季静,苏国强,林静聪,等.不同层间位移角限值下高烈度区剪力墙结构抗震安全性和韧性研究[J].地震工程学报,2026,48(5):1028-1039.DOI:10.20000/j.1000-0844.20240423003
JI Jing,SU Guoqiang,LIN Jingcong,et al.Seismic safety and resilience of shear wall structures in high-intensity areas under different drift ratio limits[J].China Earthquake Engineering Journal,2026,48(5):1028-1039.DOI:10.20000/j.1000-0844.20240423003

# 不同层间位移角限值下高烈度区剪力墙结构抗震安全性和韧性研究

季 静[1,2],苏国强[2],林静聪[2],吴梓楠[2],韩小雷[1,2]
(1.华南理工大学 亚热带建筑与城市科学全国重点实验室,广东 广州 510640;
2.华南理工大学 土木与交通学院,广东 广州 510640)

**摘要**:在高烈度地区,若严格采用《高层建筑混凝土结构技术规程》规定的弹性层间位移角限值进行结构设计,易导致竖向构件数量偏多、截面尺寸偏大,进而影响建筑使用功能和经济性。为探讨《建筑抗震性能化设计标准》中放松层间位移角限值的合理性,结合高烈度地区新疆喀什的工程实例,参考两本规范,设计三个刚度依次递减的剪力墙结构模型,对比其在整体计算指标、经济性和碳排放方面的差异,并采用基于构件变形的抗震性能评估方法,量化结构在罕遇地震作用下的构件损伤程度和修复成本。结果表明,三个模型在大震作用下均表现出合理的屈服机制和良好的抗震韧性;同时,适当放松弹性层间位移角限值的结构具有更优的经济效益和减碳效果,高烈度地区剪力墙结构在小震作用下的弹性层间位移角限值可适当放松至1/500。

**关键词**:高烈度区;层间位移角限值;性能化设计;抗震韧性
**中图分类号**:TU352;TU973 **文献标志码**:A **文章编号**:1000-0844(2026)05-1028-12
DOI:10.20000/j.1000-0844.20240423003

# Seismic safety and resilience of shear wall structures in high-intensity areas under different drift ratio limits

JI Jing[1,2], SU Guoqiang[2], LIN Jingcong[2], WU Zinan[2], HAN Xiaolei[1,2]
(*1. State Key Laboratory of Subtropical Building and Urban Science, South China University of Technology, Guangzhou 510640, Guangdong, China;*
*2. School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou 510640, Guangdong, China*)

**Abstract**: In high-intensity areas, structures designed according to the elastic story drift ratio limit specified in the national standard *Technical Specification for Concrete Structures of Tall Buildings* often require numerous vertical components with large cross-sectional dimensions, which adversely affect building functionality and economy. To investigate the rationality of relaxing the story drift ratio

**收稿日期**:2024-04-23
**基金项目**:国家自然科学基金项目(52378515);亚热带建筑科学国家重点实验室自主研究课题(2022KA02)
**第一作者简介**:季 静(1963-),女,教授,主要从事建筑结构抗震研究。E-mail:cvjingji@scut.edu.cn。
**通信作者**:林静聪(1996-),男,博士研究生,主要从事高层建筑结构抗震研究。E-mail:1119533706@qq.com。

limit as recommended in a group standard—*Standard for Performance-based Seismic Design of Building Structures* —three shear wall structures with progressively reduced stiffness were designed based on the standards, considering the high-intensity region of Kashgar, Xinjiang, as an engineering case study. This study compared the overall structural, economic, and carbon emission indices of the three structures. Further, a deformation-based structural seismic performance evaluation method was employed to quantify the structural component damage level and repair cost under rare earthquakes. The results indicate that all three structures exhibit desirable yielding mechanisms and satisfactory seismic resilience under rare earthquakes; meanwhile, the structures designed with relaxed story drift ratio limits demonstrate superior economic efficiency and carbon reduction benefits. The elastic story drift ratio limit for shear wall structures in high-intensity areas can be relaxed to 1/500 under frequent earthquakes.

**Keywords**: high-intensity area; story drift ratio limit; performance-based design; seismic resilience

## 0　引言

近年来，全球强震灾害频发[1-2]，对结构的抗震安全提出了更高要求。为保证建筑的使用性能与抗倒塌能力，国内外抗震规范普遍对结构在地震作用下的层间位移角进行了限制，即通过提高结构刚度来减小侧向变形，从而降低损伤程度[3]。然而，在高烈度地区，为满足现行规范的层间位移角限值，往往需要布置数量更多、截面更大的竖向构件，这不仅影响建筑使用功能和项目经济性，也可能因结构刚度过大而导致地震作用增强，反而不利于结构抗震[4]。

我国规范《高层建筑混凝土结构技术规程（JGJ 3—2010）》[5]（以下简称全国《高规》）将钢筋混凝土（Reinforced Concrete，RC）构件开裂时的层间位移角取为小震作用下结构的弹性层间位移角限值，其中剪力墙结构的限值为1/1 000。方小丹[6]指出，带裂缝工作的混凝土构件只要钢筋未屈服、裂缝宽度可控，仍可视为处于弹性状态，不影响结构耐久性，因此认为全国《高规》[5]对层间位移角的限制偏于严格。李坤等[7]、邓明科等[8]进一步提出，层间位移角可分为有害层间位移角和非受力层间位移角，前者更能反映以弯曲变形为主的剪力墙结构的实际受力与破坏状态，因而不宜直接采用现行规范中的层间位移角限值来控制结构在地震作用下的性能。

凌育洪等[9]建议将剪力墙结构的弹性层间位移角限值调整至与美国规范相近的水准，即1/550。韩小雷等[3]通过罕遇地震下结构安全性复核，验证了RC框架、剪力墙、框架-剪力墙和框架-核心筒四类结构体系的弹性层间位移角限值可放松至1/500。中国勘察设计协会发布的《建筑结构抗震性能化设计标准（T/CECA 20024—2022）》[10]（以下简称《抗震性能标准》）亦规定，若混凝土结构在大震作用下具备合理的屈服机制和耗能模式，并能够满足设定的抗震性能水准，其在小震下的层间位移角限值可放松至1/500。合理放松层间位移角限值不仅能带来较显著的经济效益[11]，也有助于减少建材用量，推动实现“双碳”目标下的红色建筑发展[12]。

本文首先针对高烈度区高层建筑结构，依据现行规范设计三组层间位移角限值逐步放松的结构模型，并对其经济性和减碳效果进行分析；随后，基于新疆喀什地区采集的128条强震记录，开展结构在大震作用下的动力弹塑性时程分析；最后，采用基于构件变形的抗震性能化评估方法，对结构损伤进行精细化评估，并量化其在大震作用下的直接经济损失和修复费用。

## 1　结构模型的建立

### 1.1　模型设计

新疆喀什某20层剪力墙结构，首层层高6.0 m，2～10层层高3.0 m，11～20层层高4.9 m，建筑总高度83.9 m。结构抗震设防类别为丙类，抗震设防烈度为8度（0.30$g$），设计地震分组为第三组，场地类别为Ⅱ类，场地特征周期为0.45 s。地面粗糙度类别为B类，设计基本风压为0.55 kN/m$^2$。

采用YJK结构设计软件对该结构进行小震作用下的弹性设计。为探讨高烈度区钢筋混凝土结构小震弹性层间位移角限值放松的可行性，首先基于全国《高规》[5]规定的弹性层间位移角限值建立模型A；随后通过增大剪力墙开洞、减小墙肢厚度和长

度等措施，逐步削弱结构刚度，建立弹性层间位移角限值分别放松至1/700和1/500的模型B和C。三个模型的标准层结构平面布置如图1所示，构件截面尺寸信息列于表1。各模型结构构件受力钢筋均采用HRB400，不同楼层混凝土强度等级列于表2。

### 1.2 性能目标

当前相关研究多采用结构在罕遇地震作用下的最大层间位移角等宏观指标来评估整体损伤，但这类指标难以直接、准确地反映构件层面的损伤程度。为此，可采用基于构件性能的抗震设计方法[13]，从构件层次定量评估结构在地震作用下的损伤状况。根据结构受力体系与构件变形特征，并依据全国《高规》[5]和《抗震性能标准》[10]的相关规定，

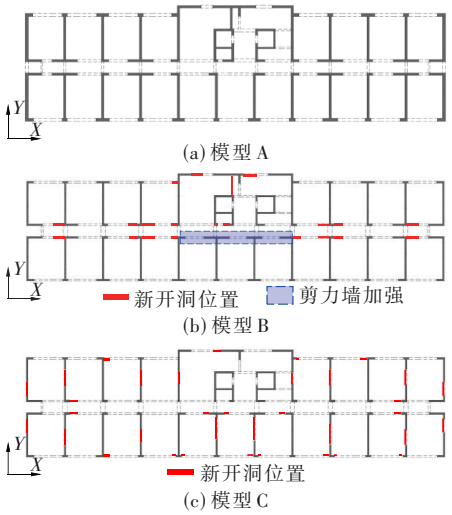



图1 结构标准层平面布置图

Fig. 1 Standard floor layout of the structure

表1 构件截面设计信息

Table 1 Section design information of members

| 模型 | 剪力墙厚度/mm | | 连梁尺寸(长×宽)/(mm×mm) | | 框架梁尺寸(长×宽)/(mm×mm) | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | X向 | Y向 | X向 | Y向 | X向 | Y向 |
| A | 400(外部)<br>300(内部) | 400(外部)<br>300(内部) | 400×700(外部)<br>300×700(内部) | 300×1 500 | 400×700(外部)<br>300×700(内部) | 300×700 |
| B | 300 | 200 | 300×700 | 600×400 | 300×700 | 300×700 |
| C | 1/500 | 300 | 200×700 | 200×700 | 600×400 | 200×700 |

表2 混凝土强度等级

Table 2 Concrete strength grade

| 模型 | 楼层 | 剪力墙 | 连梁、框架梁 | 板 |
|---|---|---|---|---|
| A | 1～6 | C50 | C30 | C30 |
| | 7～10 | C45 | | |
| B | 11～15 | C40 | | |
| | 16～20 | C35 | | |
| C | 1～4 | C50 | C35 | C35 |
| | 5～8 | C45 | | |
| | 9～12 | C40 | | |
| | 13～20 | C35 | | |

综合考虑设防烈度、建筑功能重要性和业主要求，确定本工程结构的抗震性能目标为D级。采用“两水准”(多遇地震、罕遇地震)和“两阶段”(多遇地震承载力设计、罕遇地震承载力或弹塑性变形复核)方法，对结构进行抗震性能化设计和复核。不同地震水准下各构件的具体性能目标列于表3。

## 2 小震弹性分析

### 2.1 小震弹性设计结果

三个模型在小震作用下的前三阶周期和最大

表3 构件抗震性能目标

Table 3 Seismic performance objectives of structural members

| 地震作用 | 加速度峰值 | 性能水准 | 层间位移角 | 底部加强区剪力墙 | | 非底部加强区剪力墙 | | 框架梁、连梁 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 控制指标 | 构件损坏状态 | 控制指标 | 构件损坏状态 | 控制指标 | 构件损坏状态 |
| 多遇地震 | 0.11$g$ | 1 | 1/1 000～1/500 | 满足规范承载力要求 | 完好 | 满足规范承载力要求 | 完好 | 满足规范承载力要求 | 完好 |
| 罕遇地震 | 0.51$g$ | 5 | 1/120 | 斜截面抗剪不屈服，正截面变形不超过轻度损坏 | 轻微损坏 | 斜截面抗剪满足最小截面，正截面变形不超过中度损坏 | 中度损坏 | 斜截面抗剪满足最小截面，正截面变形不超过严重损坏 | 部分严重损坏 |

层间位移角如表3所列，完全二次项组合（Complete Quadratic Combination，CQC）方法计算的基底剪力对比列于表4。三个模型的周期比、层间位移角、刚重比、最小刚度比、最小剪重比等整体指标均满足《建筑抗震设计规范》（后简称全国《抗规》）[14]和全国《高规》[5]要求。

**表4　结构周期与层间位移角**

**Table 4　Structural periods and story drift ratios**

| 模型 | 周期/s | | | 最大层间位移角 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 风荷载 | | 地震作用 | |
| | $T_1$ | $T_2$ | $T_3$ | $X$向 | $Y$向 | $X$向 | $Y$向 |
| A | 1.490 | 1.278 | 1.106 | 1/11 987 | 1/5 034 | 1/1 026 | 1/1 013 |
| B | 1.789 | 1.684 | 1.477 | 1/8 247 | 1/2 439 | 1/700 | 1/751 |
| C | 2.256 | 2.189 | 2.013 | 1/4 589 | 1/1 457 | 1/542 | 1/543 |

由表4可知，随着结构刚度逐步降低，模型的基本周期逐渐增大，层间位移角也随之增加。由于在高烈度地区地震作用起控制作用，三个模型在地震作用下的层间位移角均显著大于风荷载下的相应值，且均接近规范规定的限值。

由表5可知，与模型A相比，模型B和C在$X$方向的基底剪力分别降低了22.89%和41.11%，在$Y$方向则分别降低25.91%和45.25%。这表明随着结构刚度的降低，地震作用相应减小。

**表5　结构基底剪力对比**

**Table 5　Comparison of structural base shear forces**

| 模型 | $X$向 | | $Y$向 | |
|---|---|---|---|---|
| | 基底剪力/kN | 与模型A比值 | 基底剪力/kN | 与模型A比值 |
| A | 25 286 | - | 29 232 | - |
| B | 19 498 | 0.77 | 21 657 | 0.74 |
| C | 14 891 | 0.59 | 16 006 | 0.55 |

## 2.2　经济性分析

为量化放松层间位移角限值的经济效益，对三个结构模型主要构件的混凝土和钢筋用量进行统计，结果列于表6。可以看出，与模型A相比，模型B和C的混凝土用量分别减少了25.61%和41.70%，主要体现在竖向构件混凝土用量的降低，这得益于本文通过削弱剪力墙以降低结构刚度的设计方式；钢筋用量分别减少9.92%和10.59%，降幅小于混凝土，说明在层间位移角放松后，结构构件的配筋率有所提高，尤其在对结构刚度影响显著的竖向构件和梁中表现明显。

根据《喀什地区2022年12月建设工程综合价格信息》[15]对三个模型的结构材料成本进行计算和比较，结果如图2所示。在层间位移角放松后，模型B和C的单位面积造价较模型A分别降低17.53%和26.69%，表明在小震设计阶段适当放松层间位移角限值可取得较好的经济效益。

## 2.3　碳排放分析

在建筑全寿命周期中，建筑材料生产阶段的碳排放占比最高，通常超过50%，因此控制结构材料的碳排放是实现建筑领域“双碳”目标的关键环节[12]。

《建筑碳排放计算标准（GB/T 51366—2019）》[16]规定了建材在生产及运输阶段的碳排放计算方法。该阶段单位建筑面积的碳排放$C_{JC}$按下式计算：

**表6　结构构件材料用量统计**

**Table 6　Material consumption statistics of structural members**

| 构件类型 | 模型 | 混凝土用量/$m^3$ | | | | | | | 钢筋用量/t | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | C30 | C35 | C40 | C45 | C50 | 合计 | 与模型A比值 | 合计 | 与模型A比值 |
| 墙 | A | - | 1 887.8 | 1 887.8 | 1 070.1 | 1 717.7 | 6 563.4 | - | 653.8 | - |
| | B | - | 1 241.5 | 1 241.5 | 703.3 | 1 147.8 | 4 334.1 | 0.66 | 528.9 | 0.81 |
| | C | - | 1 344.3 | 606.8 | 410.8 | 547.9 | 2 909.8 | 0.44 | 470.8 | 0.72 |
| 梁 | A | 1 405.9 | - | - | - | - | 1 405.9 | - | 321.6 | - |
| | B | - | 1 230.2 | - | - | - | 1 230.2 | 0.88 | 335.2 | 1.04 |
| | C | - | 1 139.6 | - | - | - | 1 139.6 | 0.81 | 386.3 | 1.20 |
| 楼板 | A | 1 236.8 | - | - | - | - | 1 236.8 | - | 142.3 | - |
| | B | - | 1 283.9 | - | - | - | 1 283.9 | 1.04 | 142.7 | 1.00 |
| | C | - | 1 318.1 | - | - | - | 1 318.1 | 1.07 | 142.2 | 1.00 |
| 合计 | A | 2 642.7 | 1 887.8 | 1 887.8 | 1 070.1 | 1 717.7 | 9 206.1 | - | 1 117.7 | - |
| | B | - | 3 755.6 | 1 241.5 | 703.3 | 1 147.8 | 6 848.2 | 0.74 | 1 006.8 | 0.90 |
| | C | - | 3 802 | 606.8 | 410.8 | 547.9 | 5 367.5 | 0.58 | 999.3 | 0.89 |

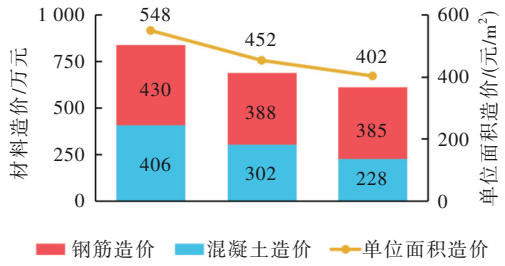



图 2 结构材料造价对比

Fig. 2 Comparison of material costs for the structure

$$C_{JC}=\frac{C_{sc}+C_{ys}}{A} \tag{1}$$

式中：$A$ 为建筑面积；$C_{sc}$ 为建材生产阶段碳排放量；$C_{ys}$ 为建材运输阶段碳排放量。二者分别按式(2)、(3)计算：

$$C_{sc}=M_cF_c+M_sF_s \tag{2}$$

式中：$M_c$ 为混凝土消耗量(按 2.35 t/m³换算)，$M_s$ 为钢筋的消耗量；$F_c$ 为混凝土的碳排放因子，$F_s$ 为钢筋的碳排放因子。不同强度等级混凝土和钢筋的生产碳排放因子列于表 7。

$$C_{ys}=M_cD_cT_c+M_sD_sT_s \tag{3}$$

式中：$D_c$ 为混凝土的平均运输距离，$D_s$ 为钢筋的平均运输距离；$T_c$ 为混凝土的运输碳排放因子，$T_s$ 为钢筋的运输碳排放因子。混凝土和钢筋的运输碳排放因子列于表 7。

图 3 给出了三个结构模型在建材生产和运输阶段的碳排放量计算结果。模型 A、B、C 在建材生产

**表 7 混凝土和钢筋碳排放因子和平均运输距离**

**Table 7 Carbon emission factors and average transportation distances for concrete and steel reinforcement**

| 材料 | 强度等级 | 建材生产碳排放因子/($kgCO_2e/t$) | 建材运输碳排放因子/[$kgCO_2e/(t\cdot km)$] | 建材平均运输距离/km |
|---|---|---|---|---|
| 混凝土 | C30 | 126 | 0.104 | 40 |
| | C35 | 135 | | |
| | C40 | 145 | | |
| | C45 | 154 | | |
| | C50 | 164 | | |
| 钢筋 | HRB400 | 2 340 | 0.078 | 500 |

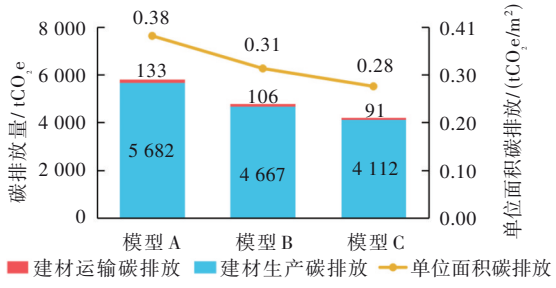



图 3 结构建材生产和运输阶段碳排放量对比

Fig. 3 Comparison of carbon emissions during the production and transportation stages of building materials

和运输阶段产生的碳排放量分别为 5 816、4 773、4 203 $tCO_2e$，其中绝大部分来源于建材生产阶段。与模型 A 相比，模型 B 和 C 的碳排放量分别降低了 17.92% 和 27.73%，其降低幅度与经济成本的降低趋势相近，说明在适当放松层间位移角限值后，结构不仅能够降低经济成本，还可实现较为显著的减碳效果。

### 2.4 地震动选取

本文所选剪力墙结构位于新疆喀什这一高烈度区，该地区近 30 年来发生 6 级以上地震 10 余次。基于新疆强震动台网收集的 128 条强震动记录开展的频谱特性研究表明[17]，当地地震动反应谱及其平均谱与我国现行规范加速度反应谱相比差别显著，而各记录反应谱之间则较为接近。因此，本文将采用当地实测强震动记录进行结构的抗震安全性分析和韧性评估。

根据《建筑抗震设计规范》[14]的要求，选取 5 条天然波(均来源于新疆喀什地区的 128 条实测记录)和 2 条人工波作为动力时程分析输入地震动，编号为 GM1～GM7。所选取地震动反应谱与规范反应谱的对比如图 4 所示。

所选 7 条地震波的平均地震影响系数曲线与规范反应谱所用的地震影响系数曲线相比，在各模型前三振型的周期点上的误差均小于 20%，验证了所选地震波的合理性。因篇幅所限，具体误差值未逐一列出。

结构在小震作用下的弹性时程分析所得基底剪力与 CQC 法计算结果对比如图 5 所示。时程分析所得基底剪力的平均值与 CQC 法计算结果相比，误差在 20% 以内；各条地震波作用下的基底剪力与

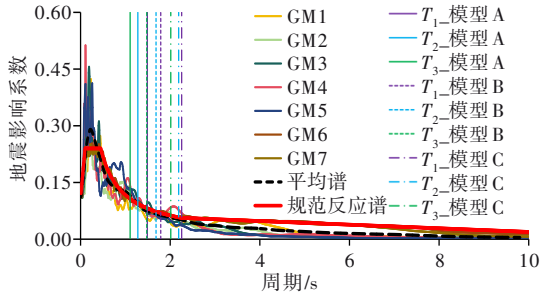
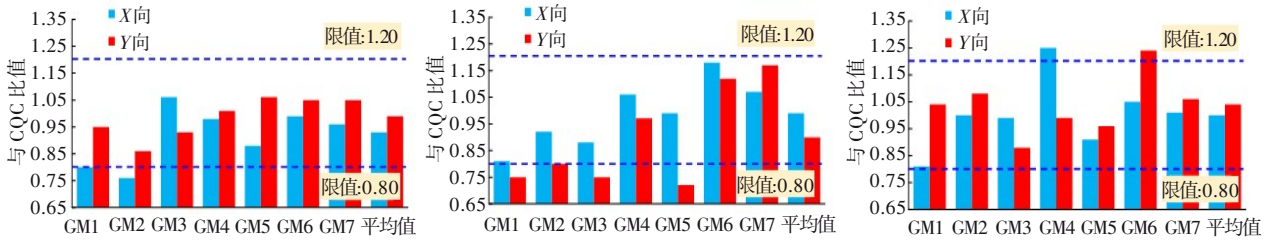



图 4　各地震波反应谱对比

Fig. 4　Comparison of response spectra of different ground motions

CQC 法结果之间的误差均未超过 35%，满足规范限值要求。

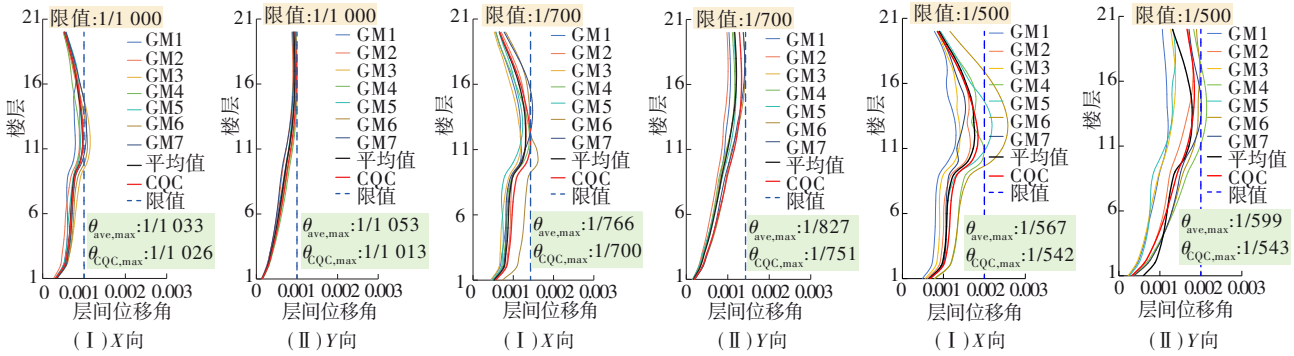
结构进行小震弹性时程分析得到的层间位移角与 CQC 法的计算结果对比如图 6 所示。图中，$\theta_{ave,max}$、$\theta_{CQC,max}$ 分别为 7 条地震波时程分析所得平均层间位移角的最大值，以及 CQC 法计算得到的最大层间位移角。可以看出，对于三个模型，在两个水平方向上 $\theta_{CQC,max}$ 均大于 $\theta_{ave,max}$，但两者均小于规范限值，满足设计要求。根据《建筑抗震设计规范》[14]




(a) 模型 A　　(b) 模型 B　　(c) 模型 C

图 5　时程分析法与 CQC 法基底剪力对比

Fig. 5　Comparison of base shear forces between time history analysis method and CQC method




(Ⅰ)X向　(Ⅱ)Y向　(Ⅰ)X向　(Ⅱ)Y向　(Ⅰ)X向　(Ⅱ)Y向

(a) 模型 A　　(b) 模型 B　　(c) 模型 C

图 6　时程分析法与 CQC 法弹性层间位移角对比

Fig. 6　Comparison of elastic story drift ratios between time history analysis method and CQC method

的要求，层间位移角最终结果应取 CQC 法与时程分析法平均值中的较大值，因此本文采用 CQC 法计算得到的层间位移角。

## 3　大震弹塑性时程分析

### 3.1　分析方法

采用 Perform-3D 软件开展结构动力弹塑性时程分析。梁单元采用集中塑性铰单元模型，剪力墙单元采用多竖向弹簧单元模型(MVLEM)。全楼采用刚性楼板假定，因此楼板未单独建模。由于在 Perform-3D 中剪力墙单元节点无法传递弯矩，难以准确反映结构的真实抗侧刚度，因此在梁单元和墙单元之间设置内嵌梁以传递弯矩。内嵌梁的抗弯刚度一般取为连梁抗弯线刚度的 20 倍左右，可根据结构周期进行调整。

钢筋本构采用非屈服型钢筋模型(No-buckling)，其骨架曲线为三折线型；混凝土本构基于修正 Kent-Park 模型转换，采用五折线型骨架曲线。

选用前述 7 组地震波，分别以 X 向和 Y 向为主方向(主、次方向地震动峰值加速度比例为 1∶0.85)进行双向弹塑性时程分析。

### 3.2　大震弹塑性设计结果

Perform-3D 弹塑性模型与 YJK 弹性模型的质量及前三阶周期对比如表 8 所列，相对误差均在 5%

以内，验证了弹塑性模型的准确性。

**表 8 弹性模型与弹塑性模型对比**

**Table 8 Comparison between elastic model and elastic plastic model**

| 模型 | 分析软件 | 质量/t | 周期/s | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | $T_1$ | $T_2$ | $T_3$ |
| A | YJK | 39 331 | 1.49 | 1.278 | 1.106 |
| | Perform-3D | 38 291 | 1.485 | 1.239 | 1.116 |
| | 误差/% | −2.64 | −0.34 | −3.05 | 0.90 |
| B | YJK | 31 301 | 1.789 | 1.684 | 1.477 |
| | Perform-3D | 30 265 | 1.823 | 1.626 | 1.479 |
| | 误差/% | −3.31 | 1.90 | −3.44 | 0.14 |
| C | YJK | 28 483 | 2.256 | 2.189 | 2.013 |
| | Perform-3D | 28 482 | 2.261 | 2.136 | 1.997 |
| | 误差/% | 0.00 | 0.22 | −2.42 | −0.79 |

三个结构在大震下的平均层间位移角最大值和基底剪力如表 9 所列。由表可知，三个结构均能满足规范对大震弹塑性层间位移角 1/120 的限值要求，且小震下层间位移角控制较严格的结构，在大震下的层间位移角也相对较小。

**表 9 结构大震弹塑性分析结果**

**Table 9 Elastoplastic analysis results of the structure under major earthquakes**

| 模型 | 最大层间位移角 | | 弹塑性基底剪力/kN | |
|---|---|---|---|---|
| | X向 | Y向 | X向 | Y向 |
| A | 1/239 | 1/298 | 44 755 | 72 877 |
| B | 1/187 | 1/190 | 33 120 | 59 587 |
| C | 1/178 | 1/173 | 30 249 | 41 398 |

### 3.3 大震耗能分析

三个结构模型的耗能分析结果如表 10 所列。可以看出，三个结构在 $X$ 向的结构弹塑性耗能占比为 41.68%～45.72%，在 $Y$ 向为 38.40%～44.48%，弹塑性耗能水平基本相当。这表明适当放松层间位移角限值会使结构刚度降低，所受地震作用相应减小，不一定导致结构进入更显著的弹塑性状态。

**表 10 结构及构件弹塑性耗能占比（单位：%）**

**Table 10 Proportion of elastic plastic energy dissipation of the structure and members (unit: %)**

| 模型 | 结构 | | 耗能构件 | | 竖向构件 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | X向 | Y向 | X向 | Y向 | X向 | Y向 |
| A | 45.72 | 44.48 | 96.75 | 95.81 | 3.25 | 4.19 |
| B | 41.68 | 38.40 | 93.42 | 90.13 | 6.58 | 9.87 |
| C | 45.57 | 43.87 | 94.60 | 92.90 | 5.40 | 7.10 |

对于每个结构，以连梁和框架梁为主的耗能构件，其非线性耗能在总耗能中占比均超过 90%。这说明连梁和框架梁单元作为第一道防线，在大震作用下已明显进入塑性，耗散了大部分地震能量，导致结构刚度明显退化，从而减轻了竖向构件的塑性损伤。这一结果符合“强墙肢、弱连梁”的抗震设计理念。

### 3.4 大震构件性能分析

基于构件试验的混凝土结构经典理论适用于实际工程的结构抗震性能化设计和结构抗震安全性评估。采用《建筑结构抗震性能化设计标准》[10]中混凝土构件变形指标体系，在构件层次上定量评估梁、墙构件的损伤程度。图 7 呈现了大震下三个结构模型正截面和斜截面构件损伤整体分布情况，图 8 给出了大震下三个结构不同类型构件的性能状态占比，其中 KL、LL、W1、W2 分别代表框架梁、连梁、底部加强区（1～2 层）剪力墙、非底部加强区剪力墙。

正截面复核结果显示，模型 A 的损伤主要集中于连梁和框架梁等耗能构件。其中，框架梁有

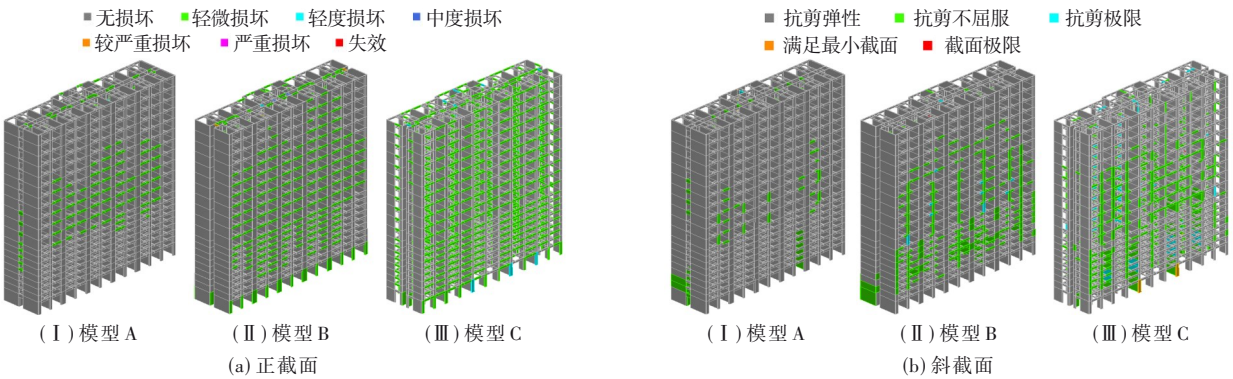
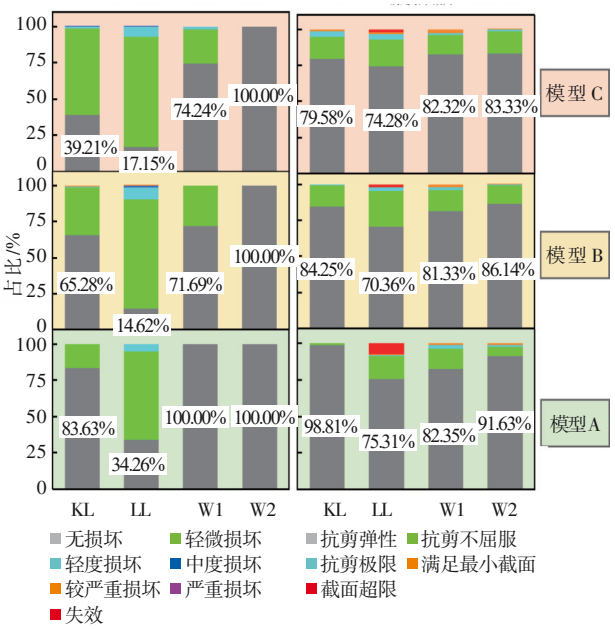



图 7 大震作用下构件正截面和斜截面性能状态图

Fig. 7 Performance states of normal and oblique sections of structural members under major earthquakes




(a) 正截面复核　　(b) 斜截面复核

图 8　大震作用下构件正截面和斜截面性能状态占比

Fig. 8　Proportion of performance states of normal and oblique sections of structural members under major earthquakes

16.37% 进入轻微损坏及以上状态，连梁有 65.74% 进入轻微损坏及以上状态，剪力墙构件均处于无损坏状态。模型 B 和 C 进入轻微损坏及以上状态的连梁和框架梁数量有所增加，且底部加强区剪力墙分别有 29.38% 和 26.56% 出现轻微损坏及以上状态。但三个模型的结构构件在大震下正截面复核均满足性能要求。

综上所述，三个模型中损伤首先出现在连梁和框架梁等耗能构件。随着小震设计中层间位移角限值的放松，结构侧向刚度降低，耗能构件的损伤程度加剧，更多连梁和框架梁进入塑性状态，在强震作用下产生较大变形，耗散大量地震能量，形成较好的屈服耗能机制。此外，当连梁进入塑性的比例较高（超过 80%）并充分发挥耗能作用时，会有更多框架梁和底部加强区剪力墙进入塑性。

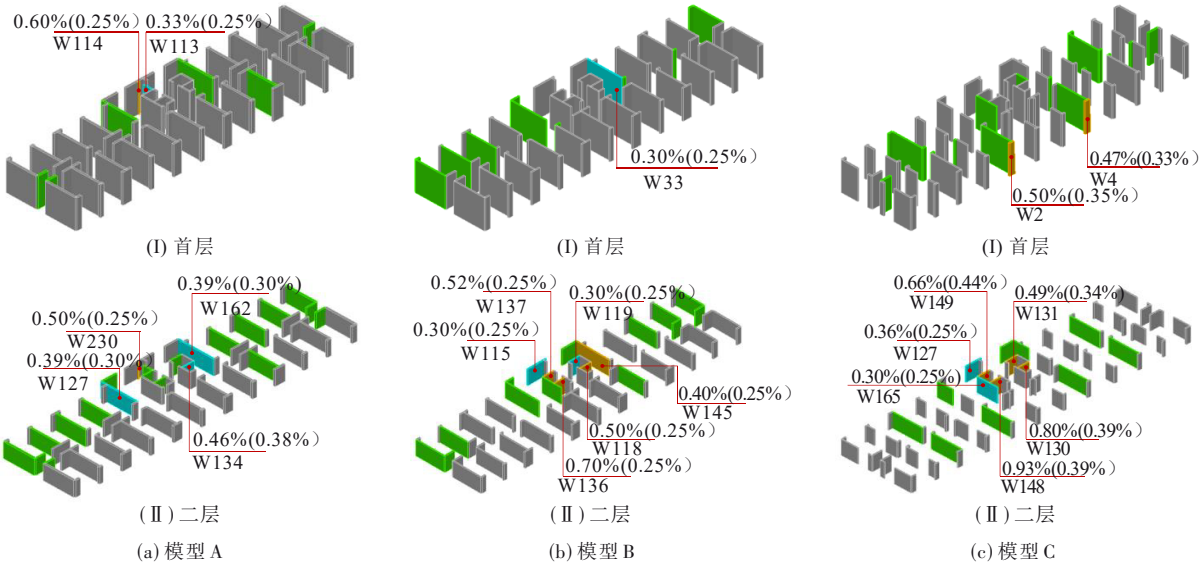
斜截面复核结果显示，模型 A 有 98.81% 的框架梁和 75.31% 的连梁处于抗剪弹性状态，模型 B 有 84.25% 的框架梁和 70.36% 的连梁处于抗剪弹性状态，模型 C 有 79.58% 的框架梁和 74.28% 的连梁处于抗剪弹性状态，说明大部分框架梁和连梁处于弹性状态，且斜截面复核的安全储备高于正截面，耗能构件能够形成合理的“强剪弱弯”延性破坏模式。

三个结构剪力墙抗剪性能水平相当，但底部加强区剪力墙均有少量构件超出“抗剪不屈服”的性能水准，需在施工图设计前进行配筋加强。加强方案如图 9 所示，图中括号内为原水平配筋率计算结果，括号外为加强后满足性能要求的水平配筋率计算结果。

## 4　地震损失评估

### 4.1　地震损失评估方法

结构抗震不仅要满足“大震不倒”的要求，还应将地震造成的经济损失控制在合理范围内。采用




(a) 模型 A　　(b) 模型 B　　(c) 模型 C

图 9　结构底部加强区剪力墙构件损伤及加强示意图

Fig. 9　Damage and strengthening illustration of shear wall members in the bottom strengthening area of the structure

基于构件的性能化评估方法，可深入构件层次评估各类构件在地震作用下的损伤状态，进而根据其损伤状态判断可修复性，并对修复所需的经济成本和时间成本进行量化。本节针对前述不同层间位移角限值对应的结构开展地震损失评估，仅统计大震下结构构件产生的直接经济损失和所需修复时间，为层间位移角放松的可行性提供参考依据。

依据《建筑抗震韧性评价标准（GB/T 38591—2020）》[18]（以下简称《韧性标准》），钢筋混凝土构件的损伤状态可根据其转角划分为5级：完好（0级，$\theta \leqslant \theta_y$）、轻微（1级，$\theta_y < \theta \leqslant \theta_{IO}$）、轻度（2级，$\theta_{IO} < \theta \leqslant \theta_P$）、中度（3级，$\theta_P < \theta \leqslant \theta_u$）和重度（4级，$\theta > \theta_u$）。其中，$\theta_y$、$\theta_{IO}$、$\theta_P$、$\theta_u$分别为钢筋混凝土构件带概率意义的名义屈服点B、性能点IO、峰值点C和极限点CP对应的转角，其具体取值和相应的对数标准差可见《韧性标准》[18]附表D。

采用1 000次蒙特卡洛模拟对工程需求参数矩阵进行扩展，该过程等同于对结构进行模拟弹塑性分析。具体而言，每次模拟从弹塑性分析结果中选取某条地震动对应的构件损伤数据，同时生成5级损伤状态对应的带概率的转角限值，通过对比构件损伤数据与转角限值，确定各构件的损伤状态。基于结构构件损伤状态的分布规律，可计算各构件的损失系数，进而求得经济损失、修复费用和修复时间。每次模拟均对模型各类构件进行损伤等级判定，并计算修复费用及修复时间，经过1 000次模拟，最终获得1 000组考虑构件类型与损伤等级随机性的修复费用和修复时间指标，从而得到三个结构模型修复费用与修复时间的概率分布规律。

### 4.2 建筑修复费用计算

构件修复费用需按楼层、构件类型及损伤状态进行分类计算。第$k$层中处于损伤状态$j$的第$i$类构件的经济损失$L_{(i,j,k)}$按下式计算：

$$L_{(i,j,k)} = \eta_{1(i,j)} \times C_{(i,j,k)} \tag{4}$$

式中：$\eta_{1(i,j)}$为构件损失系数；$C_{(i,j,k)}$为第$k$层中处于损伤状态$j$的第$i$类结构构件的造价之和，按建材生产费用计算。

考虑同类构件修复工程量对费用的影响，需对同层内所有构件的修复费用总和进行折减。第$k$层所有构件的修复费用总和$R_{(k)}$按下式计算：

$$R_{(k)} = \sum_{i=1}^{m}\left[\zeta_{C(i)}\sum_{j=1}^{n}\left(\eta_{2(i,j)} \times L_{(i,j,k)}\right)\right] \tag{5}$$

式中：$m$为构件类别总数；$n$为构件损伤状态类别总数；$\zeta_{C(i)}$为考虑第$i$类结构构件修复工程量的费用折减系数；$\eta_{2(i,j)}$为处于损伤状态$j$的第$i$类结构构件的修复系数。

完成各层构件修复费用计算后，进一步考虑楼层位置对修复费用的影响，整个建筑的修复费用按下式确定：

$$R_T = \sum_{k=1}^{s}\left(\lambda_{C(k)} R_{(k)}\right) \tag{6}$$

式中：$s$为建筑物总层数；$\lambda_{C(k)}$为楼层位置对构件修复费用的影响系数。

层间位移角限值放松前后，结构构件在大震作用下的修复费用及修复总费用如图10所示。图中“84%P”代表依据《韧性评价标准》[18]规定，由蒙特卡洛模拟计算得到的具有84%保证率的拟合值（简称84%P）；$\kappa$为建筑修复指标，在本文中定义为结构构件修复总费用的84%P与结构材料总造价的比值。

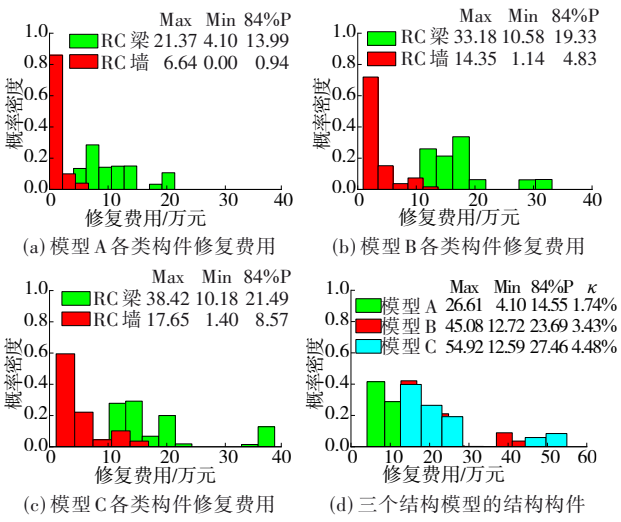



图10 结构遭遇大震的建筑修复费用概率分布

Fig. 10 Probability distribution of building repair costs after major earthquakes

图10(a)、(b)、(c)展示了三个模型RC梁、RC墙构件的修复费用概率分布。图中同类构件对应的不同柱状图，代表其在1 000次蒙特卡洛模拟中处于不同修复费用区间的概率。由图可见，模型A的RC梁构件、RC墙构件的84%P修复费用分别为13.99万元和0.94万元。由于大震作用下RC梁构件首先耗散地震能量并遭受较严重损坏，其修复费用占主导地位（占比超过90%）。模型B的RC梁、RC墙构件的84%P修复费用分别为19.33万元、

4.83万元，表明随着层间位移角限值的放松，梁、墙构件的修复费用均呈增加趋势，且部分塑性耗能由RC墙承担。模型C的RC梁、RC墙构件的84%P修复费用分别为21.49万元、8.57万元，两类构件的修复费用较模型B分别增加了11.17%和77.43%。这说明随着结构层间位移角限值的进一步放松，梁、墙构件损伤程度均加深，且竖向构件的损伤加剧更为显著。

图10(d)展示了三个结构模型的建筑修复总费用概率分布。可以看出，模型B和C的结构构件修复总费用84%P较模型A分别增加了62.82%和88.73%。这主要是由于层间位移角放松后，梁、墙构件在大震作用下的损伤状态更为严重，导致结构修复成本升高。

根据前述经济成本分析结果，模型A、B、C的结构构件材料总造价分别为836.10、690.55和612.99万元。据此计算得到的$\kappa$值分别为1.74%、3.43%和4.48%，均小于5%，表明三个结构在大震作用下的修复费用相对较低。参考《韧性评价标准》[18]对建筑修复费用指标等级的规定，三个结构的修复费用韧性等级均达到三星，说明其在大震作用下的修复成本均处于较低水平。

综合来看，三个结构的构件材料造价与修复费用84%P之和分别为850.65万元、714.24万元和640.45万元。模型B和C较模型A分别降低16.04%和24.71%，表明放松层间位移角限值可带来更优的经济效益，有利于节约建设成本。

### 4.3　建筑修复时间计算

同层内同类型震损构件的修复工时应根据其数量，考虑规模效益和效率提升的积极影响，并计入楼层高度对修复效率的影响。第$k$层第$i$类构件的修复工时总和$Q_{(i,k)}$(单位：人·天)按下式计算：

$$Q_{(i,k)}=\sum_{j=1}^{n}\left(Q_{(i,j,k)}\times n_{i,j,k}\right)\times\zeta_{\mathrm{T}(i)}\times\lambda_{\mathrm{T}(k)} \quad (7)$$

式中：$Q_{(i,j,k)}$、$n_{i,j,k}$分别为第$k$层处于损伤状态$j$的第$i$类构件的修复工时和数量；$\zeta_{\mathrm{T}(i)}$为考虑第$i$类震损构件修复工程量的修复工时折减系数；$\lambda_{\mathrm{T}(k)}$为考虑震损构件所在楼层$k$的楼层影响系数。

第$k$层结构构件修复工作所需的总工时$T_{\mathrm{W}k}$为该层所有类型构件修复工时的总和。根据该层建筑面积和修复工作量确定所需工人数量$N_k$，则该层结构构件修复时间$T_k$为$T_{\mathrm{W}k}$与$N_k$的比值。由于不同楼层的修复工作可同时进行，整个结构完成结构构件修复所需的总修复时间$T$取各层修复时间$T_k$的最大值。

图11展示了三个结构的建筑修复时间概率分布。由图可知，模型A、B、C的结构构件修复时间84%P分别为13.52、18.46、25.86天。这表明随着层间位移角限值放松，结构构件在大震下损伤程度加重，修复时间相应延长，与前述修复费用的分析结论一致。尽管如此，三个结构的修复时间均小于30天。依据《韧性评价标准》[18]的规定，其修复时间韧性等级均为二级。综合修复费用与修复时间两项指标，三个结构的整体抗震韧性等级均为二级，说明即使放松层间位移角限值，结构仍保持良好的抗震韧性。

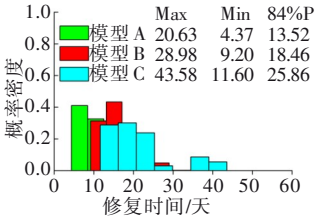



图11　结构遭遇大震的建筑修复时间概率分布

Fig. 11　Probability distribution of building repair time after major earthquakes

## 5　结论

本研究以新疆喀什某剪力墙结构为研究对象，基于不同层间位移角限值设计了三个结构模型，对比分析其经济效益和碳排放效果，并采用Perform-3D软件开展大震弹塑性时程分析，结合构件损伤数据进行抗震韧性评估。主要结论如下：

(1) 弹性层间位移角限值分别放松至1/700和1/500后，两个结构的混凝土与钢筋材料用量均有所减少，其中剪力墙构件的用量下降尤为显著。相较于基准模型，两个结构单位面积造价分别降低17.53%和26.69%，碳排放量分别减少了20.62%和38.78%，在节约经济成本与降低碳排放方面效果明显。

(2) 层间位移角限值放松后，结构耗能构件的弹塑性耗能占比仍超过90%，表现出良好的“强墙肢、弱连梁”屈服机制和抗倒塌能力。

(3) 放松层间位移角限值的结构构件仍能满足设定的抗震性能目标，且符合“强剪弱弯”的抗震

设计概念，结构抗震安全性得到保证。建议高烈度地区剪力墙结构在小震作用下的弹性层间位移角限值放松至1/500。

（4）随着结构层间位移角限值的放松，结构在大震作用下的修复费用和修复时间有所增加，但仍保持在可接受范围，结构整体具备良好的抗震韧性。

## 参考文献（References）


[1] 王亚勇. 汶川地震建筑震害启示：抗震概念设计[J]. 建筑结构学报，2008，29(4)：20-25.
WANG Yayong. Lessons learnt from building damages in the Wenchuan earthquake：seismic concept design of buildings[J]. Journal of Building Structures，2008，29(4)：20-25.

[2] 闫培雷，孙柏涛，王明振. 芦山7.0级地震芦阳镇的建筑物震害[J]. 土木工程学报，2014，47(11)：39-44.
YAN Peilei，SUN Baitao，WANG Mingzhen. Seismic damage of building structures in Luyang Town during Lushan earthquake with a magnitude of 7.0[J]. China Civil Engineering Journal，2014，47(11)：39-44.

[3] 韩小雷，张垒，杨光，等. 地震作用下中美规范RC结构层间位移角限值的对比研究[J]. 土木工程学报，2020，53(1)：31-38.
HAN Xiaolei，ZHANG Lei，YANG Guang，et al. Comparative study on story drift limits of RC structures under earthquakes between Chinese codes and American codes[J]. China Civil Engineering Journal，2020，53(1)：31-38.

[4] 方小丹，魏琏. 关于建筑结构抗震设计若干问题的讨论[J]. 建筑结构学报，2011，32(12)：46-51.
FANG Xiaodan，WEI Lian. Discuss on issues of seismic design of building structures[J]. Journal of Building Structures，2011，32(12)：46-51.

[5] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层建筑混凝土结构技术规程：JGJ 3—2010[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2011.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical specification for concrete structures of tall building：JGJ 3—2010[S]. Beijing：China Architecture & Building Press，2011.

[6] 方小丹. DBJ/T 15-92—2021《高层建筑混凝土结构技术规程》的修订依据及相关问题说明[J]. 建筑结构学报，2021，42(9)：172-188.
FANG Xiaodan. Basis and background of revision of DBJ/T 15-92—2021 *Technical specification for concrete structures of tall buildings*[J]. Journal of Building Structures，2021，42(9)：172-188.

[7] 李坤，史庆轩，郭智峰，等. 钢筋混凝土剪力墙结构受力层间位移计算及探讨[J]. 土木工程学报，2013，46(增刊2)：86-92.
LI Kun，SHI Qingxuan，GUO Zhifeng，et al. Calculation and discussion of physical inter-story displacement for reinforced concrete shear wall structures[J]. China Civil Engineering Journal，2013，46(Suppl02)：86-92.

[8] 邓明科，梁兴文，辛力. 剪力墙结构基于性能抗震设计的目标层间位移确定方法[J]. 工程力学，2008，25(11)：141-148.
DENG Mingke，LIANG Xingwen，XIN Li. Determination of target story drift for RC shear wall structure in performance-based seismic design[J]. Engineering Mechanics，2008，25(11)：141-148.

[9] 凌育洪，汤怀鼎，周靖，等. 水平地震下RC剪力墙结构层间位移角限值评估[J]. 工程力学，2026，43(2)：135-145.
LING Yuhong，TANG Huaiding，ZHOU Jing，et al. Evaluation of inter-story drift angle limits of reinforced concrete shear wall structures under horizontal earthquakes[J]. Engineering Mechanics，2026，43(2)：135-145.

[10] 中国勘察设计协会. 建筑结构抗震性能化设计标准：T/CECA 20024—2022[S]. 北京：中国建材工业出版社，2022
China Association of Engineering Consultants. Standard for performance-based seismic design for building structures：T/CECA 20024—2022[S]. Beijing：China Building Materials Press，2022.

[11] 忻鼎康，胡绍隆，蒋利学，等. 超高层混凝土结构的层间变形限值[J]. 建筑结构学报，2000，21(3)：10-15.
XIN Dingkang，HU Shaolong，JIANG Lixue，et al. Limit value of interstory drift of reinforced concrete super highrise buildings[J]. Journal of Building Structures，2000，21(3)：10-15.

[12] 王立军，谭晋鹏，汪明. “双碳”目标下的结构抗震设计思路[J]. 钢结构(中英文)，2023，38(10)：32-41.
WANG Lijun，TAN Jinpeng，WANG Ming. Conception of structural seismic design based on double carbon goals[J]. Steel Construction (Chinese & English)，2023，38(10)：32-41.

[13] 戴金华，韩小雷，林生逸. 基于性能的钢筋混凝土建筑结构抗震设计方法[J]. 土木工程学报，2011，44(5)：1-5.
DAI Jinhua，HAN Xiaolei，LIN Shengyi. Study of performance-based seismic design method for reinforced concrete structures[J]. China Civil Engineering Journal，2011，44(5)：1-5.

[14] 中华人民共和国建设部，国家质量监督检验检疫总局. 建筑抗震设计规范：GB 50011—2001[S]. 2008年版. 北京：中国建筑工业出版社，2010.
Ministry of Construction of the People's Republic of China，General Administration of Quality Supervision，Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings：GB 50011—2001[S]. 2008 ed. Beijing：China Architecture & Building Press，2010.

[15] 新疆工程造价信息网. 喀什地区2022年12月建设工程综合价格信息[EB/OL]. [2023-01-10]. http://www.xjzj.com/Home/PoliciesDetail/4703.
Xinjiang Construction Cost Information Nets. Comprehensive price information for construction projects in December 2022 in Kashgar region[EB/OL]. [2023-01-10]. http://www.xjzj.com/Home/PoliciesDetail/4703.

[16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑碳排放计算标准：GB/T 51366—2019[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2019.

Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Standard for building carbon emission calculation: GB/T 51366—2019 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2019.

[17] 季静，梁晓敏，付豪，等. 新疆喀什原场地地震动频谱特性研究[J]. 地震工程学报，2023，45(6)：1425-1431.
JI Jing, LIANG Xiaomin, FU Hao, et al. Spectral characteristics of ground motions in the original sites of Kashi, Xinjiang [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2023, 45(6): 1425-1431.

[18] 国家市场监督管理总局，国家标准化管理委员会. 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.
State Administration for Market Regulation, Standardization Administration of the People's Republic of China. Standard for seismic resilience assessment of buildings: GB/T 38591—2020[S]. Beijing: Standards Press of China, 2020.

（本文编辑：张向红）

（上接第 1027 页）

[29] 魏汝龙. 软粘土的强度和变形[M]. 北京：人民交通出版社，1987.
WEI Rulong. Strength and deformation of soft clay[M]. Beijing: China Communications Press, 1987.

[30] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 土工试验方法标准：GB/T 50123—2019[S]. 北京：中国计划出版社，2019.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Standard for geotechnical testing method: GB/T 50123—2019 [S]. Beijing: China Planning Press, 2019.

[31] 朱燚，尚英杰，杨爱武. 动荷载作用下结构性软黏土震陷特性研究[J]. 土工基础，2024，38(5)：859-864.
ZHU Yi, SHANG Yingjie, YANG Aiwu. Study on the seismic trap characteristics of structural soft clay soils under dynamic loading[J]. Soil Engineering and Foundation, 2024, 38(5): 859-864.

[32] 沈珠江. 结构性粘土的堆砌体模型[J]. 岩土力学，2000，21(1)：1-4.
SHEN Zhujiang. A masonry model for structured clays [J]. Rock and Soil Mechanics, 2000, 21(1): 1-4.

[33] MONISMITH C L, OGAWA N, FREEME C R. Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading[J]. Transportation Research Record. 1975, 537: 1-17.

[34] BOULANGER R W, IDRISS I M. Evaluation of cyclic softening in silts and clays[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(6): 641-652.

[35] 张忠良. 等效地震荷载作用下软黏土动力特性和本构模型研究[D]. 徐州：中国矿业大学，2022.
ZHANG Zhongliang. Dynamic behavior and constitutive model of soft clay under equivalent earthquake loading [D]. Xuzhou: China University of Mining and Technology, 2022.

（本文编辑：张向红）