

面向设计的摩擦耗能框架结构时程分析法

徐玉野 王全凤

(华侨大学土木工程系, 福建 泉州 362011)

摘要 在吕西林等人研究的基础上, 建立面向设计的摩擦耗能框架结构弹塑性的时程分析方法. 该方法中钢筋混凝土框架整体结构采用层间剪切模型, 柱采用四线性恢复力模型. 柱模型的骨架控制点参数由 $M-Q$ 非线性计算程序计算, 摩擦耗能装置的恢复力模型采用理想弹塑性模型. 文中利用 VC++ 编制相关的程序 IDAFF, 该程序考虑 $P-\Delta$ 效应, 同时给出一个分析算例.

关键词 摩擦耗能支撑, 框架结构, 时程分析, 面向设计

中图分类号 TU 375.02 TU 973 TU 352.1

文献标识码 A

摩擦耗能支撑是在多层及高层框架结构中, 实现结构减震控制的一种有效的、经济的途径. 抗震规范认为, 对摩擦耗能减震结构的计算分析, 在一般情况下宜采用静力非线性分析方法, 或者采用或非线性时程分析方法. 因此, 对摩擦耗能框架弹塑性时程分析方法进行研究是非常必要的. 摩擦耗能框架弹塑性动力时程分析的技术难度非常大. 在文献 [1] 的基础上, 我们建立了面向设计的摩擦耗能框架结构弹塑性时程分析方法.

1 多层摩擦耗能减震结构的运动方程^[2]

下面做3点基本假定. (1) 结构质量集中在楼板处, 不考虑竖向振动和转动的影响. (2) 支撑始终保持在弹性工作范围内, 不考虑支撑的阻尼力. (3) 同一层的摩擦耗能装置的起滑位移相同, 该层的摩擦耗能装置可以等效为一个总摩擦耗能器. 采用层间剪切模型来考虑摩擦耗能减震结构的运动方程. 当结构中有 l 层设置摩擦阻尼器时, 其结构的运动方程为

$$\ddot{M}\mathbf{x} + \ddot{C}\mathbf{x} + K\mathbf{x} = \mathbf{P}(t) - H\mathbf{F}(t), \quad (1)$$

式中 M, C, K 分别是结构的质量、阻尼和刚度矩阵, $\mathbf{P}(t)$ 是激励向量, H 是控制力位置矩阵. 其中第 i 个列向量 $H_i = [0 \quad \dots \quad 0 \quad -1 \quad 1 \quad 0 \quad \dots \quad 0]^T_{l \times N}$, -1 和 1 分别第 k_{i-1} 和 k_i 列, 表示第 i 个摩擦阻尼器设置在结构的第 k_i 层, 作用在第 k_i 层和 k_{i-1} 层顶面位置处. $\mathbf{F}(t)$ 是 l 维控制力向量, 其中第 i 个元素 $F_i(t)$ 就是第 i 层耗能支撑的恢复力, 是一非线性项. $F_i(t)$ 的表达式为

$$F_i(t) = \begin{cases} -k_{bi} \times x_{di}(t) & \text{当 } |x_{di}(t)| \leq u_{dyi}, \text{ 即摩擦耗能元件处于附着阶段,} \\ -\text{sgn}(x_{di}) F_{0i} & \text{当 } |x_{di}(t)| > u_{dyi}, \text{ 即摩擦耗能元件处于滑移阶段.} \end{cases}$$

收稿日期 2003-01-28

作者简介 徐玉野(1978-), 男, 硕士研究生, E-mail: yuyexu@163.net

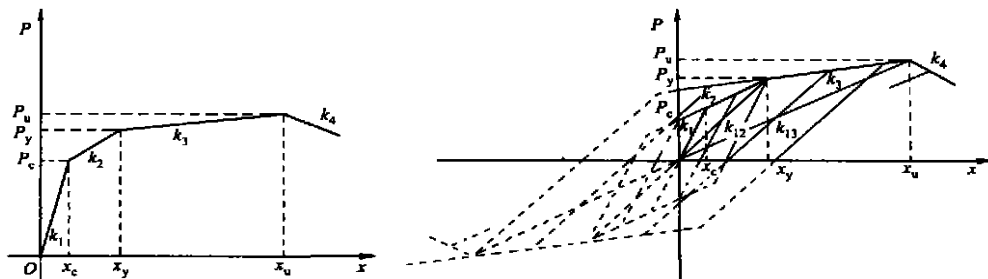
基金项目 福建省建设委员会科研基金资助项目(闽建科[2001]44号)

上式中, k_{bi} 为第 i 层设置的摩擦耗能支撑刚度, $x_{di}(t)$ 为第 i 层摩擦耗能支撑的层间相对位移, u_{dyi} 为第 i 层摩擦耗能装置的起滑位移, F_{0i} 为第 i 层摩擦耗能装置的起滑力, $F_{0i} = k_{bi} \times u_{dyi}$.

2 主体结构的恢复力模型——退化四线型

2.1 骨架曲线和滞回曲线的关系^[1]

退化四线性恢复力模型的骨架曲线和滞回曲线, 如图 1 所示. P_c , P_y 和 P_u 分别为结构构



(a) 恢复力模型骨架曲线

(b) 恢复力模型滞回曲线

图 1 主体结构的恢复力模型

件进入开裂、屈服和极限强度相应的层间剪力, x_c , x_y , x_u 分别为相应的位移. 当结构分别进入开裂、屈服和极限阶段后再卸载时, 相应的退化刚度分别取 k_1 , k_{12} , k_{13} , 其中 $k_{12} = P_y / x_y$, $k_{13} = P_u / x_u$. 其它参数取值, $Q_0 = 1 - (k_2 / k_1) = 0.8$, $Q_1 = 1 - (k_3 / k_{12}) = 0.95$, $Q_u = 1 - (k_4 / k_{13}) = 1.05$. 这个滞回模型用如下 5 个步骤确定. (1) 按弯距-曲率法计算 k_1 , P_c , P_u 的值. (2) 根据 k_1 和 P_c 确定开裂点. (3) 计算 k_2 和 P_y 并根据 k_2 和 P_y 的值确定屈服点. (4) 根据 k_3 和 P_u 确定极限点. (5) 根据 k_4 确定下降段.

2.2 骨架曲线控制点参数的计算^[3,4]

为了考虑轴力对侧向刚度的影响, 采用 $M-Q$ 非线性计算程序求解层间刚度. 条带划分采用全截面条带划分法, 如图 2 所示.

积分方式为分级“加变形”, 即分级加曲率. 假定截面中间应变 $\bar{\epsilon}$ 并逐次迭代逼近. 每 1 条带应变为 $\bar{\epsilon}_{ci} = \bar{\epsilon} + Z_i \varphi$. 由钢筋和混凝土的本构关系, 可得 σ_{ci} , σ_s 及 σ_s . 这样, 每 1 条带上的力: (a) 混凝土 $N_i = b d_i \sigma_{ci} = \Delta A \sigma_{ci}$; (b) 钢筋 $N_s = A_s \sigma_s$, $N_s = A_s \sigma_s$. 每 1 条带混凝土及钢筋对截面 $h/2$ 高度的力矩为

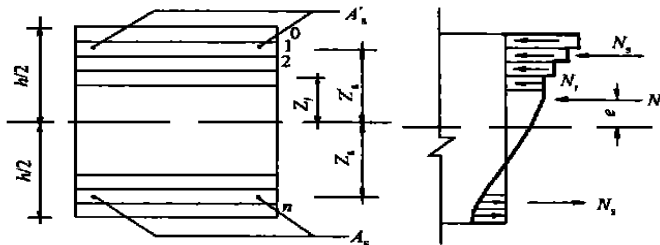


图 2 矩形截面条带划分

$$M_i = N_i Z_i, \quad M_s = N_s Z_s, \quad M = N_s Z_s.$$

这样, 可以得到力及力矩平衡条件为

$$\sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \Delta A_i + \sigma_s A_s - \sigma_s A_s = N, \quad (2)$$

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \Delta A_i Z_i + \sigma_s A_s (h/2 - a) - \sigma_s A_s (h/2 - a) = N e, \quad (3)$$

以上各式中, n 为条带数(本文计算时取 $n = 120$), Z_i 为内力臂, e 为偏心矩。钢筋及混凝土的本构关系, 分别采用 Higashibata 式和 Hognestad 式, 如图 3 所示。钢筋的应力-应变关系的参数, 可在实际工程中根据试验结果获得。在本文中, 钢筋屈服强化后的弹性模量 $E_s = 1/60E_s$, $\epsilon_{sh} = 0.05$, $\epsilon_0 = 0.002$ 和 $\epsilon_u = 0.0038$ 。根据上述方法算得每个柱子的柱顶上截面的 M_c^t , Φ , 柱底截面的 M_c^b , Φ , 则柱子的 $EI = \frac{1}{2}(\frac{M_c^t}{\Phi} + \frac{M_c^b}{\Phi})$ 。第 1 刚度 $k_1 = \frac{12EI}{h_i^3}$, $P_c = \frac{M_c^t + M_c^b}{h_i}$, $P_u = \frac{M_u^t + M_u^b}{h_i}$, $P_y = (1.24 - 0.15\rho - 0.5n_0)P_u$, $\rho = \frac{A f_y}{b d f_c}$, $n_0 = \frac{N}{b d f_c}$ 。公式中的柱子高度 h_i , 取柱子的净高, b , d 为柱子的宽和高, f_c 为混凝土圆柱体抗压强度。

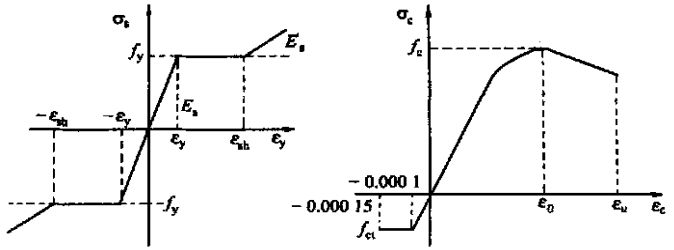


图 3 钢筋及混凝土的本构关系

首先假定 ϵ 为 ϵ_1 , 求得的内力总和 N_1 。如果不满足式(2)的内力平衡条件, 则可再试算一个 ϵ 。假设 N_2 对应 ϵ , 可以按下式迭代, 一直到内力平衡条件成立或接近成立。即

$$\epsilon_3 = \epsilon_2 - (N_2 - N)(\epsilon_2 - \epsilon_1)/(N_2 - N_1). \quad (4)$$

3 摩擦耗能器与斜撑的力-变形关系及其合成^[6,6]

假定摩擦型耗能器的力-变形关系为 Coulomb 摩擦型, 耗能支撑始终处于弹性状态。那么, 摩擦耗能器与斜撑的力-变形及其合成, 则如图 4 所示。

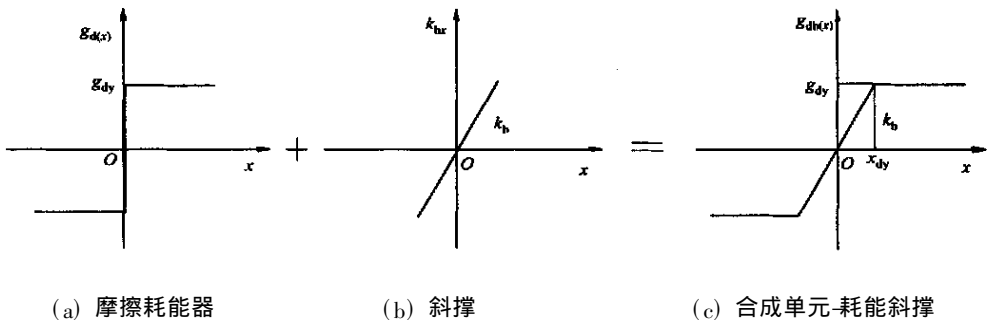


图 4 摩擦耗能器与斜撑及其合成单元的力-变形关系

4 摩擦耗能减震结构在地震波作用下的弹塑性动力分析

本文采用 Wilson- θ 对方程(1)进行求解^[7]。非线性动力计算时的刚度修正难度较大, 特别是出现负刚度时计算难度更大。本文根据文献[8]的建议, 当积分步长 $\Delta t = 0.001$ s 时, 一般情况下总会得到与动力试验数据符合较好的结果。本文的积分步长 $\Delta t = 0.001$ s, 变量采用双精度数, 刚度矩阵的特征值采用矩阵迭代法, 线性方程组的求解采用选主元的高斯迭代法。

4.1 钢筋混凝土结构层间恢复力模型的等价处理

(1) 对于结构的层间恢复力未超过极限荷载 P_u 时, 退化四线型的恢复力模型可以看成是

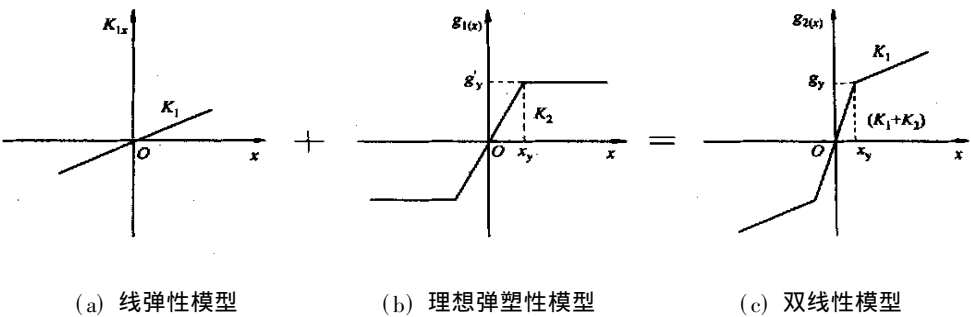


图 5 结构恢复力模型的等价处理

第 1 段刚度和第 2 段刚度不断变化的双线性模型. 两种恢复力模型的叠加, 如图 5 所示. 当结构的恢复力未超过 P_y 时, 退化四线型的层间恢复力模型可以看成这样的双线性模型, 即 $k_1 = K_1 + K_2, k_2 = K_1, P_c = g_y$. 当结构的层间恢复力超过屈服荷载 P_y 而未超过 P_u 时, 结构的初始刚度 k_1 相应的退化为 k_{12} . 此时, 退化四线型的恢复力模型可以看成这样的双线性模型, 即 $k_{12} = K_1 + K_2, k_2 = K_1, P_y = g_y$. 显然, 本文把退化四线型看成是第 1 段刚度和第 2 段刚度不断变化的双线性模型. 然后, 再把双线性模型看成线弹性模型和理想弹塑性模型的叠加. 这方便于程序的编制. 具体方法是, 在求得层间恢复力后, 扣除线弹性部分(由理想弹塑性部分提供的恢复力, 这部分恢复力如果超过理想弹塑型模型的屈服荷载, 则取屈服荷载). 同时, 对层间恢复力进行修正. (2) 当结构的层间恢复力超过极限荷载时, 结构的恢复力模型, 如图 6 所示. 由于本文的积分步长取值较小, 因此对开裂荷载、屈服荷载和极限荷载处的刚度突变所引起的位移误差不作处理. 如图 7 所示, 点 (x_g, F_g) 为拐点, 把越过拐点的点 (x_2, F_2) 垂直投影到拐点后线段上, 可以得到点 (x_3, F_3) .

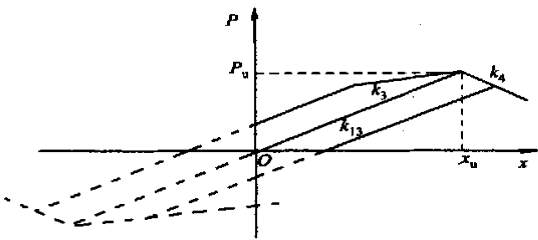


图 6 结构刚度进入下降段后的恢复力模型

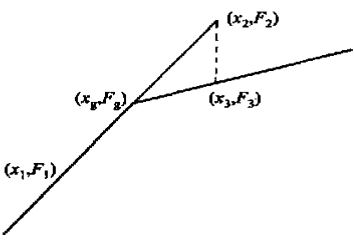


图 7 拐点处理示意图

4.2 $P-\Delta$ 效应^[2]

高层结构的柱轴力往往较大. 当结构进入非线性阶段后, 结构将会产生较大的侧移, 此时 $P-\Delta$ 效应的影响不可忽略. 在本文中, $P-\Delta$ 效应用附加等效层面剪力考虑.

4.3 阻尼假设

阻尼矩阵 K 采用瑞利阻尼假设计算. 摩擦耗能框架的第 1, 2 振型的自振圆频率, 由框架瞬时刚度和支撑瞬时刚度组成的总刚度矩阵求得. 阻尼矩阵根据摩擦耗能框架结构在每一时刻的刚度矩阵进行更新. 当主体结构刚度进入下降段后, 考虑到结构进入塑性后阻尼变大和负刚度引起自振频率无法求解. 因此, 本文在计算结构进入下降段后的频率的刚度时, 取相应的第 1 段刚度 k_{15} .

4. 4 程序的验证

本文程序经过两点验证. (1) 当主体结构滞回模型简化为双线性时, 结果与 Ansys 的结果一致. (2) 利用本文的 $M-\varphi$ 程序, 所做出的 $M-\varphi_N$ 全过程曲线簇与文献 [6] 基本一致.

5 算例

图 8 为某 6 层的现浇钢筋混凝土框架结构. 混凝土强度等级、梁柱板均为 C25, 主筋为 Ⅱ级变形钢筋、箍筋为 Ⅰ级钢筋. 柱子采

用对称配筋, 各柱子的截面 A 及一边配纵筋 (S), 如表 1 所示. 保护层的厚度为 25 mm, 各层

的重力荷载代表值 $G_1=8\,331.12\text{ kN}$, $G_2=6\,942.6\text{ kN}$, $G_3=6\,942.6\text{ kN}$, $G_4=6\,942.6\text{ kN}$, $G_5=6\,942.6\text{ kN}$, $G_6=4\,859.82\text{ kN}$. 根据各根柱子的轴力, 利用本文编制的程序 IDAFF, 可算得各层各柱子的轴力 (F)、弹性刚度 (k)、开裂位移 (x_c)、屈服位移 (x_y)、极限位移 (x_u), 结果如表 2 所示. 表中的轴力指柱子中

点处的轴力. 在结构中配置如表 3 所示的摩擦耗能支撑参数, 形成摩擦耗能框架.

表 2 各层各柱子的参数表

层次	柱子	F/N	$k/\text{N}\cdot\text{m}^{-1}$	x_c/m	x_y/m	x_u/m
第 1 层	Z_1	428 783	152 012 31	0. 003	0. 031	0. 123
	Z_2	103 412 3	144 547 07	0. 005	0. 039	0. 078
	Z_3	857 565	147 361 54	0. 004	0. 037	0. 097
	Z_4	206 824 5	311 458 83	0. 005	0. 028	0. 036
第 2 层	Z_1	341 573	302 298 31	0. 002	0. 018	0. 080
	Z_2	823 793	295 325 51	0. 003	0. 023	0. 063
	Z_3	683 145	299 452 27	0. 002	0. 022	0. 070
	Z_4	164 758 5	650 393 86	0. 003	0. 017	0. 037
第 3 层	Z_1	268 898	302 432 14	0. 002	0. 018	0. 080
	Z_2	648 518	300 399 74	0. 002	0. 022	0. 071
	Z_3	537 795	301 348 15	0. 002	0. 021	0. 075
	Z_4	129 703 5	668 735 32	0. 002	0. 016	0. 046
第 4 层	Z_1	196 223	899 713 0	0. 002	0. 025	0. 104
	Z_2	473 243	875 831 6	0. 004	0. 031	0. 083
	Z_3	392 445	889 652 0	0. 003	0. 029	0. 092
	Z_4	946 485	291 141 73	0. 003	0. 024	0. 056

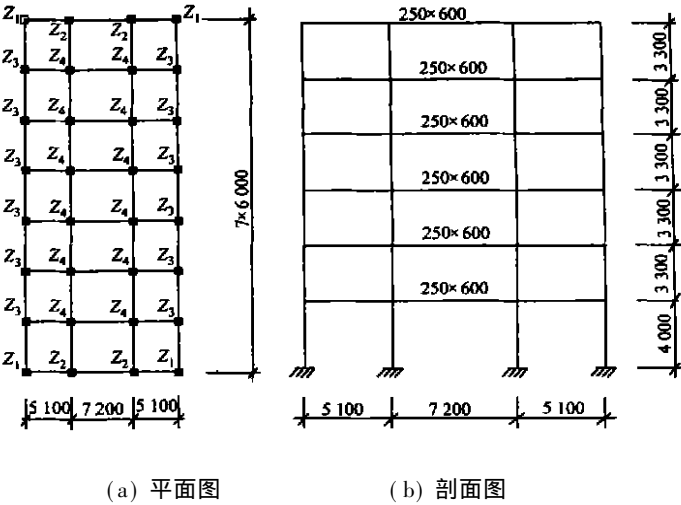


图 8 框架主体结构的平面及剖面图

表 1 柱子截面情况及配筋

项 目	1~3 层		4~6 层	
	A/mm^2	S/mm^2	A/mm^2	S/mm^2
$Z_1\sim Z_3$	1.6×10^5	1 662	30.9×10^5	908
Z_4	2.5×10^5	1 964	1.6×10^5	1 662

续表

层次	柱子	F/N	$k/\text{N} \cdot \text{m}^{-1}$	x_c/m	x_y/m	x_u/m
第 5 层	Z_1	123 548	899 272 0	0. 002	0. 023	0. 104
	Z_2	297 968	897 941 1	0. 003	0. 027	0. 100
	Z_3	247 095	903 276 0	0. 003	0. 026	0. 102
	Z_4	595 935	300 050 81	0. 002	0. 021	0. 073
第 6 层	Z_1	508 73	873 709 0	0. 002	0. 021	0. 108
	Z_2	122 693	899 453 2	0. 002	0. 023	0. 105
	Z_3	101 745	893 480 6	0. 002	0. 022	0. 105
	Z_4	245 385	302 133 75	0. 002	0. 017	0. 080

表 3 不同层次摩擦耗能框架的支撑参数值

参 数	第 1 层	第 2 层	第 3 层	第 4 层	第 5 层	第 6 层
$k/\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$	375	270	185	250	225	50
u_{ψ}/m	0. 020	0. 015	0. 015	0. 020	0. 015	0. 015

框架结构与磨擦耗能框架结构在的 El Centro 地震波作用下的结构反应, 如表 4 所示. 表中加速度峰值($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$) 2. 2, 4. 0 分别相当于 7 度和 8 度大震. 框架结构在 $6. 2 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$ (9 度大震) 下, 层间位移过大, 结构已经倒塌. 从表 4 可以看出, 第 1, 4 层是结构的薄弱层. 当在结构中设置适当的摩擦耗能能支撑时, 能够大大减少结构在地震作用下的反应, 实现 9 度大震作用下的层间位移角限值要求.

表 4 框架结构与摩擦耗能框架结构在 El Centro 地震波作用下的各层最大反应

层 号	参 数	框架结构/ $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$			摩擦耗能框架结构/ $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$			
		2. 2	4. 0	4. 6	2. 2	4. 0	5. 1	6. 2
第 1 层	u_{dy}/m	0. 015	0. 035	0. 044	0. 010	0. 024	0. 034	0. 050
	x_{d}/m	0. 015	0. 035	0. 044	0. 010	0. 024	0. 034	0. 050
	$a/\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$	2. 490	5. 450	6. 890	2. 890	5. 330	5. 940	6. 710
第 2 层	u_{dy}/m	0. 018	0. 045	0. 054	0. 018	0. 043	0. 061	0. 088
	x_{d}/m	0. 003	0. 013	0. 013	0. 009	0. 019	0. 028	0. 038
	$a/\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$	2. 790	4. 650	5. 460	2. 890	5. 790	8. 120	7. 570
第 3 层	u_{dy}/m	0. 020	0. 053	0. 057	0. 028	0. 061	0. 085	0. 114
	x_{d}/m	0. 004	0. 012	0. 012	0. 011	0. 020	0. 028	0. 040
	$a/\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$	2. 730	4. 418	5. 510	4. 050	6. 200	7. 080	8. 010
第 4 层	u_{dy}/m	0. 035	0. 081	0. 099	0. 042	0. 078	0. 099	0. 129
	x_{d}/m	0. 018	0. 034	0. 047	0. 015	0. 027	0. 032	0. 041
	$a/\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$	3. 020	5. 010	5. 670	4. 180	6. 230	7. 270	9. 030
第 5 层	u_{dy}/m	0. 045	0. 098	0. 117	0. 052	0. 089	0. 111	0. 143
	x_{d}/m	0. 013	0. 023	0. 025	0. 011	0. 021	0. 027	0. 032
	$a/\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$	3. 690	6. 000	6. 640	4. 350	7. 200	8. 750	10. 220
第 6 层	u_{dy}/m	0. 049	0. 106	0. 124	0. 059	0. 107	0. 134	0. 161
	x_{d}/m	0. 004	0. 012	0. 014	0. 012	0. 018	0. 024	0. 037
	$a/\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$	3. 900	6. 810	7. 480	4. 400	8. 250	9. 580	11. 570

6 结束语

本文建立了面向设计的摩擦耗能框架时程分析法. 该方法简单有效, 程序易于编制. 文中详细介绍该分析方法, 并给出一个算例, 可供设计人员参考. 支撑参数的合理设置, 对摩擦耗能减震结构的减震效果影响较大, 值得做进一步研究.

参 考 文 献

- 1 吕西林, 卢文生. RC 框架结构的振动台试验和面向设计的时程分析法[J]. 地震工程与工程振动, 1998, 8(2): 48 ~ 58
- 2 洗巧玲. 耗能支撑框架结构试验-理论研究[J]. [博士学位论文]. 湖南大学土木工程学院, 2000. 1 ~ 20
- 3 周基岳, 刘南科. 钢筋混凝土框架非线性分析中的截面弯矩-曲率关系[J]. 重庆建工学院学报, 1984, 6(2): 20 ~ 35
- 4 吕西林, 全国芳, 吴晓涵等. 钢筋混凝土结构非线性有限元理论与应用[J]. 上海: 同济大学出版社, 1997. 1 ~ 127
- 5 欧进萍, 吴 斌, 龙 旭等. 耗能减震的抗震设计方法[J]. 地震工程与工程振动, 1998, 18(2): 98 ~ 107
- 6 Ciampi V, De Angelis M, Paolacci F. Design of yielding or friction-based dissipative bracings for seismic protection of buildings[J]. Engineering Structures, 1995, 17(5): 381 ~ 391
- 7 程民宪. 结构动力分析中几种逐步积分法在负刚度条件下的收敛性和稳定性[J]. 工程力学, 1989, 6(2): 35 ~ 47

A Design-Oriented Method for Analysing Time History of a Frame Structure with Frictional Energy Dissipation

Xu Yuye Wang Quanfeng

(Dept. of Civil Eng., Huaqiao Univ., 362011, Quanzhou, China)

Abstract Starting from studies of Lu Xilin, et al, the authors establish a design-oriented method for analysing elastic-plastic time history of a frame structure with frictional energy dissipation. In this method, an inter-floor shear model is adopted for the whole RC structure; and a quadrilinear recovery force model, for the RC inter-floor columns. The parameters of control points on the framework of the quadrilinear recovery force model are calculated by $M-\Phi$ nonlinear calculator program. An ideal elastic-plastic model is adopted for the recovery force model of frictional energy-dissipating device. This method is described in detail, the dependent program IDAFF is developed by using VC++ language and the $P-\Delta$ effect is considered in the program. Moreover, an analytical example of calculation is given.

Keywords frictional energy dissipation, frame structure, time history analysis, design-oriented