

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2025.101



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



H 型钢柱易损性函数研究

郑山锁^{a,b}, 赵旺^a, 杨松^a, 李永明^a, 刘立国^a

(西安建筑科技大学 a. 土木工程学院; b. 结构工程与抗震教育部重点实验室, 西安 710055)

摘要: H 型钢柱是钢框架结构的关键构件, 其基于性能的抗震评估至关重要。易损性函数是抗震评估的核心工具, 但国内尚未建立符合中国规范的 H 型钢柱易损性函数。整合 94 组 H 型钢柱低周反复荷载试验数据, 以位移角为工程需求参数, 根据损伤特征将损伤状态划分为 3 级并制定相应修复措施, 提取对应不同损伤等级的位移角限值。基于 FEMA P-58 方法建立易损性函数, 并讨论轴压比、截面等级与抗震等级对易损性函数的影响。结果表明: 损伤状态提升将显著提高 H 型钢柱易损性函数中位值, 易损性曲线呈现出右移的趋势; 轴压比增大会加速塑性铰形成, 加剧承载力退化, 从而降低中位值; 截面宽厚比减小可延缓局部屈曲, 显著提升中位值; 而结构抗震等级越高, H 型钢柱宽厚比限值越严格, 发生破坏时对应的位移角越大; 随着损伤状态的提升, 轴压比对易损性曲线差的影响逐渐增大, 而截面等级对易损性曲线差的影响逐渐减小, 截面等级对易损性曲线的影响程度显著高于轴压比。

关键词: H 型钢柱; 易损性函数; 损伤状态; 修复方法; 抗震韧性

中图分类号: TU375.4 文献标志码: A 文章编号: 2096-6717(XXXX)XX-0001-11

Study on fragility functions of H-shaped steel columns

ZHENG Shangsuo^{a,b}, ZHAO Wang^a, YANG Song^a, LI Yongming^a, LIU Ligu^a

(a. Collage of Civil Engineering; b. Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance (XAUT), Ministry of Education, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, P. R. China)

Abstract: H-shaped steel columns are critical components in steel frame structures, necessitating performance-based seismic assessment. Fragility functions-cumulative distribution functions reflecting the probability of engineering demand parameters (EDP) exceeding damage thresholds-are pivotal but lack codified frameworks compliant with Chinese standards. This study integrates 94 global low-cycle reversed loading test datasets for H-shaped steel columns, adopting drift ratio as the EDP. Three damage states are classified based on structural degradation patterns, with tailored repair strategies, and extracted the displacement angle limits corresponding to different damage levels. Fragility functions conforming to lognormal distribution are established using the FEMA P-58 methodology. The effects of axial compression ratio and cross-section classification are analyzed. Key findings: Elevated damage states significantly increase fragility function medians, the Fragility curve exhibits a rightward shift trend; Higher axial compression ratios accelerate plastic hinge formation and strength

收稿日期: 2025-05-14

基金项目: 国家自然科学基金(52278530); 陕西省重点研发计划(2021ZDLSF06-10)

作者简介: 郑山锁(1960-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事结构工程与工程抗震研究, E-mail: zhengshansuo@263.net。

Received: 2025-05-14

Foundation items: National Natural Science Foundation of China (No. 52278530); Key R & D Project of Shaanxi Province (No. 2021ZDLSF06-10).

Author brief: ZHENG Shansuo (1960-), professor, doctoral supervisor, main research interests: structural engineering and seismic research in engineering, E-mail: zhengshansuo@263.net.

degradation, reducing medians; Reduced cross-section width-to-thickness ratios delay local buckling, enhancing medians; The higher the seismic grade due to stricter width to thickness ratio limits, the greater the displacement angle corresponding to the failure of H-shaped steel columns, As the damage state increases, the influence of axial compression ratio on the difference in vulnerability curve gradually increases, while the influence of section grade on the difference in vulnerability curve gradually decreases, cross-section classification outweighs axial compression ratio in influencing fragility curves.

Keywords: H-Shaped steel columns; fragility function; damage state; repair method; seismic resilience

基于性能的建筑抗震性能评估(Performance-Based Earthquake Engineering, PBEE)作为现代地震工程的核心方法论,采用概率风险评估框架量化建筑结构在遭遇不同强度地震时的性能演化规律。相较于传统抗震设计方法局限于“最大设计地震”下的强度验算,PBEE更加注重评估地震事件可能引起多种性能水平的变化,从而进行全面的经济性和安全性评估。构件的易损性函数作为性能评估的基础工具,表征了构件在不同地震强度下达到或超过某一损伤状态的概率。

中低层钢框架结构因其优异的力学性能、结构灵活性等特点,广泛应用于多个建筑领域。目前已对钢框架结构中关键构件的易损性函数进行了研究。Lignos等^[1]基于削弱梁段梁柱节点的71个实验数据,建立了削弱梁段梁柱节点在钢框架结构中的易损性函数。Ramirez等^[2]结合51个北岭地震前焊接翼缘、螺栓连接腹板的梁柱节点的实验数据,构建了北岭地震前焊接钢框架梁柱节点的易损性函数。El Jisr等^[3]对复合钢框架结构中的钢梁-楼板连接在地震作用下的易损性进行了评估,通过42组循环往复试验的数据,建立了基于剪力滑移的易损性函数。Gulec等^[4]收集并分析了110个偏心支撑钢框架连梁的实验数据,建立了偏心支撑钢框架连梁的易损性函数。Elkady等^[5]基于38根宽翼缘H型钢柱试件的低周往复试验,建立了基于位移角的单变量易损性函数,同时采用有序逻辑回归方法构建了多变量易损性函数。

H型钢柱作为钢框架结构中的关键构件,在地震中起到了关键作用。因此,H型钢柱易损性函数的建立对于震后基于性能的抗震评估至关重要,同时也完善了钢框架结构的抗震韧性评价过程,为计算钢框架结构震害经济损失提供了重要依据。然而,目前文献中尚未出现针对H型钢柱所建立的易损性函数。虽然Elkady等^[5]建立了H型钢柱的易损性函数,但只聚焦于宽翼缘钢柱且试验数据库样本容量有限,未分析不同参数对H型钢柱易损性函数的影响。此外,由于中美建筑规范的区别,该H型钢柱的易损性函数不能适用于中国的抗震性能评

估与抗震韧性评价。因此,基于中国现行规范体系开展H型钢柱易损性研究,建立起符合中国工程实践需求的H型钢柱易损性函数具有重要的研究意义。

笔者通过试验数据收集与概率分析方法开展研究:首先,通过文献调研,构建涵盖94个H型钢柱试件的拟静力试验数据库,并明确了以位移角为工程需求参数。其次,依据现行规范和文献资料定义3个损伤状态及对应的修复方案。并根据FEMA P-58推荐的对数正态分布模型构建H型钢柱的易损性函数,并通过Lilliefors拟合优度检验验证样本数据与理论分布的可靠性。最后,分析了轴压比、截面等级和抗震等级对H型钢柱易损性函数参数及易损性曲线的影响。

1 H型钢柱试验数据库

为构建符合中国规范的H型钢柱易损性函数,参考《建筑抗震韧性评价标准》(GB/T 38591—2020)^[6]以及《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[7],在文献中筛选H型钢柱试验试件样本。具体要求如下:1)普通工字形钢柱,破坏模式为弯曲破坏;2)所用钢材强度等级不高于Q420;3)腹板和翼缘的宽厚比截面等级为S1或S2级;4)轴压比不大于0.6;5)加载方式为面内水平往复加载。典型的加载装置如图1所示,为钢柱在恒定轴压力 and 往

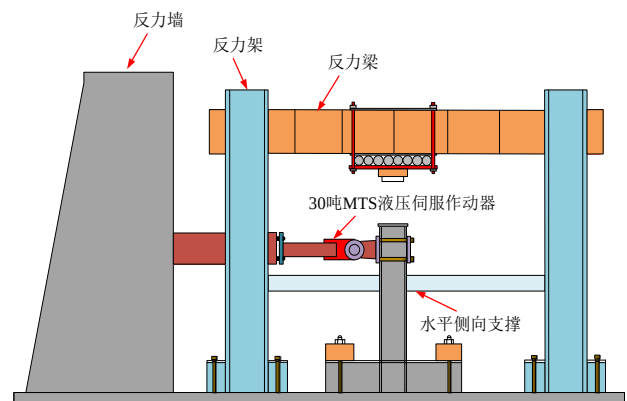


图1 H型钢柱典型试验加载装置示意图

Fig.1 Schematic diagram of typical test loading setup for H-shaped steel columns

复水平力作用下的拟静力试验。

考虑现有针对 S3、S4 截面等级 H 型钢柱的拟静力试验样本量显著少于 S1、S2 截面试件,基于现有试验数据推导的易损性函数准确性不足,在构建 H 型钢柱的易损性函数数据库时,只收集 S1、S2 截面等级的 H 型钢柱,未收集 S3、S4 截面等级的 H 型钢柱。而且,中国现用 S1、S2 截面等级较 S3、S4 范

围更广,用量更大,研究 S1、S2 截面等级的 H 型钢柱的易损性函数更有工程应用价值。

根据以上原则,最终建立了包含 94 组 H 型钢柱试件的易损性数据库^[8-32]。样本数据如表 1 所示。其中, λ_f 为 H 型钢柱的翼缘宽厚比; λ_w 为 H 型钢柱的腹板宽厚比; η 为 H 型钢柱的轴压比。

表 1 H 型钢柱试验试件信息
Table 1 Test specimen information of H-shaped steel columns

数据来源	数量	翼缘宽厚比 λ_f	腹板宽厚比 λ_w	轴压比 η	截面等级
肖岩等 ^[8]	1	9.6	27	0.3	S1
郝际平等 ^[9]	4	4.67~6.67	25~50	0、0.3	S1、S2
李成玉等 ^[10]	5	6.20~7.97	15.77~20.71	0.2、0.3、0.5	S1
Xu 等 ^[11]	1	7.79	20.71	0.3	S1
Suzuki 等 ^[12]	3	5.62~6.85	24.58~39.40	0.3	S1、S2
Cravero 等 ^[13]	3	5.16~7.45	24.58~33.71	0.3、0.5	S1、S2
Elkady 等 ^[14]	4	4.13~5.54	31.77~48.13	0.2、0.5	S1、S2
Uang 等 ^[15]	12	4.77~6.48	28.74~51.00	0、0.2、0.4、0.6	S1、S2
Newell 等 ^[16]	7	4.56~6.60	8.05~18.89	0.35、0.55	S1、S2
Sun 等 ^[17]	3	5.81~9.52	11.09~17.81	0.15、0.25	S1、S2
Ballio 等 ^[18]	1	11.20	30.00	0	S2
MacRae 等 ^[19]	4	8.82	25.79	0、0.3、0.4、0.6	S2
郑山锁等 ^[20]	1	8.61	24.67	0.2	S2
郑山锁等 ^[21]	1	8.61	24.67	0.3	S2
Brescia 等 ^[22]	2	6.85~7.90	21.06~21.45	0	S2
Hsu 等 ^[23]	2	5.91	33.45	0.15	S1
Lee 等 ^[24]	2	5.20	9.20	0、0.3	S2
Chou 等 ^[25]	2	12.00	6.33~6.42	0	S1
Yamazaki 等 ^[26]	7	2.83~6.17	11.33~14.67	0.16、0.25、0.3	S1
Meng 等 ^[27]	3	5.67~9.67	15.00~27.00	0	S1、S2
Sato 等 ^[28]	8	5.00~5.22	21.67~27.20	0、0.3、0.4、0.5	S1
大垣賀津雄等 ^[29]	1	10.08	37	0	S2
Sato 等 ^[30]	5	6.58	16.46	0.11~0.54	S1
Chansuk 等 ^[31]	11	4.54~6.17	18.89~51.00	0.2、0.3、0.4	S1、S2
Castiglioni 等 ^[32]	1	9.68	26.86	0	S2

由于文献中荷载边界条件存在差异,因此,参考文献[33],基于图 2 所示的边界条件,对所有试件进行归一化处理。具体而言,将试验数据统一转换为钢柱加载工况相对应的弯矩-转角数据,以便进行比较和分析。

2 H 型钢柱损伤状态划分

2.1 工程需求参数的确定

在 H 型钢柱易损性函数的分析中,工程需求参数(engineering demand parameters,EDP)是确定钢柱损伤状态以及构建易损性函数的核心变量,有效地选择合适的 EDP 对于准确地评估构件的易损性函数至关重要。目前,在钢框架梁柱节点、连梁以及钢梁的易损性函数分析中常用的 EDP 有:应变、

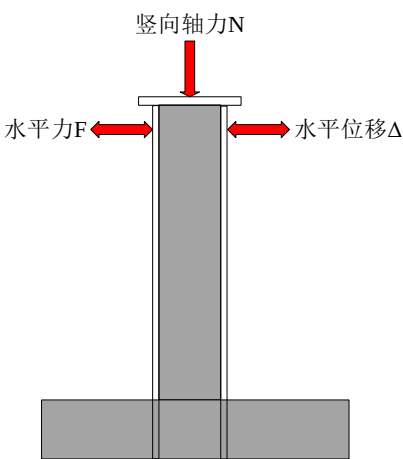


图 2 H 型钢柱归一化边界条件
Fig.2 Normalized Boundary Conditions of H-Shaped Steel Columns

柱顶位移以及位移角等。应变指标与材料自身密切相关,虽能直接反映材料的屈服、塑性及局部屈曲等损伤机制,且与几何边界无关^[34],但其高精度数据的获取难度较大;柱顶位移数据虽然在抗震性能试验中易于获取,但与构件的破坏模式关联性较弱;相较而言,位移角数据在抗震性能试验中不仅易于获取,而且与弯曲破坏、局部屈曲等损伤机理关联较强。因此,选择位移角作为H型钢柱易损性函数的EDP。

2.2 损伤状态划分与定义修复方法

H型钢柱在地震作用下的破坏过程表现为弹性阶段、塑性阶段、局部失稳直至整体倒塌的渐进过程。试验研究表明,损伤程度的细微差异将显著影响钢柱的抗震性能水平、修复周期及经济成本等关键指标。因此,现行抗震设计规范对H型钢柱的损伤状态进行了系统性的划分,为实际工程提供了理论依据与指导。

在《建筑抗震韧性评价标准》^[6]附录C中,依据位移角参数,将H型钢柱的损伤状态划分为完好、轻微破坏、轻度破坏、中度破坏以及严重破坏5个等级;FEMA P-58^[35]技术文件并未给出H型钢柱的损伤状态划分标准,但部分学者依据H型钢柱的性能水平^[5],将其划分为屈服、局部屈曲、中度损伤、严重损伤以及过度损伤5个损伤状态;欧洲规范EC8-3^[36]将H型钢柱依据构件端部塑性转角划分为损伤限制、严重损伤和临近倒塌3个损伤状态。尽管这些规范体系在损伤分级维度与EDP指标选择上存在一定差异,但均体现了从弹性阶段到整体倒塌的渐进式破坏规律。

基于现有理论分析成果,并结合循环荷载作用下H型钢柱的损伤观测结果,通过对试件试验数据的系统分析,依据屈曲程度对损伤状态进行分级,最终确定了3个渐进式损伤状态:DS₁(基本完好)状态,对应图3骨架曲线中屈服点A前的线性弹性段;DS₂(中度破坏)状态,对应图3骨架曲线中屈服点A与峰值点B之间的非线性强化段;以及DS₃(严重破坏)状态,对应图3骨架曲线中峰值点B至破坏点C的下降段。图4则展示了不同损伤等级下H型钢柱的典型破坏特征。

基本完好(DS₁):钢柱尚处于弹性阶段,几乎未发生可见变形。在该损伤状态下,应针对钢柱表面进行修复,包括对脱落的钢面重新涂漆。

中度破坏(DS₂):钢柱柱底区域翼缘发生局部屈曲,腹板产生一定程度的鼓曲变形,柱底形成塑性铰。在该损伤状态下,修复工作主要是针对发生屈曲变形的区域实施热矫正工艺。

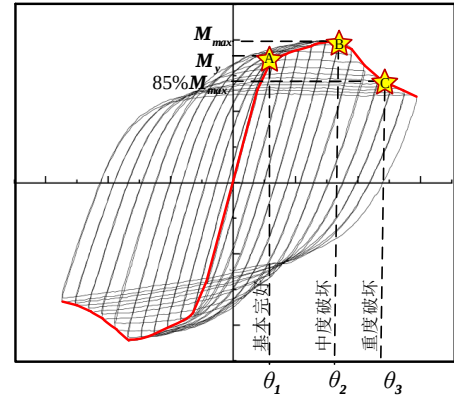


图3 H型钢柱损伤等级划分^[22]

Fig.3 Damage level classification of H-shaped steel columns^[22]

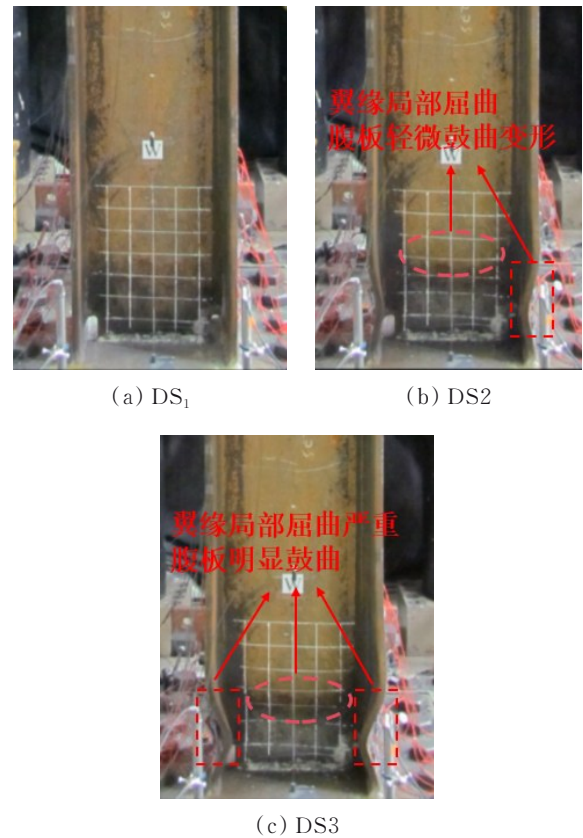


图4 H型钢柱各损伤状态破坏特征^[12]

Fig.4 Failure characteristics of each damage state in H-shaped steel columns^[12]

严重破坏(DS₃):钢柱底端两侧翼缘发生严重的屈曲变形,腹板发生明显的鼓曲变形,钢柱上端仍保持直线但出现明显倾斜,钢柱局部失稳。在该损伤状态下,修复需要更换发生扭曲或断裂的整根钢柱,因在该损伤状态下结构体系可靠性已显著降低,在实际中多采用整体拆除的重建方案。

3 H型钢柱易损性函数及评估

3.1 易损性函数定义

易损性函数表征了构件在给定工程需求参数

条件下达到或超过特定损伤状态的概率。由于材料的力学性能、截面几何尺寸均属于构件中的随机变量,因此采用概率可靠性模型能更科学地体现构件性能的不确定性特征。现有研究表明^[1-6],对数正态概率分布因其在复杂系统不确定性表征方面的数学优势以及数值计算的便利性,成为易损性函数的最优选择。因此,采用对数正态概率分布作为累积分布函数,以表征数据库中收集到的数据,如式(1)所示。在建立易损性函数时,遵循 FEMA P-58^[35]建议的计算流程,如图5所示。

$$P(DS \geq d_i) = \Phi \left[\frac{1}{\sigma_i} \ln \left(\frac{d}{\mu_i} \right) \right] \quad (1)$$

式中: $P(DS \geq d_i)$ 为给定工程需求参数下H型钢柱达到或超过第*i*个破坏状态的超越概率, Φ 为标准正态(高斯)累积分布函数, d 为工程需求参数, σ_i 、 μ_i 分别为第*i*个损伤等级下H型钢柱位移角限值的对数标准差和中位值。

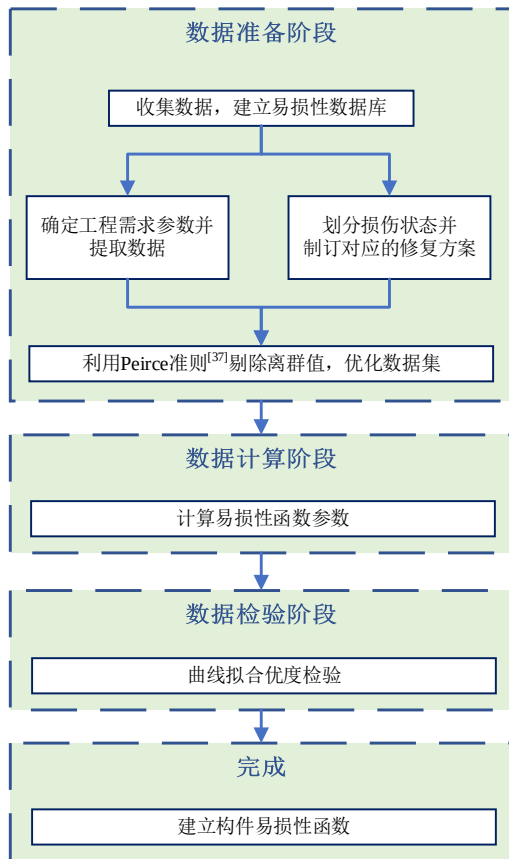


图5 建立构件易损性函数流程

Fig.5 Procedure for establishing component fragility functions

3.2 H型钢柱易损性函数参数

H型钢柱第*i*个损伤等级对应的位移角限值的对数均值 μ_i 可通过式(2)计算。

$$\mu_i = e^{\left(\frac{1}{M} \sum_{j=1}^M \ln(d_j) \right)} \quad (2)$$

式中: M 为试验数据的数量; d_j 为第*j*个钢柱在第*i*个损伤状态下的位移角限值。

对数标准差 σ_i 反映了H型钢柱在特定损伤状态下工程需求参数的不确定性。FEMA P-58^[35]中给出了相应的计算公式,具体表达式如式(3)所示。

$$\sigma_i = \sqrt{\sigma_r^2 + \sigma_u^2} \quad (3)$$

式中: σ_r 为考虑数据间的不确定性的易损性函数的对数标准差; σ_u 为考虑认知不确定性的易损性函数的对数标准差,是考虑由初始缺陷、加载过程等因素给数据带来的不确定性

σ_r 的计算式为

$$\sigma_r = \sqrt{\frac{1}{M-1} \sum_{j=1}^M \left(\frac{d_j}{\mu} \right)^2} \quad (4)$$

而对于 σ_u ,根据 FEMA P-58 的建议,当试验数据样本容量 $n \leq 5$ 时, σ_u 的取值不低于 0.25; 当试验数据样本容量 $n > 5$ 时, σ_u 取值为 0.1。表2为所求得各损伤状态下H型钢柱易损性函数参数值。

表2 H型钢柱易损性函数参数

Table 2 Parameters of fragility functions for h-shaped steel columns

损伤状态	$\mu_i/\%$	σ_r	σ_u	σ_i
DS ₁	1.580	0.560	0.1	0.568
DS ₂	2.666	0.655	0.1	0.663
DS ₃	3.521	0.597	0.1	0.605

由表2可以看出,H型钢柱易损性函数的中位值 μ_i 随损伤状态的提升而逐渐增长,其中损伤状态DS₁、DS₂、DS₃对应的中位值分别为1.580%、2.666%和3.521%。值得注意的是,当损伤状态从DS₁发展到DS₂时,易损性函数中位值增幅达68.7%;而从DS₂到DS₃阶段,中位值增幅降至32.1%。这是因为钢柱在首次发生屈曲变形以后,其微小的屈曲变形在位移反向过程中得以恢复,从而延缓疲劳的发展,使得钢柱能够经历更多的位移循环数,因此中位值增幅显著提升。随着荷载超过峰值点,翼缘累积的屈曲变形加剧,同时伴随腹板的鼓曲变形所引发的轴向收缩,钢柱产生不可逆的面外整体失稳,导致轴向承载力急剧丧失,最终在后续的位移反向过程中呈现中位值增幅减小的特征。此外,各损伤状态对应的对数标准差 σ_i 在0.568~0.663之间变化,呈现出先增大后减小的趋势,其中DS₂的对数标准差数值最大,这是由于DS₂处于塑性铰形成阶段,局部屈曲与材料非线性等因素的敏感性提高导致该状态下的数据离散性较大。

3.3 H型钢柱拟合优度检验

为评估H型钢柱易损性曲线的拟合效果,采用

Lilliefors 拟合优度检验来验证易损性函数是否符合假定的对数正态分布。Lilliefors 检验的核心是通过构造检验统计量 D 值(经验分布函数与理论分布函数间的最大绝对偏差)评估样本数据与理论分布的适配性。在具体计算中,需将计算所得 D 值与显著性水平 $\alpha=5\%$ 下的临界值 $D_{critical}$ 进行比较,若 $D \leq D_{critical}$ 则接受原假设(H_0 : 样本服从对数正态分布),若 $D > D_{critical}$ 则拒绝原假设(H_1 : 样本不服从对数正态分布)。其中 $D_{critical}$ 由样本容量 n 及显著性水平 α 通过蒙特卡罗模拟确定,是拟合曲线累计概率的分布与由试验样本计算的频数分布的差值,具体的计算流程见文献[38]。检验结果如表 3 所示,3 个损伤状态均通过了 5% 显著性水平下的对数正态分布的假设。

表 3 H 型钢柱 Lilliefors 检验结果

Table 3 Lilliefors test results for H-shaped steel columns

损伤状态	最大绝对差	临界差	检验结果
DS ₁	0.130		通过
DS ₂	0.067	0.143	通过
DS ₃	0.063		通过

3.4 H 型钢柱易损性曲线

图 6 展示了 H 型钢柱在各损伤等级下的数据点,以及利用式(1)计算得到的易损性曲线。

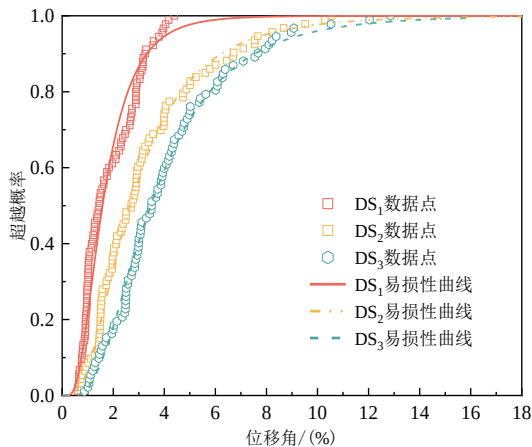


图 6 H 型钢柱易损性曲线

Fig.6 Fragility curves of H-shaped steel columns

各损伤状态下 H 型钢柱的数据点与其对应的易损性曲线具有较高的吻合度,这表明各损伤等级的试验数据基本符合对数正态分布的假设。此外,随着损伤状态的增加,易损性曲线呈现出右移的趋势,意味着随着位移角的增大,H 型钢柱的承载能力逐渐降低。在易损性函数参数中,中位值 μ_i 决定了易损性曲线的横向位置, μ_i 越大,相同位移角下超越概率越低。在给定位移角 $\theta=4.0\%$ 的情况下,DS₁、DS₂ 以及 DS₃ 的超越概率分别为 94.7%、74.2% 和

59.8%。这表明随着损伤程度的加重,钢柱在特定条件下发生失效的可能性逐渐增大。

而对数标准差 σ_i 则影响了易损性曲线的陡峭度, σ_i 越大,概率分布越分散,曲线更平坦,例如,DS₂ 的易损性曲线较 DS₁ 和 DS₃ 更平缓,意味着在 DS₂ 损伤状态下,虽然超越概率较低,但其可靠性分布也更加分散,从而使 DS₂ 的失效风险呈现出更大的不确定性。

4 影响因素分析

试验研究表明^[9-10],轴压比与截面等级是影响 H 型钢柱变形的关键参数。此外,依据《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[39]的规定,不同抗震等级的建筑结构对 H 型钢柱的宽厚比限值具有不同要求。抗震等级的不同不仅体现在结构构造措施和计算要求上,也影响 H 型钢柱的易损性函数及其相应的易损性曲线。为研究这 3 个参数对易损性函数的影响,根据《建筑抗震设计规范》,将轴压比按照 $\eta < 0.3$ 和 $0.3 \leq \eta \leq 0.6$ 分别分为小轴压比以及大轴压比两组。根据《钢结构设计标准》^[7]中对于 H 型钢柱的截面等级的分类准则,以翼缘宽厚比和腹板高厚比的限值为依据,分别按 $\lambda_f < 9\epsilon_k$ 、 $\lambda_w < 46\epsilon_k$ 和 $9\epsilon_k < \lambda_f < 11\epsilon_k$ 、 $46\epsilon_k < \lambda_w < 51\epsilon_k$ 划分为 S1 和 S2 两组,其中 ϵ_k 为钢号修正系数,其值为 235 与钢材牌号中屈服点数值比值的平方根。根据《建筑抗震设计规范》将 H 型钢柱按照抗震等级划分为一级、二级、三级、四级,具体划分依据见表 4。

表 4 不同抗震等级对 H 型构件宽厚比的限值

Table 4 Limit values of width to thickness ratio for H-shaped components with different seismic resistance levels

构件名称	一级抗震	二级抗震	三级抗震	四级抗震
截面翼缘外伸部分	10	11	12	13
截面腹板	43	45	48	52

4.1 轴压比对易损性函数的影响

表 5 展示了不同轴压比下 H 型钢柱易损性函数参数 μ_i 和 σ_i 。由表 5 可以看出,在各损伤状态下,小轴压比试件的中位值均显著高于大轴压比试件。具体而言,在相同损伤状态下,小轴压比试件的中位值分别较后者高 7.30%、20.16% 及 22.11%。此外,两类试件的中位值均随损伤状态从 DS₁ 至 DS₃ 逐渐递增,但增幅存在差异:在 DS₁~DS₂ 阶段,小轴压比试件中位值增幅达 82.79%,而大轴压比试件为 63.24%;在 DS₂~DS₃ 阶段,两者增幅分别为 37.11% 和 34.94%。这是由于小轴压比试件由于轴力较低,屈曲变形程度有限且塑性应变可反复,使其能够在循环荷载作用下经历更多位移循环并

使塑性应变增量逐渐积累,因此中位值更高且增幅更显著。而大轴压比试件因弯曲压应力与 $P-\Delta$ 效应产生的附加弯曲压应力叠加,导致翼缘迅速屈曲并形成塑性铰,同时由于屈曲变形大,塑性变形单向积累,加剧了承载力的退化,导致中位值及增幅均较低。

表 5 不同轴压比下 H 型钢柱易损性函数参数

轴压比	DS ₁		DS ₂		DS ₃	
	中位值 $\mu_i/\%$	对数标准差 σ_i	中位值 $\mu_i/\%$	对数标准差 σ_i	中位值 $\mu_i/\%$	对数标准差 σ_i
小轴压比	1.572	0.529	2.873	0.557	3.938	0.524
大轴压比	1.465	0.569	2.391	0.556	3.225	0.545

对于对数标准差,大小轴压比均介于 0.524 和 0.569 之间,且变化幅度较小,表明不同损伤状态下 H 型钢柱对数标准差的离散性受轴压比影响相对有限。不同轴压比下各损伤状态的易损性曲线分别如图 7 所示。

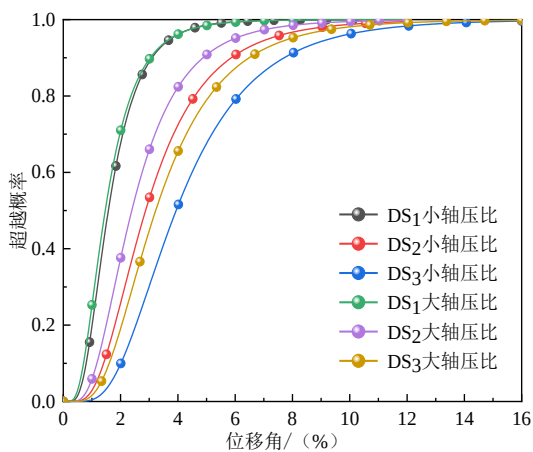


图 7 不同轴压比下 H 型钢柱易损性曲线

Fig.7 Fragility curves of H-shaped steel columns under different axial compression ratios

4.2 截面等级对易损性函数的影响

表 6 展示了不同截面等级下 H 型钢柱在各损伤状态对应的易损性函数参数 μ_i 和 σ_i 。由表 6 可以看出, S1 试件的中位值始终高于 S2 试件。具体而言,在相同损伤状态下, S1 试件的中位值分别较 S2 试件高 72.22%、54.18%、44.56%。此外,这两类试件的中位值增幅存在显著差异,在 DS₁~DS₂ 阶段, S1 试件的中位值增幅为 48.11%, 而 S2 试件达到 65.5%; 在 DS₂~DS₃ 阶段, 两者增幅分别下降至 33.85% 和 42.66%, 此时 S2 试件仍保持更高的增长速率。这一现象与试件的腹板和翼缘宽厚比有关, 根据弹性稳定理论, 板件的临界屈曲应力与宽厚比的平方成反比。S1 试件因其腹板和翼缘宽厚比较小, 临界屈曲应力显著高于 S2 试件, 从而延缓了局部屈曲变形的产生, 这使得 S1 试件在初始损伤状态下需要更大的位移角才能进入下一损伤状态, 因此中位值更大。然而, S1 试件需通过多次循环实

现塑性应变增量的渐进累积,因此导致中位值增幅平缓。相反, S2 试件因为腹板和翼缘宽厚比较大, 临界屈曲应力较低, 较早形成塑性铰, 初始损伤后其塑性应变增量加速累积, 因此中位值增幅较 S1 试件更显著。

表 6 不同截面等级下 H 型钢柱易损性函数参数

截面等级	DS ₁		DS ₂		DS ₃	
	中位值 $\mu_i/\%$	对数标准差 σ_i	中位值 $\mu_i/\%$	对数标准差 σ_i	中位值 $\mu_i/\%$	对数标准差 σ_i
S1	1.910	0.541	2.829	0.555	3.785	0.533
S2	1.109	0.453	1.835	0.509	2.618	0.499

S1 与 S2 试件的对数标准差均介于 0.453 至 0.555 之间, 变化幅度较小, 表明试件变异性相对稳定。不同截面等级下各损伤状态的易损性曲线如图 8 所示。

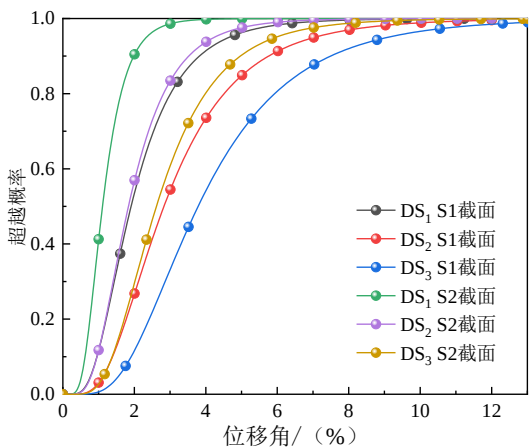


图 8 不同截面等级下 H 型钢柱易损性曲线

Fig.8 Fragility Curves of H-Shaped Steel Columns with Different Cross-Section Classifications

4.3 抗震等级对易损性函数的影响

表 7 展示了不同抗震等级 H 形钢柱在各抗震等级下对应的易损性函数参数 μ_i 和 σ_i 。由表 7 可以看出, 对于同一破坏状态, 抗震等级越高, 其中位值 μ_i 也越大。以 DS₃ 损伤状态为例, 抗震等级为一级、二

级、三级、四级的中位值 μ_i 随分别为 3.825%、

表 7 不同抗震等级下 H 型钢柱的易损性曲线

Table 7 Parameters of H-Shaped Steel Columns with Different Seismic Fortification Category

抗震等级	DS ₁		DS ₂		DS ₃	
	中位值	对数标	中位值	对数标	中位值	对数标
	$\mu_i/\%$	准差 σ_i	$\mu_i/\%$	准差 σ_i	$\mu_i/\%$	准差 σ_i
一级	1.767	0.549	2.940	0.535	3.825	0.524
二级	1.668	0.542	2.805	0.548	3.646	0.510
三级	1.665	0.548	2.759	0.551	3.615	0.530
四级	1.580	0.568	2.666	0.663	3.521	0.605

3.646%、3.615% 和 3.521%。这是保证建筑结构在罕遇地震作用下实现“大震不倒”的设防要求且具有更好的耗能能力,高抗震等级结构对 H 型钢柱有更严格的宽厚比限值。因此,H 型钢柱需在更大的层间位移角下才能使其达到相同的破坏状态。这是因为翼缘与腹板宽厚比的减小有效延缓了局部屈曲的发生,从而推迟了构件的损伤发展,使其能够在更大变形条件下仍维持承载功能。

对数标准差 σ_i 随抗震等级的降低而增大,表明抗震等级越低,H 型钢柱的离散性和不确定性越大。不同抗震等级下的易损性曲线如图 9 所示。

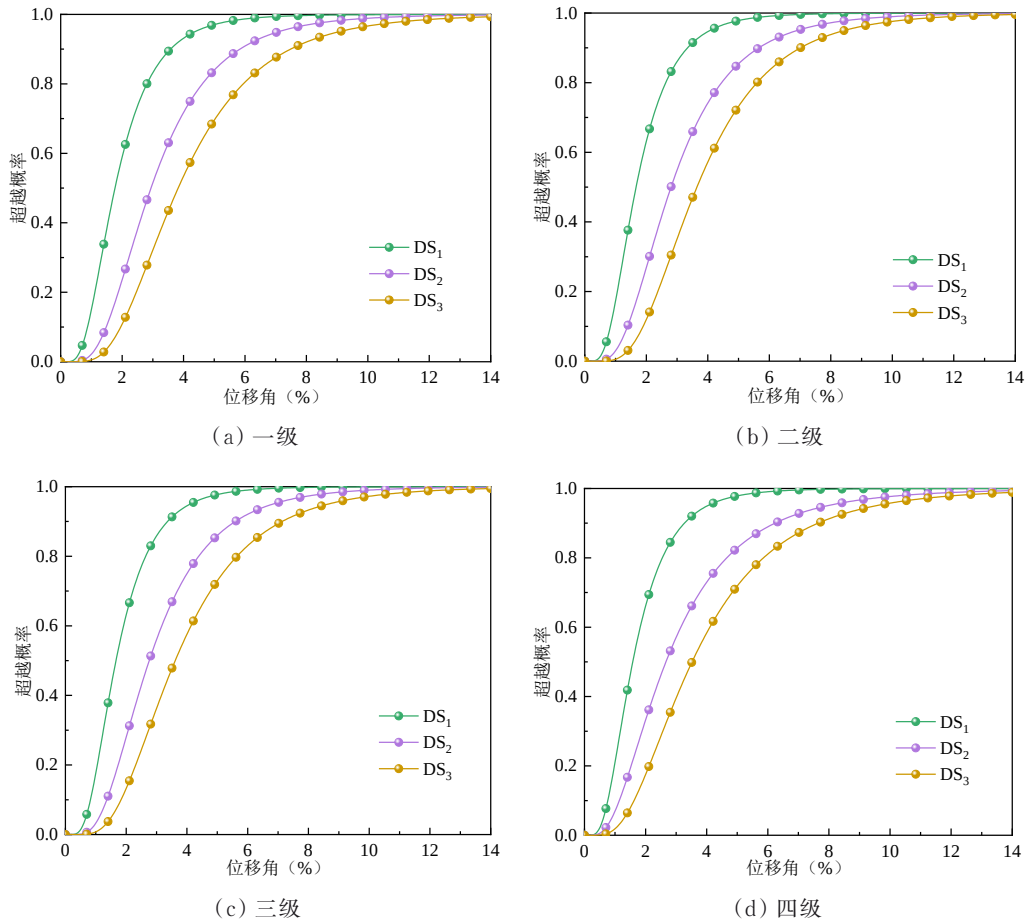


图 9 不同抗震等级下 H 型钢柱易损性曲线

Fig. 9 Fragility curves of H-shaped steel columns with different seismic fortification category

4.4 轴压比和截面等级对易损性函数影响的对比

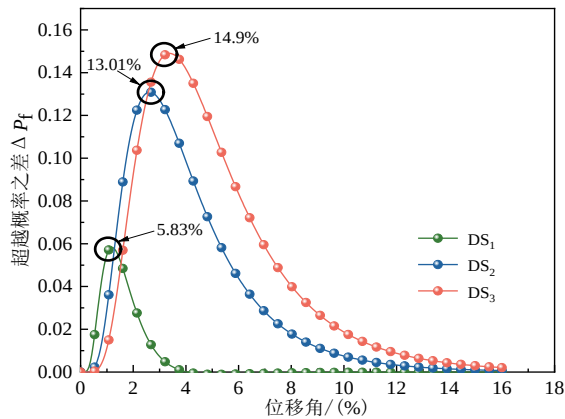
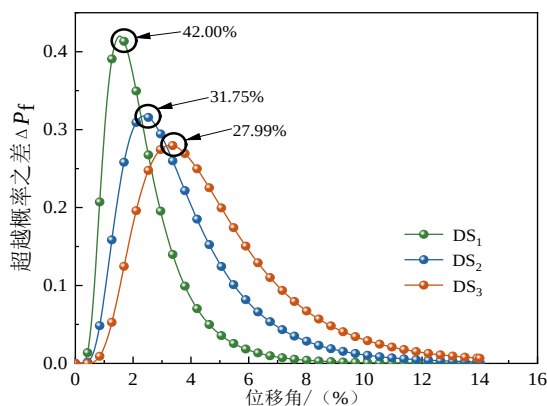
引入两条易损性曲线差 $\Delta P_i^{[40]}$ 这一概念,以比较轴压比和截面等级这两个参数对不同损伤状态下易损性曲线的影响程度,计算公式为

$$\Delta P_i = P_i^1 - P_i^2 \quad (5)$$

式中: P_i^1 与 P_i^2 分别为不同因素下相同损伤状态 H 型钢柱的两条易损性曲线的超越概率。 ΔP_i 越大,则说明该影响因素对易损性曲线影响更显著。

图 10 和图 11 分别展示了轴压比和截面等级的易损性函数曲线差。由图 10 和图 11 可以看出,随

着损伤状态的提升,轴压比对易损性曲线差的影响逐渐增大,而截面等级对易损性曲线差的影响逐渐减小。具体而言,不同轴压比在各损伤状态下的易损性曲线差最大值分别为 5.83%、13.01% 和 14.90%;而不同截面等级在各损伤状态下的易损性曲线差最大值分别为 42.00%、31.75% 和 27.99%。由此可见,截面等级对易损性曲线的影响显著高于轴压比的影响。

图 10 H型钢柱轴压比的 ΔP_f Fig.10 ΔP_f of axial compression ratios for H-shaped steel columns图 11 H形钢柱截面等级的 ΔP_f Fig.11 ΔP_f of cross-section classifications for H-shaped steel columns

5 结论

通过整合 94 组 H 型钢柱拟静力试验数据,以位移角为工程需求参数,参照 FEMA P-58 方法建立了在不同损伤状态下 H 型钢柱的易损性函数,并分析了轴压比以及截面等级对易损性函数参数及易损性曲线的影响,得到以下结论:

1) H 型钢柱的损伤状态划分为基本完好(DS_1)、中度破坏(DS_2)以及严重破坏(DS_3)。H 型钢柱易损性曲线中位值随损伤状态提升呈递增趋势。在 DS_1 到 DS_2 阶段,中位值增长幅度最大,达到 68.7%;而在 DS_2 到 DS_3 阶段增幅下降至 32.1%。这是由于钢柱在首次屈曲变形后微小位移可恢复从而延缓疲劳,使其能够经历更多的位移循环,之后产生不可逆的面外失稳导致承载力急剧丧失,因此中位值增幅先高后低。

2) 在相同损伤状态下,小轴压比试件的中位值均高于大轴压比试件,这是由于小轴压比试件屈曲变形有限且塑性应变可部分反复使得塑性应变增量逐渐积累,而大轴压比试件因 $P-\Delta$ 效应加速塑性

较形成且塑性应变单向累积导致中位值较小。因 $S1$ 类型截面的临界屈曲应力更高,延缓了局部屈曲, $S1$ 类型截面的试件在所有损伤状态下的中位值均高于 $S2$ 类型截面,但因 $S2$ 类型截面的宽厚比大,加速了塑性应变增量的累积,其中位值增幅更显著。随着抗震等级提高,H 型钢柱在同一破坏状态下的中位值显著增大。这表明高抗震等级结构因采用更严格的宽厚比限值,延缓了局部屈曲的发生,使构件在更大位移角下才达到相同破坏状态。

3) 对易损性曲线差 ΔP_f 的计算发现,截面等级对易损性曲线的影响(ΔP_f 最大值介于 27.99%~42.00%)显著高于轴压比(ΔP_f 最大值介于 5.83%~14.90%)。这表明在 H 型钢柱的抗震评估中,截面等级对结构抗震性能的影响更为显著,应作为重点考虑因素。

参考文献

- [1] LIGNOS D G, KARAMANCI E. Drift-based and dual-parameter fragility curves for concentrically braced frames in seismic regions [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 90: 209-220.
- [2] RAMIREZ C M, LIGNOS D G, MIRANDA E, et al. Fragility functions for pre-Northridge welded steel moment-resisting beam-to-column connections [J]. Engineering Structures, 2012, 45: 574-584.
- [3] JISR HEL, LIGNOS D G. Fragility assessment of beam-slab connections for informing earthquake-induced repairs in composite-steel moment resisting frames [J]. Frontiers in Built Environment, 2021, 7: 691553.
- [4] GULEC C K, GIBBONS B, CHEN A, et al. Damage states and fragility functions for link beams in eccentrically braced frames [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(9): 1299-1309.
- [5] ELKADY A, GHIMIRE S, LIGNOS D G. Fragility curves for wide-flange steel columns and implications for building-specific earthquake-induced loss assessment [J]. Earthquake Spectra, 2018, 34(3): 1405-1429.
- [6] 建筑抗震韧性评价标准: GB/T 38591—2020 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2020.
Standard for seismic resilience assessment of buildings: GB/T 38591—2020 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2020. (in Chinese)
- [7] 钢结构设计标准: GB 50017—2017 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.
Standard for design of steel structures: GB 50017—2017 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017. (in Chinese)
- [8] 肖岩, 周涛, 李华. 局部约束轧制 H 型钢柱的抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(2): 118-124.

- XIAO Y, ZHOU T, LI H. Experimental study of confined hot-rolled H-shape steel columns under cyclic loading [J]. *Journal of Building Structures*, 2008, 29(2): 118-124. (in Chinese)
- [9] 郝际平, 陈绍蕃. 钢结构在循环荷载作用下的局部屈曲和低周疲劳的试验研究[J]. *土木工程学报*, 1996, 29(6): 40-52.
- HAO J P, CHEN S F. Experimental study on local buckling and fatigue of steel structures under cyclic loading [J]. *China Civil Engineering Journal*, 1996, 29(6): 40-52. (in Chinese)
- [10] 李成玉, 郑镁杰, 何波, 等. 地震作用下 H 型钢框架柱局部稳定性能[J]. *土木工程与管理学报*, 2023, 40(5): 14-24.
- LI C Y, ZHENG M J, HE B, et al. Local stability of H-shaped steel columns under earthquake [J]. *Journal of Civil Engineering and Management*, 2023, 40(5): 14-24. (in Chinese)
- [11] XU S H, ZHANG Z X, QIN G C. Study on the seismic performance of corroded H-shaped steel columns [J]. *Engineering Structures*, 2019, 191: 39-61.
- [12] SUZUKI Y, LIGNOS D G. Experimental evaluation of steel columns under seismic hazard-consistent collapse loading protocols [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2021, 147(4): 04021020.
- [13] CRAVERO J, ELKADY A, LIGNOS D G. Experimental evaluation and numerical modeling of wide-flange steel columns subjected to constant and variable axial load coupled with lateral drift demands [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2020, 146(3): 04019222.
- [14] ELKADY A, LIGNOS D G. Full-scale testing of deep wide-flange steel columns under multiaxial cyclic loading: loading sequence, boundary effects, and lateral stability bracing force demands [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2018, 144(2): 04017189.
- [15] UANG C M, OZKULA G, HARRIS J. Observations from cyclic tests on deep, slender wide-flange structural steel beam-column members [C]//*Proceedings of the SSRC annual stability conference*, 2015.
- [16] NEWELL J D, UANG C M. Cyclic behavior of steel wide-flange columns subjected to large drift [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2008, 134(8): 1334-1342.
- [17] SUN Y B, CAO T J, XIAO Y. Full-scale steel column tests under simulated horizontal and vertical earthquake loadings [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2019, 163: 105767.
- [18] BALLIO G, CALADO L. Steel bent sections under cyclic loads: Experimental and numerical approaches [J]. *Costruzione Metalliche*, 1986, 1986(1): 9-16.
- [19] MACRAE G A. The seismic response of steel frames [D]. University of Canterbury Christchurch, 1989.
- [20] 郑山锁, 王晓飞, 韩言召, 等. 酸性大气环境下多龄期钢框架柱抗震性能试验研究[J]. *土木工程学报*, 2015, 48(8): 47-59.
- ZHENG S S, WANG X F, HAN Y Z, et al. Experimental study on seismic behavior of multi-aged steel frame columns in acidic atmospheric environment [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2015, 48(8): 47-59. (in Chinese)
- [21] 郑山锁, 张晓辉, 王晓飞, 等. 近海大气环境下多龄期钢框架柱抗震性能的试验研究[J]. *土木工程学报*, 2016, 49(4): 69-77.
- ZHENG S S, ZHANG X H, WANG X F, et al. Experimental research on seismic behaviors of multi-aged steel frame columns in the offshore atmospheric environment [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2016, 49(4): 69-77. (in Chinese)
- [22] BRESCIA M, LANDOLFO R, MAMMANA O, et al. Preliminary results of an experimental program on the cyclic response and rotation capacity of steel members [M]//*Behaviour of steel structures in seismic areas*. CRC Press, 2009: 989-994.
- [23] HSU H L, SHYU Y F. Cyclic responses of thin-walled structural steel members subjected to three-dimensional loading [J]. *Thin-Walled Structures*, 2001, 39(7): 571-582.
- [24] LEE G C, LEE E T. Local buckling of steel sections under cyclic loading [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 1994, 29(1/2/3): 55-70.
- [25] CHOU C C, LAI Y C, XIONG H C, et al. Effect of boundary condition on the cyclic response of I-shaped steel columns: Two-story subassembly versus isolated column tests [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2022, 51(14): 3434-3455.
- [26] YAMAZAKI S, MINAMI S. Experimental study on inelastic lateral torsional buckling of H-shaped steel beam-columns [M]//*STESSA 2003-Behaviour of steel structures in seismic areas*. Routledge, 2018: 223-229.
- [27] MENG L H, OHI K, TAKANASHI K. A simplified model of steel structural members with strength deterioration used for earthquake response analysis [J]. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 1992, 437: 115-124.
- [28] SATO A, YOSHIOKA S. Experimental study on H-shaped columns under compressive axial force with one end cyclic bending moment: In case of cross-sectional shapes are deep wide-flange and middle wide flange [J]. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 2021, 86(789): 1558-1569.
- [29] 大垣賀津雄, PHAM Ngoc Vinh, 服部雅史, et al. CFRPシートによるトラス橋 H 形断面斜材の耐震補強に関する実験的研究 [J]. *土木学会論文集*, 2023, 79(14): 54-

65. OHGAKIK, PHAMN V, HATTORIM, et al. Experimental study on seismic retrofitting method using CFRP sheets for truss bridge diagonal members [J]. Journal of Japan Society of Civil Engineers, 2023, 79 (14): 54-65.
Japanesein
- [30] SATO A, YAMADA S. Experimental study on shallow H-shaped steel column under compressive axial force with one end bending moment [J]. Journal of Structural and Construction Engineering, 2021, 86(784): 1002-1013.
- [31] CHANSUK P, OZKULA G, UANG C M, et al. Seismic behavior and design of deep, slender wide-flange structural steel beam-columns: Technical Note (NIST TN)-2169 [R]. National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 2021.
- [32] CASTIGLIONI C A, PAIMA D N. Experimental behavior of steel member under cyclic bending [J]. Costruzioni Metalliche, 1989, 2(3): 97-114.
- [33] BERRY M, PARRISH M, EBERHARD M. PEER structural performance database user's manual (version 1.0) [M]. University of California, Berkeley, 2004
- [34] 张谨,舒赣平,杨律磊,等.基于应变的受弯与压弯钢构件抗震性能评价方法研究[J].建筑钢结构进展, 2023, 25(8): 26-37.
- ZHANG J, SHU G P, YANG L L, et al. Research on the seismic performance evaluation methods of bending and compression-bending steel members based on strains [J]. Progress in Steel Building Structures, 2023, 25(8): 26-37. (in Chinese)
- [35] FEMA. Seismic performance assessment of buildings, Volume1-Methodology and Volume 2-Implementation guide: Report No. FEMA P-58 [R]. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 2012
- [36] Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance-Part 3: Assessment and retrofitting of buildings [S]. Brussels: Comite Europeen de Normalisation, 2005.
- [37] ROSS S M. Peirce's criterion for the elimination of suspect experimental data [J]. Journal of Engineering Technology, 2003, 20(2): 38-41.
- [38] LILLIEFORS H W. On the Kolmogorov-Smirnov test for normality with mean and variance unknown [J]. Journal of the American Statistical Association, 1967, 62(318): 399-402.
- [39] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [40] 代旷宇,于晓辉,吕大刚.钢筋混凝土柱的易损性函数研究[J].工程力学, 2024, 41(1): 219-228.
DAI K Y, YU X H, LYU D G. Fragility functions for reinforced concrete columns [J]. Engineering Mechanics, 2024, 41(1): 219-228. (in Chinese)

(编辑 XXX)