

doi:10.11835/j.issn.1000-582X.2019.03.003

主余震作用下山地掉层框架结构的损伤评估

杨佑发^{a,b}, 梁 婷^b, 谭 曦^b

(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:参考我国现行规范设计了 3 个不同掉层数与掉跨数的山地掉层框架结构(掉两层三跨结构、掉两层两跨结构、掉三层两跨结构)以及 1 个普通平地框架结构,采用增量动力分析方法(incremental dynamic analysis, IDA),以 Park-Ang 损伤指数作为结构响应(damage measures, DM)参数,以(peak ground acceleration, PGA)作为地震动强度(intensity measures, IM)参数,考虑余震的附加影响,从构件附加损伤指数、层损伤指数、整体损伤指数方面对掉层框架结构进行了损伤评估。研究表明,主震是引起结构损伤最重要的因素。掉层结构上接地层的损伤最严重,随着 ∇ PGA 的增大,掉层结构各构件的附加损伤指数增大,上接地柱的附加损伤最大。山地掉层结构的整体损伤大于普通平地结构的整体损伤;在主震幅值相同时, ∇ PGA 越大,余震对结构的附加损伤也越大,且余震对掉层结构的附加损伤程度较平地结构更大,山地结构和普通平地结构的损伤指数比按 C2K3、C3K2、C2K2、ORD 依次减小。

关键词:山地掉层框架结构;余震影响;IDA 分析;损伤评估

中图分类号:TU398

文献标志码:A **文章编号:**1000-582X(2019)03-025-12

Damage assessment of step-terrace frame structure on the slope under the main-after shock

YANG Youfa^{a,b}, LIANG Ting^b, TAN Xi^b

(a. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area under the Ministry of Education b. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: Three structures with different layers and crosses and an ordinary flat frame structure were designed with reference to the current norms of China. Taking the Park-Ang damage index as the parameter of structural response, and peak ground acceleration (PGA) as the parameter of the ground motion intensity and considering the additional effects of aftershocks, damage assessment of the layered structure was carried out by the incremental dynamic analysis in respects of the additional damage index, the layer damage index and the overall damage index. The results show that the main shock is the most important factor causing structural damage. The damage of the upper ground layer is the most serious, the additional damage index of the components of the layer structure increases, and the additional damage of the upper

收稿日期:2018-10-21

基金项目:重庆市建设科技计划项目(2016-07);国家自然科学基金项目(51638002)

Supported by Chongqing Construction Science and Technology Project (2016-07), and the National Natural Science Foundation of China (51638002).

作者简介:杨佑发(1968—),教授,博士生导师,主要从事建筑结构损伤诊断与安全性评估研究,(E-mail)yfyang@cqu.edu.cn。

grounding column is the largest. The global damage of the layered structure on the slop is greater than that of ordinary flat structure, the damage index ratio decreases in turn according to C2K3、C3K2、C2K2 and ORD.

Keywords: step-terrace structure; aftershock effect; IDA analysis; damage assessment

我国是一个多山地、多丘陵的国家,山地丘陵面积约占全国土地总面积的一半。山地建筑结构日益增多,其中,掉层结构应用得最为广泛。因地势高差的影响,掉层结构底部约束处的标高存在较大差异,在竖向存在明显的不规则性^[1]。目前,针对山地掉层结构的研究分析深度不够且在工程实践中缺乏规范指导。同时,大量地震资料表明,一次大震过后会不断发生余震,甚至会接连发生强余震,而针对掉层结构的研究并未考虑余震的影响^[2]。因此,有必要对山地掉层结构在主余震作用下的地震耗能机制与损伤评估进行分析。

汶川地震发生后,大量房屋受损甚至倒塌,包括许多山地建筑结构。汶川地震震害调查^[3]对吊脚式和错层式 2 种典型山地建筑结构房屋的震害进行调查和分析,提出了若干建议和启示,为今后开展关于山地建筑结构抗震设计特殊问题的研究提供了宝贵的震害资料和分析例证。随着人们对余震的认识,一些学者对余震展开了一系列的分析。在 20 世纪 80 年代,Mahin^[4]最早将余震考虑到工程结构,采用 Managua 地震记录到的实际主余震序列型地震动,对单自由度体系进行非线性分析后发现,考虑余震作用会在一定程度上提高结构的位移延性需求。在 20 世纪 90 年代,欧进萍等^[5]对主余震序列型地震动及其作用下的结构损伤进行了一系列研究,对钢筋混凝土结构进行了主、余震作用下的弹塑性反应分析。Amad.C 等^[6]采用 1 条实际记录的地震动序列及 2 条合成的地震动序列,研究了序列型地震动作用下非线性单自由度体系的损伤指数,认为余震增加了体系的损伤程度。

为了探讨山地框架结构中掉层数与掉跨数等 2 个参数对主余震作用下结构损伤的影响规律,参考我国现行规范设计了 3 个不同掉层数与掉跨数的山地掉层框架结构(掉两层三跨结构、掉两层两跨结构、掉三层两跨结构)以及一个普通平地框架结构,采用增量动力分析方法^[7-8],选取 Park-Ang 损伤模型计算各构件的损伤指数,再利用杜修力加权法计算结构的层损伤指数以及整体损伤指数,以进一步研究山地掉层结构在不同的主余震幅值组合下构件损伤指数、层损伤指数以及整体损伤指数的变化情况。

1 山地掉层结构模型设计

以山地掉层 RC 框架结构为研究对象,考虑代表性共设计了 4 个模型:掉两层三跨结构(C2K3)、掉两层两跨结构(C2K2)、掉三层两跨结构(C3K2)、普通平地结构,算例模型立面示意如图 1 所示。

1) 总信息:4 个算例均为 6 层现浇混凝土框架结构,每层层高为 3.6 m,结构总高度为 21.6 m;结构沿陡坎方向与垂直陡坎方向均为 4 跨,柱网尺寸为 6 m×6 m。屋面板厚度取 120 mm,楼面板厚度均取 100 mm。

2) 地震信息:建筑场地类别为 II 类,设计地震分组为第 1 组,对应特征周期 0.35 s;设防烈度为 7 度(0.1 g),抗震设防类别为丙类。

3) 材料信息:梁、柱、板混凝土强度等级均采用 C30,结构受力钢筋选用 HRB400,箍筋选用 HPB300;混凝土的弹性模量取 3×10^4 N/mm²,泊松比取 0.2。

4) 风荷载信息:地面粗糙度为 B 类,基本风压 $W_0 = 0.35$ kN/m²。

5) 恒活荷载信息:楼面恒荷载(不含现浇楼板自重)取 2.0 kN/m²,活荷载取 2.0 kN/m²;屋面恒荷载(不含现浇楼板自重)取 3.0 kN/m²,活荷载取 2.0 kN/m²;内墙线荷载取 7.0 kN/m,外墙线荷载取 9.0 kN/m,屋顶女儿墙线荷载取 3.0 kN/m。

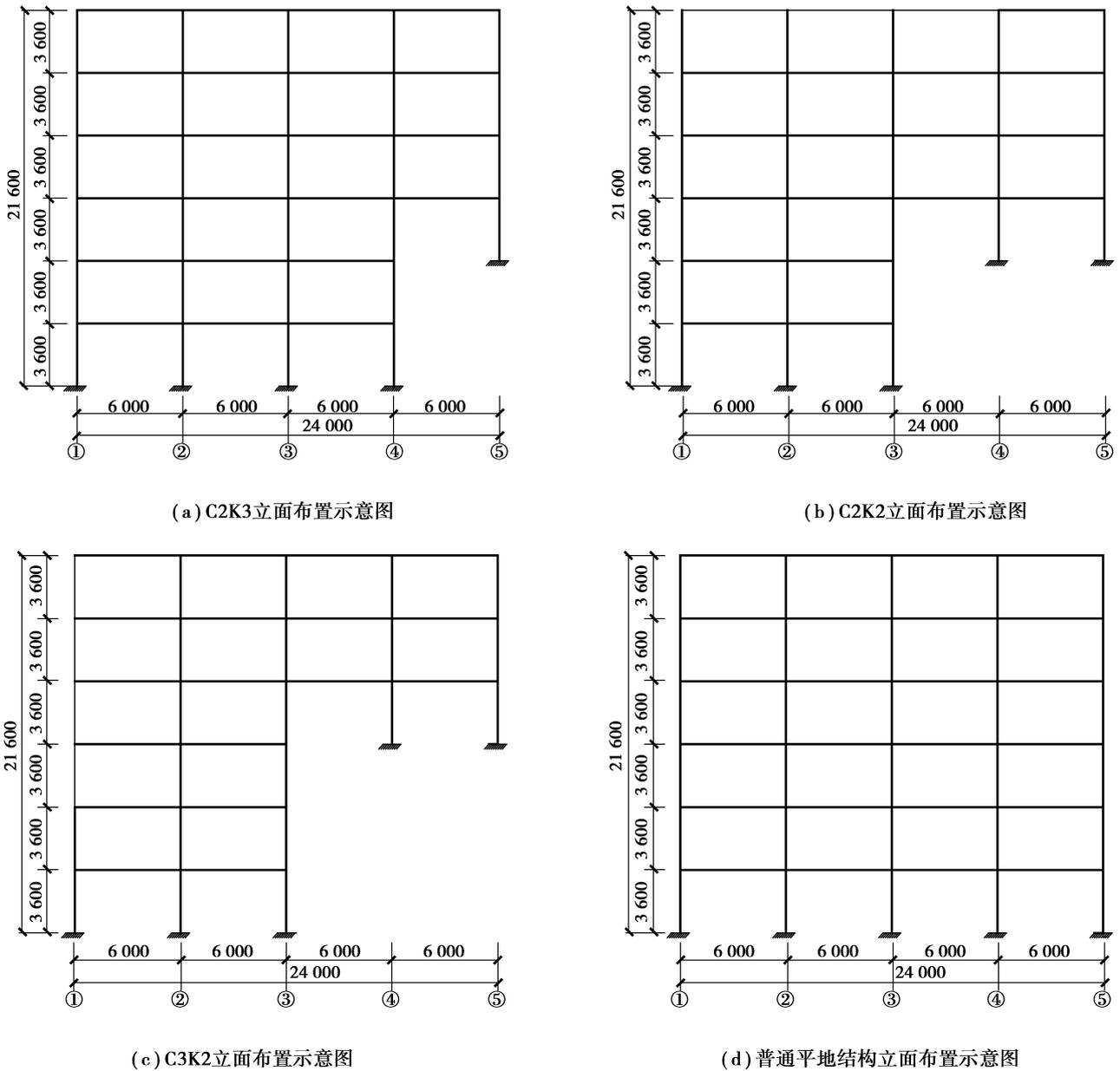


图 1 算例立面示意图

Fig. 1 Elevation diagram of the structures

2 地震动记录的选取

结构在主震作用下至振动停止会处于某个平衡位置,随之而来的余震会使结构在该平衡位置上开始振动。为了实际地反映出主余震序列型地震动作用对结构的影响,文中将主震与其对应的 1 条强余震首尾连接作为主余震序列地震动,并在主震与余震之间加上 10 s 来模拟主余震之间的时间间隔,如图 2 所示,分析时将其视为 1 条延长的单次地震动进行输入。

考虑到文中选取的地震动记录为主余震序列型地震动,采用等步长法对主震调幅,采用主、余震幅值比对余震调幅。其具体的调幅方法为:将地震波的主震 PGA 依次调幅至 0.1 g、0.2 g、0.3 g、0.4 g、0.5 g、0.6 g、0.7 g;对于每一主震下的余震幅值通过调整余震相对主震强度 V_{PGA} (余震 PGA/主震 PGA) 来确定,令调整值 V_{PGA} 分别为 0.5、0.7、0.9。主、余震经过调幅后,采取一次主震与一次余震的组合方式,形成 1 条主余震序列型地震动。

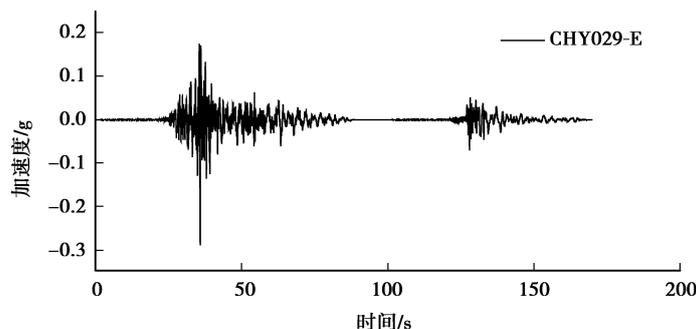


图 2 主余震序列型地震动加速度时程

Fig. 2 Acceleration-time history of the main aftershock earthquake

3 框架结构分析试验验证

采用有限元方法模拟结构的倒塌,其合理性和准确性需要进行探讨,因此,在进行损伤评估研究前,应先对所采用的软件及建模方法进行验证,以确保后续损伤分析工作的合理与准确性。文中对 1 个 1:2 缩尺钢筋混凝土框架结构的拟静力倒塌试验进行模拟分析,将分析结果与试验结果进行对比,验证 OpenSEES 程序及文中建模方法的有效性。

清华大学平面框架结构拟静力倒塌试验^[9]根据我国 GB 50011—2001《建筑抗震设计规范》并参考汶川地震震害资料进行原型结构设计。试件原型结构为 1 个 6 层 3 跨钢筋混凝土平面框架结构,抗震设防烈度为 7 度,场地类别为 II 类,抗震等级为三级,层高 3.3 m,跨度 6 m。试验模型取 1:2 缩尺的原型结构底部三层框架,并将原型结构竖向荷载简化为模型顶部集中力,试件具体尺寸如图 3 所示。该试验混凝土和钢筋材性参数如表 1 及表 2 所示。

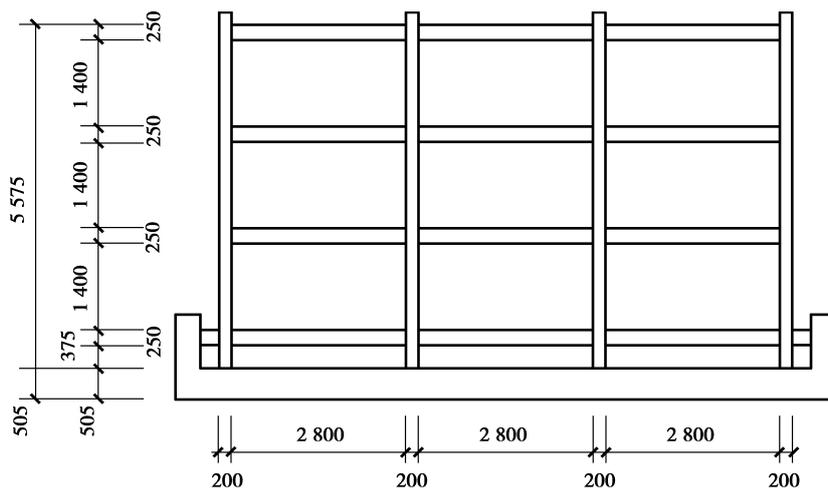


图 3 试件尺寸

Fig. 3 Overall dimensions of the specimen

表 1 实测混凝土立方体抗压强度

Table 1 Measured cubic compressive strength of concrete

构件楼层	地梁	拉梁层梁柱	一层梁柱	二层梁柱	三层梁柱
$f_{cu,150mm}/\text{MPa}$	36.6	31.8	36.2	34.7	33.6

表 2 实测钢筋力学性能
Table 2 Rebar material properties

钢筋直径/mm	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	屈服应变	弹性模量/MPa	伸长率/%
4	390	414	0.002 1	195 000	26.7
6	441	529	0.002 2	203 941	34.2
8	582	855	0.002	289 850	28.8
10	481	745	0.002	265 433	23.6

试件简化计算模型如图 4 所示,模型材料本构^[10],结构单元均采用文中建模方法。试验与数值模拟基底剪力-顶点滞回曲线对比结果,如图 5 所示。由图 5 可见:分析结果与试验结果从整体上呈现较为一致的规律。数值模型能够较好地模拟试件的骨架曲线走向,构件加卸载过程中的刚度及强度退化。数值模拟正负向峰值承载力均在 150 kN 左右,负向承载力吻合较好。但由于未考虑节点区的变形,分析结果初始刚度略高于试验结果,且滞回曲线捏缩没有试验结果明显。根据文献[11]对该试验竞赛参赛的 21 个数值模拟结果的总结评价,对比中国建筑学会抗震防灾分会建筑结构抗倒塌专业委员会网站获取的竞赛模拟结果,可知文中数值模拟结果较好,说明建立的有限元模型能够用于后续损伤评估分析。

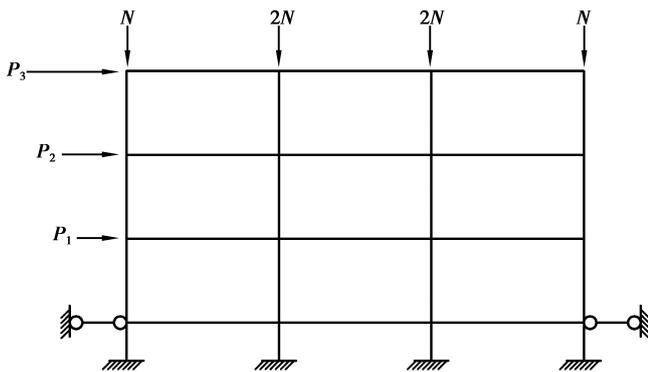


图 4 简化计算模型

Fig. 4 Simplified analysis model

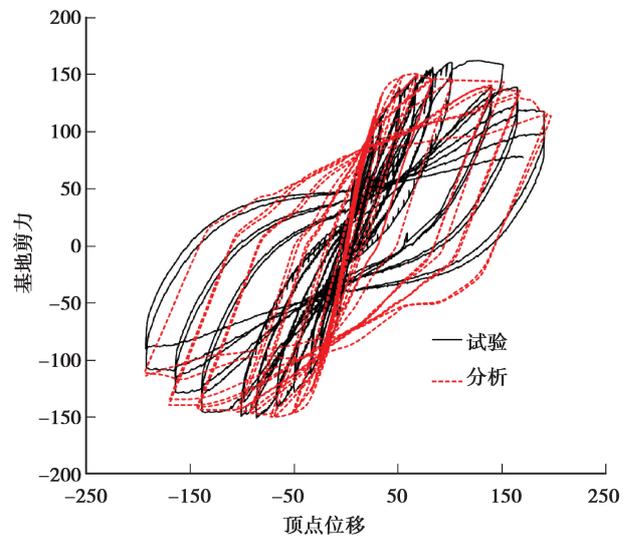


图 5 试验与数值模拟基底剪力-顶点滞回曲线

Fig. 5 Hysteresis loops of base shear versus roof displacement measured by experiment and numerical simulation

4 主余震作用下山地掉层结构的层损伤指数

以 3 个山地掉层 RC 框架结构为研究对象,选取 Park-Ang 损伤模型计算各构件的损伤指数,再利用杜修力加权法计算结构的层损伤指数以及整体损伤指数,研究山地掉层结构在地震波 HWA059-N 经主余震调幅组合作用下各结构构件损伤指数、层损伤指数以及整体损伤指数的变化情况。

图 6(a)~图 6(d)分别给出了 C2K3、C2K2、C3K2 结构和普通平地结构在主震幅值为 0.1 g、0.3 g、0.5 g 和 0.7 g 时的层损伤指数曲线图。当主震 PGA=0.1 g 时,4 个结构各层的损伤指数均较小,其层损伤指数最大值分别为 0.197、0.135、0.191、0.041。随着主震幅值增大到 0.3 g,4 个结构各层的损伤指数也逐渐增大,山地掉层结构上接地层的损伤指数值增长得最为明显,普通平地结构底层的损伤指数值也有较为明显的增加;

C2K3 结构和 C3K2 结构上接地层的损伤指数已超过 1.0,其值分别为 1.119、1.072;C2K2 结构的上接地层损伤指数也已达到了 0.688。随着主震幅值增加,各层损伤指数也进一步增大,掉层结构上接地层的损伤指数增幅较其他楼层更大,普通平地结构底层损伤指数值的增幅也较大。从数值上看,当主震幅值相同时,山地结构上接地层损伤指数值的大小关系为:C2K3>C3K2>C2K2,山地结构各掉层的损伤指数小于普通平地结构相应楼层的损伤指数。

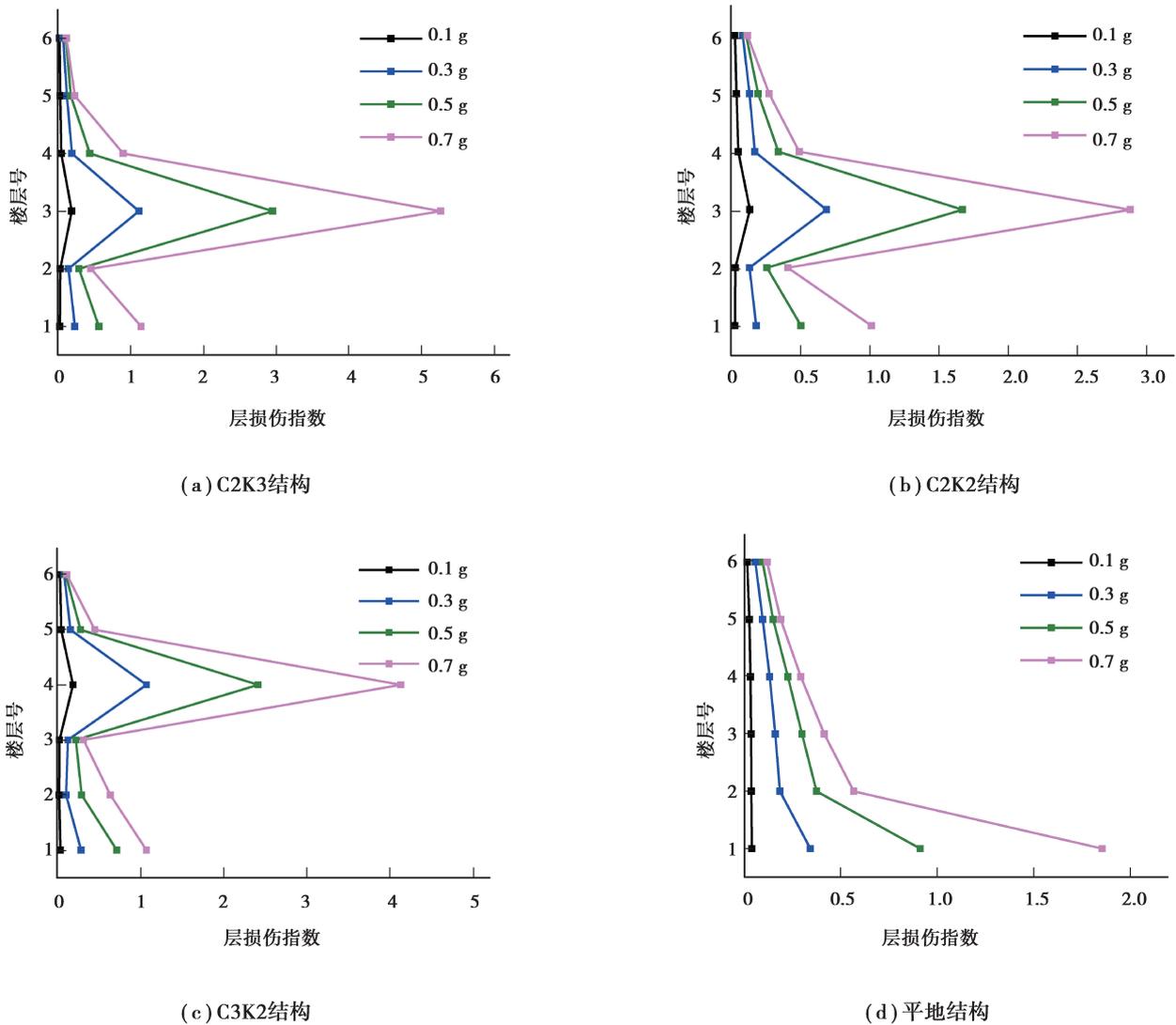


图 6 主震作用下结构的层损伤指数

Fig. 6 The layer damage index of the structure under the main shock

图 7 给出了主震 $PGA=0.3\text{ g}$ 、 $\nabla PGA=0.5、0.7、0.9$ 时,各结构的层损伤指数曲线图。在单独主震作用以及 ∇PGA 不同的主余震作用下,图中的曲线只有在山地结构的上接地层有较为明显的变化,这是由于山地掉层框架结构上接地层接地柱与非接地柱的抗侧移刚度差异很大,剪力在上接地层各柱之间的分配极不均匀造成的,C2K3 结构上接地层的损伤指数值依次为 1.167、1.233、1.332,C2K2 结构上接地层的损伤指数值依次为 0.708、0.732、0.767,C3K2 结构上接地层的损伤指数值依次为 1.108、1.1493、1.204,普通平地结构底层的损伤指数值依次为 0.346、0.348、0.351。可以看出,随着余震相对强度的增加,各层的损伤指数也相应地加大。

通过对山地掉层结构的损伤分析可知:1)随着主震幅值的增加,上接地层的损伤指数增加值较其他楼层更大;2)当主震幅值一定时,随着 ∇PGA 的增大,上接地层的损伤指数较其他楼层增大得更为明显。而通过对普通平地结构的损伤分析也得到了相应的结论:1)随着主震幅值的增加,底层的损伤指数增加值较其他楼

层更大;2)当主震幅值一定时,随着∇PGA 的增大,底层和第 2 层的损伤指数较其他楼层增大得更为明显。这体现了山地掉层结构的结构特性,也正是山地掉层结构与普通平地结构的不同所在。

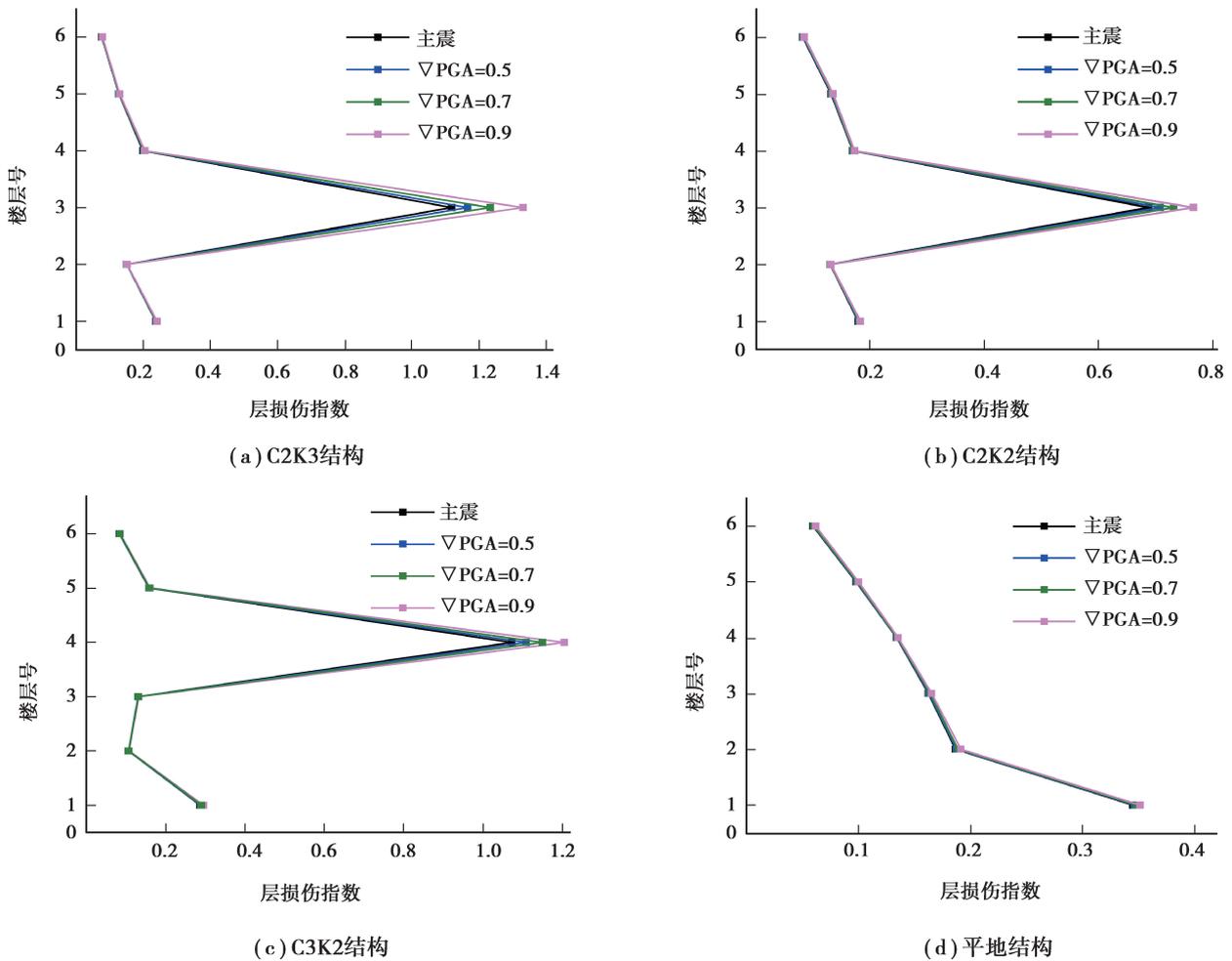


图 7 结构层损伤指数

Fig. 7 Layer damage index

为进一步了解∇PGA 对结构层损伤指数的影响规律,考虑到山地掉层结构上接地层的特殊性,主要从上接地层层损伤指数增长幅度进行分析。层附加损伤指数是指在单独主震作用的基础上,余震对结构层损伤指数的增加值。层损伤指数的增幅是指附加层损伤指数与单独主震作用下的层损伤指数的相对大小,其表达式为

$$\nabla D_{fi} = \frac{Df_{MAi} - Df_{Mi}}{Df_{Mi}} \times 100\%, \tag{1}$$

式中: Df_{MAi} 为主余震作用下第 i 层的损伤指数; Df_{Mi} 为单独主震作用下第 i 层的损伤指数。

图 8(a)~图 8(d)分别给出了随主震 PGA 以及∇PGA 的改变,C2K3、C2K2、C3K2 结构上接地层和普通平地结构底层的层损伤指数增幅的变化规律。图 8(a)~图 8(c)中,在不同的∇PGA 下,山地掉层结构上接地层的层损伤指数均表现出随着主震幅值的增大而增大的规律,且当主震幅值相同时,随着余震相对强度的增大,上接地层的层损伤指数也在逐渐增大。当主震 $PGA \leq 0.3 \text{ g}$ 时,上接地层损伤指数增幅曲线较陡,当主震 $PGA \geq 0.4 \text{ g}$ 时,上接地层损伤指数增幅曲线与主震 $PGA \leq 0.3 \text{ g}$ 时相比,呈较为缓慢的增长趋势。图 8(d)中,普通平地结构底层的层损伤指数增幅曲线与山地掉层结构较为相似,不同之处在于,随着主震 PGA 的增大,底层的损伤指数增幅曲线没有先陡后缓的趋势,而是逐渐增大。

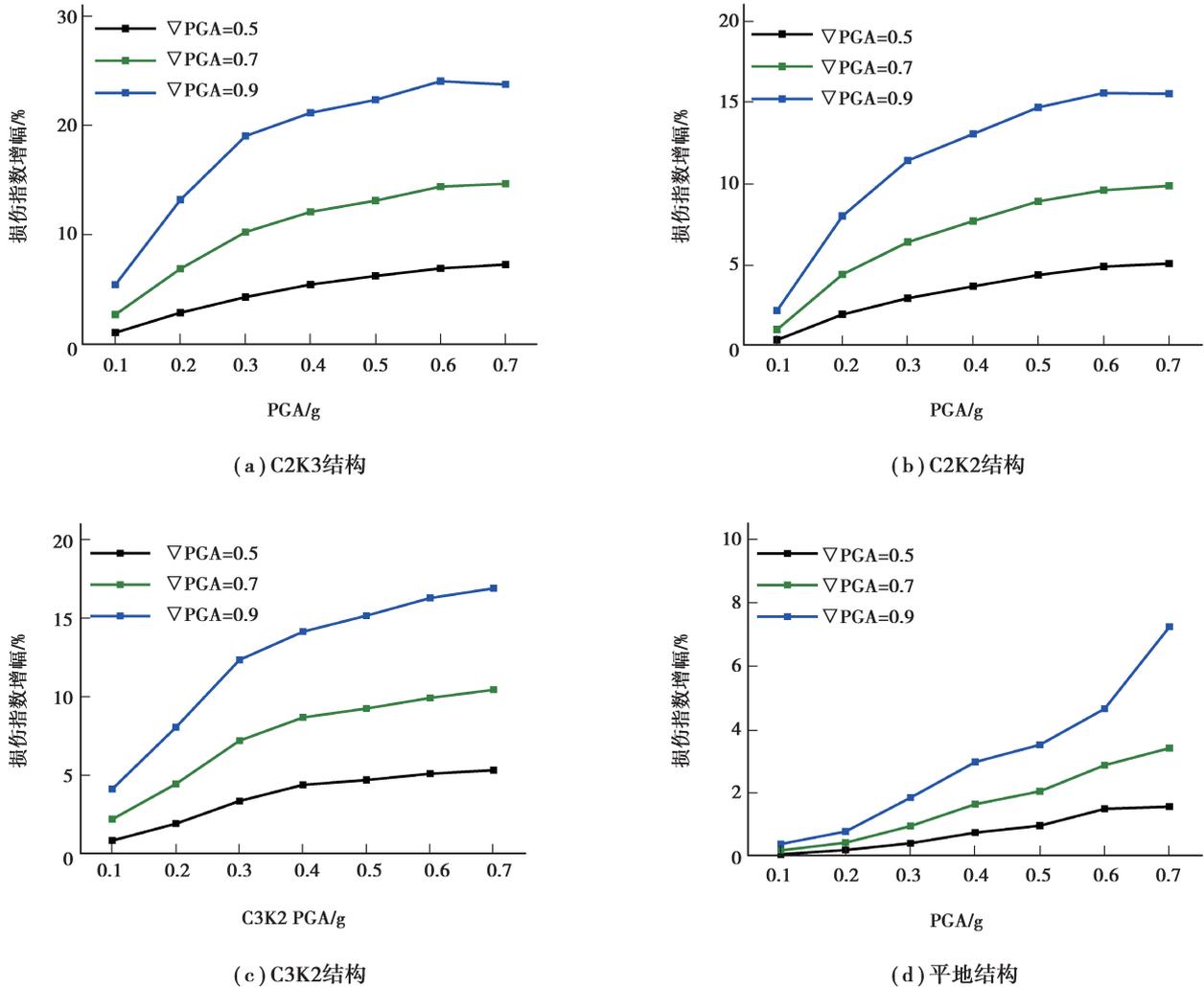


图 8 结构层损伤指数增幅

Fig. 8 Increase of layer damage index

5 主余震作用下山地掉层结构的整体损伤指数

以 C2K3 结构为例,分析随着余震相对强度的增大,结构损伤指数的变化情况,如图 9 所示。图 9(a)为 C2K3 结构在单独主震作用下的损伤指数统计图,图 9(b)~图 9(d)分别为 ∇ PGA=0.5、0.7、0.9 的主余震作用下的损伤指数统计图。

由图 9(a)~图 9(d)可知,随着 ∇ PGA 的增大,C2K3 结构的损伤指数统计图中各点的值也逐渐增大。当主震 PGA=0.1 g 时,随着 ∇ PGA 的增大,C2K3 结构的损伤指数变化很小,此时主震、余震强度均较小,因而,余震的附加影响并不明显;当主震 PGA 增大到 0.3 g 时,在单独主震作用下,D 值超过 1.0 的点有 5 个,随着 ∇ PGA 由 0.5 增大到 0.9,D 值超过 1.0 的点分别为 7、10、11;随着主震 PGA 的进一步增大,C2K3 结构损伤指数统计图中的各点大多数均超过了 1.0,且随着 ∇ PGA 的增大,各点的分布在单独主震的基础上也逐渐上移。

可以看出,当主震幅值不变时,随着余震相对强度的增大,损伤指数统计图中的点有往上移的趋势。从结构损伤指数均值随主余震强度的变化规律来分析余震的附加影响,4 个结构损伤指数均值的变化规律,如图 10 所示。将结构在单独主震作用下的整体损伤指数记为 D_M ,在主余震作用下的整体损伤指数记为 D_{MA} 。从图 10(a)~图 10(d)可以看出,C2K3、C2K2、C3K2 结构和普通平地结构(ORD)的损伤指数大小关系为:当主震 $PGA \leq 0.4$ g 时, $C3K2 > C2K3 > C2K2 > ORD$;当主震 $PGA \geq 0.5$ g 时, $C2K3 > C3K2 > C2K2 > ORD$ 。

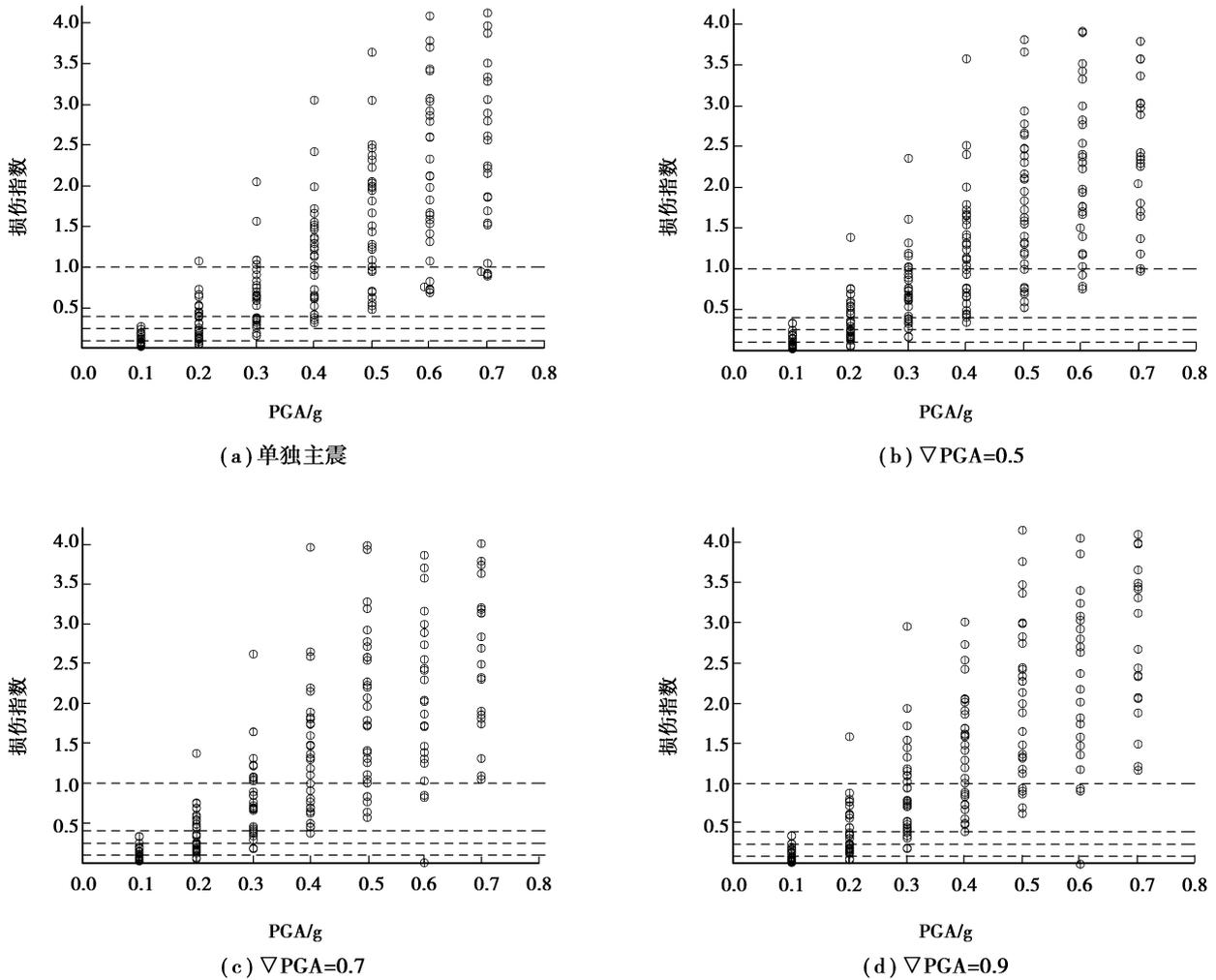


图 9 C2K3 结构损伤指数统计图

Fig. 9 The summary graph of damage index of C2K3

从图中的曲线变化趋势来看,4 个结构的损伤指数均值随主、余震强度的增大而增大,且损伤指数均值与地震动幅值之间表现出了较为规律的数学关系。当主震 $PGA \leq 0.3 \text{ g}$ 时,结构在单独主震作用下的结构损伤指数均值与在不同 ∇PGA 的主余震作用下的损伤指数较为接近,特别是在主震 $PGA = 0.1 \text{ g}$ 时,图中 0.1 g 对应的 4 个损伤指数点几乎重合。当主震 $PGA \geq 0.4 \text{ g}$ 时,山地掉层结构对应的 4 个损伤指数点差距明显变大,且随着主震幅值的增加,各损伤指数点的间距也越来越大。普通平地结构在 $\nabla PGA = 0.5$ 的主余震作用和单独主震作用下的损伤指数均值差距较小,随着 ∇PGA 的增大, D_{MA} 与 D_M 的差距也逐渐增大。

余震的强度是以与主震的相对强度比为 0.5、0.7、0.9 而定的,随着主震 PGA 的增大,余震 PGA 也增大,表现出的结果必然是在主震幅值不变的情况下,随着 ∇PGA 的增大,结构的损伤程度相应增加,且随着主震幅值的增加, D_{MA} 与 D_M 的差值也逐渐增大。为进一步了解余震对结构附加损伤的影响程度,引入参数损伤指数比 ∇D (结构在主余震地震动作用下的损伤指数与在单独主震作用下的损伤指数的比值),其表达式为

$$\nabla D = \frac{D_{MA}}{D_M} \quad (2)$$

图 11(a)~图 11(d)分别是 C2K3、C2K2、C3K2 结构和普通平地结构的损伤指数比 ∇D 随主、余震强度变化的曲线图。在不同 ∇PGA 的主余震地震作用下,4 个结构的损伤指数比 ∇D 均大于 1,且随着 ∇PGA 的增大而增大。C2K3、C2K2、C3K2 结构和普通平地结构的最大损伤指数比分别为:1.38、1.27、1.34、1.15,可认

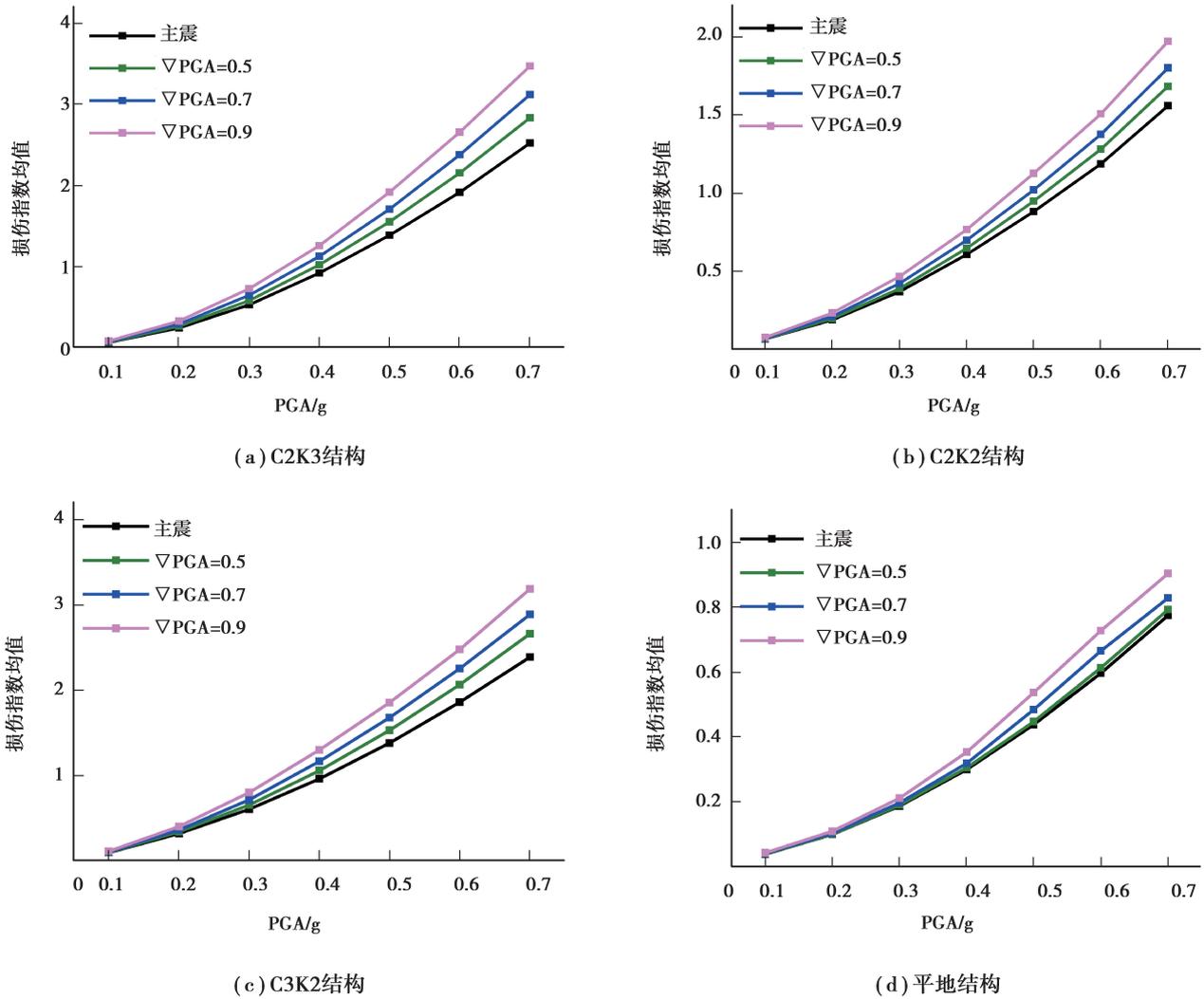
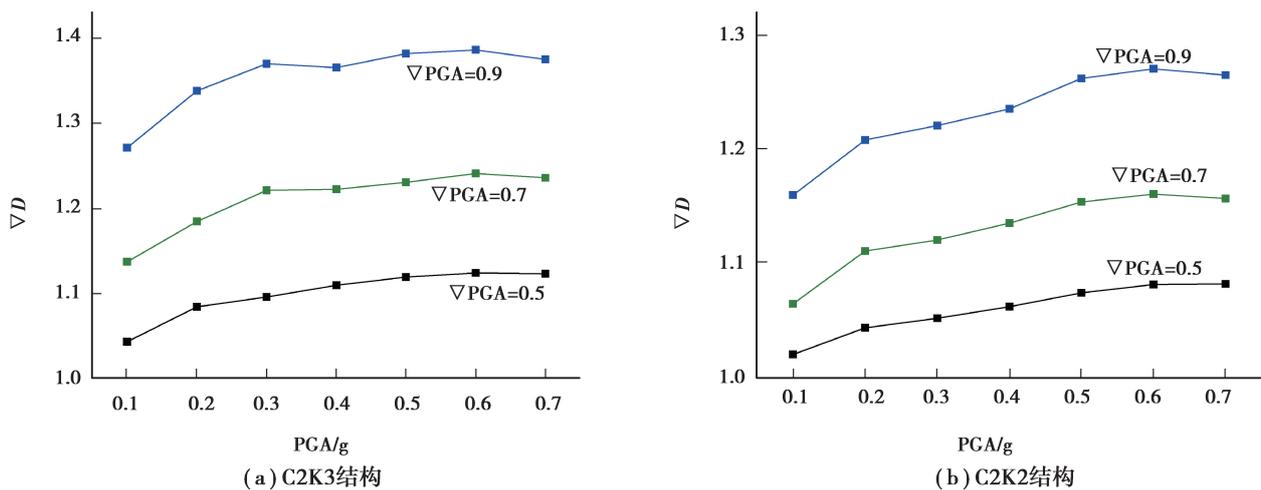


图 10 损伤指数均值

Fig. 10 The average value of damage index

为余震对 4 个结构的最大损伤指数增幅分别为 38%、27%、34%、15%。当 ∇PGA 保持不变,随着主震幅值的增加,各结构的损伤指数比大多呈现出较平缓的增长趋势。从数值上看,山地掉层结构的损伤指数比 ∇D 与普通平地结构相比较,其损伤指数比的大小关系为 $\text{C2K3} > \text{C3K2} > \text{C2K2} > \text{ORD}$ 。



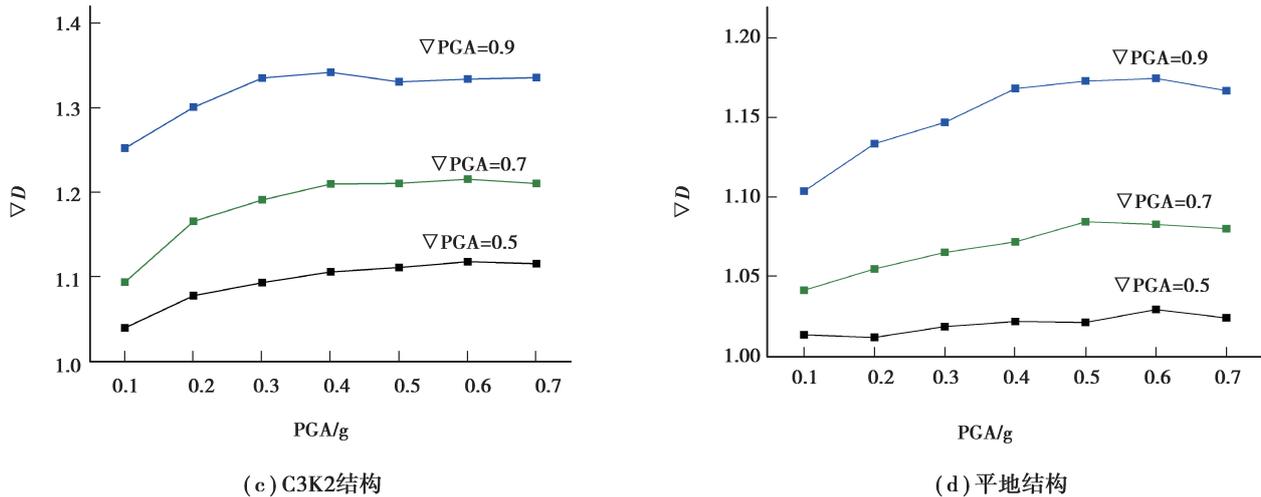


图 11 结构损伤指数比

Fig. 11 Change of ∇D with PGA

对主余震作用下山地掉层 RC 结构的整体损伤指数进行统计分析,结果表明:随着主震幅值的增大,结构的损伤指数随之增大;在主震幅值相同时, ∇PGA 越大,余震对结构的附加损伤也越大。随着主震 PGA 的增大, ∇D 平缓增长。

6 结 论

基于 IDA 方法对山地掉层结构以及普通平地结构进行了损伤分析,研究了山地掉层结构在不同的主余震幅值组合下构件损伤指数、层损伤指数以及整体损伤指数的变化情况,主要结论如下:

1) 主震相同时,随着 ∇PGA 的增加,山地结构各构件的附加损伤指数也增大,其上接地柱的附加损伤最大,上接地层梁的附加损伤也较大;当 ∇PGA 相同时,主震 PGA 越大掉层结构的上接地柱的附加耗能增长幅度也越大。

2) 在地震波作用下,掉层结构上接地层的损伤指数最大,随着主、余震幅值的增加,上接地层的损伤指数增加值也更大;而对于普通平地结构,底层的损伤指数最大,随着主震幅值的增加,底层的损伤指数增加值也更大;随着 ∇PGA 的增大,底层和第 2 层的损伤指数较其他楼层增大得更为明显。

3) 随着主震幅值的增大,结构的损伤指数随之增大,且山地掉层结构的整体损伤大于普通平地结构的整体损伤;在主震幅值相同时, ∇PGA 越大,余震对结构的附加损伤也越大,且余震对掉层结构的附加损伤程度较平地结构更大,山地结构和普通平地结构的损伤指数比按 C2K3、C3K2、C2K2、ORD 依次减小。

4) 山地掉层框架结构上接地层接地柱与非接地柱的抗侧移刚度差异很大,剪力在上接地层各柱之间的分配极不均匀,易造成上接地柱破坏。对上接地柱的接地方式进行改变,将固接支座更改为滑动支座、在所有接地柱下设置铅芯橡胶隔震支座(基础隔震结构)、在上接地层所有柱底通过设置隔震支座与掉层部分和坎上基础连接(层间隔震结构)等措施能在一定程度上改善山地掉层框架结构先天存在的侧向刚度不均匀问题。

参考文献:

[1] 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 Youfa, WANG Yigong, LI Yuanchu. 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)

[2] 王一功,杨佑发.多层接地框架土-结构共同作用分析[J].世界地震工程,2005,21(3):88-93.

WANG Yigong, YANG Youfa. A study on dynamic interaction problem of multistory frames located at hillside sites with

- different slopes[J]. *World Earthquake Engineering*, 2005, 21(3): 88-93.(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 Liping, LI Yingmin, ZHENG Nina, et al. Seismic damage investigation on typical slope building in Wenchuan Earthquake[J]. *Journal of Xi'an University of Architecture & Technology*, 2009, 41(6): 822-826.(in Chinese)
- [4] Mahin S A. Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes[C]. In: *Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering*, 1980, 5: 677-679.
- [5] 欧进萍,吴波.有损伤压弯构件的恢复力试验研究及其应用[J].*建筑结构学报*, 1995, 16(6): 21-29.
OU Jinping, WU Bo. Experimental research on restoring force of damaged compression-flexure members and its applications[J]. *Journal of Building Structures*, 1995, 16(6): 21-29.(in Chinese)
- [6] Amadio C, Fragiaco M, Rajgelj S. The effects of repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2003, 32(2): 291-308.
- [7] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2002, 31(3): 491-514.
- [8] Sakamoto M, Hasegawa A, Sugaya K, et al. Probabilistic Response Assessment for Building-Specific Loss Estimation [J]. *Bioimages*, 2003, 11:1-8.
- [9] 陆新征,叶列平,潘鹏,等.钢筋混凝土框架结构拟静力倒塌试验研究及数值模拟竞赛 I: 框架试验[J].*建筑结构*, 2012, 42(11):19-22,26.
LU Xinzhen, YE Lieping, PAN Peng, et al. Pseudo-static collapse experiments and numerical prediction competition of RC frame structure I: RC frame experiment[J]. *Building Structure*, 2012, 42(11): 19-22,26.(in Chinese)
- [10] Kent D C. *Inelastic Behavior of Reinforce Concrete Members with Cyclic Loading* [D]. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1989.
- [11] 中国建筑学会建筑结构防倒塌专业委员会.钢筋混凝土框架结构拟静力倒塌试验研究及数值模拟竞赛 III: 模拟结果分析 [J].*建筑结构*, 2012, 42(11):27-30.
Collapse Prevention Committee of Architectural Society of China. Pseudo-static collapse experiments and numerical prediction competition of RC frame structure III: simulation results analysis[J].*Building Structure*, 2012, 42(11): 27-30. (in Chinese)

(编辑 陈移峰)