

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2026.03.013

近远场地震作用下西安站雨棚结构地震响应及易损性研究

王立省

(中铁建设集团有限公司, 陕西 西安 710000)

摘要: 大型铁路站房雨棚结构复杂, 抗震性能研究至关重要。以西安站雨棚结构为研究对象, 建立其三维有限元分析模型, 研究雨棚结构在不同水准的反应谱及地震波的作用下位移响应与应力响应。采用增量动力分析方法评估雨棚结构获得地震需求参数与地震动强度指标之间的关系, 回归最大层间位移角与地震动峰值加速度的对数函数关系式, 得到结构在近远场地震作用下的易损性曲线。分析结果表明: 在设防地震 ($PGA = 0.20g$)、罕遇地震 ($PGA = 0.40g$) 和巨震 ($PGA = 0.60g$) 作用下, 结构最大层间位移角分别为 $1/377$ 、 $1/191$ 和 $1/134$, 均满足规范的限值要求, 表现出良好的抗震性能。近场地震的速度脉冲效应使结构动力响应显著增大 $15\% \sim 25\%$, 需求模型不确定性提高, 结构各损伤状态的超越概率均高于远场地震; 远场地震作用下结构损伤风险低, 具备更高的抗倒塌安全储备。

关键词: 雨棚结构; 有限元分析; 地震响应分析; 增量动力分析; 超越概率

中图分类号: TU352.1

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2026)03-0089-08

Seismic Response and Vulnerability of Canopies at Xi'an East Railway Station under Near-field and Far-field Earthquakes

WANG Lixing

(China Railway Construction Co., Ltd., Xi'an, Shaanxi 710000, China)

Abstract: The canopy structures of large railway stations are complex, making research on their seismic performance crucial. Taking the canopy structure of Xi'an East Station as the research object, a three-dimensional finite element analysis model is established to investigate its displacement and stress responses under response spectra of different levels and various seismic waves. An Incremental Dynamic Analysis (IDA) method is employed to obtain the relationship between structural seismic demand parameters and ground motion intensity measures. A logarithmic function relating the maximum inter-story drift ratio to the peak ground acceleration (PGA) is regressed to derive the fragility curves of the structure under near-field and far-field earthquakes. The analysis results indicate that under design basis earthquakes ($PGA = 0.20g$), rare earthquakes ($PGA = 0.40g$), and mega earthquakes ($PGA = 0.60g$), the maximum inter-story drift ratios of the structure are $1/377$, $1/191$, and $1/134$, respectively. All these values meet the limit requirements specified in the Code, demonstrating excellent seismic performance. Furthermore, the velocity pulse effect of near-field earthquakes significantly amplifies the structural dynamic responses by $15\% \sim 25\%$ and increases the demand model uncertainty, with the exceedance probabilities of all structural damage states being higher than those under far-field earthquakes. Under far-field earthquakes, the structure exhibits a lower damage risk and possesses a higher safety margin against collapse.

Keywords: canopy structure; finite element analysis; seismic response analysis; incremental dynamic analysis; exceedance probability

近年来,随着我国交通基础设施的快速发展,高速铁路车站雨棚结构的抗震安全性问题日益受到工程界与学术界的关注^[1-3]。西安东站作为西北地区重要的综合交通枢纽,其大跨度、超长型雨棚结构在地震作用下的动力响应特性及抗震性能亟待深入探究。然而,目前针对此类大跨空间结构的地震响应分析及易损性评估研究仍相对不足,难以充分支撑工程实践中的抗震设计需求。方显^[4]针对 Y 形站台雨棚的装配式混凝土结构设计进行了深入研究,建立了缩尺有限元模型。表明试验数据与有限元分析结果在位移变化趋势、幅度及最大位移值上一致,验证了模型准确性。杨超望^[5]建立三维有限元模型,分析铁路客站在多遇与罕遇地震下动力响应。揭示雨棚结构的薄弱部位为两侧边柱柱脚和梁柱节点处。房胜兵^[6]分别对铁路站台单柱雨棚结构的抗连续倒塌性能和现浇钢筋混凝土单柱雨棚结构的抗震性能进行了深入研究。结果表明,按现行规范抗震设计安全可靠,规范规定的 1/50 最大层间位移角限值能有效保障结构“大震不倒”。郭隆基等^[7]基于 MIDAS Gen 有限元软件,对 RC 框架结构进行了数值模拟分析,研究了结构的倒塌机理、地震响应分析,发现框架柱的破坏与屈服是 RC 框架倒塌的主要因素,为抗震设计提供了参考。

近场地震由于其震源近、地震波传播路径短且包含显著的速度脉冲效应,对大跨度雨棚结构会产生更为显著的不利影响,甚至引发结构损伤或倒塌。所以对大跨、超长雨棚结构在地震作用下的动力响应及抗震性能亟须深入研究。张令心等^[8]按 8 度设防设计并建立了 4、7、10 层三个不同周期的 RC 框架结构有限元分析模型,发现脉冲型地震动作用下中长周期结构的加速度反应谱值虽小,但结构响应更大,建议抗震设计需考虑脉冲效应,且对 RC 框架结构进行抗震设计时应充分考虑近场地震动脉冲效应的影响。郑山锁等^[9]通过 66 个 RC 框架结构的倒塌易损性分析,指出按中国规范设计的结构在 7.5 度设防时抗倒塌能力最弱,且特大地震作用下倒塌概率显著增加,为 RC 框架结构场地效应和结构易损性分析提供了重要参考。魏世龙等^[10]对结构进行弹塑性分析,研究基于条件均值谱和设计谱选取地震波对易损性曲线的影响。结果表明,基于设计谱时,得到的曲线范围较为集中,基于条件均值谱时,曲线较为分散。艾在军^[11]对比分析近场地震动对 RC 框架结构的地震响应影响,研究结果表明,不同特性近场地震对梁和柱引起的结构损伤有

显著区别,计算时需充分考虑这些特性。增量动力分析方法能够全面获取结构的非线性响应,从概率维度精确量化抗震性能,有效揭示结构中的薄弱区域。谭倩等^[12]通过增量动力分析方法,揭示了近场地震下多层 RC 框架结构的抗震性能不足,并提出了抗震设计改进建议。

因此,以西安东站混凝土雨棚结构为研究对象,结合近、远场地震动特性,通过增量动力分析方法,研究结构地震响应规律,并建立概率地震易损性模型,为该类结构的抗震设计及性能评估提供理论依据。

1 数值模型建立

1.1 计算模型

西安东站的雨棚尺寸为 306 m × 54 m,高度为 9.5 m。该工程采用混凝土多柱雨棚结构体系,其安全等级为一级,结构重要性系数取 1.1,雨棚的设计使用寿命为 50 年,工程抗震设防烈度为 8 度(0.20 g),场地类别为 II 类,设计地震分组为第一组,场地特征周期取 0.35 s。材料选用方面,为保证主要承重构件具有足够的抗震性能,梁、柱等主体结构构件均采用 C50 高强度混凝土;雨棚板选用 C40 混凝土。屋面板设计中,板厚采用 150 mm。选取一个结构单元如图 1 所示。

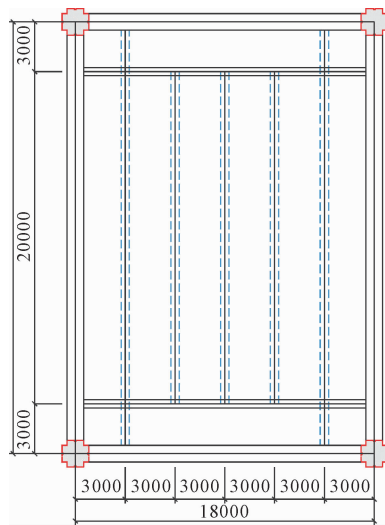


图 1 结构单元详图

1.2 模型构建

采用 MIDAS/Gen 建立西安东站雨棚结构的有限元模型。雨棚柱截面为十字形,雨棚梁按照形状分为矩形梁与异形梁。采用先节点后单元的建模方法构建整体结构,梁、柱采用空间梁单元,可准确模

拟其在轴力、弯矩、剪力及扭矩耦合作用下的响应;屋面板采用板单元,能合理反映面内外刚度。材料本构模型采用塑性损伤模型模拟混凝土的非线性、刚度退化及累积损伤行为,采用双折线随动强化模型模拟钢材的屈服与强化。将荷载按规范转换为质量矩阵,并设置双向地震输入进行增量动力分析。边界条件柱底采用固接约束,模拟与承台的刚性连接;梁柱节点按刚接处理,有限元模型如图2所示。

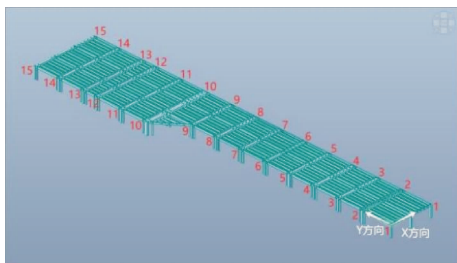
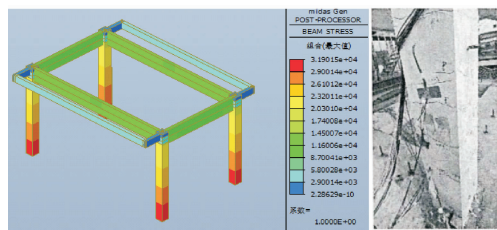


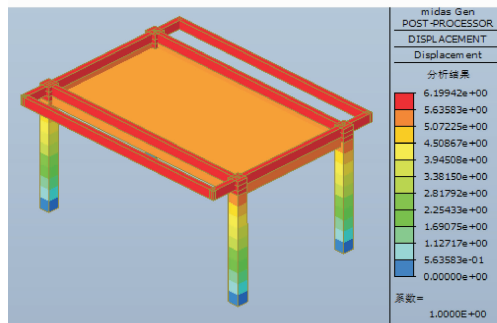
图2 有限元分析模型

1.3 有限元模型验证

为验证有限元模型的准确性,采用已有装配式钢筋混凝土铁路客运站雨棚结构抗震性能试验^[13]进行对比分析。图3(a)为梁单元内力图,最大应力为31.9 MPa。有限元模型在双向地震作用下的计算结果如图3(b)所示,柱顶最大位移为6.20 mm,振动台试验中双向地震作用下最大位移6.48 mm。两者相差4.6%,误差小于5%。以上证明建立的模型能够较好地模拟同类雨棚结构在地震作用下的地震响应。



(a) 结构梁柱内力图



(b) 结构位移云图

图3 地震波作用下结构受力图

2 反应谱响应分析

根据《建筑抗震设计规范》^[14] (GB 50011—2016)的规定,对西安东站雨棚结构进行了多遇地震、设防地震、罕遇地震和巨震四个水准的地震响应分析。多遇地震($PGA = 0.07g$)下的结构最大位移为12.26 mm,层间位移角为1/1076,结构处于弹性阶段,无需修复;设防地震($PGA = 0.20g$)下的结构最大位移为35.02 mm,层间位移角为1/377,结构近似处于弹性阶段,无需修复;罕遇地震($PGA = 0.40g$)下的结构最大位移为69.11 mm,层间位移角为1/191,允许非承重构件损坏,但承重构件破坏不严重,修复后可继续使用;巨震($PGA = 0.60g$)下的结构最大位移为98.75 mm,层间位移角为1/134,结构虽受损但未倒塌,表明其具有良好的抗震性能。

3 地震波响应分析

3.1 地震波选取

根据规范选取II类场地采集 Imperial Valley-06波、San Fernando波和人工(AR)波,其与设防地震下规范的反应谱在各个周期点上相差不大于20%。且 Imperial Valley-06波代表近场方向性脉冲, San Fernando波代表远场高频振动,三者组合可更全面评估结构抗震性能。采用强度修正法,对选取的三条地震波的地震加速度峰值进行调幅,加速度峰值调整为 2.0 m/s^2 (设防地震),步长0.02 s,有效持续时间25 s以内,将地震波双向输入结构,主次方向加速度比例1:0.85($X:Y = 1:0.85$)^[15]。

3.2 不同地震波下结构的位移曲线

图4展示了在不同地震波作用下,十字型钢钢筋混凝土柱柱顶位移的峰值情况。由图4可知,对比三条地震波的结果,Imperial Valley-06波下柱顶最大位移为46.9 mm,层间位移角为1/281; San Fernando波下柱顶最大位移为35.3 mm,层间位移角为1/374; AR波下柱顶最大位移为42.1 mm,层间位移角为1/314。Imperial Valley-06波输入引起的最大位移明显高于其他两条地震波,对结构的破坏程度最大。结构在AR波、Imperial Valley-06波和 San Fernando波三种地震波作用下的动力响应分析表明,各工况最大层间位移角均控制在1/281~1/374范围内,充分验证了结构良好的抗震性能。

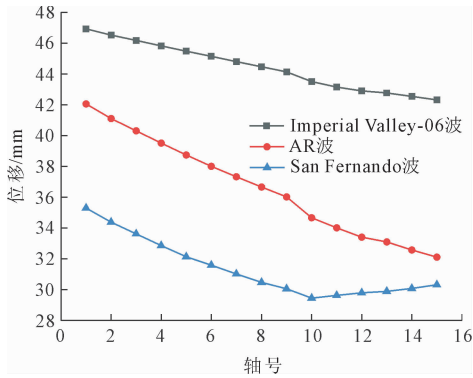


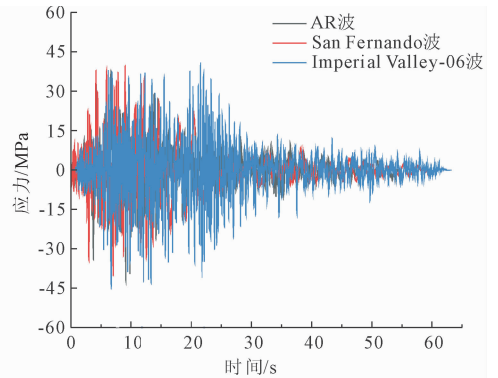
图 4 地震柱顶位移峰值曲线

3.3 结构应力响应分析

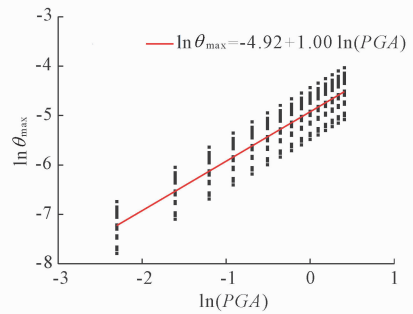
在不同地震波作用下,结构呈现出明显的应力分布差异,如图 5(a)所示。对结构进行罕遇地震作用下的动力响应计算。在 San Fernando 波和 Imperial Valley-06 波作用下的最大应力分别为 40.8 MPa 和 45.2 MPa,而在 AR 波下,混凝土柱单元最大应力达到 42.5 MPa。San Fernando 波、Imperial Valley-06 波和 AR 波作用下应力峰值出现的时间分别为 7.0、6.7、9.1 s。对比分析表明,Imperial Valley-06 波对结构产生的动力响应最显著。

图 5(b)为远场地震下结构层间位移角与 PGA 的概率需求曲线,呈良好对数线性关系,远场地震变形需求更低、响应更稳定,为易损性分析提供可靠基础。图 5(c)为近场 Imperial Valley-06 波作用下的应力云图,应力集中于边柱柱底与节点区,呈由下至上递减分布,最大应力 45.2 MPa 未超限;近场脉冲效应扩大高应力区、加剧局部损伤,但结构薄弱部位明确、损伤可控,整体抗震性能良好。

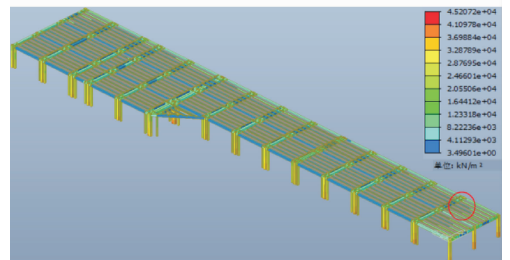
三条地震波均在第 2 轴右侧边柱柱底出现明显的应力集中,图 5(c)为 Imperial Valley-06 波下应力详图,结构整体应力分布呈现梯度变化特征,从柱顶区域向下延伸,应力水平逐渐升高,这种应力分布模式反映了结构在地震作用下的整体变形特征。Imperial Valley-06 波不仅导致更高的应力峰值,还使得高应力区域范围显著扩大,这种差异充分体现了近场地震动对结构动力响应的特殊影响。但局部区域应力未超过混凝土抗压强度,表明其具有良好的抗震性能。而 San Fernando 波下的应力分布较为均匀,高应力区域范围相对有限,其应力峰值出现的时间更为延后且数值更低,充分体现了远场地震波接近于稳态往复荷载的特点,表明结构在远场地震波下损伤风险更低。



(a) 时程应力曲线



(b) 概率地震需求分析



(c) Imperial Valley-06 应力图

图 5 结构应力响应图

4 易损性分析

4.1 地震波选取

基于美国太平洋地震工程研究中心(PEER)强震数据库,以震中距 20 km 作为远、近场地震动的划分界限,按照地震波在基本周期的反应谱与规范反应谱的契合程度,以及峰值加速度(PGA)的大小,筛选出 20 条近场地震记录及 20 条远场地震记录,地震波详细信息如表 1 所示。并对所选取的地震波进行调幅,将每条波的峰值加速度从 0.1g 调幅至 1.5g,共 15 次。

通过对所选用的 20 条近场与 20 条远场地震波进行加速度反应谱计算,并分别绘制其个体谱曲线及平均谱曲线如图 6 所示。通过近场地震下和远场地震下的反应谱对比以直观对比两类地震动的频谱特性差异。对比图 6(a)与图 6(b)可见,近场地震

表 1 地震动记录

近场地震动				远场地震动			
地震名称	PGA/g	地震名称	PGA/g	地震名称	PGA/g	地震名称	PGA/g
San Fernando (Pocoima Dam)	1.22	Northridge (Arleta and Nordhoff Fire Station)	0.34	Imperial Valley-06 (Plaster City)	0.043	Northridge-01 (Inglewood-Union Oil)	0.091
San Fernando (8244 Orion Blvd)	0.67	Imperial Valley-06 (Calexico Fire Station)	0.17	Imperial Valley-07 (Delta)	0.118	Northridge-01 (Newport Beh-Newport & Coast)	0.103
San Fernando (San Fernando)	0.31	Imperial Valley-06 (Compuertas)	0.19	Loma Prieta (Belmont-Envirotech)	0.108	Chi-Chi, Taiwan (TCU006)	0.077
Loma Prieta (Gilroy Historic Building)	0.29	Imperial Valley-06 (Parachute Test Site)	0.46	Loma Prieta (Berkeley LBL)	0.049	Chi-Chi, Taiwan (TCU052)	0.082
Loma Prieta (Gilroy Array #2)	0.26	Imperial Valley-06 (EC County Center FF)	0.24	Loma Prieta (Golden Gate Bridge)	0.233	Chi-Chi, Taiwan (TCU075)	0.045
Loma Prieta (Gilroy Array #3)	0.37	Imperial Valley-06 (Brawley Airport)	0.22	Loma Prieta (Palo Alto-SLAC Lab)	0.277	Chi-Chi, Taiwan (TCU045)	0.008
Loma Prieta (Saratoga-Aloha Ave)	0.32	Chi-Chi, Taiwan (TCU065)	0.71	Loma Prieta (Salinas-John & Work)	0.092	Chi-Chi, Taiwan (TCU068)	0.021
Loma Prieta (Saratoga-W Valley Coll)	0.33	Chi-Chi, Taiwan (TCU102)	0.51	Landers (Barstow)	0.13	Chuetsu-oki, Japan (Joetsu Yanagishima paddocks)	0.185
Northridge (Sylmar County Hosp)	0.60	Chi-Chi, Taiwan (TCU084)	0.36	Northridge-01 (Malibu-Point Dume School)	0.13	Chuetsu-oki, Japan (Joetsu Aramaki District)	0.064
Northridge (Santa Monica, City Hall Grounds)	0.37	Chi-Chi, Taiwan (CHY024)	0.44	Northridge-01 (LA-Obregon Park)	0.355	Iwate Japan (Matsuyama City)	0.084

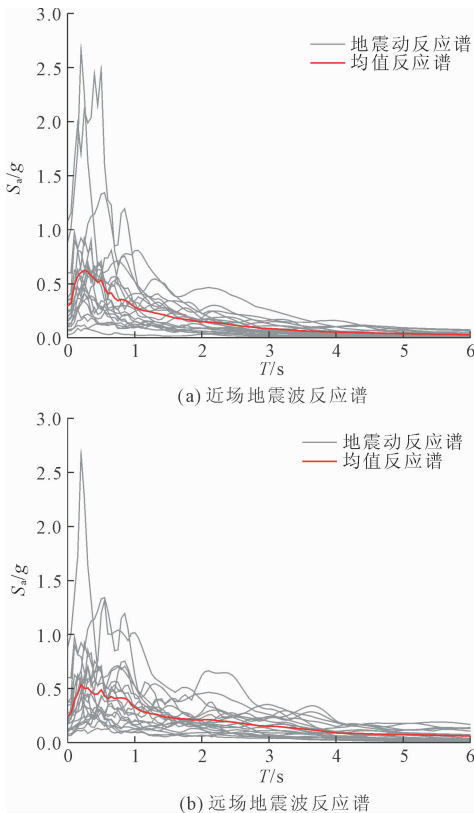


图 6 地震动及均值反应

波反应谱在短周期范围内显著高于远场地震波,尤其在0.5~2.0 s 区间内差异明显,近场地震波的平均反应谱幅值峰值高出远场地震波约 30%,反映了近场地震动富含高频成分与速度脉冲特性,对结构影响更为显著,而远场地震波反应谱的谱形则相对平缓,更接近于平稳的随机振动。

4.2 概率地震需求分析

构建结构地震易损性模型,首要步骤是实施概率地震需求分析(PSDA)^[16]。PSDA 旨在揭示结构地震响应与地面运动强度之间的统计关联,得到结构损伤指标(DM)和地震动强度指标(IM)的关联。选取最大层间位移角 θ_{max} 作为 DM,将峰值地面加速度(PGA)作为 IM^[17]。

通过对结构进行 IDA 分析,得到各工况下结构最大层间位移角 θ_{max} ,然后记录这些响应和 PGA,当以最大层间位移角 θ_{max} 作为结构地震响应参数,以地震峰值加速度 PGA 作为地震动强度指标时,两者一般服从幂指数回归关系: $\theta_{max} = a(PGA)^b$ 。对该式两边分别取对数,则有: $\ln \theta_{max} = \beta_0 + \beta_1 \ln(PGA)$ 。其中, $\beta_0 = \ln a, \beta_1 = b$,通过参数回归分析计算得到近场地震下的 β_0 为 -4.80 以及 β_1 为 0.97,远场地震

下的 β_0 为 -4.92 以及 β_1 为 1.0 。计算结果拟合得到概率需求分析曲线如图 7 所示。

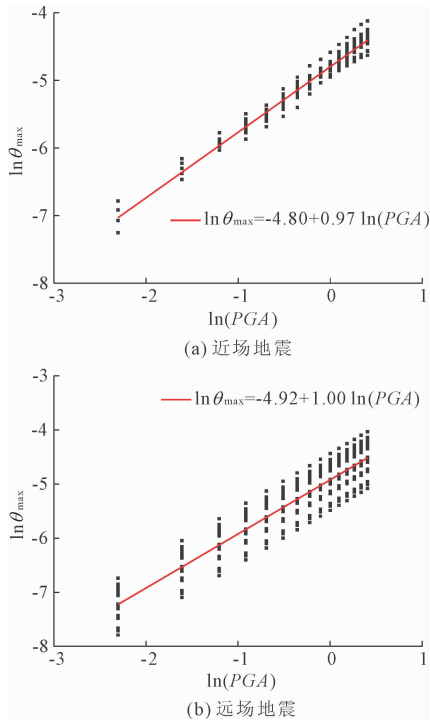


图 7 近远场地震需求分析曲线

研究表明,近场与远场地震作用下的概率地震需求模型存在显著差异,具体表现为近场地震的 β_0 大于远场地震的 β_0 。由于 β_0 表征 $PGA = 1g$ 时的 $\ln\theta_{\max}$ 值,该差异直接证明近场地震的速度脉冲效应会显著放大结构动力响应,增幅约 8.3% ,进而降低结构抗震可靠性。同时,结构响应均呈现对数正态分布特征,对数标准差 $\beta_{D/IM}$ 反映了概率地震需求模型的不确定性,按照式(1)可分别计算出近场地震的 $\beta_{D/IM} = 0.488$,远场地震的 $\beta_{D/IM} = 0.491$ 。可以看出,近场地震不确定性略低于远场地震,这一现象可能与脉冲型地震动的特殊频谱特性有关。

$$\beta_{D/IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\ln(\theta_{\max,i}) + (\ln(\theta_{\max}))^2)}{N-2}} \quad (1)$$

式中: $\beta_{D/IM}$ 为不同设防水平框架结构概率地震需求模型的对数标准差; N 为回归分析数据点的数量; $\theta_{\max,i}$ 为第 i 个点的最大层间位移角; θ_{\max} 为所有点之中的最大层间位移角。

4.3 结构地震易损性分析

通过概率密度函数积分表征结构抗震性能,当输入地震动强度确定时,结构响应超过某损伤阈值的能力条件概率^[18],其数学表达式为:

$$F_D(x) = \Phi\left[\frac{\ln x - \ln m_R}{\beta_R}\right] \quad (2)$$

$$m_R = \exp\left(\frac{\ln m_c - \beta_0}{\beta_1}\right) \quad (3)$$

$$\beta_R = \sqrt{\frac{\beta_{D/IM}^2 + \beta_c^2}{\beta_1^2}} \quad (4)$$

式中: $F_D(x)$ 为结构在给定地震强度下超过其损伤状态的概率(超越概率),其中 x 为标准正态分布变量; β_0 、 β_1 和 $\beta_{D/IM}$ 共同构成结构概率地震需求模型参数; m_R 为结构在不同破坏极限状态下的抗震能力中位值; β_c 表征结构抗震能力的离散程度,按规范取值为 0.25 ; β_R 为标准差; m_c 为结构在不同破坏状态(轻微、中等、严重、倒塌)下的层间位移角限值中位数,具体数值参见表 2 所示。

表 2 最大层间位移角 m_c 限值

破坏等级	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌破坏
层间位移角限值	1/500	1/250	1/125	1/50

按式 3 可计算出,近场地震对应的中位强度参数取值为 $m_{R,轻微} = 0.233$, $m_{R,中等} = 0.475$, $m_{R,严重} = 0.971$, $m_{R,倒塌} = 2.498$,标准差 β_R 为 0.488 ;远场地震动其对应的中位强度参数取值为 $m_{R,轻微} = 0.274$, $m_{R,中等} = 0.548$, $m_{R,严重} = 1.096$, $m_{R,倒塌} = 2.740$,标准差 β_R 为 0.491 。通过式(2)的计算可以得到近场地震及远场地震作用下结构失效概率曲线如图 8 所示。

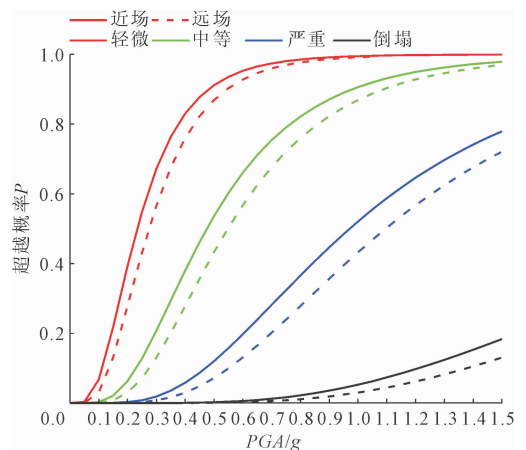


图 8 地震作用易损性曲线

由图 8 可知,当结构处于 $PGA = 0.07g$ 的多遇地震时,近远场地震结构发生轻微破坏的概率分别为 3.1% 、 1.5% ,但不影响正常使用;当结构处于 $PGA = 0.2g$ 的设防地震时,近远场地震结构发生中

等破坏的概率分别为 6.2%、3.0%；当结构处于 $PGA=0.4g$ 的罕遇地震时，近远场地震结构发生严重破坏的概率分别为 5.8%、3.0%，结构的损伤可控，经修复后可继续使用；在 $PGA=0.6g$ 的巨震作用下，近远场地震结构发生严重破坏的概率分别为 19.7%、13.1%，而发生倒塌的风险均相对较低，仅为 5.8%、2.3%。同时，结构在远场地震作用下的抗倒塌能力中位值 $m_{R,倒塌}$ 为 1.25 g，而在近场地震作用下降低至 1.15 g，降幅达到 8%。分析结果可知，近场地震对结构的易损性影响更加显著；但在大震作用影响下，速度脉冲效应的影响逐渐减弱。

根据曲线分析结果可知，在 PGA 相同的情况下，结构在近场地震作用下的超越概率始终高于远场地震作用下的超越概率。值得注意的是，随着 PGA 的增大，近场地震与远场地震作用下结构超越概率的差距呈现逐渐减小的趋势，在 PGA 较小时，近场地震特有的速度脉冲效应会显著增加结构的抗震易损性。然而在高强度地震作用时，虽然近场地震作用下的超越概率仍然较高，但速度脉冲效应对结构地震易损性的影响程度明显减弱。当 PGA 为 1.5g 的极限状态下，近场地震下结构的倒塌概率仅为 18.3%，可以看出该结构抗震性能优异。综上所述，由于近场地震特有的速度脉冲效应，结构的抗震性能受到更显著的影响，导致其在近场地震作用下更易发生损伤、破坏，甚至倒塌。

4.4 结构的倒塌储备系数

地震易损性曲线虽然能够全面评估结构在不同强度地震作用下的抗倒塌性能，但为进一步量化结构的抗倒塌安全储备，美国 FEMA-695 规范^[19]推荐采用倒塌储备安全系数 (Collapse Margin Ratio, 简称 CMR) 作为评价指标。 CMR 的计算公式为结构在 50% 倒塌概率对应的地震动强度 $IM_{50\%倒塌}$ 与罕遇地震作用下规定的地震动强度 $IM_{大震}$ 的比值。其中， $IM_{50\%倒塌}$ 需要通过 IDA 曲线或地震易损性曲线确定，反映了结构实际抗倒塌能力；而 $IM_{大震}$ 则依据抗震规范取值，代表设防要求的地震作用水平。得到以下公式：

$$CMR = IM_{50\%倒塌} / IM_{大震} \quad (5)$$

从近场地震动作用下的易损性曲线中确定当结构倒塌概率达到 50% 时，对应的谱加速度 $IM_{50\%倒塌}$ 为 1.920 g。同时，根据规范对 8 度设防区罕遇地震的要求，取 $IM_{大震}$ 为 0.4081 g。通过计算可得该结构的 CMR 值为 4.705。

$$CMR = \frac{1.920g}{0.4081g} = 4.705 \quad (6)$$

研究表明^[20]，对于一般建筑结构， CMR 值达到 2.7 即可满足基本的抗震安全要求。雨棚结构的 CMR 值远超 2.7 的要求，表明其具有非常充裕的抗倒塌安全储备。这一结果与易损性分析中显示的极低倒塌概率相互印证，充分证明了西安站雨棚结构优异的抗震性能，完全满足“大震不倒”的抗震设防目标。

5 结论

以西安站大跨度、超长雨棚结构为研究对象，通过建立非线性分析模型，研究了该结构在近、远场地震作用下的地震响应及易损性。主要结论如下：

(1) 在近场地震波 AR 波、San Fernando 波、Imperial Valley-06 波作用下，结构的最大层间位移角始终控制在 1/50 的规范限值以内，完全满足现行抗震规范对结构变形性能的要求。其中，Imperial Valley-06 波引起的动力响应最为显著，柱顶最大位移达 46.9 mm，层间位移角为 1/281；应力最大峰值达到 45.2 MPa。

(2) 概率地震需求分析结果表明，近场地震作用下结构的最大层间位移角响应 ($\beta_0 = -4.80$) 大于远场地震 ($\beta_0 = -4.92$)，说明近场地震波的速度脉冲效应会放大结构动力响应，对抗震性能更为不利。抗震能力中位值 $m_{R,倒塌}$ 从远场地震作用下的 1.25g 显著降低至近场地震作用下的 1.15g，降幅达到约 8%；说明近场地震会削弱结构的抗倒塌能力。

(3) 地震易损性分析显示，近场地震波下结构各损伤状态的超越概率均高于远场地震，尤其在中小地震强度 ($PGA < 0.6g$) 时更显著。多遇地震 ($PGA = 0.07g$) 时，近场地震轻微破坏概率 3.1%，远场仅 1.5%；设防地震 ($PGA = 0.2g$) 时中等破坏概率分别为 6.2% 和 3.0%；罕遇地震 ($PGA = 0.4g$) 下严重破坏概率达 5.8% 和 3.0%，且倒塌概率均低于 0.1%，满足我国抗震要求。

(4) 西安站雨棚结构的倒塌储备系数 (CMR) 为 4.705。显著高于规范中对一般建筑结构 $CMR \geq 2.7$ 的基本抗震安全要求，表明雨棚结构在地震作用下具有非常充裕的安全裕度和抗倒塌储备。

参考文献：

- [1] 刘传平, 吴邑涛, 杨兴据, 等. 基于多尺度建模的高铁站雨棚结构抗连续倒塌分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2022, 39(03): 92-100.

- [2] 李 植. 铁路旅客站房圆柱面壳结构的地震响应分析[J]. 结构工程师, 2024, 40(04): 66-75.
- [3] 陈月平, 温 恺, 周大兴. 铁路客站装配式钢筋混凝土雨棚发展与适用性分析[J]. 施工技术, 2021, 50(10): 12-15, 21.
- [4] 方 显. Y 形站台雨棚装配式混凝土结构设计研究[J]. 建筑结构, 2025, 55(04): 7-11.
- [5] 杨超望. 铁路客站板壳结构站台雨棚抗震性能分析[J]. 铁道标准设计, 2023, 67(02): 137-142.
- [6] 房胜兵. 铁路站台现浇钢筋混凝土单柱雨棚结构抗震性能研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2024, 46(03): 121-129.
- [7] 郭隆基, 何满潮, 翟定军, 等. 基于 MIDAS Gen 的多层钢筋混凝土框架结构倒塌数值模拟分析[J]. 科学技术与工程, 2023, 23(14): 6139-6147.
- [8] 张令心, 王子铭, 朱柏洁. 近场地震动对我国 RC 框架结构地震响应影响分析[J]. 世界地震工程, 2024, 40(04): 39-50.
- [9] 郑山锁, 温桂峰, 董立国, 等. RC 框架结构倒塌地震易损性评估[J]. 土木与环境工程学报(中英文), 2022, 44(05): 177-188.
- [10] 魏世龙, 韩建平. 基于结构等效周期选择和谐匹配方法对 RC 框架结构地震易损性分析的影响[J]. 工程抗震与加固改造, 2023, 43(02): 135-142.
- [11] 艾在军. 近场脉冲型地震动与远场地震动作用下 RC 框架结构的反应分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2025, 47(01): 10-19.
- [12] 谭 倩, 杨 杰, 张耀庭. 近场地震作用下多层 RC 框架的地震易损性分析[J]. 地震工程与工程振动, 2021, 41(04): 165-176.
- [13] 张文明. 装配式钢筋混凝土铁路客运站雨棚结构抗震性能试验研究[D]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 2025.
- [14] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [15] 康 林, 崔佳伟, 严武建, 等. 基于概率地震需求模型的兰新高铁桥梁近断层地震易损性分析[J]. 地震工程学报, 2024, 46(03): 644-654.
- [16] 石运东, 卫旺旺, 丁 阳, 等. 三维隔震钢框架结构及内部非结构构件地震易损性研究[J]. 工程力学, 2024, 41(01): 149-159.
- [17] 聂红鑫, 曹宝珠, 于 莹, 等. PBEE 框架下基于 IDA 方法的超高层耗能结构地震易损性分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2022, 44(03): 14-22.
- [18] 高和平. 近场地震下钢框架结构地震易损性分析[J]. 华南地震, 2022, 42(01): 147-152.
- [19] FEMA 695 Quantification of building seismic performance factors[S]. California, US: Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [20] 马恺泽, 王彦鹏, 张少磊. 基于增量动力分析的钢框架-混凝土剪力墙结构地震易损性[J]. 科学技术与工程, 2019, 19(20): 339-344.

(上接第 61 页)

- [8] 李丽媛, 孙科章. 两种减震产品在高烈度区某医疗建筑中的对比分析[J]. 建筑结构, 2023, 53(S2): 820-824.
- [9] 翁志英, 刘佳欣, 吴应雄, 等. 混合减震加固底盘-塔楼框架结构易损性分析[J]. 水利与建筑工程学报, 2025, 23(04): 46-54.
- [10] 商吴江. BRB + VFD 减震加固大底盘单塔楼多层框架结构抗震性能研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2025, 23(03): 143-150.
- [11] GB50011—2010 建筑抗震设计规范(2016 版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.
- [12] 曾德民, 王 斌, 刘立德, 等. 基于满足正常使用要求的钢框架医疗建筑减震对比分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2025, 47(04): 113-122.
- [13] 周玉娟, 王曙光. 框架结构线性黏滞阻尼器双目标同步优化布置研究[J]. 振动工程学报, 2023, 36(01): 44-51.
- [14] Wen Qianxin, Xie Linlin, Yang Cantian, et al. Seismic resilience of RC frame-shear wall structure equipped with PDYBRB, BRB, and VFD[J]. Structures, 2025, 75: 108664.