

doi: 10.11835/j.issn.1000-582X.2026.03.009

引用格式:杨佑发,金鸿慎.山地掉层框架-消能摇摆墙结构的易损性分析[J].重庆大学学报,2026,49(3):94-106.



## 山地掉层框架-消能摇摆墙结构的易损性分析

杨佑发<sup>a,b</sup>,金鸿慎<sup>a,b</sup>

(重庆大学 a. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室; b. 土木工程学院,重庆 400045)

**摘要:**摇摆墙可以控制结构整体变形模式和塑性耗能的分布,抑制薄弱层产生。掉层框架结构存在严重的侧向刚度不规则和楼层承载力突变以及上接地层变形集中的问题,为改善山地掉层框架结构的层屈服破坏模式,对其附加底部铰接的摇摆墙,以期控制结构的屈服机制,为进一步减小结构的地震响应和限制残余变形,提出了含屈曲约束支撑(buckling-restrained brace, BRB)的山地掉层框架-消能摇摆墙结构体系。建立了 7 度(0.15g)区典型的普通山地掉层框架结构、山地掉层框架-摇摆墙结构和山地掉层框架-消能摇摆墙结构的数值模型,通过模拟掉层框架结构低周反复加载试验,验证了模型和参数的合理性,采用增量动力时程分析(incremental dynamic analysis, IDA),针对 IDA 曲线簇、分位曲线、地震概率需求模型、易损性函数、破坏状态概率、易损性指数、抗倒塌储备系数和安全裕度比等方面,系统探讨了山地掉层框架-消能摇摆墙结构体系的易损性。结果表明,相同 PGA 的地震激励下,摇摆墙可以限制结构塑性发展深度,降低峰值响应离散性和各性能水准的超越概率,抗倒塌性能良好。附加 BRB 能够进一步提高摇摆墙-框架结构的抗震性能与抗倒塌性能。3 种结构中掉层框架-消能摇摆墙结构的抗震性能和抗倒塌性能最优,纯掉层框架结构最差。

**关键词:**易损性;掉层框架-消能摇摆墙结构;IDA 分析;地震概率需求模型;破坏状态概率

中图分类号:TU352.1

文献标志码:A

文章编号:1000-582X(2026)03-094-13

## Seismic fragility analysis of step-terrace frame structures with energy-dissipating rocking walls in mountain cities

YANG Youfa<sup>a,b</sup>, JIN Hongshen<sup>a,b</sup>

(a. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area;

b. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

**Abstract:** Rocking walls offer advantages in controlling deformation modes and preventing weak-story failures. Step-terrace frame structures suffer from significant structural deficiencies, including irregular lateral stiffness distribution, abrupt changes in floor load-bearing capacity, and concentrated deformation in upper stories. To improve the yielding mechanism and mitigate unfavorable failure modes, a bottom-hinged rocking wall was introduced to regulate the structural response. Furthermore, to reduce seismic responses and limit residual deformations, a step-terrace frame-energy-dissipating rocking wall structural system incorporating buckling-restrained braces (BRB) was proposed. Numerical models of ordinary step-terrace frame structures, step-terrace

收稿日期:2025-08-29

基金项目:重庆市建设科技计划项目(城科字 2023 第 3-14 号)。

Supported by Chongqing Construction Science and Technology Project (2023-3-14).

作者简介:杨佑发(1968—),博士,教授,主要从事工程结构抗震与减震等方向的研究,(E-mail)yfyang@cqu.edu.cn。

frame-rocking wall structures, and step-terrace frame-energy-dissipating rocking wall structures were developed for a seismic intensity 7 region (0.15g) using OpenSEES. The reliability of the numerical models and material parameters was verified by simulating low-cycle reversed loading tests of step-terrace frame structures. Incremental dynamic analysis (IDA) was then performed to systematically evaluate the seismic fragility of the step-terrace frame-energy-dissipating rocking wall structure, considering IDA curve clusters, partition curves, seismic demand probability models, fragility functions, damage-state exceedance probabilities, fragility indices, collapse resistance reserve factors, and safety margin ratios. The results indicate that, under seismic excitations with the same peak ground acceleration (PGA), rocking walls effectively limit the development of structural plasticity, reduce response dispersion, and decrease the probability of exceeding various performance levels, thereby exhibiting enhanced collapse resistance. The incorporation of BRB further improves the seismic performance and collapse resistance of the rocking wall-frame system. Among the investigated 3 kinds of structures, the step-terrace frame-energy dissipating rocking wall structure exhibits the best seismic behavior and collapse performance, while the conventional step-terrace frame structure shows the poorest performance.

**Keywords:** seismic fragility; step-terrace frame-energy dissipating rocking wall structure; incremental dynamic analysis; seismic demand probability model; damage-state probability

山地掉层框架结构由于其竖向不规则性导致结构刚度突变,使得整个结构的受力、变形特点较普通建筑结构不同。山地掉层框架结构同时存在着规范所列举的2种竖向不规则类型:侧向刚度不规则、楼层承载力突变,这种不规则性是先天和不易调整的<sup>[1]</sup>。研究表明,山地掉层框架结构的破坏主要发生在上接地层,薄弱层位于上接地层及相邻楼层,而薄弱层的存在使得上接地柱柱端极易出现塑性铰引起层屈服破坏<sup>[2]</sup>。从汶川震害等的调查中显示山地建筑结构都发生了不同程度的破坏<sup>[3]</sup>。李英民等<sup>[4]</sup>通过振动台试验分析了6层的1/8缩尺掉层框架结构和典型框架结构模型的地震响应,发现掉层框架结构的振型曲线及顺坡向的变形特征与典型框架结构存在差异,掉层框架结构的破坏形式也与典型框架结构存在差异,典型框架结构破坏模式最终表现为部分楼层屈服机制。摇摆墙是一种整体型的结构变形控制构件,底部与基础铰接具有一定转动能力,摇摆墙结构通过传递剪力,使框架结构的整体变形更加均匀,避免层屈服破坏,充分发挥结构的耗能能力,提高抗震性能<sup>[5-6]</sup>。将摇摆墙设置在山地掉层框架结构上接地侧,能够均匀结构的层间位移,有效改善山地掉层框架结构的抗震性能,减弱上接地层的破坏集中现象<sup>[7]</sup>。消能减震技术在结构变形较大处安装消能阻尼器,人为增加结构阻尼,消耗地震能量,减轻结构损伤<sup>[8]</sup>。将摇摆技术、可更换技术和减震控制技术结合形成山地掉层框架-消能摇摆墙结构体系。文中通过IDA分析方法,针对普通山地掉层框架结构模型、设置摇摆墙的山地掉层框架结构模型、设置屈曲约束支撑(buckling-restrained brace, BRB)和摇摆墙的山地掉层框架结构模型,从易损性曲线,IDA曲线簇、分位曲线、地震概率需求模型、易损性函数、破坏状态概率、易损性指数、抗倒塌储备系数和安全裕度比等方面对比分析3种结构的地震易损性。

## 1 模型的建立

### 1.1 模型信息

山地建筑结构与常规结构最大的区别在于不等高的基础嵌固,各山地掉层框架结构各部分名称,如图1所示。在上接地面处将结构分为2部分,上接地面以上部分为坎上部分或地上部分,以下部分为坎下部分或掉层部分,与上接地面相邻的楼层为上接地层,所含柱子称为上接地柱,与下接地面相邻的楼层为下接地层,所含柱子称为下接地柱。掉层部分楼层从上至下为掉1层,掉2层等;地上部分楼层从下至上为地上1层,地上2层等。现定义CmKn表示掉m层掉n跨的掉层框架结构,例如,掉2层3跨的山地掉层框架结构简称为C2K3;掉2层3跨并附加摇摆墙的山地掉层框架-摇摆墙结构简称为C2K3YB,其中YB表示附加摇摆墙;掉2层3跨附加摇摆墙和屈曲约束支撑(BRB)的山地掉层框架-消能摇摆墙结构为C2K3YBR,其中,R表示屈曲

约束支撑(BRB),耗能构件两端和摇摆墙落地脚部均采用铰接构造。

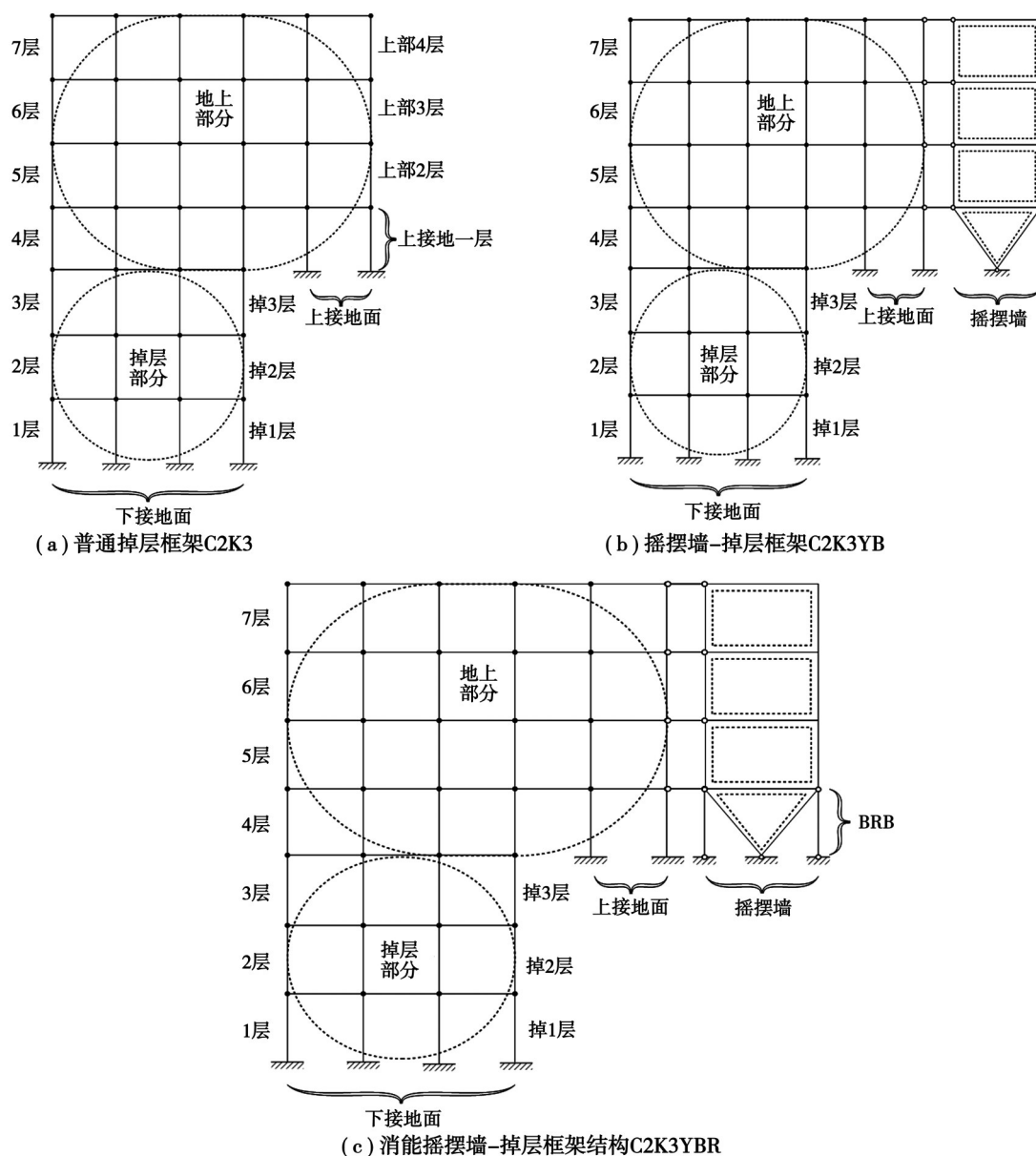


图1 3种山地掉层框架结构

Fig.1 Three types of step-terraced frame structure

采用OpenSEES建立有限元分析模型,钢筋混凝土框架采用基于力的梁柱单元模拟,通过纤维截面集成刚度矩阵。混凝土采用concrete02线性受拉软化模型模拟,选用Steel02单轴各向同性应变硬化模型来模拟钢筋。摇摆墙和主体结构之间通过连接件连接,传递水平剪力,使用truss单元模拟连接件,限制摇摆墙平面外的转动,truss单元作为桁架单元只传递水平剪力<sup>[9]</sup>。BRB设置在摇摆墙底部,因为在摇摆墙底部变形集中,可以使BRB耗能高效,震后便于替换。

## 1.2 设计资料

抗震设防烈度7度区(0.15g),场地类别为II类,设计地震分组为第1组,地面粗糙程度为B类,场地特征周期0.35 s,抗震等级为三级。掉层框架结构的梁柱采用C30混凝土,纵筋为HRB400,箍筋为HPB300,摇摆墙为C40混凝土。总层数为7层,层高3.6 m,含掉层部分总高25.2 m,顺坡方向5跨,纵向4跨,轴网尺寸为6 m×6 m,柱截面尺寸为600 mm×600 mm,梁截面尺寸为250 mm×600 mm,楼板厚度120 mm的钢筋混凝土框架结构。楼面活载为2.0 kN/m<sup>2</sup>,楼面恒载为3.5 kN/m<sup>2</sup>,上人屋面恒载为5.5 kN/m<sup>2</sup>,屋面活载为2.0 kN/m<sup>2</sup>,

梁上线荷载为 8.5 kN/m, 屋面女儿墙线荷载为 3.0 kN/m, 基本风压为 0.4 kN/m<sup>2</sup>。文中选择结构的中间一榀框架作为研究对象。

BRB设计参数:长度 3.6 m, 核心段面积 7 500 mm<sup>2</sup>, 钢材弹性模量 2.06E05 MPa, 屈服强度 300 MPa, 钢材屈服后刚度比 0.015。

### 1.3 地震波选取与输入

易损性分析是从概率角度去分析结构在不同地震动激励下的抗震性能, 选择的地震动记录需要有代表性和普遍性, 保证易损性分析的可靠度。当结构进入非线性阶段后, 结构的地震响应与地震作用持续时间有关, 选取地震动记录的持续时间一般遵循下列 2 个原则: 1) 所选择的持续时间应包含地震动的振幅最大的部分; 2) 地震动持续时间不小于结构基本自振周期的 5~10 倍。对于地震动记录数量, 选择 10~20 条合适的地震动记录即可满足结构分析的精度要求<sup>[10]</sup>。综上所述, 文中在 PEER 强震数据库选择了 15 条实际地震动记录, 如表 1 所示, 所选择的 15 条地震动加速度平均反应谱与设计反应谱的对比如图 2 所示。

### 1.4 分析指标

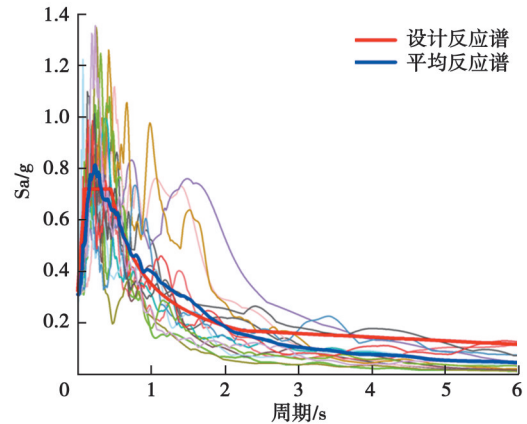


图 2 地震动加速度反应谱

Fig. 2 Earthquake acceleration response spectra

表 1 地震动记录集

Table 1 The earthquake record

序号	地震名称	时间	测站	持时/s	震级
1	NorthwestCalif-02	1941	Ferndale City Hall	38.98	6.60
2	Borrego	1942	El Centro Array #9	50.00	6.50
3	Kern County	1952	Santa Barbara Courthouse	75.44	7.36
4	Northern Calif-03	1954	Ferndale City Hall	40.00	6.50
5	El Alamo	1956	El Centro Array #9	59.98	6.80
6	Borrego Mtn	1968	San Onofre - So Cal Edison	45.20	6.63
7	San Fernando	1971	Fairmont Dam	61.10	6.61
8	San Fernando	1971	Santa Anita Dam	29.72	6.61
9	Friuli-Italy-01	1976	Tolmezzo	36.38	6.50
10	Tabas-Iran	1978	Sedeh	40.00	7.35
11	Imperial Valley-06	1979	Cerro Prieto	40.00	6.53
12	Imperial Valley-06	1979	Parachute Test Site	39.36	6.53
13	Loma Prieta	1989	Hayward City Hall - North	39.42	6.93
14	Loma Prieta	1989	SF - Presidio	39.98	6.93
15	Kobe-Japan	1995	Sakai	139.00	6.90

易损性分析常用的地震动强度指标(intensity measure, IM)包括结构基本周期对应的谱加速度  $S_a(T_1)$  及地震动加速度峰值 PGA, 我国规范反应谱以加速度谱的形式表达, 且 PGA 与工程需求参数(engineering demand parameter, EDP)的相关性明显优于  $S_a(T_1)$ , 文中采用 PGA 作为 IM 进行增量动力时程分析。摇摆墙能够遏制框架薄弱层产生, 改善结构的抗震性能, 可选用最大层间位移角作为 EDP。采用等步长调幅法对地震动记录调幅, 进行增量动力时程分析, 研究 EDP 对预设性能目标的超越概率。根据《FEMA356》<sup>[10]</sup>, 混凝土框架结构的抗震性能水准可以划分为: 1) 立即使用状态(immediate occupancy, IO); 2) 生命安全状态(life safe, LS); 3) 防止倒塌(collapse prevention, CP) 3 个状态点, 对应的层间位移角限值分别为: 0.005、0.01 和

0.02, 3个极限状态是相邻破坏状态(damage state, DS)之间的临界点, 破坏状态又分为轻微破坏(DS<sub>1</sub>)、中等破坏(DS<sub>2</sub>)、严重破坏(DS<sub>3</sub>)和倒塌(DS<sub>4</sub>)。

### 1.5 易损性分析的基本原理

地震易损性描述的是一个结构在达到某一极限状态下发生破坏的概率, 建立起结构破坏程度和地震动强度之间的关系, 结构地震易损性可以用式(1)来表示:

$$P_f(x) = P\langle D > C | IM = x \rangle, \quad (1)$$

式中:  $P_f(x)$  为超越概率函数;  $D$  为结构损伤指标  $DM(\theta_{\max})$ ;  $C$  为极限状态;  $IM$  为地震动强度指标。

结构地震易损性常利用易损性曲线来表示, 即取横坐标为地震动强度指标(IM), 纵坐标为结构损伤指标(DM), 分析易损性曲线的各个极限状态点, 求得发生极限破坏的概率。

### 1.6 模型的实验验证

为验证结构分析软件及计算结构模型参数的准确性与合理性, 针对重庆大学结构实验室完成的掉层框架结构低周反复加载模型进行模拟<sup>[1]</sup>, 试验掉层框架结构尺寸及配筋如图3所示。

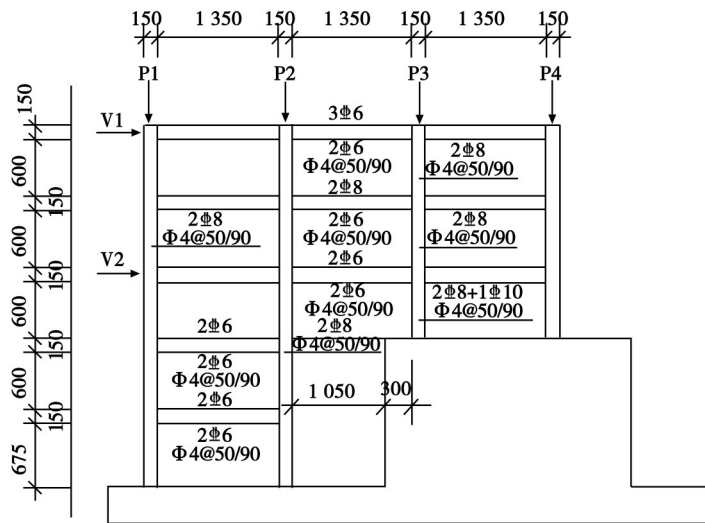


图3 试验掉层框架结构尺寸及配筋图

Fig 3 Structural dimension and reinforcement of step-terrace structure in test

#### 1.6.1 实验模型与加载制度

实验原型总层数为8层, 掉2层1跨, 总跨数为3跨, 设防烈度为8(0.2g), 设计地震分组为1组, 场地类别为二类, 混凝土强度等级为C30, 纵筋采用HRB400, 箍筋采用HPB300。模型总层数为5层, 掉2层1跨, 几何尺寸为原型1/4的一榀框架。各层高均为750 mm, 各跨均为1500 mm。截面尺寸: 梁为100 mm × 150 mm, 柱150 mm × 150 mm。

模型的水平与竖向荷载均通过油压千斤顶施加, 梁上荷载通过钢板施加。竖向荷载通过钢梁按照端柱10 kN、中柱5 kN的分配比例传递至柱顶, 水平荷载仅在第3层和顶层按照位移比1:2的比例施加位移控制下的往复荷载。

#### 1.6.2 数值模拟

试验结果与软件模拟的整体滞回曲线对比如图4所示, 可以看出, 两者最大水平推力都在100 kN左右, 滞回曲线的大体变化趋势也比较符合, 整体误差在可接受范围之内, 可以准确地模拟往复荷载作用下山地掉层框架结构承载力与刚度的退化规律, 且两者滞回曲线的捏缩现象差异较小, 表明OpenSEES结构分析软件可以较好地模拟山地掉层框架结构模型。

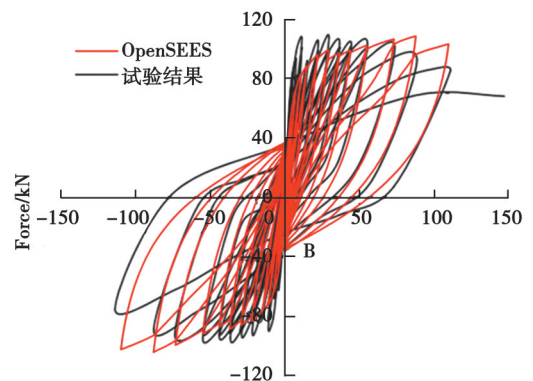


图4 顶点水平力与侧移滞回曲线对比

Fig 4 Hysteresis curves of roof horizontal force versus lateral displacement

## 2 山地掉层框架-消能摇摆墙结构的易损性分析

文中研究的掉层框架-消能摇摆墙结构如图 1(c)所示,简称 C2K3YBR 结构。为研究摇摆墙和 BRB 对提高主体掉层框架结构抗震性能与抗倒塌性能所发挥的作用,设置了 2 种对比结构:1)纯掉层框架结构,简称 C2K3 结构,如图 1(a)所示;2)摇摆墙-掉层框架结构,附设摇摆墙、不含 BRB,简称 C2K3YB,如图 1(b)所示。

### 2.1 地震概率需求模型

对 IDA 曲线所得到的地震动强度指标 PGA 和结构损伤指标  $\theta_{max}$  分别取对数,以  $\ln(\text{PGA})$  为  $x$  轴,  $\ln(\theta_{max})$  为  $y$  轴,建立  $\ln(\text{PGA})-\ln(\theta_{max})$  坐标轴地震概率需求模型如图 5 所示。

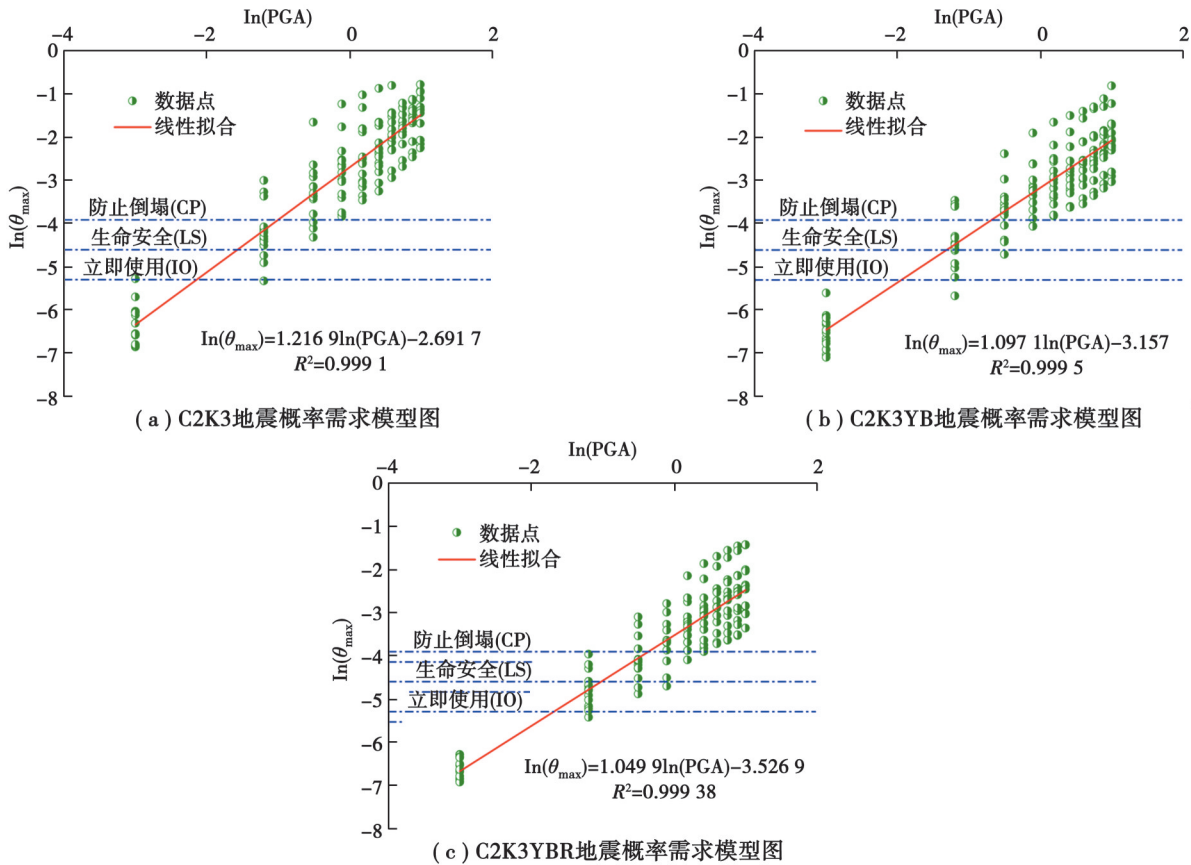


图 5 3 种结构地震概率需求模型图

Fig 5 Seismic demand probability model of the three structural systems

由图 5 可知:

- 1)  $\ln(\text{PGA})$  与  $\ln(\theta_{max})$  均值呈强线性相关性,3 种结构的相关系数  $R^2$  均大于 0.99,越接近 1,表示相关性越强。
- 2) 随着  $\ln(\text{PGA})$  的增大,  $\ln(\theta_{max})$  的离散性随之增强,这是因为 PGA 的增大,使得结构的塑性进一步发展,刚度进一步退化,结构对地震激励的敏感性增加,导致  $\theta_{max}$  的变异性增大。

3) C2K3YBR 结构的  $\ln(\theta_{max})$  变异性小于 C2K3YB 结构, C2K3YB 结构小于 C2K3 结构。这是因为附加摇摆墙有效控制了结构的层间位移角,整体变形均匀化,限制塑性的发展,弱化高阶振型的影响,减低结构对地震激励的敏感性和  $\ln(\theta_{max})$  的变异性。同时,屈曲约束支撑(BRB)减震控制效果明显, C2K3YBR 结构相应的最大层间位移角最小,结构刚度退化程度最低,  $\ln(\theta_{max})$  变异性最小。

4) 3 种结构的线性回归直线中, C2K3 结构的线性回归直线的斜率最大, C2K3YB 结构和 C2K3YBR 结构的斜率基本相同,说明摇摆墙的作用是使结构整体变形均匀化,屈曲约束支撑(BRB)使减震控制效果明显,提升了结构的抗震承载力和延性。

## 2.2 易损性函数

求得3种结构C2K3、C2K3YB和C2K3YBR的极限状态失效概率公式分别为

$$P_f(x) = \Phi \left[ \frac{\ln(0.0678(\text{PGA})^{1.2169}/m_c)}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}} \right], \quad (2)$$

$$P_f(x) = \Phi \left[ \frac{\ln(0.0426(\text{PGA})^{1.0971}/m_c)}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}} \right], \quad (3)$$

$$P_f(x) = \Phi \left[ \frac{\ln(0.0294(\text{PGA})^{1.0499}/m_c)}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}} \right]. \quad (4)$$

由结构失效概率公式可得到3种结构在IO状态下、LS状态下和CP状态下的易损性曲线,如图6所示。

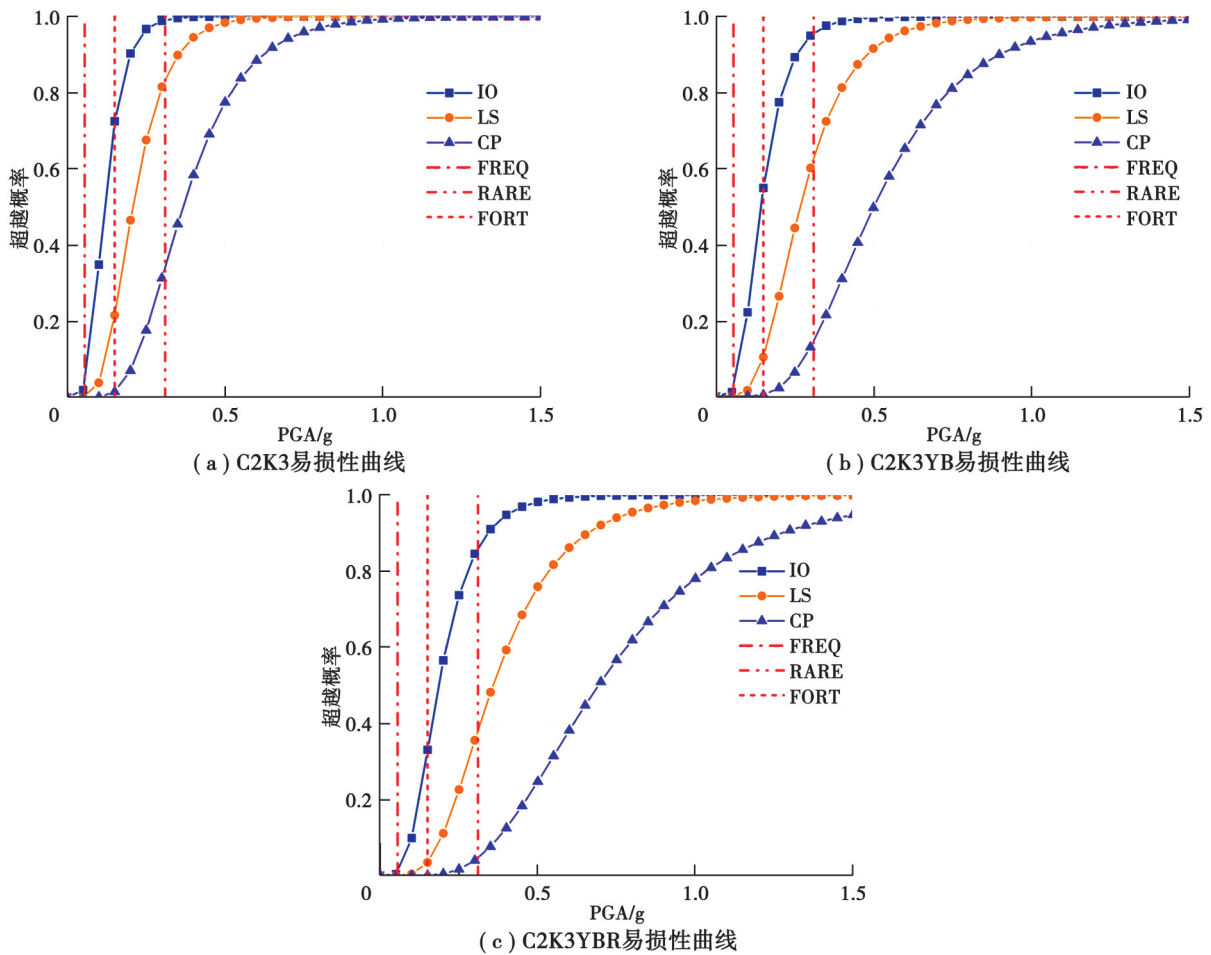


图6 3种结构易损性曲线

Fig. 6 Fragility curves of the three structural systems

由图6可知:

- 1) 相同性能水准下, C2K3结构的超越概率 > C2K3YB结构的超越概率 > C2K3YBR结构的超越概率。
- 2) 在多遇地震下, 3种结构超越IO状态的超越概率都很小, C2K3YBR结构只有1.60%概率超越IO状态。
- 3) 在设防地震下, C2K3结构和C2K3YB结构超越IO状态的超越概率为72.49%和54.76%, 超过了50%, 而C2K3YBR结构超越概率为30.55%, 超越概率减小幅度为137.3%, 说明C2K3YBR结构有着更好的抗震性能; 3种结构超越LS状态的超越概率为: 21.51%、10.40%和3.19%, 超越概率逐渐变小, 说明附加摇摆墙以及屈曲约束支撑(BRB)有利于山地掉层结构抗震性能的提升; 3种结构超越CP极限状态的超越概率均小于2%, 说明按照中国规范设计的三类结构均不会在设防地震下发生倒塌破坏。

4)在罕遇地震下,3种结构都已经超越IO极限状态,而C2K3结构超越LS状态的超越概率为83.02%,可以认定C2K3结构已经发生破坏,但仍能保证生命安全,有34.14%的概率超越CP状态,C2K3结构发生倒塌破坏的可能性最大;C2K3YB结构有62.56%的概率超越LS状态,说明C2K3YB结构也开始发生破坏,但破坏程度比C2K3结构小,有14.73%的概率超越CP状态;C2K3YBR结构超越LS状态超越概率为38.18%,仍可以保证使用安全,仅有4.63%的概率超越CP状态。

2.3 破坏状态概率

可以采用相邻极限状态下的超越概率差值来表示破坏状态概率,按照式(5)计算:

$$P_{f|DS_i} = \begin{cases} 1 - P_{f|LS_1}, & (i = 1); \\ P_{f|LS_{i-1}} - P_{f|LS_i}, & (i = 2, 3); \\ P_{f|LS_3}, & (i = 4)。 \end{cases} \quad (5)$$

式中: $P_{f|LS_1}$ 对应IO极限状态; $P_{f|LS_2}$ 对应LS极限状态; $P_{f|LS_3}$ 对应CP极限状态; $DS_1$ 轻微破坏状态; $DS_2$ 中等破坏状态; $DS_3$ 严重破坏状态; $DS_4$ 倒塌状态。

结合上述的4种破坏状态和3个极限状态,使用式(5)计算得到3个结构在不同地震动强度作用下,处于不同破坏状态的概率曲线,如图7所示。

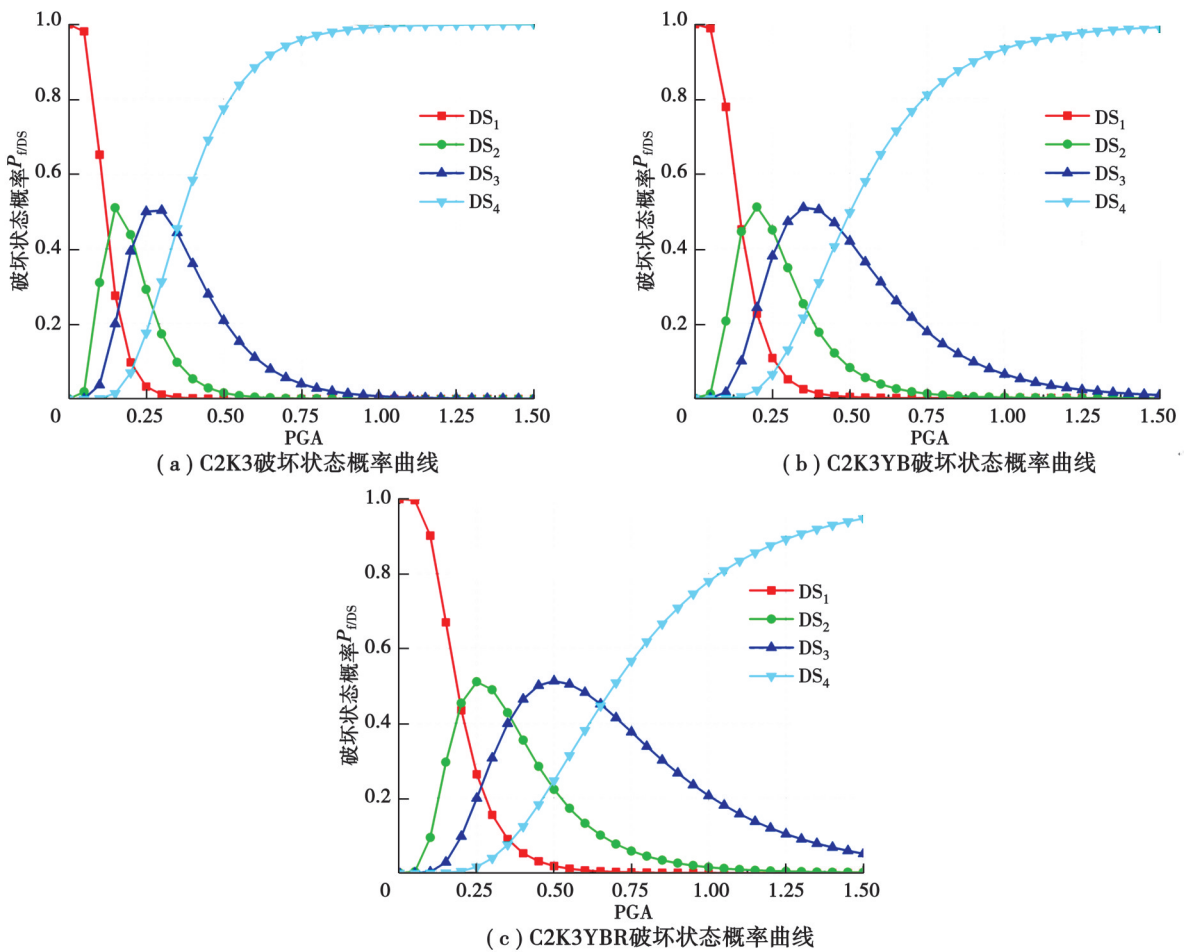


图 7 3种结构的破坏状态概率曲线

Fig. 7 DS probability curves for the three structural systems

由图7可知:

1)3个原型结构的破坏状态概率曲线的变化趋势相同,而破坏状态概率曲线与结构易损性曲线变化趋势不同,不仅仅是随着地震动强度的增加而单调增加,且存在下降段,说明随着地震动强度的增大,结构的破坏状态在不断变化。

2)3组破坏状态概率曲线中,4条曲线有6个交点,对比6个交点的位置变化,可以发现交点的位置随着

地震动强度的增大而显著向右平移,说明随着摇摆墙和屈曲约束支撑(BRB)的附加,结构达到相应破坏状态所需的地震动强度也在增大,附加摇摆墙和BRB对山地掉层框架结构抗震承载力的提升作用很大。

3)以破坏状态概率40%为界限,可以看出各结构在不同地震动强度范围内的大概率所处于破坏状态,如C2K3YBR结构,在 $0 < \text{PGA} < 0.2g$ 范围内,结构大概率处于 $\text{DS}_1$ (轻微破坏)状态;在 $0.2g < \text{PGA} < 0.35g$ 范围内,结构大概率处于 $\text{DS}_2$ (中等破坏)状态;在 $0.35g < \text{PGA} < 0.65g$ 范围内,结构大概率处于 $\text{DS}_3$ (严重破坏)破坏状态;在 $\text{PGA} > 0.65g$ 时,结构大概率处于 $\text{DS}_4$ (倒塌)破坏状态,且结构倒塌概率随地震动强度增大而单调递增。

#### 2.4 易损性指数

根据我国的地震烈度表,列出不同破坏状态相对应的震害指数<sup>[12]</sup>,并作上下限和平均震害指数处理,如表2所示。

表2 破坏状态对应震害指数范围与平均值

Table 2 Damage states and corresponding damage factor range and means

震害 指数	破坏状态			
	轻微破坏 ( $\text{DS}_1$ )	中等破坏 ( $\text{DS}_2$ )	严重破坏 ( $\text{DS}_3$ )	倒塌 ( $\text{DS}_4$ )
范围/%	[0, 30]	[30, 55]	[55, 85]	[85, 100]
平均值/%	15.0	42.5	70.0	92.5

易损性指数(vulnerability index, VI)计算式为

$$V_1 = \sum_{j=1}^4 DF_j \times P_{j|DS_j}, \quad (6)$$

式中: $DF_j(j=1,2,3,4)$ 是结构4个破坏状态即轻微破坏、中等破坏、严重破坏和倒塌所对应的震害指数。基于2.3节的破坏状态概率,按式(6)计算得到不同刚度比结构的易损性指数曲线如图8所示。

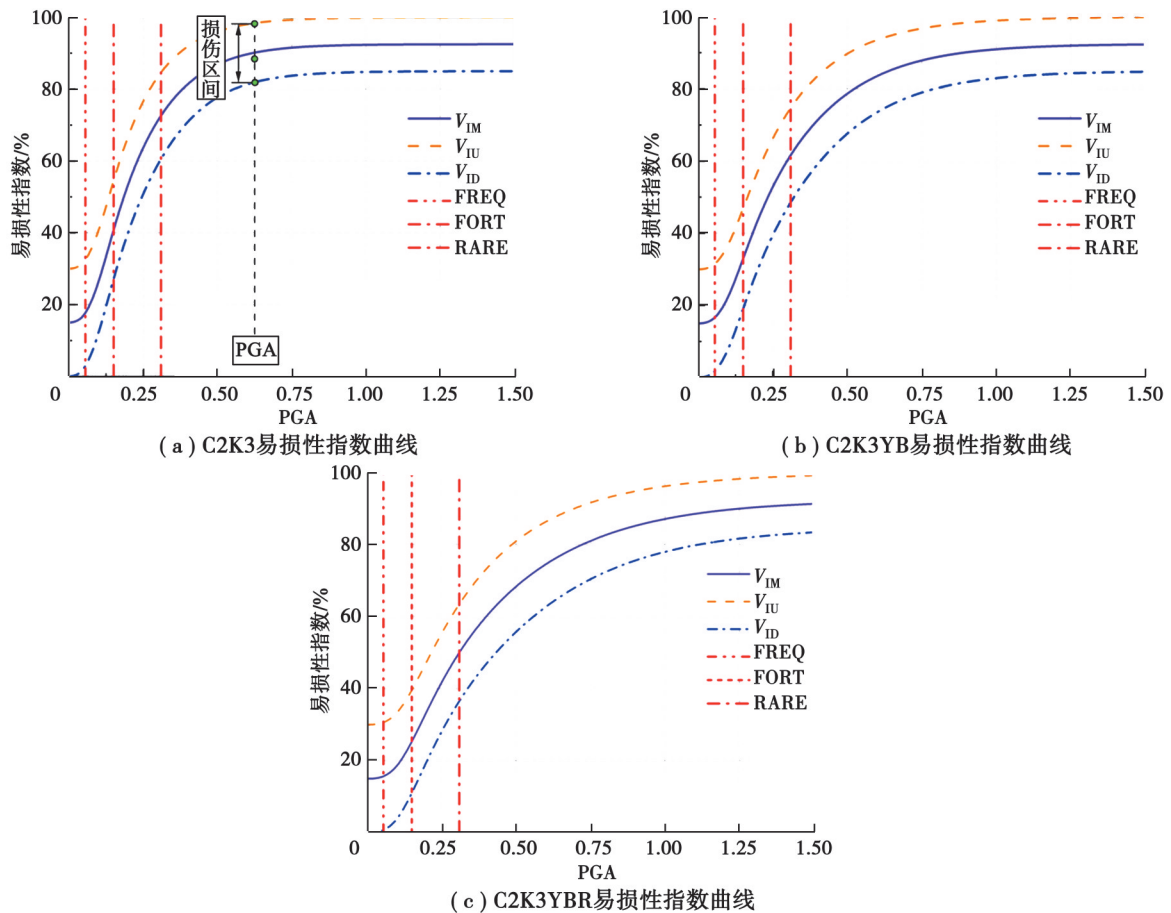


图8 3种结构的易损性指数曲线

Fig. 8 Fragility indices curves for the three structural systems

图8中  $V_{IM}$ 、 $V_{IU}$  和  $V_{ID}$ , 分别代表结构易损性指数的平均值、上限值和下限值, 可以通过计算特定地震动强度 PGA 相对应的结构易损性指数区间, 也就是  $V_{IU}-V_{ID}$  的差值表示损伤区间, 通过与表2的震害指数作对比, 能够定量评价结构的损伤程度, 并依此评估结构的抗倒塌性能。

由图8可知:

1) 3种结构的平均值、上限值和下限值易损性指数曲线的变化趋势均相同。在  $0 < \text{PGA} < 0.055g$  范围内, 易损性指数保持稳定; 在  $0.055g < \text{PGA} < 0.75g$  范围内, 易损性指数曲线斜率先变大, 然后逐渐变小, 随着地震动强度的增大, 所对应的易损性指数逐渐变大, 结构的损伤程度也逐渐增大; 在  $\text{PGA} > 0.75g$  时, 易损性指数曲线斜率趋近于零, 易损性指数上限值趋近于1, 表明结构在极罕遇地震作用下大概率发生倒塌破坏。

2) 对比多遇地震、设防地震和罕遇地震下3种结构在  $0.15g < \text{PGA} < 0.75g$  的损伤区间可以得出, 损伤区间逐渐变大, 这是因为在地震动比较小的时候, 结构还处在弹性阶段, 所受损伤比较小, 随着地震动强度的增大, 结构从弹性阶段进入弹塑性阶段, 损伤区间逐渐变大。

3) 对比 C2K3、C2K3YB 和 C2K3YBR 结构的易损性指数曲线斜率, 可以看出 C2K3 结构的斜率最大且曲线趋于平缓的速度也是最快的, 而 C2K3YBR 结构斜率变化趋势恰恰相反, 说明3种结构中 C2K3 结构的抗震性能最差, C2K3YBR 结构的抗震性能最优。

4) 在多遇地震下, 3种结构的易损性指数上限值均保持在30%, 下限值小于3%, 平均值逐渐减小, 各结构损伤区间均小于30%, 这是因为在比较小的地震动强度下, 结构的地震响应较小, 易损性指数所反映的就是结构  $DS_1$  (轻微破坏) 破坏状态, 对照表2各破坏状态震害指数可知, 在多遇地震下, 3种结构的地震损伤基本不会超过轻微破坏水平。

5) 在设防地震下, 3种结构的易损性指数平均值  $V_{IM}$  依次为: 40.84%、33.17% 和 25.33%, 随着摇摆墙和屈曲约束支撑的附加, 易损性指数平均值  $V_{IM}$  逐渐减小, 观察易损性指数上限值  $V_{IU}$  和下限值  $V_{ID}$ , 也表现出了同样的变化规律; 易损性指数上限值  $V_{IU}$  依次为: 53.93%、46.51% 和 39.43%, 均小于55%, 而易损性指数下限值  $V_{ID}$  依次为: 27.50%、19.58% 和 10.90%, 均小于30%, 对照表2各破坏状态震害指数可知, 在设防地震下, 3种结构的地震损伤基本控制在中等破坏水平。

6) 在罕遇地震下, 3种结构的易损性指数平均值  $V_{IM}$  依次为: 72.54%、61.73% 和 50.04%, 随着摇摆墙和屈曲约束支撑的附加, 易损性指数平均值  $V_{IM}$  逐渐减小, 观察易损性指数上限值  $V_{IU}$  和下限值  $V_{ID}$ , 也表现出了同样的变化规律; 易损性指数上限值  $V_{IU}$  依次为: 84.44%、74.68% 和 63.26%, 均小于85%, 而易损性指数下限值  $V_{ID}$  依次为: 60.48%、48.45% 和 36.58%, C2K3YB 结构和 C2K3YBR 结构易损性指数下限值  $V_{ID}$  小于55%, 对照表2各破坏状态震害指数可知, 在罕遇地震下, 3种结构的地震损伤基本控制在严重破坏水平, 而 C2K3YB 结构和 C2K3YBR 结构地震损伤有可能处在中等破坏水平。

## 2.5 抗倒塌能力

采用的结构抗倒塌能力量化指标是由美国应用技术委员会(ATC)提出的抗倒塌安全储备系数(collapse margin ratio), 简称 CMR 法, 其中, CMR 代表结构的抗倒塌能力的大小, 其值越大越好, 表明结构越不容易在地震作用下倒塌。CMR 值为

$$\text{CMR} = \frac{\text{IM}_{50\%}}{\text{IM}_{\text{大震}}}, \quad (7)$$

式中:  $\text{IM}_{50\%}$  表示在给定地震动强度的情况下(文中地震动强度指标为 PGA), 结构倒塌概率为50%时所对应的 PGA, 也称结构的平均抗倒塌能力, 即易损性曲线50%超越概率所对应的 PGA 值。  $\text{IM}_{\text{大震}}$  为罕遇地震下对应的地震动强度, 取  $\text{IM}_{\text{大震}} = 0.31g$ 。

根据式(7)求得3种结构的CMR值,如表3所示。

表3 各框架模型的CMR值  
Table 3 CMR value of frames

结构简称	IM <sub>50%</sub>	IM <sub>大震</sub>	CMR
C2K3	0.37g	0.31g	1.19
C2K3YB	0.51g	0.31g	1.65
C2K3YBR	0.69g	0.31g	2.24

由表3可知,3种结构的抗倒塌安全储备系数(CMR)的大小关系:C2K3YBR>C2K3YB>C2K3,附加摇摆墙和屈曲约束支撑(BRB)的C2K3YBR结构抗倒塌能力比仅附加摇摆墙的C2K3YB结构的抗倒塌能力提升了38.7%,而比普通山地掉层框架C2K3结构的抗倒塌能力提升了88.2%,表明C2K3YBR的抗倒塌能力最强,C2K3的抗倒塌能力最弱,说明普通山地掉层框架结构附加摇摆墙有利于抗倒塌能力的提升,而附加摇摆墙和BRB能更好地提升山地掉层结构的抗倒塌能力。

为进一步研究结构在不同地震动强度下达到不同极限状态的能力大小,采用“安全裕度比”<sup>[13]</sup>(safety margin ratio)定量分析结构抵抗不同程度破坏的能力,可按照下式计算。

$$SMR_{i,FE} = \frac{IM_{50\%,i}}{IM_{FE}} \quad (i=1,2,3), \quad (8)$$

$$SMR_{i,DBE} = \frac{IM_{50\%,i}}{IM_{DBE}} \quad (i=1,2,3), \quad (9)$$

$$SMR_{i,MCE} = \frac{IM_{50\%,i}}{IM_{MCE}} \quad (i=1,2,3), \quad (10)$$

式中:IM<sub>FE</sub>、IM<sub>DBE</sub>和IM<sub>MCE</sub>分别代表多遇地震、设防地震和罕遇地震下的地震动强度指标;IM<sub>50%,i</sub>(i=1,2,3)依次代表立即使用(IO)、生命安全(LS)和防止倒塌(CP)极限状态下,结构倒塌概率为50%时所对应的PGA。其中,当i=3时,CMR和SMR<sub>i,MCE</sub>大小相等。

多遇地震(0.055g)、设防地震(0.15g)和罕遇地震(0.31g)下的安全裕度比如图9~11所示。

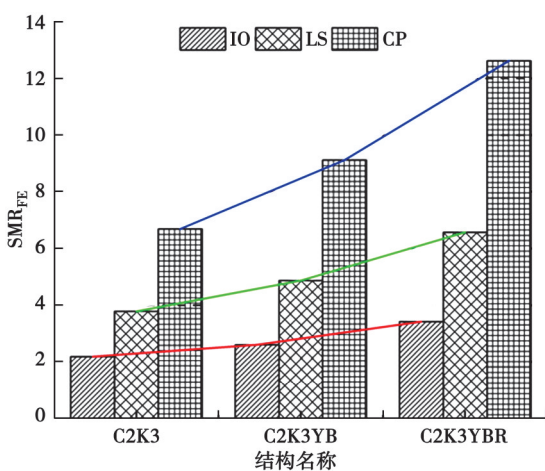


图9 多遇地震作用下各结构安全裕度比SMR<sub>FE</sub>  
Fig.9 Safety margin ratio SMR<sub>FE</sub> for structures under multiple earthquakes

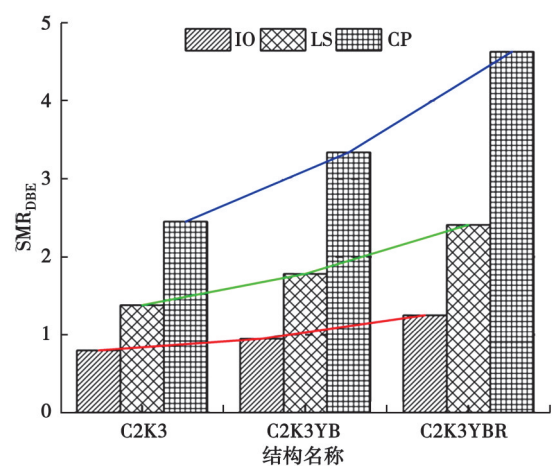


图10 设防地震作用下各结构安全裕度比SMR<sub>LDBE</sub>  
Fig.10 Safety margin ratio SMR<sub>LDBE</sub> for structures under earthquake preparedness

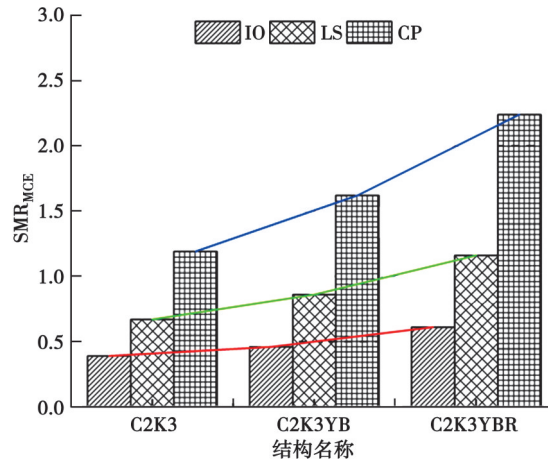


图 11 罕遇地震作用下各结构安全裕度比  $SMR_{i,MCE}$

Fig. 11 Safety margin ratio  $SMR_{i,MCE}$  for structures under rare earthquakes

由图可知:

1)在不同地震动强度下,3种结构对应不同极限状态下的安全裕度比满足:防止倒塌  $SMR_3 >$  生命安全  $SMR_2 >$  立即使用  $SMR_1$ 。

2)在罕遇地震下,3种结构的IO极限状态安全裕度比  $SMR_{1,MCE}$  的大小关系:C2K3YBR>C2K3YB>C2K3;3种结构的LS极限状态安全裕度比  $SMR_{2,MCE}$  的大小关系:C2K3YBR>C2K3YB>C2K3;3种结构的CP极限状态安全裕度比  $SMR_{3,MCE}$  的大小关系:C2K3YBR>C2K3YB>C2K3;可以看出,在不同极限状态下,3种结构的安全裕度比的大小关系变化规律一致,说明附加摇摆墙和BRB可以有效增强普通山地掉层框架结构抗不同程度破坏的能力;多遇地震和设防地震动强度下也能得到同样的结论。

### 3 结 论

根据所选15条地震波对C2K3、C2K3YB和C2K3YBR3种结构进行IDA分析,从IDA曲线簇、分位曲线、地震概率需求模型、易损性函数、破坏状态概率、易损性指数、抗倒塌储备系数和安全裕度比等方面,综合讨论了3种结构的易损性并得到以下结论:

1)3种结构的抗震性能:C2K3YBR>C2K3YB>C2K3,这是因为附加摇摆墙和屈曲约束支撑(BRB)可以增强普通山地掉层框架结构的承载能力和延性,而且BRB屈服后充分发挥作用,增强了结构的耗能能力,使得山地掉层框架-消能摇摆墙结构的抗震性能更加优越。

2)3种结构在IO状态时,易损性曲线斜率均较大,结构处在弹性阶段,在LS和CP状态时,易损性曲线斜率趋于平缓,说明结构在进入弹塑性阶段后,结构的耗能能力增强,且C2K3YBR的易损性曲线斜率较C2K3YB的更小,说明BRB与摇摆墙可以有效地增大结构的抗震能力。

3)相同PGA的地震激励作用下,附加摇摆墙可以防止山地掉层结构上接地层的变形集中问题,限制结构塑性过分发展,降低了最大层间位移角的离散性和各性能水准下结构的超越概率,而附加BRB可以进一步降低最大层间位移角的离散性和超越概率,提高山地掉层框架-消能摇摆墙结构的抗震性能和抗倒塌性能。

4)3种结构的CMR值大小情况:C2K3YBR>C2K3YB>C2K3,3种结构对应不同极限状态下的安全裕度比满足:防止倒塌  $SMR_3 >$  生命安全  $SMR_2 >$  立即使用  $SMR_1$ ,说明附加摇摆墙和BRB可以增强结构的抗倒塌能力,有效增强结构抗不同程度破坏的能力。

## 参考文献

- [ 1 ] 李英民, 姬淑艳, 唐洋洋, 等. 山地建筑结构特殊问题与研究进展[J]. 建筑结构, 2019, 49(19): 76-82.  
Li Y M, Ji S Y, Tang Y Y, et al. Special problems and research progress of structure on a slope[J]. Building Structure, 2019, 49(19): 76-82. (in Chinese)
- [ 2 ] 杨佑发, 王一功, 李元初. 山区台地框架建筑抗震性能研究[J]. 振动与冲击, 2007, 26(6): 36-40, 51.  
Yang Y F, Wang Y G, Li Y C. Study on seismic resistance behavior of the frame connected with ground by not only the first floor[J]. Journal of Vibration and Shock, 2007, 26(6): 36-40, 51. (in Chinese)
- [ 3 ] 王丽萍, 李英民, 郑妮娜, 等. 5·12汶川地震典型山地建筑结构房屋震害调查[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2009, 41(6): 822-826.  
Wang L P, Li Y M, Zheng N N, et al. Seismic damage investigation on typical slope building in Wenchuan Earthquake[J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition), 2009, 41(6): 822-826. (in Chinese)
- [ 4 ] 李英民, 唐洋洋, 姜宝龙, 等. 山地掉层 RC 框架结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2020, 41(8): 68-78.  
Li Y M, Tang Y Y, Jiang B L, et al. Shaking table test of RC frame structure on a slope and supported by foundations with different elevations[J]. Journal of Building Structures, 2020, 41(8): 68-78. (in Chinese)
- [ 5 ] 吴守君, 潘鹏, 张鑫. 框架-摇摆墙结构受力特点分析及其在抗震加固中的应用[J]. 工程力学, 2016, 33(6): 54-60, 67.  
Wu S J, Pan P, Zhang X. Characteristics of frame rocking wall structure and its application in aseismic retrofit[J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(6): 54-60, 67. (in Chinese)
- [ 6 ] 尚庆学, 黄飒, 高生, 等. 装配式摇摆墙-框架结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(8): 12-19, 75.  
Shang Q X, Huang S, Gao S, et al. Experimental study on seismic performance of prefabricated rocking wall frame structure [J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(8): 12-19, 75. (in Chinese)
- [ 7 ] 杨佑发, 刘议蓬, 梁婷. 山地掉层框架-摇摆墙结构抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2020, 41(S1): 210-220.  
Yang Y F, Liu Y P, Liang T. Seismic performance of step-terrace frame-rocking wall structure[J]. Journal of Building Structures, 2020, 41(S1): 210-220. (in Chinese)
- [ 8 ] 张文津, 李国强, 孙飞飞. 消能摇摆钢桁架-框架结构抗震性能[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2019, 47(9): 1235-1243.  
Zhang W J, Li G Q, Sun F F. Seismic behavior of rocking-truss-frame with dampers[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2019, 47(9): 1235-1243. (in Chinese)
- [ 9 ] 曹海韵, 潘鹏, 吴守君, 等. 框架-摇摆墙结构体系中连接节点试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(12): 38-46.  
Cao H Y, Pan P, Wu S J, et al. Experimental study of connections of frame-rocking wall system[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(12): 38-46. (in Chinese)
- [ 10 ] Federal Emergency Management Agency, FEMA273. NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings [R]. California, US: Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [ 11 ] 杨伯韬. 典型山地掉层框架结构抗震性能拟静力试验研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2014.  
Yang B T. Quasi-static experimental study on seismic performance of typical mountain cliff-structure[D]. Chongqing: Chongqing University, 2014. (in Chinese)
- [ 12 ] 薄景山, 张建毅, 孙平善, 等. 震害指数及有关问题的讨论[J]. 自然灾害学报, 2012, 21(6): 37-42.  
Bo J S, Zhang J Y, Sun P S, et al. Discussion on seismic damage index and relevant problems[J]. Journal of Natural Disasters, 2012, 21(6): 37-42. (in Chinese)
- [ 13 ] 于晓辉. 钢筋混凝土框架结构的概率地震易损性与风险分析[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2012.  
Yu X H. Probabilistic seismic fragility and risk analysis of reinforced concrete frame structures[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2012. (in Chinese)

(编辑 陈移峰)