

文章编号: 1000-4750(2012)08-0094-07

磁流变阻尼器优化设计及结构地震损伤控制

吕 杨¹, 徐龙河², 李忠献¹, 丁 阳¹

(1. 天津大学建筑工程学院/滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072; 2. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044)

摘 要: 该文通过 LS-DYNA 程序二次开发了磁流变(MR)阻尼器的 Bouc-Wen 动力滞回模型、半主动控制律和钢材的弹塑性损伤本构模型, 进而实现应用通用有限元程序精细化模拟受控结构损伤发展过程的目的。基于损伤本构模型, 提出结构构件和结构层的抗震性能指标, 并应用该指标对结构各层阻尼器的最大出力进行优化设计。对一 9 层 Benchmark 钢框架结构进行损伤控制研究, 采用 IDA 方法对控制前后结构的抗震性能进行分析, 结果表明: MR 阻尼器优化设计后受控结构的损伤累积效应较无控结构明显减小, 损伤分布范围更广, 塑性耗能能力和抗震能力都得到显著提高。

关键词: 结构控制; 地震损伤; 磁流变(MR)阻尼器; 半主动控制; 抗震性能指标

中图分类号: TU352 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2010.10.0738

OPTIMAL DESIGN OF MR DAMPERS AND SEISMIC DAMAGE CONTROL OF STRUCTURES

LÜ Yang¹, XU Long-he², LI Zhong-xian¹, DING Yang¹

(1. School of Civil Engineering, Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety of Ministry of Education, Tianjin University, Tianjin 300072, China;

2. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: The Bouc-Wen model of an MR damper, the semi-active control law, and an elastic-plastic material model considering damage variables are developed through the secondary development of LS-DYNA program, which makes the refinement damage evolution simulation of a semi-active controlled structure in general finite element program come true. Based on the damage material model, two seismic performance indices for member and story level are proposed and also used to determine the maximal control force produced by MR dampers on different stories. As a numerical example, the damage control study on a 9-story benchmark steel frame are conducted, and the aseismic performance of the structure both with and without MR dampers are analyzed through IDA method. The results indicate that: damage accumulation effects of a controlled structure are obviously reduced by using optimally designed MR dampers, the damage distribution is more widespread, and the capacity of absorbing earthquake energy as well as the aseismic performance are all increased significantly.

Key words: structural control; seismic damage; magnetorheological (MR) damper; semi-active control; seismic performance index

控制结构损伤过程和失效模式, 延缓结构整体倒塌进而争取逃生时间, 对减轻地震人员伤亡降低经济损失具有重要意义, 理论研究和试验分析表

明, 基于 MR 阻尼器的半主动控制系统可以有效的控制结构的地震反应, 并在实际工程中得到应用^[1-3]。经过近 20 年来国内外学者的系统研究, 在

收稿日期: 2010-10-13; 修改日期: 2012-04-26

基金项目: 天津市应用基础与前沿技术研究计划重点项目(09JCZDJC25200); 国家自然科学基金面上项目(51178034)

通讯作者: 李忠献(1961—), 男, 安徽人, 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).

作者简介: 吕 杨(1984—), 男, 重庆人, 博士生, 从事结构抗震研究(E-mail: lvyangtju@163.com);

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

丁 阳(1966—), 女, 辽宁人, 教授, 博士, 博导, 从事钢结构与空间钢结构设计理论与应用研究(E-mail: dongyang@tju.edu.cn).

MR 阻尼器的出力模型方面, 提出了 Bingham 粘塑性模型^[4-5]、非线性双粘性模型、Bouc-Wen 模型^[6]、修正的 Dahl 模型^[7]、Logistic 分段模型^[8]和 Gompertz 模型^[9]等, 各种滞回模型都能较好的模拟磁流变阻尼器的动力性能, 并且 Bouc-Wen 模型得到了最广泛的应用。在半主动控制系统的设计方面, 有线性二次型调节器(LQR)经典最优控制算法、瞬时最优控制(IOC)算法、线性二次高斯(LQG)最优控制算法、模态控制算法、半主动预测控制算法^[10]等, 相应的半主动控制律如 Bang-Bang 控制策略^[11]、Clipped-optimal 半主动控制策略^[12]、限界 Hrovat 最优控制算法^[13]、基于信赖域的瞬时最优控制(TIOC)算法^[14]等。在阻尼器优化出力以及优化布置等方面, 徐龙河等^[15]对阻尼器在结构中的优化设置进行了研究; 贝伟明等^[16]分析了 5 种阻尼器优化布置方法的优劣, 并提出一种基于改进遗传算法和等效二次型性能指标的阻尼器位置优化方法; 阎石等^[17]给出了结构中阻尼器优化布置的一些基本原则, 上述方法在一定程度上能起到优化阻尼器控制效果的作用。为了分析受控结构进入弹塑性状态后的动力响应, 第三代的基准模型开始考虑结构的塑性特性, 并取得一定的成果^[18-20]。结构失效模式的特点决定受控结构分析过程必须考虑材料、几何等强非线性及地震动的时变效应, 并且建立构件和结构层次上的损伤准则, 以评估构件损伤失效的顺序和结构失效模式的优劣, 进而得到最优的失效模式, 传统的数值模拟方法很难实现强非线性下结构倒塌时的振动控制。

本文通过 LS-DYNA 程序^[21]二次开发功能定义了一个钢材的弹塑性损伤本构模型, 并植入了 MR 阻尼器的 Bouc-Wen 动力滞回模型和半主动控制律, 结合抗震性能指标对结构各层阻尼器的最大出力进行优化设计, 精细化模拟了一 9 层的 Benchmark 钢框架结构采用 MR 阻尼器控制前后结构的损伤发展过程。

1 抗震性能指标

1.1 抗震性能指标

结构体系中, 不同构件对结构整体抗震性能贡献不同, 为了简化分析, 首先将结构中具有相同材料、几何尺寸和边界条件的构件分成一类, 构件抗震性能指标 SPI_{ij}^m 定义为:

$$SPI_{ij}^m = \frac{\lambda_{ij}}{(d_{th} - d_{ij})} \quad (1)$$

式中: SPI_{ij}^m 为结构第 j 层第 i 类构件抗震性能指标, d_{th} 为与结构抗震水准(震后立即投入使用、生命安全和结构倒塌)和材料相关的损伤阈值, λ_{ij} 是各类构件重要性系数, 定义为:

$$\lambda_{ij} = \sum_k \frac{\Delta f_{ij,k}}{f_k} \quad (2)$$

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 阶频率增量; 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%。

由损伤本构模型^[22]计算得到有限元模型中各个单元的损伤指数后, 结构第 j 层第 i 个构件的损伤指数 d_{ij} 定义为:

$$d_{ij} = \max\{d_{ij}^e\} \quad (3)$$

式中, d_{ij}^e 为结构第 j 层第 i 个构件第 e 个单元损伤值。

同一结构层中, 各构件(主要指结构竖向承重构件)以并联的方式连结, 结构第 j 层的抗震性能指标定义为:

$$SPI_j^s = \text{average}\{SPI_{ij}^m\} \quad (4)$$

式中, average 为求平均值。

由于建筑结构各结构层采用串联的方式连接, 结构整体损伤指数定义为损伤最大的楼层的损伤指数为:

$$D_g = \max\{D_j\} \quad (5)$$

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

$$D_j = \frac{\sum_i \lambda_{ij} d_{ij}}{\sum_i \lambda_{ij}} \quad (6)$$

1.2 阻尼器出力设计

磁流变阻尼器的优化设计包括阻尼器位置的优化和阻尼器出力能力的优化, 为分析方便, 假设结构各层阻尼器安装数量和位置相同, 对结构各层阻尼器的出力能力进行优化设计(或求得结构各层最大控制力后确定结构各层阻尼器安装数量)。由式(4)计算得到结构各层抗震性能指标后, 根据结构设计性能目标和当前阻尼器设计能力确定结构基准层阻尼器出力水平, 结构其余层阻尼器总出力按

下式确定为:

$$F_j = \frac{SPI_j^s S_j}{SPI_r^s S_r} F_r \quad (7)$$

式中: SPI_r^s 为基准层抗震性能指标, 由式(4)计算得到; S_r 为基准层抗侧刚度, 通过 D 值法计算得到; F_r 为基准层阻尼器总出力, 根据结构抗震水平及现有阻尼器设计水平确定; S_j 为结构第 j 层抗侧刚度, 同样采用 D 值法确定。

1.3 MR 阻尼器力学模型

磁流变(MR)阻尼器作为一种新型的半主动控制装置, 具有构造简单、响应速度快、阻尼力连续可调等优点。MR 阻尼器的 Bouc-Wen 模型力的表达式为:

$$F(t) = c_0 \dot{x}(t) + k_0(x(t) - x_0) + \alpha z(t) \quad (8)$$

式中, Bouc-Wen 单元为:

$$\dot{z}(t) = -\gamma |\dot{z}(t)| z(t) |z(t)|^{n-1} - \beta \dot{x}(t) |z(t)|^n + A \dot{x}(t) \quad (9)$$

式中, 参数 c_0 和 α 通过下式计算得到:

$$\begin{cases} c_0 = c_{0a} + c_{0b}u \\ \alpha = \alpha_a + \alpha_b u \end{cases} \quad (10)$$

式中: x_0 和 k_0 为阻尼器参数; u 为所加电压。采用龙格-库塔方法数值求解式(9)中的一阶微分方程后, 通过式(8)得到 MR 阻尼器施加的控制力。

在实际工程中常采用开关控制算法^[23-24], 该算法不用实时提取结构性态矩阵, 仅当阻尼器中心点速度和位移方向相同时, 阻尼器提供最大控制力阻碍结构位移进一步增大, 反之提供最小控制力, 其表达式为:

$$F(t) = \begin{cases} F_{I,max}, & \dot{x} \dot{z} > 0 \\ F_{I,min}, & \dot{x} \dot{z} \leq 0 \end{cases} \quad (11)$$

式中: $F(t)$ 为 t 时刻 MR 阻尼器出力; $F_{I,max}$ 和 $F_{I,min}$ 分别是阻尼器最大和最小出力; x 和 \dot{x} 分别是 t 时刻阻尼器平衡位置的位移和速度。

基于 MR 阻尼器的半主动控制在有限元程序中的具体实现如图 1 所示。

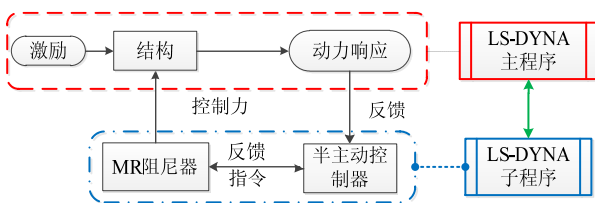


图 1 LS-DYNA 中半主动控制流程图

Fig.1 Flow chart of semi-active control in LS-DYNA

2 数值算例

2.1 Benchmark 结构模型

对一 9 层 Benchmark 钢框架结构进行分析, 结构设一层地下室, 层高 3.65m, 底层层高 5.49m, 其余各层层高 3.96m, 地下室柱底采用铰接连接, 并约束底层柱脚水平自由度。结构纵横向各 5 跨, 每跨跨度 9.15m, 四周除南北向第 5 跨外均为抗弯钢框架, 其余梁柱采用铰接连接, 如图 2 所示。框架梁柱均采用 H 型钢, 柱截面尺寸在第 1 层、第 3 层、第 5 层和第 7 层发生变化, 变截面钢柱节点距同层梁中心线高度 1.83m。梁柱截面尺寸见文献[18]。

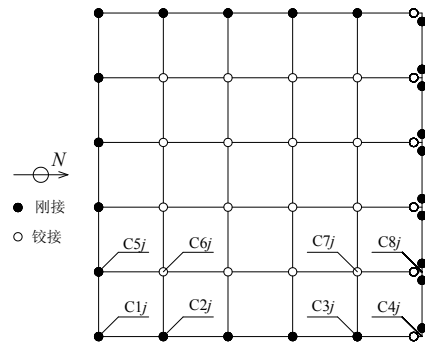


图 2 Benchmark 模型结构平面

Fig.2 Building plan of the Benchmark model structure

通过 LS-DYNA 程序^[21]建立结构空间有限元模型, 各梁和柱采用 14 个空间梁单元模拟, 铰接梁柱节点通过释放梁单元转动自由度模拟, 结构楼板采用分层壳单元模拟, 模拟中考虑楼板中性轴与梁中性轴不在同一平面的影响, 将楼板上移使楼板下表面与梁上表面平齐, 梁柱材料采用所提出的损伤本构模型, 材料参数^[22]如表 1 所示, 约束结构底层柱底平动和转动自由度。

表 1 材料参数

Table 1 Material parameters

损伤参数					弹塑性参数		
ϵ_{th}	ϵ_{cr}	D_{cr}	D_0	ν	H/MPa	α_c/MPa	C/MPa
0.001	0.24	0.065	0	0.2173	200	300	800

结构前 9 阶频率为: 0.7884Hz、0.8999Hz、1.0534Hz、2.1159Hz、2.4309Hz、2.8070Hz、3.5600Hz、4.1064Hz 和 4.7155Hz, 分别对应结构前 3 阶南北向、东西向和扭转模态, 结构第 10 阶模态为结构局部振动。可见, 考虑结构楼板效应的空间有限元模型振动频率约为简化模型^[18]的 2 倍。

2.2 阻尼器优化设计

结构第 j 层柱分类如图 2 所示, 采用前述抗震

性能指标的计算方法, 并设结构底层为基准层, 基准层沿外围四周布置 16 个最大出力为 1000kN 的 MR 阻尼器, 结构各层抗震性能指标(*SPI*)、抗侧刚度(*S*)及阻尼器总出力(*F*)如表 2 所示。

根据表 2 中阻尼器总出力及阻尼器数量, 结构各层沿四周以斜撑的形式均匀布置 16 个阻尼器, 如图 3 所示。各层阻尼器实际最大出力分别为 1017kN、365kN、252kN、303kN、320kN、299kN、216kN、159kN 和 61kN, 其中最大电压为 10V, 出力为 1017kN 的阻尼器的 Bouc-Wen 模型参数为: $c_{0a}=440\text{N} \cdot \text{s/m}$, $c_{0b}=4400\text{N} \cdot \text{s/mV}$, $k_0=0\text{N/m}$, $x_0=1.6\text{m}$, $\alpha_a=1.0872 \times 10^7\text{N/m}$, $\alpha_b=4.9616 \times 10^7\text{N/mV}$, $\gamma=300\text{m}^{-1}$, $\beta=300\text{m}^{-1}$, $n=1$, $A=1.2$, 在频率为 1Hz

振幅 1.25mm 正弦波激励下, 阻尼器在 0V、2V、4V、6V、8V 和 10V 六级常电压下动力特性如图 4 所示。

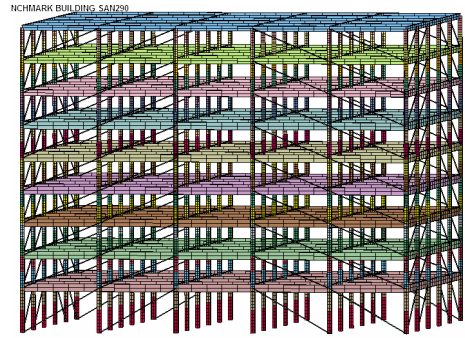


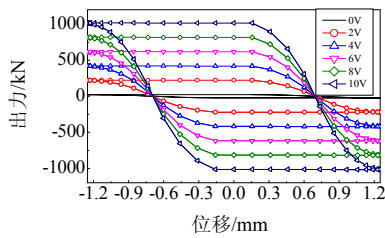
图 3 有限元模型及阻尼器布置

Fig.3 Finite element model and distribution of MR dampers

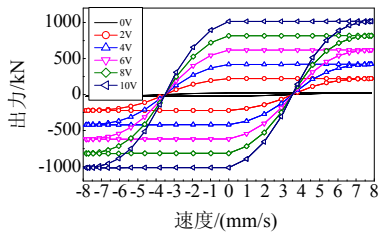
表 2 结构各层阻尼器优化设计

Table 2 Optimization of the MR dampers in each story of the structure

楼层	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<i>SPI</i>	1.4946	0.3405	0.2836	0.3557	0.3959	0.3947	0.4692	0.4479	0.2446
<i>S</i> (MN/m)	28.70	45.16	37.50	35.94	34.06	31.97	19.43	14.95	10.48
<i>F</i> /kN	16000.0	5736.6	3967.6	4768.7	5030.6	4707.3	3400.7	2498.2	956.2



(a) 阻尼力-位移



(b) 阻尼力-速度

图 4 频率 1Hz 振幅 1.25mm 正弦波激励下阻尼器动力特性曲线

Fig.4 Force responses due to 1.0Hz sinusoidal excitation with amplitude of 10mm

2.3 损伤控制效果分析

在不同强度的 Loma、San Fernando 和 El Centro 三条双向地震波激励下, 采用 IDA 方法和式(5)、式(6)计算得到设置阻尼器前后结构整体损伤发展过程如图 5 和图 6 所示。由图 5 和图 6 可以看出, 在峰值加速度(*PGA*)为 0.683g 时, 未控结构在 Loma、San Fernando 和 El Centro 地震动作用下结构整体损伤指数分别为 0.0162、0.0119 和 0.0122,

而采用 MR 阻尼器控制的结构损伤指数几乎为 0; 在 $PGA=1.23g$ 的 Loma、San Fernando 和 El Centro 地震动作用下, 未控结构整体损伤指数分别为 0.0348、0.0333 和 0.0317, 临近结构倒塌阈值 0.03607, 相应施加 MR 阻尼器控制的结构损伤指数分别为 0.009419、0.007528 和 0.003415, 因此, MR 阻尼器很好的控制了结构整体损伤。

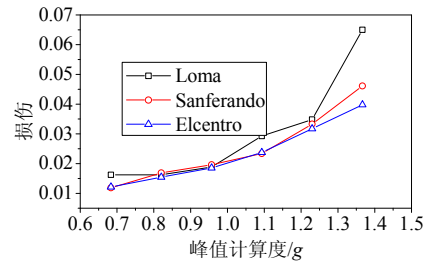


图 5 不同强度地震动作用下无控结构整体损伤发展过程
Fig.5 Global damage process of primary structure under different intensities of

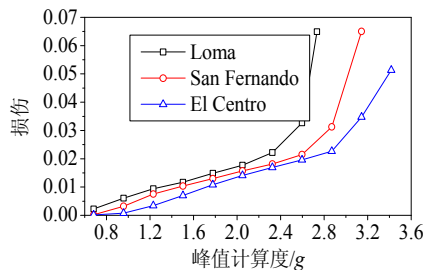


图 6 不同强度地震动作用下受控结构整体损伤发展过程
Fig.6 Global damage process of controlled structure under different intensities of earthquake

由图 5 和图 6 还可以看出,不同地震动对结构的破坏程度不同,在给定的 3 条地震动中,两种结构都表现为 Loma 地震动破坏最严重,El Centro 破坏最轻,这也表明增设 MR 阻尼器对结构自身动力特性影响不明显。

随着地震动幅值的增加,未控结构损伤逐渐增加,在峰值加速度为 1.367g 的 Loma 地震动作用下,结构底层发生侧向失稳伴随扭转破坏,破坏模式如图 7 所示;受控结构整体损伤指数随地震动强度增加近似呈线性关系发展,当 Loma、San Fernando 和 El Centro 地震动峰值加速度分别到达 2.324g、2.597g 和 2.870g 时,结构损伤发展加快,分析其原因是阻尼器具有有限的出力能力,并且只能被动的产生控制力,在上述幅值的地震动作用下已达到极限状态,当峰值加速度继续增大时,结构将沿一个方向产生很大的不可恢复的残余变形,致使阻尼器长期处于压缩或拉伸状态,其控制结构损伤的能力大大减小,在峰值加速度为 2.60g 的 Loma 地震动作用下,受控结构整体损伤指数到达极限值 0.065 发生倒塌破坏,破坏状态如图 8 所示。

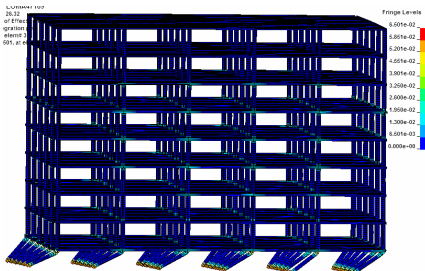


图 7 无控结构 Loma 地震作用下破坏模式(PGA=1.367g)
Fig.7 Failure mode of the primary structure under Loma earthquake(PGA=1.367g)

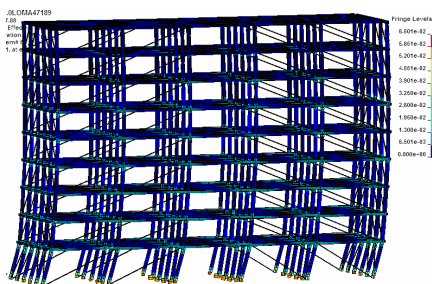


图 8 受控结构 Loma 地震作用下破坏模式(PGA=2.60g)
Fig.8 Failure mode of the controlled structure under Loma earthquake (PGA=2.60g)

图 9 所示为底层边跨处阻尼器在峰值加速度为 2.324g 的 Loma 地震动作用下控制力-时间曲线,可见阻尼器 5s 以后主要处于受压缩状态并产生推力,阻尼器控制效果已经减弱。

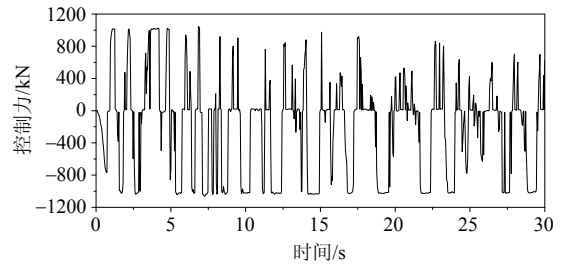


图 9 阻尼器出力历程

Fig.9 Output force time history of the MR damper

不同加速度幅值的 Loma 地震动作用下,施加 MR 阻尼器前后结构整体损伤发展过程如图 10 和图 11 所示。由图 10 和图 11 可以看出,在峰值加速度时刻(如图中 5s、15s 时刻),结构整体损伤指数发展很快,此时结构损伤主要由超越破坏控制;其余时刻,结构整体损伤缓慢增加(如图中 5s~15s, 15s~30s 时间段),此时结构损伤由累积效应控制。从图 10 还可以看出,峰值加速度较小的地震动作用下,结构累积破坏效应不是很明显,而峰值加速度越大结构累积效应越显著,这主要是由于幅值较小的地震动作用下,结构首次超越破坏产生的损伤很小,后续小的地震动作用下结构几乎不产生损伤,而幅值较大的地震动作用下,结构首次超越破坏已经很严重,后续地震动加剧了结构损伤的发展,这与实际地震中很多房屋在主震时没有倒塌,而在加速度幅值较小的余震下却发生倒塌的现象相符;相应受控结构由于 MR 阻尼器的耗能作用,在非峰值加速度时刻的地震动作用下,结构损伤处于 MR 阻尼器控制范围之内,损伤在地震动峰值加速度时刻之后增加的速度比无控结构缓慢很多,地震动的时程效应对受控结构影响减小。

在峰值加速度为 0.683g 和 1.503g 的 Loma 地震动作用下,无控结构和受控结构各层损伤发展过程如图 12 和图 13 所示,从图 12 可以看出,无控结

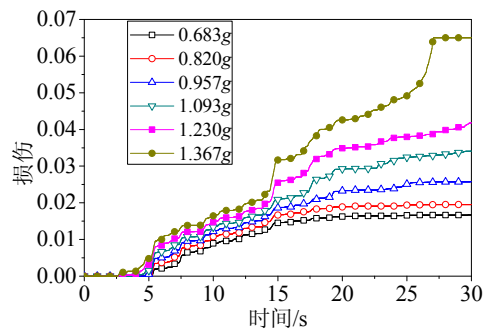


图 10 不同强度 Loma 地震下无控结构整体损伤发展过程
Fig.10 Damage evolution of the primary structure under increasing Loma earthquake

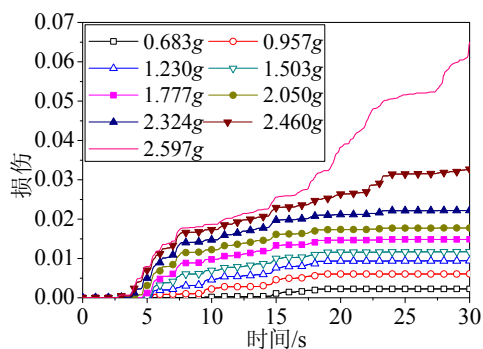


图 11 不同强度 Loma 地震下受控结构整体损伤发展过程

Fig.11 Damage evolution of the controlled structure under increasing Loma earthquake

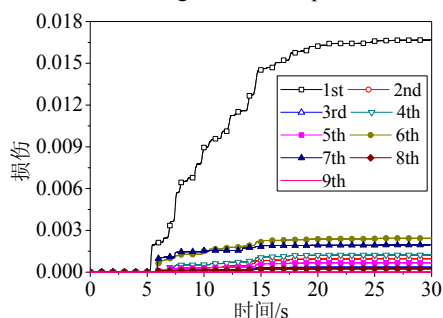
图 12 Loma 地震下无控结构各层损伤发展过程
(PGA=0.683g)

Fig.12 Story damage evolution of uncontrolled structure under Loma earthquake(PGA=0.683g)

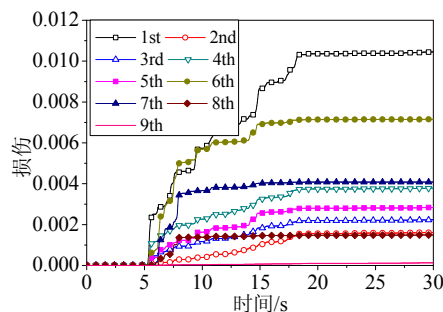
图 13 Loma 地震下受控结构各层损伤发展过程
(PGA=1.503g)

Fig.13 Story damage evolution of controlled structure under Loma earthquake(PGA=1.503g)

构损伤完全集中在结构底层,而相应受控结构损伤分布更广泛,因此结构耗能能力得到很大提高,并且可以通过前述方法多次优化阻尼器出力以到达控制结构各层损伤相等的目的。

3 结论

本文针对 MATLAB 程序求解结构非线性反应能力较差的问题,通过 LS-DYNA 有限元程序的二次开发功能将 MR 阻尼器的 Bouc-Wen 出力模型、半主动控制律和钢材的弹塑性损伤本构模型引入

到主程序中,实现应用通用有限元程序精细化数值仿真结构半主动控制的目的。采用所提出的抗震性能指标,对强震作用下受控结构各层阻尼器的出力能力进行优化设计,并以结构损伤指数评估结构控制效果,进而实现对强震作用下受控结构的损伤发展过程进行定量分析。数值模拟了一 9 层 Benchmark 钢框架结构的损伤控制,与未控制的结构相比,采用 MR 阻尼器控制的结构损伤分布范围更大,并且在相同强度的地震动作用下结构整体损伤明显减小,受控结构损伤累积效应较无控结构也明显减小,结构塑性耗能能力增强,结构抗震性能明显提高,但当地震动峰值增大到一定程度后,由于阻尼器出力水平有限,结构损伤控制效果将显著降低。

参考文献:

- [1] 杨飏, 欧进萍. 导管架式海洋平台磁流变阻尼隔震结构的模型试验[J]. 振动与冲击, 2006, 25(5): 1-5.
Yang Yang, Ou Jinping. Experimental research on isolation structure model of jacket offshore platform with MR damper [J]. Journal of Vibration and Shock, 2006, 25(5): 1-5. (in Chinese)
- [2] 李惠, 刘敏, 欧进萍, 等. 斜拉索磁流变智能阻尼器控制系统分析与设计[J]. 中国公路学报, 2005, 18(4): 37-41.
Li Hui, Liu Min, Ou Jinping, et al. Design and analysis of magnetorheological dampers with intelligent control systems for stay cables [J]. China Journal of Highway and Transport, 2005, 18(4): 37-41. (in Chinese)
- [3] 何旭辉, 陈政清, 黄方林. 洞庭湖大桥斜拉索减振试验研究[J]. 振动工程学报, 2002, 15(4): 447-450.
He Xuhui, Chen Zhengqing, Huang Fanglin. Test of vibration mitigation of a stay cable on the Dongting Lake Bridge [J]. Journal of Vibration and Engineering, 2002, 15(4): 447-450. (in Chinese)
- [4] Stanway R, Sproston J L, Stevens N G. Non-linear identification of an electrorheological vibration damper [J]. IFAC Identification and System Parameter Estimation, 1985: 195-200.
- [5] Stanway R, Sproston J L, Stevens N G. Non-linear modeling of an electro-rheological vibration damper [J]. Journal of Electrostatics, 1987(20): 167-184.
- [6] Wen Y K. Method of random vibration of hysteretic systems [J]. Journal of Engineering Mechanics Division, 1976, 102(2): 249-263.
- [7] 周强, 瞿伟康. 磁流变阻尼器的两种力学模型和试验验证[J]. 地震工程与工程振动, 2002, 22(4): 144-150.
Zhou Qiang, Qu Weilian. Two mechanic models for magnetorheological damper and corresponding test verification [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2002, 22(4): 144-150. (in Chinese)

- [8] 丁阳, 张路, 姚宇飞, 李忠献. 阻尼力双向调节磁流变阻尼器的性能测试与滞回模型[J]. 工程力学, 2010, 27(2): 228—234, 256.
Ding Yang, Zhang Lu, Yao Yufei, Li Zhongxian. Performance test and hysteresis model of MR damper with bidirectional adjusting damping force [J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(2): 228—234, 256. (in Chinese)
- [9] 丁阳, 张路, 姚宇飞, 李忠献. 全通道有效磁流变阻尼器的性能测试与滞回模型[J]. 振动工程学报, 2010, 23(1): 31—36.
Ding Yang, Zhang Lu, Yao Yufei, Li Zhongxian. Performance test and hysteresis model of MR dampers with full-length effective damping path [J]. Journal of Vibration Engineering, 2010, 23(1): 31—36. (in Chinese)
- [10] Xu Longhe, Li Zhongxian. Semi-active multi-step predictive control of structures using MR dampers [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2008, 37(12): 1435—1448.
- [11] Tzou H S, Chai W K. Design and testing of a hybrid polymeric electrostrictive/piezoelectric beam with bang-bang control [J]. Mechanical Systems and Signal Processing, 2007, 21(1): 417—429.
- [12] Dyke S J, Spencer Jr B F, Sain M K, et al. An experimental study of MR dampers for seismic protection [J]. Smart Materials and Structures, 1998, 7(5): 693—703.
- [13] 欧进萍. 结构振动控制-主动、半主动和智能控制[M]. 北京: 科学出版社, 2003: 330—334.
Ou Jinping. Structural vibration control-active, semi-active and intelligent control [M]. Beijing: Science Press, 2003: 330—334. (in Chinese)
- [14] Lin Wei, Li Zhongxian, Ding Yang. Trust-region based instantaneous optimal semi-active control of long-span spatially extended structures with MRF-04K damper [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 7(4): 447—464.
- [15] 徐龙河, 周云, 李忠献. 半主动控制装置在受控结构中的优化设置[J]. 地震工程与工程振动, 2000, 20(3): 143—148.
Xu Longhe, Zhou Yun, Li Zhongxian. Optimal placement of semi-active control devices in controlled structure [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2000, 20(3): 143—148. (in Chinese)
- [16] 贝伟明, 李宏男. 半主动控制装置在受控结构中的优化布置[J]. 防灾减灾工程学报, 2006, 26(1): 28—33.
Bei Weiming, Li Hongnan. Optimal placement of semi-active control devices for controlled structure [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2006, 26(1): 28—33. (in Chinese)
- [17] 阎石, 宁欣, 王宁伟. 磁流变阻尼器在受控结构中的优化布置[J]. 地震工程与工程振动, 2004, 24(3): 175—178.
Yan Shi, Ning Xin, Wang Ningwei. Optimal placement of MR damper set in structures [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2004, 24(3): 175—178. (in Chinese)
- [18] Ohtori Y, Spencer Jr B F, Dyke S J. Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2004, 130(4), 366—385.
- [19] Yoshida O, Dyke S J. Seismic control of a nonlinear benchmark building using smart dampers [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2004, 130(4): 386—392.
- [20] Wongprasert N, Symans M D. Application of a genetic algorithm for optimal damper distribution within the nonlinear seismic benchmark building [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 2004, 130(4): 401—406.
- [21] LS-DYNA. Keyword user's manual [M]. Livermore, California: Livermore Software Technology Corporation, 2006.
- [22] Pironi A, Bonora N. Modeling ductile damage under fully reversed cycling [J]. Computational Material Science, 2003, 26: 129—141.
- [23] Ikeda Yoshiki. Active and semi-active vibration control of buildings in Japan-practical applications and verification [J]. Structural Control and Health Monitoring, 2009, 16: 703—723.
- [24] Wu Z, Soong T T. Modified bang-bang control law for structural control implementation [J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1996, 122(8): 771—777.