

文章编号: 1000-4750(2015)10-0044-08

基于性能的钢框架结构失效模式识别及优化

徐龙河¹, 吴耀伟¹, 李忠献², 滕 军³

(1. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044; 2. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072;

3. 哈尔滨工业大学深圳研究生院, 深圳 518055)

摘 要: 该文定义了损伤和滞回耗能两个性能指标, 以增量动力分析(IDA)方法为基础, 提出基于性能的钢框架结构失效模式识别方法, 并以性能指标为目标函数, 以构件截面尺寸作为变量, 建立钢框架结构失效模式多目标优化方法。在多条地震波作用下, 对一个 20 层 benchmark 钢框架结构进行了失效模式识别与优化分析, 结果表明, 以损伤和滞回耗能作为评价指标的基于性能的钢框架结构失效模式识别方法, 能有效识别最不利地震作用下的结构失效模式, 基于性能的失效模式多目标优化方法能够显著提高结构整体的抗震性能。

关键词: 钢框架结构; 失效模式识别; 增量动力分析; 性能指标; 多目标优化

中图分类号: TU352 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2014.04.0291

PERFORMANCE-BASED SEISMIC FAILURE MODE IDENTIFICATION AND OPTIMIZATION FOR STEEL FRAME STRUCTURES

XU Long-he¹, WU Yao-wei¹, LI Zhong-xian², TENG Jun³

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China;

3. Harbin Institute of Technology Shenzhen Graduate School, Shenzhen 518055, China)

Abstract: Two performance indices, i.e. damage index and hysteretic energy dissipation index, are defined in this paper, and the performance-based structural failure mode identification method for steel frame structures is proposed based on the incremental dynamic analysis (IDA) method. The multi-objective optimization method of structural failure modes is developed using those two performance indices as the objective function and the section dimension of members as the variables. A numerical example of a 20-story benchmark steel frame structure is analyzed to identify and optimize its failure modes subjected to various earthquakes. Results indicate that the failure mode of structure subjected to the most unfavorable earthquake can be effectively identified through the performance-based identification method using the damage and hysteretic energy dissipation indices as evaluation functions, and the seismic behaviors of structure can be significantly improved by the performance-based multi-objective optimization method.

Key words: steel frame structure; failure mode identification; incremental dynamic analysis; performance index; multi-objective optimization

收稿日期: 2014-04-08; 修改日期: 2014-07-11

基金项目: 国家自然科学基金项目(51322806); 中央高校基本科研业务费项目(2014JBZ011)

通讯作者: 徐龙河(1976—), 男, 黑龙江人, 教授, 博士, 博导, 从事结构抗震与健康监测研究(E-mail: lhxu@bjtu.edu.cn).

作者简介: 吴耀伟(1989—), 女, 山东人, 硕士生, 从事结构抗震研究(E-mail: wyw8909@sina.com);

李忠献(1961—), 男, 安徽省人, 长江学者特聘教授, 博士, 从事工程结构抗震抗爆、减灾控制与健康监测研究(E-mail: zxli@tju.edu.cn);

滕 军(1962—), 男, 广东深圳人, 教授, 博士, 从事结构抗震抗风、结构振动控制与健康监测研究(E-mail: tengj@hit.edu.cn).

地震是一种极其严重的自然灾害,具有极强的随机性、不可预测性和大范围波及性,严重威胁人类社会的生存和经济社会的发展。历次地震灾害表明,房屋建筑的破坏、倒塌仍是造成人员伤亡和经济损失的根本原因。从结构整体出发,探求结构在地震作用下的失效规律、薄弱环节等,针对不理想的失效模式寻找优化方法进行改善,最终在不明显增加成本的前提下显著提高结构抗震性能,能有效地避免或延缓地震时结构倒塌,为人员疏散争取时间,因此成为国内外结构抗震设计理论研究热点。

Liu^[1]等提出一种考虑寿命周期成本的多目标优化设计方法,并采用基于性能的抗震设计方法对一个钢框架结构进行优化设计;Beck^[2]等采用 GA 算法,并考虑结构和地震动的随机性进行了结构多目标的优化设计;Zou 等^[3]以总材料成本和损伤损失为优化目标,对混凝土框架结构进行了多目标优化设计;Papadrakakis 等^[4]又以结构损伤等级为约束准则,提出一种基于随机易损性的结构优化设计方法。基于结构所有构件等抗震性能的思想,一些学者^[5-7]通过优化结构的强度和刚度以达到结构各层层间位移角相等的目的,但结构各层层间位移角相同并不能保证结构各层具有相同的抗震性能,吕杨等^[8]提出一种基于能量阈值的损伤准则,及构件基于等抗震性能的优化设计方法,对 9 层钢框架及 15 层钢板剪力墙结构进行了失效模式优化设计与分析。Hajirasouliha 等^[9]采用 Park-Ang 双参数损伤准则,分别基于质量最轻和损伤最小两种优化方法对钢筋混凝土框架结构进行了优化设计;欧进萍等^[10]提出采用根据失效路径加强结构中薄弱构件的方法。吕大刚等^[11]、贾超等^[12]基于结构可靠度理论,对结构失效模式进行了研究。

国内外研究大多聚焦在如何快速识别结构的主要失效模式、失效模式的相关性以及失效模式与体系可靠度分析方面,关于失效模式的优化与控制的研究还很少。为提高结构的抗震性能,使结构在耗散较多地震能量的同时整体损伤较小,本文定义了能量和损伤两个性能指标,利用增量动力分析法(IDA),通过数值算例,计算了不同峰值加速度下结构滞回耗能和结构整体损伤指标,相对于单纯以层间位移角作为性能评价指标,该方法能更有效的评估结构抗震性能,找出不利地震作用下的失效模式,并以这两个性能指标为目标函数对结构进行了多目标优化,使结构的整体抗震性能显著提高。

1 性能指标

1.1 损伤指标

结构整体损伤定义为受损结构动力特性的变化或受损构件损伤指数的加权平均,由于结构动力特性的变化很难精确的确定损伤发生的位置和过程,因此在结构失效与损伤分析中,结构整体损伤准则大多定义为结构局部损伤指数的加权组合。

结构损伤的存在会使结构模态参数产生变化,并且模态参数的变化与结构损伤的位置和损伤程度都有很大的关系,因此,可以依次移除各类构件,受损结构的模态参数的变化可以反映不同构件对结构整体性能的重要程度。将结构第 j 层第 i 类构件的重要性系数定义为^[13]:

$$\xi_{ij} = \sum_k \frac{\Delta f_{ij,k}}{f_k} \quad (1)$$

式中: $\Delta f_{ij,k}$ 为拆除结构第 j 层第 i 类构件中任一构件后,剩余结构第 k 阶频率减小量; f_k 为完整结构第 k 阶频率。分析时,应保证所取结构频率对应的模态质量之和不小于结构等效质量的 90%。

在组合得到结构整体损伤指数时,由于建筑结构各结构层采用串联的方式连接,因此本文将结构整体损伤指数定义为损伤最大的楼层的损伤指数:

$$D = \max\{D_j\} \quad (2)$$

式中, D_j 为结构第 j 层损伤指数,钢结构的层损伤指数由该层所有构件损伤指数加权组合得到:

$$D_j = \frac{\sum_i \xi_{ij} d_{ij}}{\sum_i \xi_{ij}} \quad (3)$$

式中: ξ_{ij} 是结构第 j 层第 i 类构件的重要性系数; d_{ij} 是结构第 j 层第 i 类构件的损伤指数。

定义构件层次的损伤指标^[14]:

$$d_{ij} = \frac{\delta_{m,ij}(t)}{\delta_{u,ij}} + \alpha \left(\frac{\delta_{m,ij}(t)}{\delta_{u,ij}} \right) \beta \frac{\int_0^t dE_{ij}}{Q_{y,ij} \delta_{u,ij}} \quad (4)$$

式中: $\delta_{m,ij}(t)$ 为地震动开始至 t 时刻第 j 层第 i 类构件经历的最大位移; $\int_0^t dE_{ij}$ 为地震动开始至 t 时刻第 j 层第 i 类构件的累积滞回耗能; $\alpha = 1.3 + 3.5n_0$ (其中 n_0 为轴压比,当 $n_0 < 0.2$ 时取 0.2); β 为影响参数; $\delta_{u,ij}$ 为第 j 层第 i 类构件的极限位移; $Q_{y,ij}$ 为第 j 层第 i 类构件的屈服剪力。按照文献[14]中的方法拟合得到的 β 值为 0.011。

1.2 能量指标

对未设耗能装置的结构, 滞回耗能通过结构非线性变形来完成, 结构内就会产生某种程度的损伤。多自由度体系在强地震作用下, 地面运动加速度为 $\ddot{x}_g(t)$, 其运动微分方程由达朗贝尔原理得:

$$\mathbf{M}\{\ddot{x}(t)\} + \mathbf{C}\{\dot{x}(t)\} + \{F(x)\} = -\mathbf{M}\{I\}\{\ddot{x}_g(t)\} \quad (5)$$

对式两边同时乘 $\{dx\}^T$, 并对第 3 项在 $(t_i, t_i + \Delta t)$ 内积分, 有:

$$\Delta E_E + \Delta E_P = \int_{t_i}^{t_i + \Delta t} (\dot{x}(t))^T F(x)\{x(t)\} dt \quad (6)$$

式中: \mathbf{M} 和 \mathbf{C} 分别为结构的质量和阻尼矩阵; $\{\dot{x}(t)\}$ 和 $\{\ddot{x}(t)\}$ 分别为结构的速度和加速度列向量; $\{F(x)\}$ 为弹塑性体系的恢复力向量; $\Delta E_E + \Delta E_P$ 为结构的滞回耗能和弹性应变能之和的增量。结构总的滞回耗能为结构各个构件在每时刻的恢复力在相应的相对位移上做功之和, 各柱的滞回耗能可以通过构件各个时刻恢复力和层间相对位移 $F-\Delta$ 关系曲线的面积积分得到:

$$E_E = \sum \int_{t_i}^{t_i + \Delta t} F_{ij}(x)x_{ij}(t) dt \quad (7)$$

式中: E_E 为结构的滞回耗能; $F_{ij}(x)$ 为第 j 层第 i 类构件的恢复力; $x_{ij}(t)$ 为第 j 层第 i 类构件的位移。

2 失效模式优化

失效模式优化目标函数如式(8)所示, 目的是使不重要的构件耗散较多的地震能量, 承担较大的损伤, 使结构整体耗散较多地震能量同时损伤较小。

$$\begin{cases} \text{Min}\{D = \max\{D_j\}\} \\ \text{Max}\{E_E = \sum \int_{t_i}^{t_i + \Delta t} F_{ij}(x)x_{ij}(t) dt\} \end{cases} \quad (8)$$

优化应先初步确定截面尺寸的范围, 变截面处的设置仍按原结构。优化过程为:

- 1) 计算第 k 优化步第 j 层第 i 类构件的损伤指数 d_{ij}^k ;
- 2) 计算第 k 优化步第 j 层第 i 类构件重要性系数 ξ_{ij}^k ;
- 3) 计算第 k 优化步结构整体的损伤指标 D^k 和滞回耗能 E_E^k ;
- 4) 判断是否满足目标函数, 若满足则结束, 若不满足, 则 $k=k+1$ 优化步, 返回第 1) 步重新进行优化。优化流程图如图 1 所示。

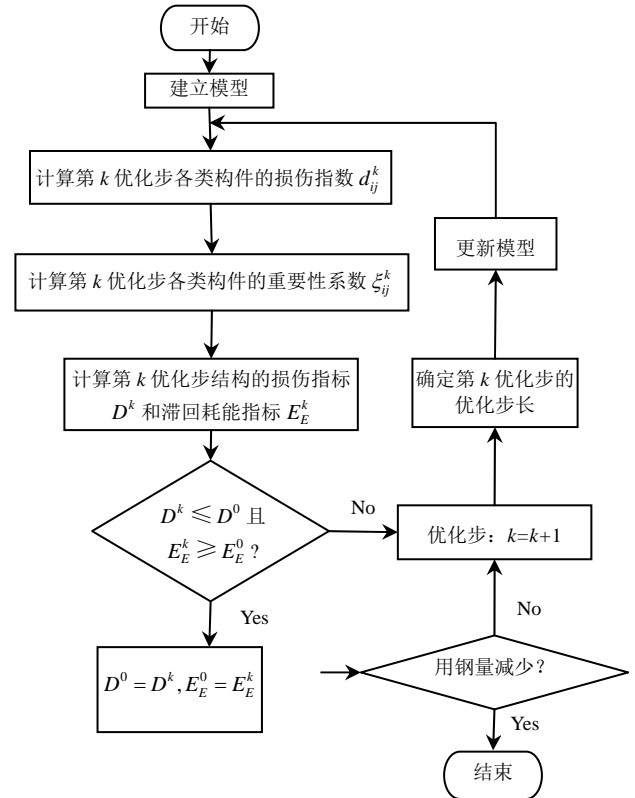


图 1 优化流程图

Fig.1 Optimization flow chart

3 算例分析

3.1 模型建立

以一 20 层的 benchmark 钢框架模型^[15]为例进行分析, 该钢框架为美国洛杉矶某钢结构建筑设计的真实结构, 可代表典型的中、高层钢结构建筑, II 类场地, 设防烈度为 8 度。结构平面尺寸为 30.5 m×36.6 m, 总高为 80.77 m, 南北方向 5 跨, 东西方向 6 跨, 跨度均为 6.1 m。柱子采用屈服强度为 345 MPa 的钢材, 角柱为箱型柱, 内柱为宽翼缘工字钢。框架梁的屈服强度为 248 MPa, 均为宽翼缘工字钢。楼板为钢-混凝土组合楼板, 满足平面内刚度无穷大假定。梁柱连接均为刚接。底层层高为 5.49 m, 其余各层层高均为 3.96 m。柱的变截面处如图 2(a)所示, 位于第 1 层、4 层、7 层、10 层、13 层、16 层、18 层梁柱中心线交点向上 1.83 m 处。梁柱截面尺寸以及荷载情况详见文献[15], 平面图及柱的分类见图 2(b)。

采用 ABAQUS 软件建立三维有限元模型, 梁、柱均采用 Beam 单元模拟, 每根柱划分 6 个单元, 梁划分 4 个单元, 楼板采用 Shell 单元模拟。数值分析中采用刚性地基假定, 建立地面以上 20 层有限

元模型如图 2(c)所示。

钢材采用 ABAQUS 自带的延性材料塑性损伤本构模型模拟。假定损伤是材料刚度的逐步退化, 钢材发生损伤后, 在反复荷载作用下的损伤变量 D 向增大的方向发展, 且与所经历塑性应变有关, 图 3 为钢材随损伤发展的应力-应变关系曲线。图中, σ_{y0} 和 $\bar{\epsilon}_D$ 分别是极限应力和损伤出现时的等效塑性应变, $\bar{\epsilon}_f^{Pl}$ 为材料破坏时($D=1$)的等效塑性应变, 它的值与 $\bar{\epsilon}_D$ 的值均取决于应力三轴度。该弹塑性损伤本构模型及钢结构材料参数列于表 1, 模态分析得到模型结构前 6 阶频率如表 2 所示。

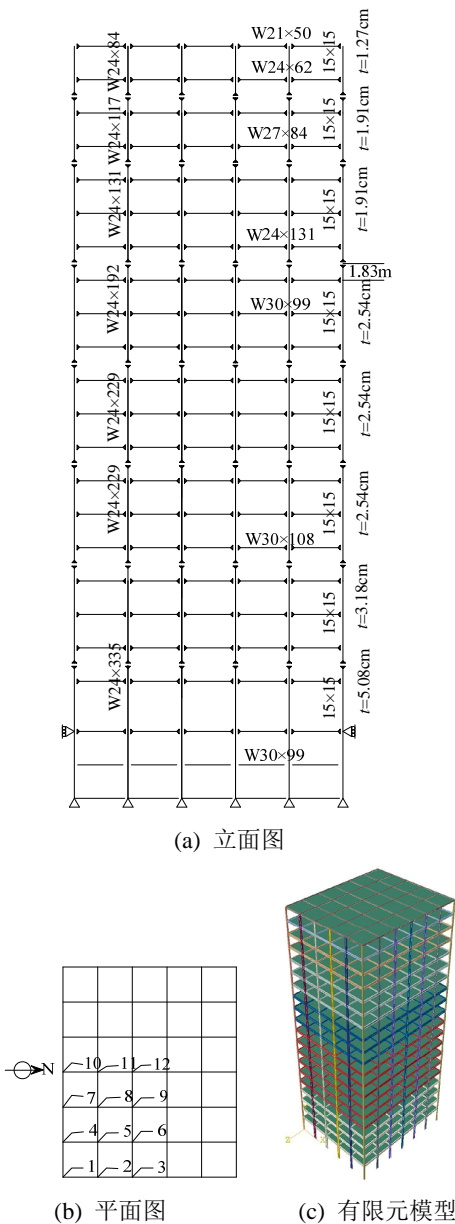


图 2 20 层 benchmark 模型立面图、平面图及有限元模型
Fig.2 Elevation, plan view and the finite element model of 20-story benchmark model structure

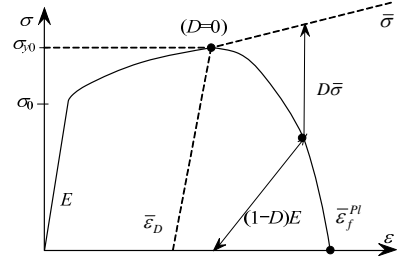


图 3 随损伤变化的应力-应变曲线
Fig.3 Stress-strain curve with progressive damage degradation

表 1 钢材弹塑性本构模型参数
Table 1 Parameters of steel elastic-plastic constitutive model

	ν	E/MPa	σ_{y0}/MPa	$\bar{\epsilon}_D$	$\bar{\epsilon}_f^{Pl}$
梁	0.30	2.06×10^5	248	0.0375	0.049
柱	0.30	2.06×10^5	345	0.0522	0.068

表 2 钢框架结构模态参数 /Hz
Table 2 Modal parameters of steel frame structure

	1 阶	2 阶	3 阶	4 阶	5 阶	6 阶
文献	0.261	0.753	1.30	1.83	2.40	2.44
本文	0.259	0.759	1.293	1.779	2.381	2.593

根据场地类别等在 PEER 上选用 6 条地震波作为结构的地震激励, 地震波信息如表 3 所示。

表 3 输入地震动信息
Table 3 Information of the input ground motions

序号	事件	年份	站台	震级
1	Loma Prieta	1989	Oakland-Title&Trust	6.93
2	San Fernando	1971	LA-Hollywood Stor FF	6.61
3	Landers	1992	Yermo Fire Station	7.28
4	Irpinia,Italy-01	1980	Brienza	6.90
5	Coalinga-01	1983	Cantua Creek School	6.36
6	Imperial Valley-06	1979	Coachella Canal#4	6.53

3.2 分析结果

将结构第 j 层具有相同边界条件、截面尺寸和材料参数的框架柱划分为 12 类, 通过拆除构件法, 得到各层各类构件的重要性系数如表 4 所示。可以发现, 第 1 类柱的重要性系数最大, 表明结构角柱的损伤破坏最易引起结构丧失整体稳定性产生连续破坏。边柱的重要性系数大于同层的内柱, 不同层同一类柱的重要性系数也有很大差异, 结构底层柱具有最大值, 顶层值最小。

结构失效单元数目达到一定程度后, 通过限制结构变形来控制结构不超过极限状态, 是一种间接的判别方法^[16]。各国建筑抗震设计规范也是通过限制结构的层间变形来近似考虑结构的抗震倒塌能力。我国抗震规范规定钢结构的极限最大层间位移角为 1/50。输入地震波加速度峰值分别调幅至

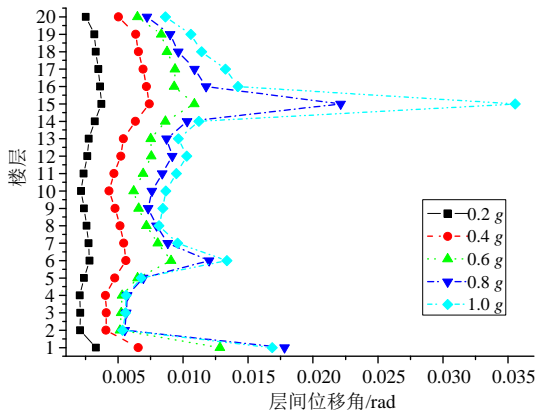
0.2 g、0.4 g、0.6 g、0.8 g 和 1.0 g，表 2 中 6 种不同地震输入下结构各层最大层间位移角如图 4 所示。由于 14 层~16 层结构梁的截面尺寸变小，柱的侧向刚度降低，导致各地震输入下 15 层层间位移角较大。结构在 Irpinia 和 Landers 地震作用下最大层间位移角均小于 0.02；在 0.6 g Loma Prieta 地震作用下

最大层间位移角为 0.02；在 0.8 g San Fernando 地震作用下最大层间位移角为 0.02；在 0.6 g Coalinga-01 地震作用下最大层间位移角小于 0.02，而在 0.8 g Coalinga-01 地震作用下最大层间位移角达到 0.022；在 0.8 g Coalinga-01 作用下最大层间位移角达到 0.021，已达到规范中所规定的 1/50 的限值。

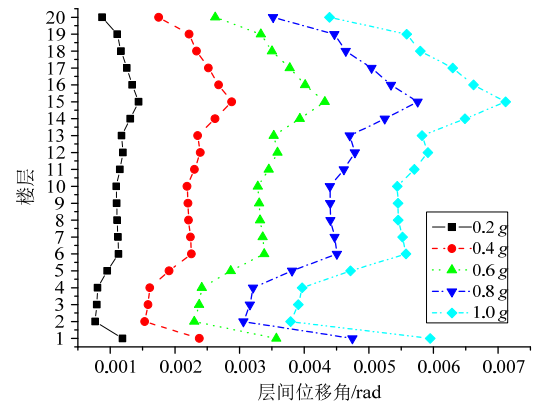
表 4 各层各类柱重要性系数

Table 4 Importance factor of all kinds of columns at each story

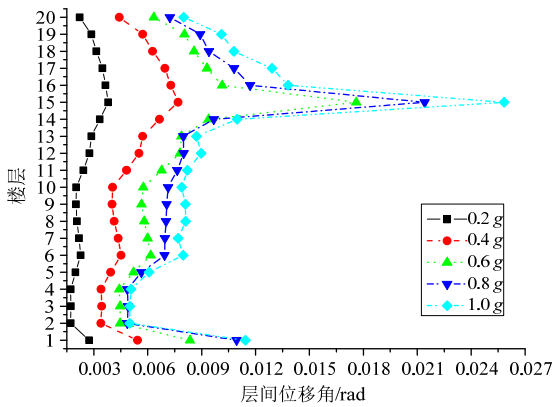
	1层	2层	3层	4层	5层	6层	7层	8层	9层	10层	11层	12层	13层	14层	15层	16层	17层	18层	19层	20层
1类	2.53	1.97	1.89	1.85	1.89	1.96	1.88	1.76	1.72	1.67	1.70	1.82	1.84	1.93	2.08	1.81	1.48	1.24	0.78	0.38
2类	1.97	1.03	1.03	0.89	0.80	0.92	0.84	0.69	0.74	0.70	0.60	0.70	0.64	0.62	0.84	0.80	0.62	0.65	0.38	0.17
3类	1.73	0.82	0.84	0.71	0.59	0.67	0.60	0.51	0.61	0.57	0.49	0.58	0.56	0.54	0.78	0.77	0.62	0.68	0.40	0.19
4类	3.13	1.49	1.48	1.26	1.18	1.48	1.49	1.24	1.30	1.13	0.96	1.21	1.24	1.17	1.47	1.19	0.95	1.34	1.16	0.86
5类	1.48	0.68	0.65	0.54	0.48	0.57	0.53	0.45	0.51	0.48	0.41	0.48	0.44	0.42	0.55	0.52	0.41	0.45	0.26	0.11
6类	1.28	0.58	0.58	0.46	0.38	0.43	0.39	0.35	0.45	0.43	0.34	0.40	0.37	0.36	0.51	0.53	0.45	0.53	0.33	0.16
7类	3.09	1.47	1.39	1.14	1.02	1.36	1.42	1.19	1.28	1.13	0.96	1.24	1.32	1.24	1.55	1.30	1.10	1.51	1.33	0.96
8类	1.15	0.50	0.48	0.40	0.35	0.43	0.41	0.37	0.42	0.41	0.35	0.39	0.36	0.34	0.44	0.43	0.36	0.42	0.25	0.11
9类	1.01	0.43	0.42	0.34	0.27	0.32	0.31	0.28	0.37	0.37	0.29	0.32	0.27	0.26	0.37	0.40	0.37	0.45	0.29	0.13
10类	2.86	1.27	1.27	1.08	0.99	1.32	1.38	1.18	1.28	1.13	0.97	1.25	1.30	1.26	1.57	1.34	1.15	1.55	1.37	0.99
11类	1.06	0.46	0.44	0.36	0.31	0.39	0.38	0.34	0.40	0.39	0.32	0.35	0.32	0.32	0.40	0.39	0.35	0.40	0.24	0.11
12类	0.94	0.41	0.39	0.31	0.25	0.29	0.29	0.27	0.36	0.36	0.28	0.31	0.25	0.25	0.34	0.37	0.36	0.44	0.29	0.13



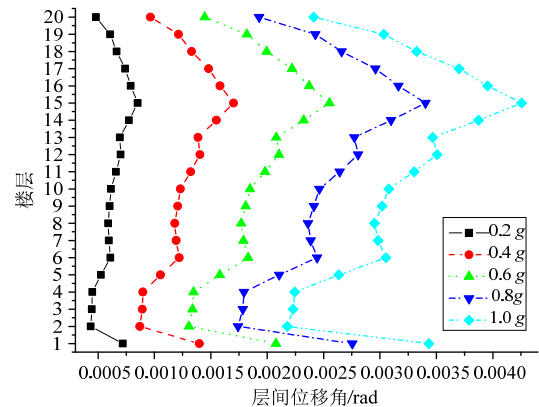
(a) Coalinga 下各层最大层间位移角



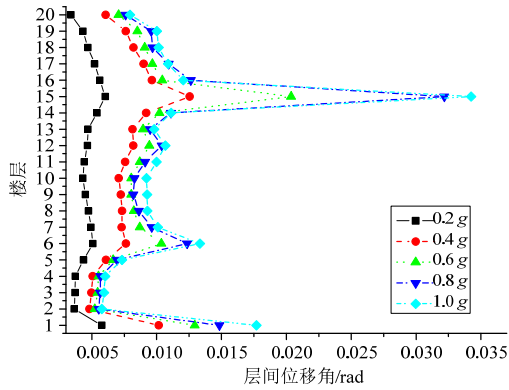
(c) Irpinia 下各层最大层间位移角



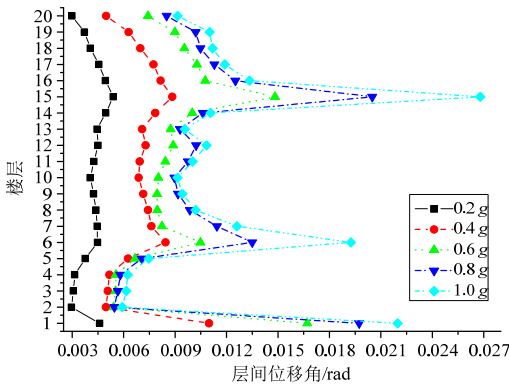
(b) Imperial 下各层最大层间位移角



(d) Landers 下各层最大层间位移角



(e) Loma 下各层最大层间位移角



(f) San Fernando 下各层最大层间位移角

图4 不同地震动作用下各楼层最大层间位移角

Fig.4 The maximum drift angle of each floor due to different earthquakes

图5和图6分别给出了模型结构整体损伤指标及滞回耗能的IDA曲线。由图5, 随PGA的增加, 不同地震波下结构整体损伤指标都成上升趋势。在Irpinia和Landers作用下, 结构整体损伤指标最小; PGA在0.2g~0.6g范围内, San Fernando、Loma Prieta、Coalinga-01作用下结构整体损伤指标相差不大; PGA在0.6g~1.0g范围内, Coalinga-01作用下结构整体损伤指标最大, 其次是San Fernando地震作用。由图6可知, 随PGA的增加, 不同地震波作用下结构的滞回耗能都成上升趋势; 在Irpinia和Imperial作用下, 滞回耗能随PGA增加呈较好的线性关系, 在其它地震波作用下, 滞回耗能增加量逐渐减小。滞回耗能大的构件损伤也会大, 有利的失效模式是不重要的构件消耗较多的能量, 结构的整体损伤减小, 因此整体损伤大而滞回耗能较小的即最不利地震动下的失效模式。对比图5和图6, 结构在Irpinia和Landers作用下的整体损伤指标和滞回耗能都是最小的; 结构在Imperial作用下的整体损伤指标和滞回耗能都较小; 结构在0.6g Loma Prieta作用下其整体损伤指标与San Fernando、

Coalinga-01作用下结构整体损伤指标相差不大, 但其滞回耗能远小于后两种波下的滞回耗能; 在与Imperial作用下滞回耗能相差不大的前提下, 其整体损伤指标有远大于后者作用下的整体损伤指标。因此, 在0.6g Loma Prieta作用下的失效模式为不利的失效模式, 作为优化考察的地震动输入。

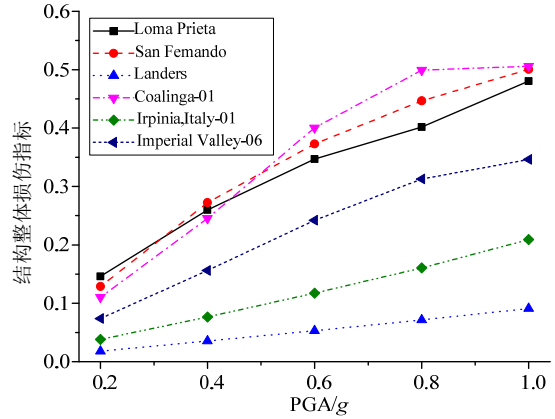


图5 结构整体损伤指标的IDA曲线

Fig.5 IDA curves of the global damage index of structure

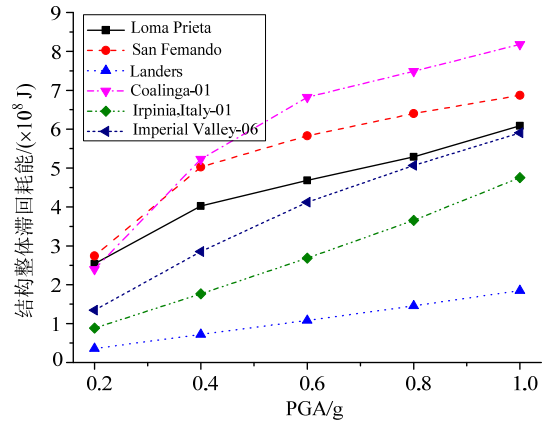


图6 结构滞回耗能的IDA曲线

Fig.6 IDA curves of the hysteretic energy dissipation of structure

3.3 失效模式优化

优化前后截面参数如表5所示, 表中 t 为角柱箱型截面厚度, t_1 、 t_2 和 t_3 分别为内柱工字型截面上下翼缘及腹板厚度。由表5可以看出, 首层结构柱的截面面积增大, 其它各层柱截面面积都有不同程度减小, 整个结构用钢量减少了4.13%。

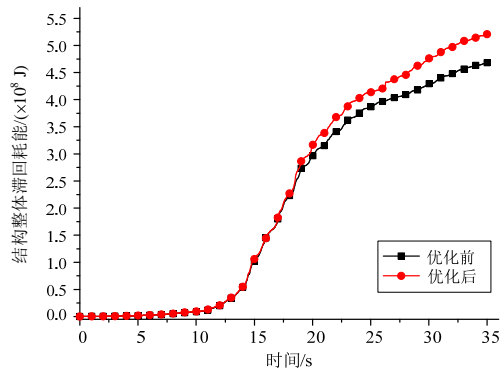
图7为优化前后结构性能指标对比。从中可以看出, 优化后比优化前结构整体损伤指标减小11.5%, 而滞回耗能增加11%, 优化后最大层间位移角及底层层间位移角明显减小, 其它各层层间位移角适当增加, 结构的整体抗震能力提高的同时用钢量有所减少。

表 5 优化前后截面参数

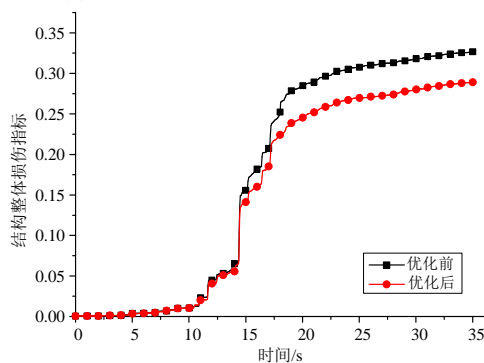
/mm

Table 5 Parameters of sections before and after the optimization

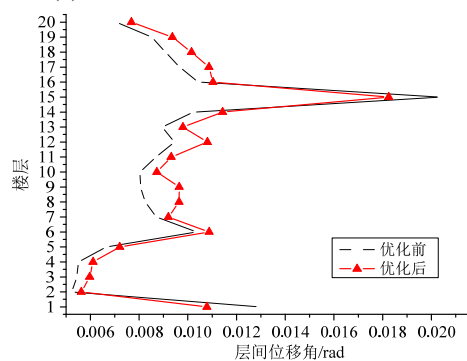
构件	参数		1层~2层	2层~5层	5层~8层	8层~11层	11层~14层	14层~17层	17层~19层	19层~20层
角柱	t	优化前	50.8	31.8	25.4	25.4	25.4	19.1	19.1	12.7
		优化后	60.8	27.8	25.4	21.4	20.4	19.1	14.1	10.7
内柱	$t_1、t_2$	优化前	63	63	43.9	43.9	37.1	24.4	21.6	19.6
		优化后	68	56	43.9	37.9	32.1	24.4	18.6	17.6
	t_3	优化前	35.1	35.1	24.4	24.4	20.6	15.4	14	11.9
		优化后	35.1	30.1	24.4	22.4	17.6	15.4	12	10.9



(a) 优化前后结构滞回耗能累积过程



(b) 优化前后整体损伤指标发展过程



(c) 优化前后结构各层最大层间位移角

图 7 优化前后结构性能指标对比

Fig.7 Comparison of structural performance indices before and after optimization

4 结论

本文定义了损伤和滞回耗能两个性能指标，以

增量动力分析方法为基础，按场地类型考虑多条地震动输入，提出了钢框架结构的失效模式识别方法。并以这两个性能指标为结构优化设计的目标函数，结构构件截面尺寸为优化变量，对最不利地震作用下一 20 层 benchmark 钢框架模型进行失效模式优化。

(1) 以损伤和滞回耗能作为评价指标的基于性能的钢框架结构失效模式识别方法，可以有效的识别最不利地震作用下的结构失效模式。

(2) 结构基于性能的失效模式多目标优化方法能显著提高结构整体抗震性能。同原结构相比，整体用钢量减小了 4.13%，优化后的结构整体损伤指数减小，滞回耗能增加，结构的层间位移也得到有效控制。

参考文献:

- [1] Liu M, Burns S A, Wen Y K. Optimal seismic design of steel frame buildings based on life cycle cost considerations [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2003, 32(9): 1313—1332.
- [2] Beck J L, Chan E, Irfanoglu A, et al. Multi-criteria optimal structural design under uncertainty [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1999, 28(7): 741—761.
- [3] Zou X K, Chan C M, Li G, et al. Multi-objective optimization for performance-based design of reinforced concrete frames [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(10): 1462—1474.
- [4] Papadopoulos V, Lagaros N D. Vulnerability-based robust design optimization of imperfect shell structures [J]. Structural Safety, 2009, 31(6): 475—482.
- [5] Karami Mohammadi R, El Naggar MH, Moghaddam H. Optimum strength distribution for seismic resistant shear buildings [J]. International Journal of Solids and Structures, 2004, 41(22/23): 6597—6612.
- [6] Kim J, Seo Y. Seismic design of low-rise steel frames with buckling-restrained braces [J]. Engineering Structures, 2004, 26(5): 543—551.
- [7] Oviedo J A, Midorikawa M, Asari T. Earthquake response

- of ten-story story-drift-controlled reinforced concrete frames with hysteretic dampers [J]. *Engineering Structures*, 2010, 32(6): 1735–1746.
- [8] 吕杨, 徐龙河, 李忠献, 丁阳. 钢筋混凝土柱基于能量阈值的损伤准则[J]. *工程力学*, 2011, 28(5): 84–89.
Lü Yang, Xu Longhe, Li Zhongxian, Ding Yang. Energy threshold based damage criterion of RC columns [J]. *Engineering Mechanics*, 2011, 28(5): 84–89. (in Chinese)
- [9] Hajirasouliha I, Asadi P, Pilakoutas K. An efficient performance-based seismic design method for reinforced concrete frames [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2012, 41(4): 663–679.
- [10] 白久林, 欧进萍. 基于 IDA 方法的钢筋混凝土结构失效模式优化[J]. *工程力学*, 2011, 28(增刊 II): 198–203.
Bai Jiulin, Ou Jinping. Optimization of failure modes for reinforced concrete buildings based on IDA method [J]. *Engineering Mechanics*, 2011, 28(Suppl II): 198–203. (in Chinese)
- [11] 吕大刚, 宋鹏彦, 陈志恒. 钢筋混凝土框架结构基于可靠度的最可能倒塌失效模式分析[J]. *工程力学*, 2012, 29(5): 156–173.
Lü Dagang, Song Pengyan, Chen Zhiheng. Analysis of the most likely collapse modes of RC frame structures based on reliability theory [J]. *Engineering Mechanics*, 2012, 29(5): 156–173. (in Chinese)
- [12] 贾超, 张楚汉, 金峰, 程卫帅. 可靠度对随机变量及失效模式相关系数的敏感度分析及其工程应用[J]. *工程力学*, 2006, 23(4): 12–16.
Jia Chao, Zhang Chuhan, Jin Feng, Cheng Weishuai. Sensitivity analysis of structural reliability to random variables and failure-mode correlation factors and its application in engineering [J]. *Engineering Mechanics*, 2006, 23(4): 12–16. (in Chinese)
- [13] 吕杨. 高层建筑结构地震失效模式优化及损伤控制研究[D]. 天津: 天津大学, 2012.
Lü Yang. Failure mode optimization and damage control of tall building structures under seismic excitations [D]. Tianjin: Tianjin University, 2012. (in Chinese)
- [14] 徐龙河, 单旭, 李忠献. 强震下钢框架结构易损性分析及优化设计[J]. *工程力学*, 2013, 30(1): 175–179.
Xu Longhe, Shan Xu, Li Zhongxian. Vulnerability analysis and optimization design for steel frame structure under strong earthquakes [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(1): 175–179. (in Chinese)
- [15] Ohtori Y, Christenson R E, Spencer Jr, BF, et al. Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2004, 130(4): 366–385.
- [16] Bai J L, Ou J P. Seismic failure mode improvement of RC frame structure based on multiple lateral load patterns of pushover analyses [J]. *Science China Technological Sciences*, 2011, 54(11): 2825–2833.