, and the seismic capacity of the structure can be improved by about 30%.

Keywords: steel portal frame; model validation; viscous damper; seismic vulnerability; optimal seismic design

0 引言

偶发的地震作用给工程的结构安全带来了巨大威胁,因此对工程结构进行抗震性能分析具有重大意义^[1]。地震易损性分析是从统计的角度研究不同地震等级下结构发生破坏的概率^[2]。相较于依据设计规范的校核方法评估结构的抗震性能,结合结构性能目标的地震易损性分析方法具有定量评估、结果直观等特点,相关研究已有初步进展且发展态势良好,如郑山锁等^[3]研究了钢材锈蚀对钢排架结构地震易损性的影响;张令心等^[4]研究了参数不确定性条件下框剪结构的地震易损性。有限元分析结果能否精确地反映工程实际取决于建模参数,且结构模型的真实性和准确性将直接影响分析结果的准确性,而上述地震易损性相关研究尚未对有限元建模参数的不确定性展开研究。李天天^[5]通过对比有、无隔震设备对结构地震易损性的影响,对结构优化提出建议。文波等^[6]考虑相互作用对厂房易损性的影响,为结构加固提供了理论依据。但上述研究在结构优化方面尚未开展直观且精确的优化对比分析。

针对上述模型参数的不确定性和既有分析方法的不足,本文通过一实测结构在环境激励下的时程响应数据,经功率谱分析识别结构模态参数;通过实测尺寸信息及时程响应参数进行有限元建模与确认,建立同尺寸附着黏滞阻尼器的结构模型;基于 β 分布概率分析二者的地震易损性与抗震性能,进一步提出一种可以直观且精确地反映结构优化程度的曲线:震害优化比曲线(Optimization Ratio Curve of Seismic Damage Index, ORSDI),为工程结构的地震风险评估与结构优化提供新思路。其技术路线见图 1,其中 x 为模型的单元属性值; E 为弹性模量; D 为模型几何尺寸; K 为模型刚度; J_{fre} 为目标函数。

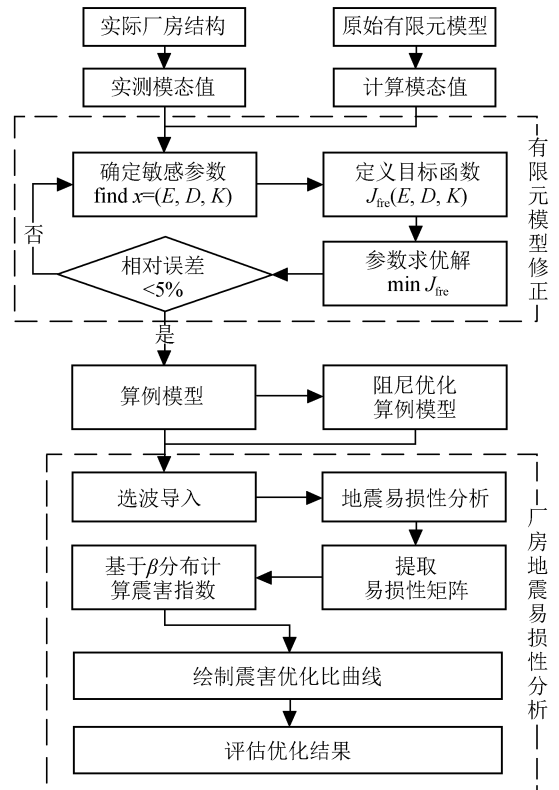


图 1 技术路线图

Fig.1 Technology roadmap

1 有限元模型确认

常规门式刚架结构有限元模型的建立未考虑实际结构与计算模型在构件尺寸与材料上存在的差异,结构的边界条件也难以实现理想的刚接或铰接,而结构各参数的模糊性对分析结果带来的影响不可忽视^[7]。

本文以某典型门式刚架为研究对象,展开有限元模型确认与地震易损性分析研究。该结构横向 2 跨,跨度均 30 m,结构纵向 14 榀,共 180.5 m。梁截面采用 H 型钢,钢材采用 Q355 钢,各节点均采用

固接。当地抗震设防烈度 7 度 ($0.1g$), 为更好地模拟结构在地震作用下的弹塑性作用, 在柱铰处布设 P-M-M 塑性铰, 采用随动硬化滞回模型。

为提高模型的分析精度, 对理想的有限元模型进行地震易损性分析时需进一步考虑结构建模参数的不确定性, 进行模型确认研究, 从而获得更真实、精准的有限元模型。

1.1 试验模态识别

试验模态的识别受测点布设形式的影响较大,

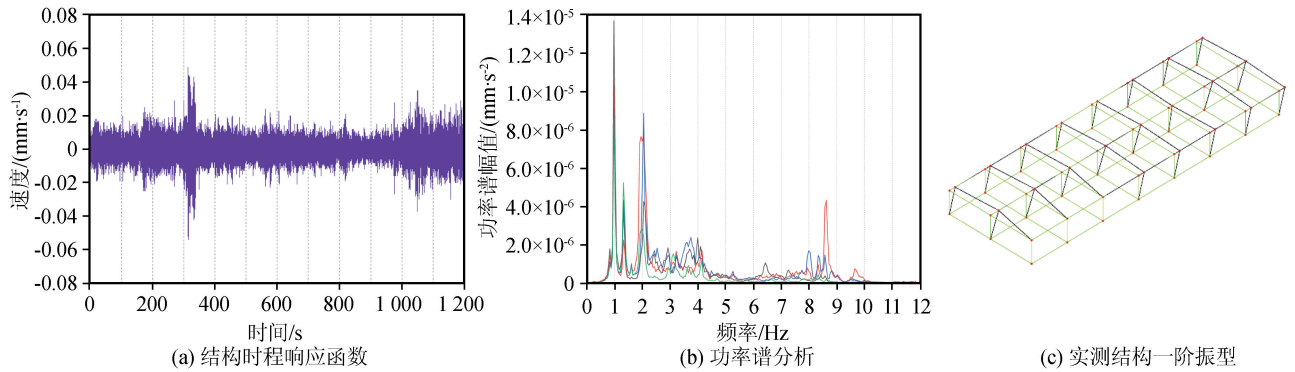


图 2 结构动力响应图

Fig.2 Diagram of structural dynamic response

由图 2(a) 可知, 结构的时程响应峰值为 0.05 mm/s 。由图 2(b) 可知, 各测点的功率谱中首次出现峰值点的位置基本相同, 表明各测点能够识别结构的一阶频率; 待一阶频率识别完毕后, 令结构

一阶频率为 0, 提取结构的功率谱并识别结构二阶频率, 以此识别结构的前二阶模态频率(表 1)。由图 2(c) 可知, 结构的一阶振型向着型钢弱轴方向产生平动。

表 1 模型修正前后二阶模态频率

Table 1 The first two modal frequencies before and after model correction

模态	试验频率 /Hz	修正前		修正后	
		计算频率/Hz	相对误差/%	计算频率/Hz	相对误差/%
一阶	0.98	1.314	34.10	1.01	2.90
二阶	1.32	1.795	36.10	1.39	5.00

1.2 模型确认方法

针对上述算例, 以相对误差构建目标函数, 分析结构构件参数与目标函数间的敏感性, 对目标函数最小值进行求解, 开展模型确认研究^[9]:

(1) 构建目标函数: 定义结构固有频率的计算值与试验值之间的误差为目标函数^[10], 基于试验模态置信准则理论 (Modal Assurance Criterion, MAC)^[11] 评估试验模态测试的准确性:

$$J_{\text{fre}}(P) = \sum_{i=1}^n \alpha_{\text{fre},i} \left(\frac{f_{a,i(p)} - f_{m,i}}{f_{m,i}} \right)^2$$

$$\text{find } x = (E, D, K) \quad (1)$$

$$\min J_{\text{fre}}(E, D, K)$$

$$\text{st } x_i' < x_i < x_i'' (i = 1, 2, 3, \dots)$$

式中: P 为修正参数; $\alpha_{\text{fre},i}$ 为第 i 阶固有频率的权重;

$f_{a,i}$ 为第 i 阶频率的有限元计算值; $f_{m,i}$ 为第 i 阶频率的试验值。

(2) 修正方法: 基于复形法构建一个 N 维空间, 并选取 $N+1$ 个顶点构成复形多面体^[10], 在其域内找到一个新点来替换旧的不利点, 以构成一个新的多面体。通过上述方法进行多次迭代, 使复形多面体不断缩小, 逐步逼近最优点。当复形多面体上各顶点的目标函数差值满足计算需要时, 目标函数最小顶点称为最优点。理论上迭代的次数越多, 最优点越精确, 但因运算量大, 当目标函数的相对误差在 5% 内即认为修正完毕。

1.3 有限元模型确认

根据式(1)中复形法的约束条件, 对有限元模型进行确认。由表 1 可知, 确认后的模型精度显著提

高,试验模态与计算模态在前两阶有较好的重合度(相对误差 $\leq 5\%$),模型结构更加逼近真实结构。由图 3 可知,迭代次数与相对误差呈显著负相关。由图 4 可知,模态置信矩阵非对角线元素接近 0,对角线元素接近 1,结构试验模态的振型符合正交特性,模态测试结果较好。

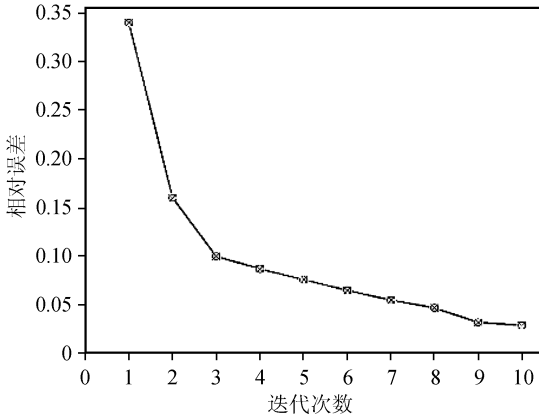


图 3 复形法迭代误差分析

Fig.3 Iterative error analysis of the complex method

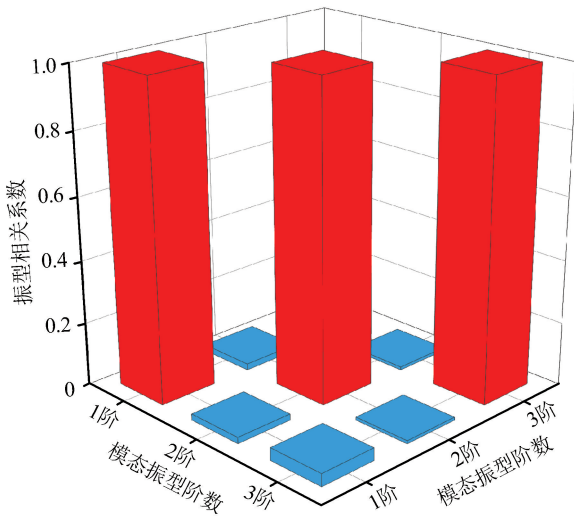


图 4 模态置信矩阵

Fig.4 Modal assurance matrix

1.4 附着黏滞阻尼器模型建立

为评估结构模型优化后的抗震性能,基于确认后的模型添加黏滞阻尼器单元,对比二者的减震效果。黏滞阻尼器采用 Maxwell 单元,刚度为 1 kN/mm,阻尼为 5 kN,阻尼指数为 1。黏滞阻尼器布设在振型幅值较大处有更好的减震效果^[12],通过式(2)开展阻尼器布设数量的优化设计:

$$P_i = \mu_1 \Phi_{i,1} (\Phi_{i,1} - \Phi_{i-1,1}) + \mu_2 \Phi_{i,2} (\Phi_{i,2} - \Phi_{i-1,2}) + \mu_3 \Phi_{i,3} (\Phi_{i,3} - \Phi_{i-1,3}) \quad (2)$$

式中: P_i 为阻尼器数量; $\Phi_{i,1}, \Phi_{i,2}, \Phi_{i,3}$ 为结构前 3

阶第 i 跨的振型幅值; μ_1, μ_2, μ_3 为前 3 阶振型权重。

算例仅考虑低阶模态,因此定义前 3 阶的振型权重分别为:0.7,0.25,0.05,代入式(2)计算结构各榀阻尼器数量。各榀阻尼器数量按计算出的 P 值四舍五入,取 3 的倍数成比例对称布设。故算例 1~14 榀黏滞阻尼器的数量分别为:12、96、18、42、54、39、9、9、15、24、45、48、60、21,结构如图 5 所示。图 5(a)中 1-1、2-2、3-3 截面的尺寸信息如图 5(c)、(d) 所示。

2 易损性表达方式

2.1 地震动选波与调幅

地震波的不确定性会对结构地震易损性分析产生影响^[13],因此本文依据当地抗震设防规范谱,从美国太平洋地震工程研究中心(PEER)强震数据库中选取 20 条地震动记录,并列于表 2。如图 6 所示,对比规范谱与 20 条地震动记录的平均反应谱可知,二者的符合度较高,说明所选的地震波符合要求。

在结构易损性分析中,需对地震动记录进行等步或不等步调幅。本文采用等步调幅原则,即利用固定的等量步长 $\Delta\lambda$ 对地震记录进行调幅^[14]:

$$\lambda_i = \lambda_{i-1} + \Delta\lambda \quad (3)$$

将固定步长设置为 0.1g,峰值地面加速度 PGA 从 0.1g 等步调幅到 1.0g。

2.2 基于 β 分布的易损性理论

结构的地震需求分析是指结构在地震动作用下维持安全性、适用性所具备的最小能力^[15]。通过分析结构超越某一破坏等级的概率大小,评估结构在地震动下的易损性,此时需要定义地震动强度(Intensity Measure, IM)与地震需求参数(Seismic Demand Parameter, SDP)。本文选取结构层间位移角定义地震需求参数,峰值地面加速度 PGA 定义地震动强度^[13]。因地震需求 D 服从对数正态分布函数^[15],故地震动强度和地震需求的中位值 m_D 服从对数线性回归关系:

$$\ln m_{D/IM} = p + q \ln(IM) \quad (4)$$

式中: p, q 分别为截距与斜率,可通过回归分析得出。

对数正态分布函数的对数标准差为:

$$\sigma = \sqrt{\frac{S_r}{N-2}} \quad (5)$$

式中: S_r 为残差平方和; N 为样本数。

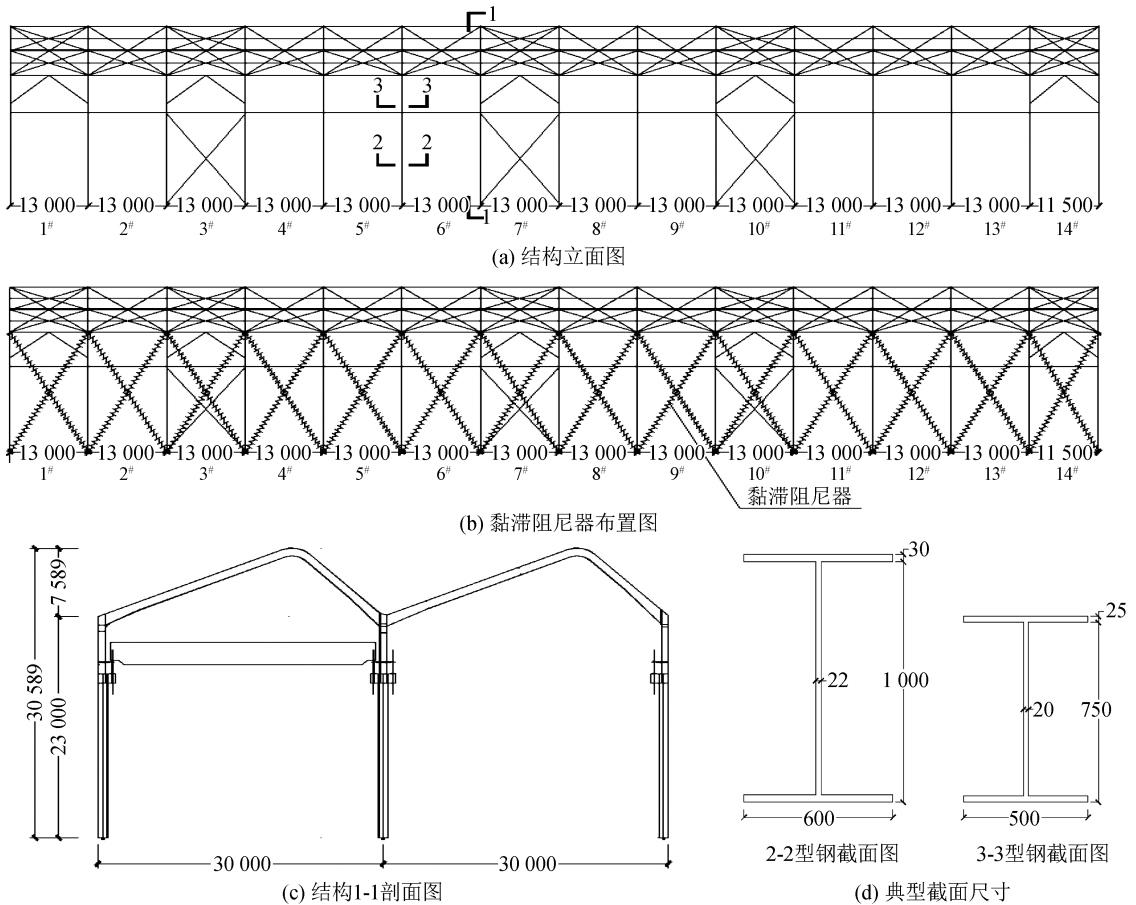


图5 结构几何尺寸信息(单位:mm)

Fig.5 Information of structural geometry (Unit:mm)

表2 地震动记录

Table 2 Ground motion records

序号	观测站名称	剪切波速 /($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)
RSN1	El Centro Array #9	213.44
RSN2	LA-Hollywood Stor FF	316.46
RSN3	Taft Lincoln School	385.43
RSN4	Cholame-Shandon Array #12	408.93
RSN5	San Onofre-So Cal Edison	442.88
RSN6	2516 Via Tejon PV	280.56
RSN7	Bakersfield-Harvey Aud	241.41
RSN8	Borrego Springs Fire Sta	338.54
RSN9	Buena Vista-Taft	385.69
RSN10	Isabella Dam (Aux Abut)	591.01
RSN11	LA-Hollywood Stor FF	316.46
RSN12	Maricopa Array #1	303.79
RSN13	Maricopa Array #2	443.85
RSN14	Maricopa Array #3	441.25
RSN15	Port Hueneme	248.98
RSN16	San Diego Gas & Electric	354.06
RSN17	San Onofre -So Cal Edison	442.88
RSN18	Santa Felita Dam (Outlet)	389.07
RSN19	Wheeler Ridge-Ground	347.67
RSN20	Whittier Narrows Dam	298.68

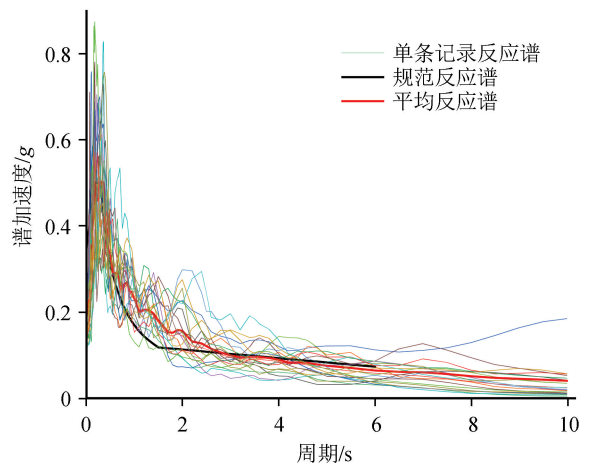


图6 平均反应谱与规范反应谱对比

Fig.6 Comparison between mean response spectrum and code response spectrum

门式刚架结构可通过最大层间位移角定义结构的破坏等级,具体限值如表3所列^[6]。结构在不同地震动水平下超越某一破坏等级限值的失效概率为:

$$P_i(PGA) = \Phi \left[\frac{\ln m_{D/IM} - \ln(LS)}{\sqrt{\beta_c^2 + \sigma^2 + \beta_M^2}} \right] \quad (6)$$

式中: $m_{D/IM}$ 为结构地震需求 D 的中位值; LS 为概率抗震能力值,按表 3 取值; β_c 为 0.399^[16]; β_M 与结构破坏限值不确定性有关,取值为 0.4^[17]。

表 3 各性能水平的层间位移角限值

Table 3 Story drift ratio limits corresponding to different performance level

轻度损伤(LS ₁)	中度破坏(LS ₂)	重度破坏(LS ₃)	倒塌(LS ₄)
1/600	1/300	1/150	1/60

根据式(6)所示的结构失效概率,提出基于 β 分布的地震易损性分析,使易损性矩阵转化为震害指数与峰值地面加速度之间的关系。

定义随机变量 x 的 β 概率密度^[18]:

$$BE(x, a, b) =$$

$$\begin{cases} (1-x)^{b-1} \frac{x^{a-1}}{B(a,b)} & 0 \leq x \leq 1 \\ 0 & x < 0 \text{ 或 } x > 1 \end{cases} \quad (7)$$

式中: a, b 为 β 分布函数的形状参数, $a > 0, b > 0$, 且满足:

$$B(a, b) = \int_0^1 x^{a-1} (1-x)^{b-1} dx \quad (8)$$

其中 β 分布的期望值及方差为:

$$E(x) = \frac{a}{a+b} \quad (9)$$

$$Var(x) = \frac{ab}{(a+b)^2(a+b+1)} \quad (10)$$

基于上述理论,对既定 IM 条件下结构各个破坏等级的概率矩阵进行拟合。易损性矩阵中的破坏等级用震害指数 D_r 表示,该破坏等级的概率密度值为^[16]:

$$f_j^i = \frac{P_{ij}}{\Delta D_{vij}} \quad (11)$$

式中: i 为定义的 IM ; j 为破坏等级; f_j^i 为地震强度参数 i 等级下发生 j 级破坏的概率密度; P_j^i 为地震强度参数 i 等级下发生 j 级破坏的概率; ΔD_{vij} 为地震强度参数 i 等级下 j 级破坏的区间段,分为 5 个等级:基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏、倒塌,其对应的 D_r 区间分别为: $0 \sim 0.1, 0.1 \sim 0.3, 0.3 \sim 0.5, 0.5 \sim 0.7, 0.7 \sim 1.0$ 。

此时地震强度参数 i 下震害指数的期望值 E_i 为:

$$E_i = \sum_{j=1}^5 \int f_{ij} D_r dD_r \quad (12)$$

方差 σ_i^2 为:

$$\sigma_i^2 = \sum_{j=1}^5 \int f_{ij} (D_r - E_i)^2 dD_r \quad (13)$$

联立式(9)、(10)、(12)、(13),得到地震强度 i 下 β 分布函数的形状参数 a_i, b_i :

$$a_i = \frac{E_i^2 - E_i^3}{\sigma_i^2} - E_i \quad (14)$$

$$b_i = (1 - E_i) \left(\frac{E_i - E_i^2}{\sigma_i^2} - 1 \right) \quad (15)$$

由此得到地震强度等级 i 下的连续型 β 概率密度函数。

3 地震易损性分析

根据式(3)对所选的地震波进行等步长调幅,开展有限元分析,提取结构最大层间位移角。取地震动强度指标 PGA 与最大层间位移角的对数,并代入式(4)计算回归关系,将数据结果代入式(6),计算结构超越概率并绘制地震易损性曲线(图 7)。依据结构失效概率(表 4),提取结构震害矩阵(图 8)。根据式(11)计算结构超越某一性能状态下的概率密度(表 5),代入式(12)、(13)计算震害指数的方差与期

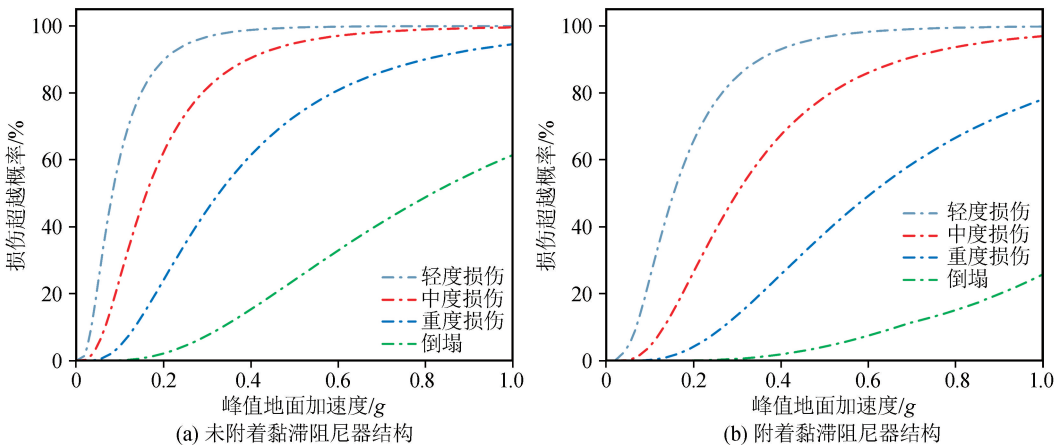


图 7 不同结构的易损性曲线

Fig.7 Vulnerability curves of different structures

表4 附着黏滞阻尼器结构的失效概率

Table 4 Failure probability of structure with additional viscous damper

PGA/g	失效概率				
	基本完好 D1 (0~0.1)	轻微破坏 D2 (0.1~0.3)	中等破坏 D3 (0.3~0.5)	严重破坏 D4 (0.5~0.7)	倒塌 D5 (0.7~1.0)
0.1	99.21%	0.67%	0.11%	0.01%	0.00%
0.2	94.51%	3.91%	1.40%	0.18%	0.00%
0.3	86.87%	7.68%	4.41%	1.02%	0.03%
0.4	77.92%	10.70%	8.36%	2.87%	0.15%

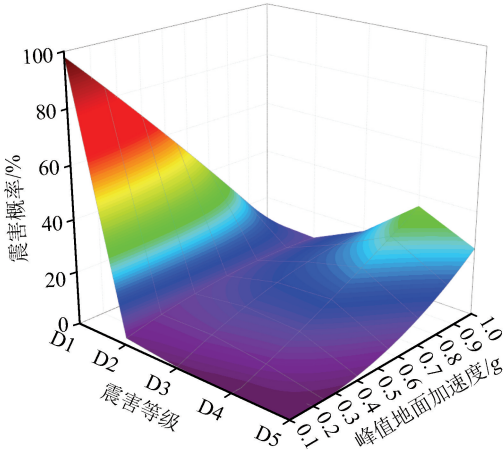


图8 结构震害矩阵图

Fig.8 Seismic damage matrix of the structure

望值,通过式(14)、(15)、(7)得到 β 分布函数的形状参数与概率密度曲线。将 β 分布函数的期望值、震害优化比及相应PGA下的 β 概率密度曲线(表6)绘制于图9中,得到“震害优化比曲线(ORS DI)”,由此可直观、精准地展现结构的震害指数及附着黏滞阻尼器优化后的结构抗震性能。

由图7(a)可知,该门式刚架结构各破坏等级的超越概率随着PGA的增加而增大,当PGA小于0.1g时,轻度损伤曲线的增长速率较快,即结构快速超越完好性能水平,进入轻微破坏阶段;随着PGA进一步增大到1.0g,结构有60%的概率出现结构倒塌。由图7(b)可知,对该门式刚架结构的关键部位附着黏滞阻尼器进行优化后,结构各性能水平下超

表5 附着黏滞阻尼器结构的震害指数概率密度

Table 5 Seismic damage index probability density of structure with additional viscous damper

PGA/g	基本完好 D1 (0~0.1)	轻微破坏 D2 (0.1~0.3)	中等破坏 D3 (0.3~0.5)	严重破坏 D4 (0.5~0.7)	倒塌 D5 (0.7~1.0)
0.1	0.1	9.92	0.03	0.01	0.00
0.2	0.2	9.45	0.20	0.07	0.01
0.3	0.3	8.69	0.38	0.22	0.05
0.4	0.4	7.79	0.54	0.42	0.14

表6 震害优化比的期望值、方差及 β 函数形状参数值Table 6 The expected value, variance, and β function shape parameter of seismic damage optimization ratio

PGA/g	震害优化比 期望值	震害优化比 方差	a 值	b 值
0.1	0.08	0.042	2.981	35.384
0.2	0.22	0.084	4.940	17.272
0.3	0.29	0.130	3.046	7.538
0.4	0.31	0.172	1.817	4.122

越概率的增长趋势均有所下降。当PGA逐步增大到0.4g时,结构超越完好性能水平,进入轻微破坏阶段;当PGA增大到1.0g时,相较于初始结构,优化后的结构发生倒塌的概率从60%下降至30%。由图9震害优化比曲线可知,当以期望值作为震害指数评估结构的地震易损性及优化结果时,随着PGA的增大,结构震害指数增长趋势越来越平缓;

当PGA逐步增大到0.4g时,结构优化程度达到峰值点,结构优化比为30.6%,减震表现较好。

4 结论

本文依据实测试验数据构建有限元模型,并对有限元结构参数进行模型确认;对确认后的两跨门式刚架有限元模型及附着黏滞阻尼器的优化模型开展地震易损性分析,绘制易损性曲线;依据 β 分布构建结构的震害矩阵与概率密度,并以期望值作为震害指数建立直观的ORS DI曲线。通过结构的地震易损性分析,可以得到以下结论:

(1) 基于模型确认的方法可最大程度地保证有限元模型接近真实结构。通过模型确认可知,模型结构的相对误差与迭代次数呈显著负相关,且经过十次迭代后,有限元模型的相对误差可减小至5%。

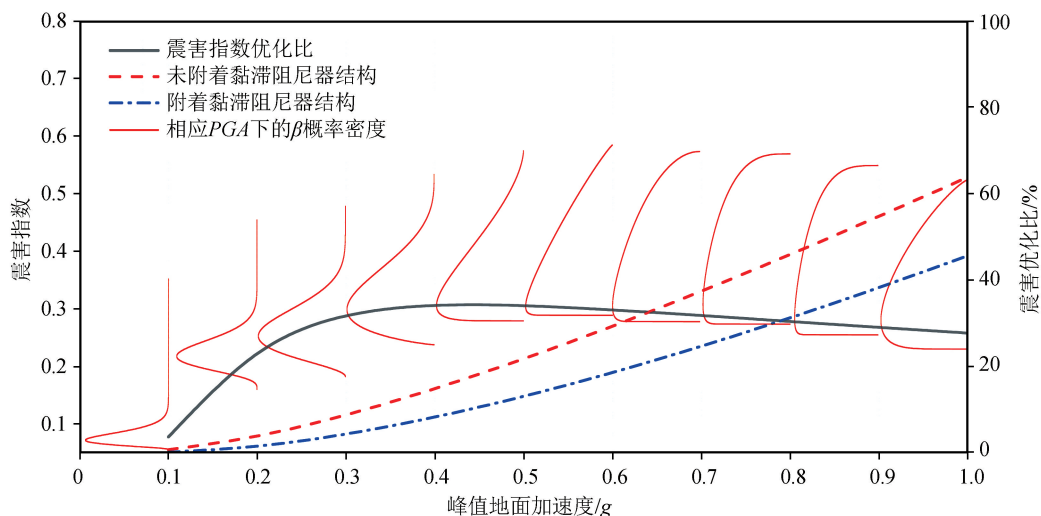


图 9 震害优化比曲线

Fig.9 The optimization ratio curve of seismic damage index

(2) 构建结构地震易损性曲线可定量地评估结构超越各性能水平的概率,得到不同峰值地面加速度下结构的破坏状态,对结构抗震加固具有指导意义。

(3) 基于 β 分布函数建立的 ORSDI 曲线可更加直观、准确地展现结构的震害指数及优化程度,并反映出不同 PGA 下震害指数的分布特性,为结构的震害预测提供科学参考。

(4) 门式刚架结构经附着阻尼器优化后,结构的抗震表现良好,相较于未附着阻尼器的结构,优化后的结构具有更好的减震表现,优化比可达 30.6%。

(5) 本文对地震易损性的研究仅考虑主震作用下结构的易损性,关于余震对结构的持续损害累积尚待深入研究。

参考文献(References)

[1] 王想,周依,陈婷,等.2020年7月12日唐山5.1级地震分析[J].地震工程学报,2021,43(6):1280-1287.
WANG Xiang, ZHOU Yi, CHEN Ting, et al. Analysis of the Tangshan M5.1 earthquake on July 12, 2020[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2021, 43(6): 1280-1287.

[2] 吕大刚,金国庆,于晓辉.考虑倒塌概率修正的钢筋混凝土框架结构地震易损性分析[J].建筑结构学报,2016,37(9):26-32.
LÜ Dagang, JIN Guoqing, YU Xiaohui. Modified seismic fragility analysis of reinforced concrete frame structures in consideration of collapse probability[J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(9): 26-32.

[3] 郑山锁,左英,张晓辉,等.基于IDA的多龄期钢排架结构地震易损性分析[J].地震工程学报,2018,40(4):698-704.
ZHENG Shansuo, ZUO Ying, ZHANG Xiaohui, et al. Seismic vulnerability analysis of multi-age steel bent frame structures based on IDA method[J]. China Earthquake Engineering Jour-

nal, 2018, 40(4): 698-704.

[4] 张令心,李孟达,刘洁平,等.考虑结构不确定性的框剪结构地震易损性分析[J].自然灾害学报,2018,27(4):112-118.
ZHANG Lingxin, LI Mengda, LIU Jieping, et al. Seismic fragility analysis of frame-shear wall structures considering structural parameter uncertainty[J]. Journal of Natural Disasters, 2018, 27(4): 112-118.

[5] 李天天.330 kV 全户内式变电站结构基于IDA的抗震性能评估[D].西安:西安理工大学,2017.
LI Tianian. Seismic performance evaluation of 330 kV whole indoor substation structure based on incremental dynamic analysis[D]. Xi'an: Xi'an University of Technology, 2017.

[6] 文波,牛荻涛.大型变电站主厂房地震易损性研究[J].土木工程学报,2013,46(2):19-23.
WEN Bo, NIU Ditao. Seismic vulnerability analysis for the main building of the large substation[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(2): 19-23.

[7] 周宇,狄生奎,项长生,等.基于弹性约束支承梁转角影响线的梁结构损伤诊断[J].浙江大学学报(工学版),2020,54(5):879-888.
ZHOU Yu, DI Shengkui, XIANG Changsheng, et al. Beam structure damage detection based on rotational-angle-influence-lines of elastic-constrained-support beam[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2020, 54(5): 879-888.

[8] 周宇,狄生奎,李喜梅,等.基于弹性约束梁应变影响线曲率的桥梁结构损伤识别[J].应用基础与工程科学学报,2021,29(4):901-914.
ZHOU Yu, DI Shengkui, LI Ximei, et al. Damage identification of bridge structural based on strain influence line curvature of elastic restrained beam[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2021, 29(4): 901-914.

[9] 周宇.基于影响线与柔度矩阵的桥梁损伤信息融合诊断研究[D].兰州:兰州理工大学,2018.

- ZHOU Yu. Research of bridge damage diagnosis based on information fusion with influence line and flexibility matrix[D]. Lanzhou: Lanzhou University of Technology, 2018.
- [10] 张志华,傅继阳,饶瑞,等.基于复形法的大跨屋盖结构有限元模型修正研究[J].建筑结构,2013,43(10):21-25,30.
- ZHANG Zhihua, FU Jiyang, RAO Rui, et al. Finite element model updating for large span roof structures based on complex method[J]. Building Structure, 2013, 43(10): 21-25, 30.
- [11] GREŠ S, DÖHLER M, MEVEL L. Uncertainty quantification of the modal assurance criterion in operational modal analysis[J]. Mechanical Systems and Signal Processing, 2021, 152: 107457.
- [12] 乔云龙,王自法.黏滞阻尼器对高层钢结构地震易损性的影响[J].地震工程与工程振动,2020,40(1):205-212.
- QIAO Yunlong, WANG Zifa. Effect of viscous damper on seismic vulnerability of high-rise steel structures[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2020, 40(1): 205-212.
- [13] 梁丹,梁兴文.按现行规范设计的Ⅷ度区RC框架结构的倒塌性能评估[J].地震工程学报,2015,37(4):1060-1065,1072.
- LIANG Dan, LIANG Xingwen. Collapse performance evaluation of reinforced concrete frame structures in seismic intensity-8 zone designed using current codes[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, 37(4): 1060-1065, 1072.
- [14] 吴文朋,李立峰,徐卓君,等.不确定性对钢筋混凝土桥梁系统地震易损性的影响[J].地震工程与工程振动,2018,38(6):161-170.
- WU Wenpeng, LI Lifeng, XU Zhuojun, et al. Influences of uncertainties on system seismic fragility for the reinforced concrete bridges[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2018, 38(6): 161-170.
- [15] 王丹.钢框架结构的地震易损性及概率风险分析[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2006.
- WANG Dan. Seismic fragility analysis and probabilistic risk analysis of steel frame structures[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2006.
- [16] 李刚,程耿东.基于性能的结构抗震设计:理论与方法[M].北京:科学出版社,2004.
- LI Gang, CHENG Gengdong. Structural seismic design based on performance: Theory, Method and Application[M]. Beijing: Science Press, 2004.
- [17] FEMA. Multi-hazard loss estimation methodology earthquake model, HAZUS MH-MR4 technical manual[Z]. Washington D C, 2003.
- [18] 刘如山,胡少卿,邬玉斌,等.基于地震动参数的结构易损性表达方法研究[J].地震工程与工程振动,2009,29(6):102-107.
- LIU Rushan, HU Shaoqing, WU Yubin, et al. Research on structure vulnerability expression way based on seismic ground motion parameters[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(6): 102-107.
- ***
- (上接第793页)
- [11] 翟铁军.改进剩余推力法在某滑坡稳定分析中的应用[J].铁道建筑,2006,5:62-64.
- QU Tiejun. Application of improved residual thrust method in stability analysis of a landslide[J]. Railway Engineering, 2006, 5: 62-64.
- [12] 张奇华,彭荣生,骆建宇.考虑力矩平衡的剩余推力法及其应用[J].长江科学院院报,2008,25(6):67-70.
- ZHANG Qihua, PENG Rongsheng, LUO Jianyu. Consider the residual thrust method of torque balance and its application[J]. Journal of Yangze River Scientific Research Institute, 2008, 25(6): 67-70.
- [13] 甘肃省地质环境监测院.舟曲县南峪乡江顶崖滑坡灾害应急治理工程勘察报告[R].兰州:甘肃省地质环境监测院,2018.
- Geo-Environment Monitoring Institute of Gansu Province. Investigation report on emergency treatment project of Jiangdingya landslide in Nanyu Township, Zhouqu County[R]. Lanzhou: Geo-Environment Monitoring Institute of Gansu Province, 2018.
- [14] 郭长宝,任三绍,李雪,等.甘肃舟曲南峪江顶崖古滑坡发育特征与复活机理[J].现代地质,2019,33(1):206-217.
- GUO Changbao, REN Sanshao, LI Xue, et al. The developmental characteristics and resuscitation mechanism of the Jiangdingya ancient landslide in Zhouquan, Gansu Province[J]. Modern Geology, 2019, 33(1): 206-217.