

文章编号: 1000-4750(2012)10-0005-08

建筑结构倒塌分析的单自由度模型

施 炜, 陆新征, 叶列平, 曲 哲

(清华大学土木工程系, 清华大学结构工程与振动教育部重点实验室, 北京 100084)

摘 要: 该文建议了一种能够用于建筑结构倒塌分析的单自由度滞回模型。该模型能够模拟骨架线的强化和峰值点后的退化、滞回捏拢、往复荷载作用下的承载力和刚度退化以及 $P-\Delta$ 效应等。为验证所建议的单自由度滞回模型用于结构倒塌分析的有效性和合理性, 以一座 8 层钢筋混凝土框架结构为例, 对原型结构和按照基本模态等效的单自由度模型分别进行了 IDA 倒塌易损性分析, 结果表明两者的倒塌易损性曲线吻合较好。

关键词: 倒塌易损性分析; 单自由度; 滞回模型; 承载力退化; $P-\Delta$ 效应

中图分类号: TU375.4 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2011.11.0772

SINGLE-DEGREE-OF-FREEDOM HYSTERETIC MODEL FOR COLLAPSE ANALYSIS OF BUILDING STRUCTURES

SHI Wei, LU Xin-zheng, YE Lie-ping, QU Zhe

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University,

Key Laboratory of Structural Engineering and Vibration of China Education Ministry, Beijing 100084, China)

Abstract: A simplified single-degree-of-freedom (SDOF) hysteretic model for collapse analysis of building structures is proposed in this work. The simplified hysteretic model is capable of simulating strength deterioration under monotonic loading, pinching, strength and stiffness deterioration under cyclic loading as well as $P-\Delta$ effect, so that it can be applied to collapse analysis. To validate the applicability and effectiveness of the proposed SDOF hysteretic model, an eight-storey RC frame structure is simplified as an equivalent SDOF system according to its fundamental mode of free vibration and the collapse fragility analysis based on incremental dynamic analysis is implemented to the prototype structure and the simplified SDOF system, respectively. The results show that the collapse fragility curves of the prototype structure and the simplified SDOF system agree quite well with each other.

Key words: collapse fragility analysis; single-degree-of-freedom; hysteretic model; strength deterioration; $P-\Delta$ effect

在建筑结构抗震研究中, 规则的单层或多层建筑结构可以简化成单自由度(Single Degree of Freedom, SDOF)体系。例如, 第一代性能化抗震设计的主要分析手段——弹塑性静力分析将以基本模态控制的结构等效为 SDOF 体系预测结构的弹塑性地震响应^[1-2]并确定结构的抗震需求。此外,

简化的 SDOF 体系也可应用于建筑结构的倒塌分析。例如, Behrouz Shafei 建立了基于动力增量分析(Incremental Dynamic Analysis, IDA)的倒塌易损性分析(Collapse Fragility Analysis)结果与结构能力曲线特征量的回归关系, 提出了常规框架结构和框架剪力墙结构的抗倒塌能力简化评价方法^[3]。Luis

收稿日期: 2011-11-15; 修改日期: 2012-04-09

基金项目: 国家自然科学基金优秀青年基金项目(51222804); 国家自然科学基金项目(51178249); 教育部新世纪优秀人才支持计划项目(NCET-10-0528)

通讯作者: 叶列平(1960), 男, 扬州人, 教授, 博士, 博导, 从事混凝土结构与结构抗震研究(E-mail: ylp@mail.tsinghua.edu.cn).

作者简介: 施 炜(1986), 男, 上海人, 博士生, 从事混凝土结构抗震研究(E-mail: shi-w05@mails.tsinghua.edu.cn);

陆新征(1978), 男, 芜湖人, 副教授, 博士, 从事数值模拟与防灾减灾研究(E-mail: luxz@mail.tsinghua.edu.cn);

曲 哲(1983), 男, 陕西人, 博士, 从事工程结构抗震和 FRP 加固混凝土结构的研究(E-mail: m.quzhe@gmail.com).

Ibarra 采用一次二阶矩(First Order Second Moment, FOSM)方法和蒙特卡洛方法模拟研究了 SDOF 体系抗地震倒塌能力的不确定性^[4]。

合理的恢复力模型是建立 SDOF 体系的关键。与传统结构抗震研究中的 SDOF 体系相比,以建筑结构倒塌分析为目标的 SDOF 体系的恢复力模型应能够模拟结构从弹性到弹塑性阶段、直至完全丧失承载能力而倒塌的全过程力学行为,除传统的弹塑性 SDOF 恢复力模型所需考虑的因素外,还应能模拟滞回捏拢、往复荷载下的承载力退化和刚度退化以及 $P-\Delta$ 效应等现象,以反映这些因素对结构抗倒塌能力的影响。本文根据建筑结构倒塌分析的需要,建议了可用于规则钢筋混凝土结构倒塌分析的 SDOF 体系恢复力模型;并通过一座 8 层钢筋混凝土框架结构及其相应的等效 SDOF 模型的 IDA 倒塌易损性分析^[5-6],验证了该 SDOF 体系恢复力模型用于结构倒塌分析的有效性和合理性。

1 SDOF 体系恢复力模型

1.1 骨架线

采用图 1 所示的三折线骨架线,由弹性段、强化段和软化段(模拟结构在单调加载下的承载力退化)构成。骨架曲线由 5 个参数控制:弹性刚度 K_e 、屈服强度 F_y 、强化段刚度系数 α_s 、名义延性系数 μ 和软化段刚度系数 α_c 。当地震水平力 F 超过屈服强度 F_y 或地震位移超过屈服位移 D_y 后进入强化段,强化段切线刚度 $E_s = \alpha_s K_e$;在位移 $D_c = \mu D_y$ 处达到峰值承载力 F_c ,然后进入软化段,软化段切线刚度 $E_c = -\alpha_c K_e$ 。

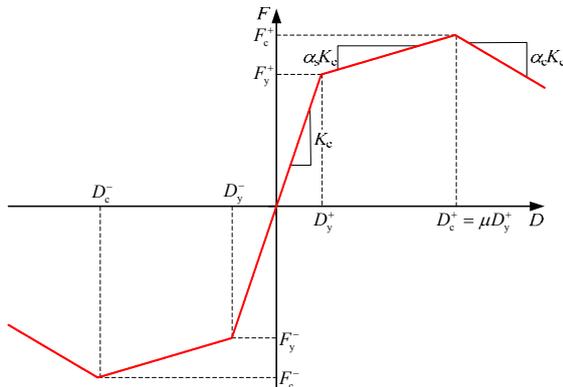


图 1 骨架线
Fig.1 Backbone curve

1.2 基本滞回规则

基本滞回规则与修正 Clough 模型的滞回规则^[7-9]类似,即历史最大位移指向型滞回模型。如

图 2 所示,再加载路径指向加载方向的历史峰值移点(6→7),若该方向未屈服则指向屈服点(3→4)。再加载过程中达到历史峰值位移点之前发生卸载时,再加载路径先指向卸载点,然后继续指向历史峰值移点(15→16→17→18)。

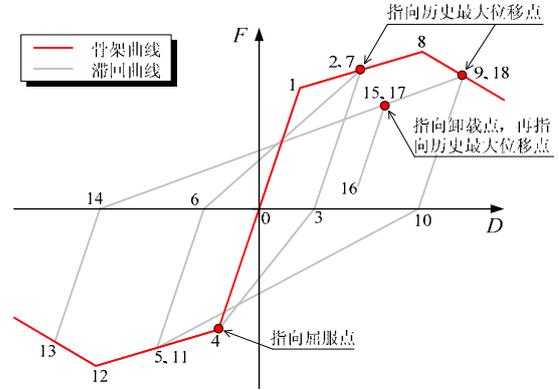


图 2 基本滞回规则
Fig.2 Basic hysteretic rule

1.3 滞回捏拢规则

滞回捏拢由再加载路径中的过渡点来反映,如图 3 所示,再加载路径先指向过渡点(5、10),然后指向历史峰值位移点^[10]。过渡点由 κ_f 和 κ_d 两个参数控制,再加载路径的起始点与过渡点的延长线指向 $(D_{max}^{+/-}, \kappa_f F_{ref}^{+/-})$,其中 $D_{max}^{+/-}$ 与 $F_{ref}^{+/-}$ 分别为该加载方向的历史最大位移及其在骨架线上对应的承载力, κ_f 控制捏拢程度。过渡点的横坐标为 $(1 - \kappa_d) D_{per}^{+/-}$,其中 $D_{per}^{+/-}$ 为该方向的残余位移。如果再加载路径与横坐标的交点已经超过过渡点,则再加载路径直接指向历史峰值移点((5)→(6)→(7))。

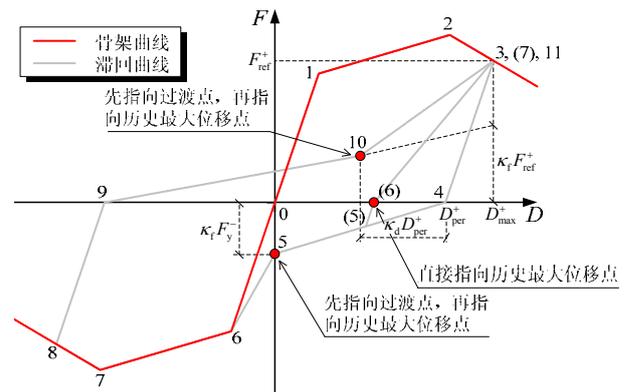


图 3 捏拢特性的模拟
Fig.3 Simulation of pinching property

1.4 往复荷载下的承载力与刚度退化规则

采用文献[10]的建议来模拟往复荷载作用下的承载力与刚度退化规则,退化速率由基于滞回耗能的退化指标 β 控制^[11]。该指标假定结构本身的滞回

耗能能力是一定的，与荷载路径无关。对结构在往复荷载作用下的第 i 个循环，退化指标 β_i 按下式计算^[10]：

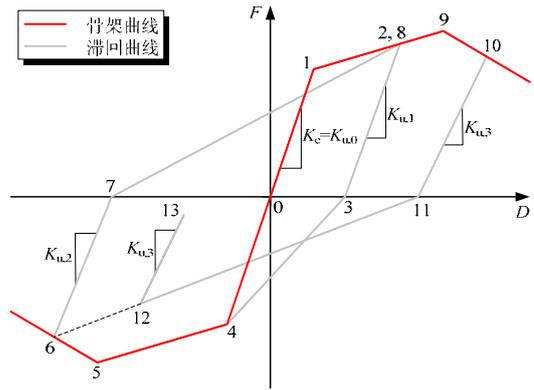
$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_t - \sum_{j=1}^i E_j} \right)^c \quad (1a)$$

$$E_t = \gamma F_y D_y \quad (1b)$$

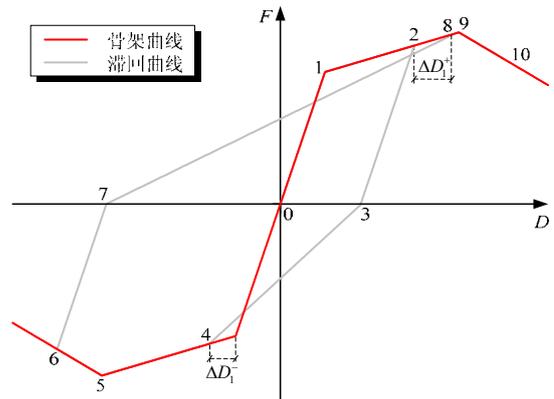
式中： $E_t = \gamma F_y D_y$ 表示结构自身的滞回耗能能力； γ 是控制结构退化程度的参数， γ 越小，结构因滞回耗能引起的退化越严重 γ 的取值范围为 1.0~2.0^[11]，在等位移幅往复荷载作用下， $c=1.0$ 表示退化速率相对恒定， $c=2.0$ 表示初期荷载循环下退化速率较慢而后期荷载循环下退化速率逐渐增大； E_i 表示结构在第 i 个循环下耗散的能量。

当结构屈服以后，可能出现四种退化现象^[10]：

1) 基本承载力退化(图 4(a))；2) 软化段承载力退化(图 4(b))；3) 卸载刚度退化(图 4(c))；4) 再加载刚度退化(图 4(d))。四种退化现象既可独立存在，也可同时存在；每个类型的退化现象由各自的 β_i 、 γ 和 c 控制退化程度和退化速率，下文用下标 s 、 c 、 u 和 a 表示分别对应基本承载力退化、软化段承载力退化、卸载刚度退化和再加载刚度退化的控制参量。



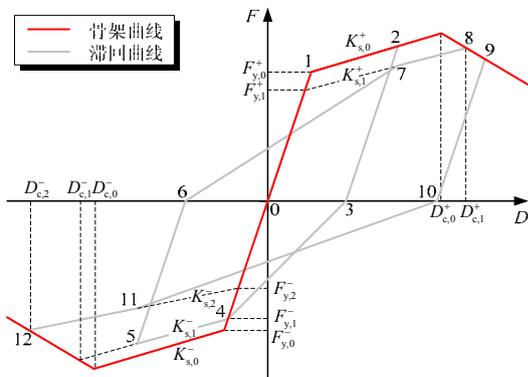
(c) 卸载刚度退化



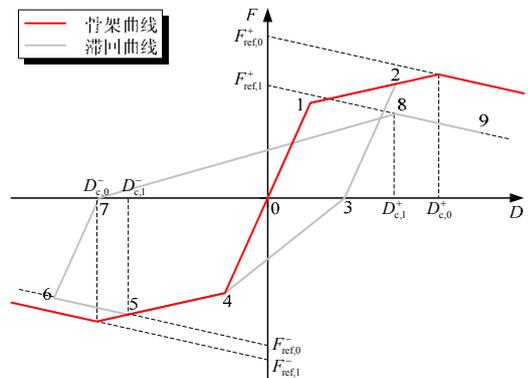
(d) 再加载刚度加速退化

图 4 退化特性的模拟

Fig.4 Simulation of deterioration property



(a) 基本承载力退化



(b) 软化段承载力退化

1) 基本承载力退化(图 4(a))：指结构屈服后在往复荷载作用下屈服强度和强化段刚度的降低，当结构在某一方卸载至 0 时，结构在另一方向的屈服强度 $F_{y,i}^{\pm}$ 和强化段刚度 $K_{s,i}^{\pm}$ 分别按式(2)和式(3)进行折减。

$$F_{y,i}^{\pm} = (1 - \beta_{s,i}) F_{y,i-1}^{\pm} \quad (2)$$

$$K_{s,i}^{\pm} = (1 - \beta_{s,i}) K_{s,i-1}^{\pm} \quad (3)$$

其中， $\beta_{s,i}$ 表示结构往复荷载作用下第 i 个循环的对应基本承载力退化的退化指标，需要合适的 γ_s 和 c_s 代入式(1)进行计算。

2) 软化段承载力退化(图 4(b))：需要定义参考点 F_{ref} ， F_{ref} 是软化段的延长线与纵坐标的交点。当结构在某一方卸载至 0 时，该结构在另一方软化段的参考点 F_{ref} 按式(4)进行折减，而软化段的刚度保持不变。

$$F_{ref,i}^{\pm} = (1 - \beta_{c,i}) F_{ref,i-1}^{\pm} \quad (4)$$

其中， $\beta_{c,i}$ 表示结构往复荷载作用下第 i 个循环的对应软化段承载力退化的退化指标，需要合适的 γ_c 和 c_c 代入式(1)进行计算。

3) 卸载刚度退化(图 4(c)): 由下式定义,

$$K_{u,i} = (1 - \beta_{u,i})K_{u,i-1} \quad (5)$$

其中, 与式(2)~式(4)类似, $\beta_{u,i}$ 表示对应卸载刚度退化的退化指标, 需要合适的 γ_u 和 c_u 代入式(1)进行计算。

基本承载力退化与软化段承载力退化在两个加载方向互相独立, 即每次结构在一个方向卸载至 0 时只有另一个方向需要更新; 而卸载刚度在两个加载方向是同步退化的, 即任一方向出现卸载时, 两个方向的卸载刚度需要同步更新。因此, 一般情况下如果卸载刚度退化与其他类型退化现象的退化程度相当的话, γ_u 应该为 γ_s 或者 γ_c 的两倍^[10]。

4) 再加载刚度退化(图 4(d)): 当结构在某一加载方向卸载至 0 时, 另一方向再加载指向点由历史最大位移点改变为 $D_{\max} + \Delta D$, 其中 ΔD 按照下式计算:

$$\Delta D_i^\pm = \beta_{a,i} \Delta D_{i-1}^\pm \quad (6)$$

其中, $\beta_{a,i}$ 表示对应再加载刚度退化的退化指标, 需要合适的 γ_a 和 c_a 代入式(1)进行计算。

1.5 P- Δ 效应的模拟

在重力荷载作用下, 因结构侧移引起的二阶效应称为 P- Δ 效应。如图 5 所示 SDOF 体系, 当结构质心偏移 Δ 时, 其重力势能 V 为:

$$V = Wh = W\sqrt{H^2 - \Delta^2} \quad (7)$$

其中: W 为单自由度体系承受的重力; h 为质心相对于零势能参考平面的相对高度。如果结构在变形过程中原长为 H 的竖向杆件保持长度不变(忽略轴向变形), 即满足 $h = \sqrt{H^2 - \Delta^2}$ 的约束, 那么由于 P- Δ 效应引起的水平侧移方向的作用力通过重力势能 V 对侧移 Δ 的变分求得:

$$F = \frac{\delta V}{\delta \Delta} = -\frac{W\Delta}{H} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - (\Delta/H)^2}} \quad (8)$$

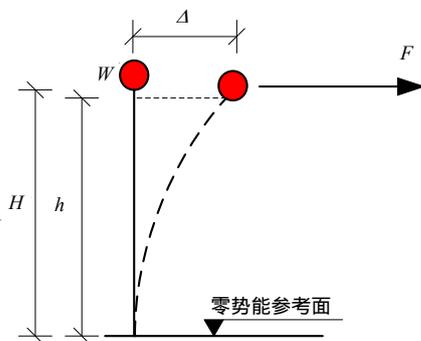


图 5 P- Δ 效应的模拟

Fig.5 Simulation of P- Δ effect

由式(7)、式(8)可知, P- Δ 效应的本质是重力势能的释放^[12]。作用力 F 是在水平侧移方向与重力势能相对应的有势力, 所以 F - Δ 是非线性弹性关系,

其割线刚度为 $K_{P-\Delta} = -\frac{W}{H} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - (\Delta/H)^2}}$, 在

$|\Delta/H| < 1/5$ 的范围内 $-\frac{W}{H}$ 与 $-\frac{W}{H} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - (\Delta/H)^2}}$

的相对误差不超过 0.1%, 因此一般情况下可将 F - Δ 视为线弹性关系。值得注意的是, 这种简化仅适用于结构在变形过程中保持其原始构形, 即满足 $h = \sqrt{H^2 - \Delta^2}$ 约束的情况下; 如框架结构在强烈地震作用下框架柱发生严重的剪切变形或者混凝土大范围的压溃, 那么对于混凝土柱而言 $h = \sqrt{H^2 - \Delta^2}$ 的约束不再满足, 此时重力势能的释放将更为直接, 对结构的破坏作用更为严重, 不应采用上述假定。

本文假定 F - Δ 为线弹性关系, 定义稳定系数 θ ^[12 14]如下:

$$\theta = \left| -\frac{W}{H} \right| / K_c \quad (9)$$

式中: $-\frac{W}{H}$ 是 P- Δ 效应引起的 F - Δ 切线刚度 $K_{P-\Delta}$ 的线性主部; K_c 是结构不考虑 P- Δ 效应时的初始弹性刚度。稳定系数 θ 是无量纲参数, 反映了 P- Δ 效应对结构静力、动力响应的相对影响。考虑到 P- Δ 效应的弹性性质, 本文 SDOF 体系的恢复力模型是包括捏拢和退化效应的滞回模型与考虑 P- Δ 效应的刚度为 $-\theta K_c$ 线弹性模型的并联体系(如图 6 所示)。

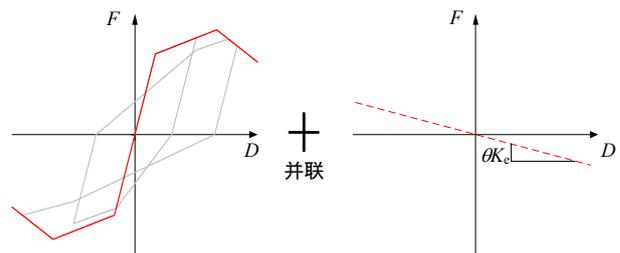


图 6 P- Δ 效应的模拟

Fig.6 Simulation of P- Δ effect

2 算例验证

2.1 结构设计

下面以一座 8 层 RC 框架结构的倒塌分析为例, 验证上述 SDOF 体系用于倒塌分析的适用性及准确性。该 8 层 RC 框架结构位于 8 度设防第一组 II 类场地。结构纵向(x 向)四跨, 跨度均为 7.5m; 横向

(y 向)三跨, 边跨 7.5m, 中跨为内走廊, 跨度为 3.0m(图 7)。与 x 向平行布置的梁记为 GX, 与 y 向平行布置的梁记为 GY。结构在 1 层~4 层和 5 层~8 层分别采用相同的梁、柱截面。图 8 给出了所有梁、柱构件截面的尺寸与配筋。不同构件在结构中的位置如表 1 所列。表 1 同时给出了结构各层的层高与重量等信息。所有柱均采用 C45 级混凝土, 所有梁均采用 C40 级混凝土。梁、柱纵筋均为 HRB400 级。楼板厚度 100mm, 采用 C40 级混凝土, 双向布置 $\phi 10@200$ 分布钢筋。

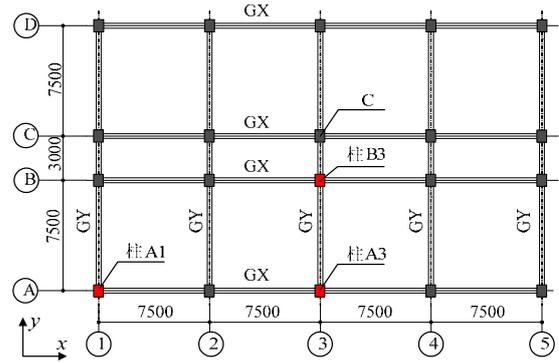


图 7 8 层 RC 框架结构的平面布置

Fig.7 Plane layout of the 8-storey RC frame structure

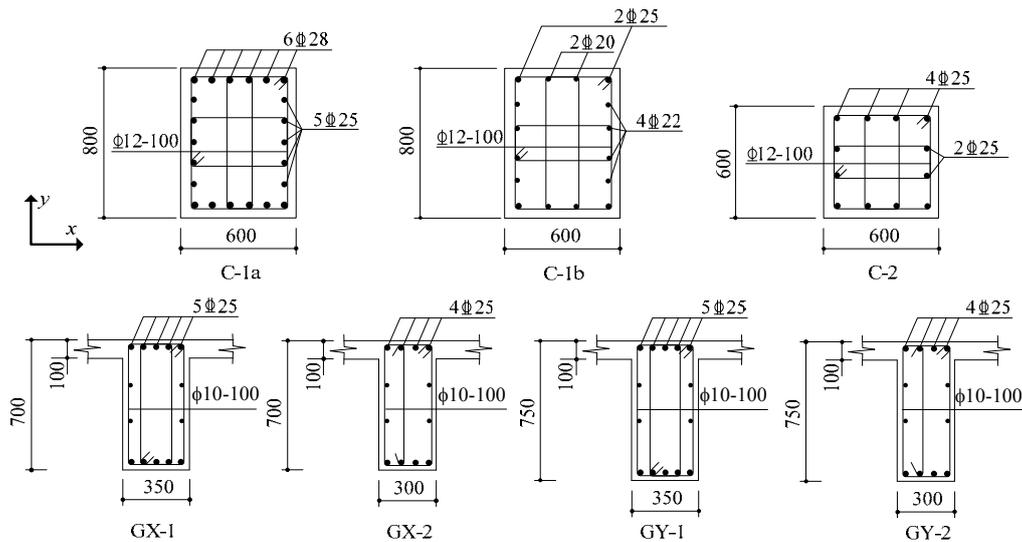


图 8 梁、柱截面尺寸及配筋

Fig.8 Section size and reinforcement of the structural elements

表 1 框架结构楼层信息

Table 1 Storey information of the frame structure

楼层	层高/mm	柱截面	纵梁截面	横梁截面	楼层重量/kN
1	4500	C-1a	GX-1	GY-1	3381
2	4000	C-1b	GX-1	GY-1	3349
3~4	3500	C-1b	GX-1	GY-1	3313
5~7	3500	C-2	GX-2	GY-2	3157
8	3500	C-2	GX-2	GY-2	2417

2.2 等效 SDOF 体系

采用基于通用有限元软件 MSC.MARC 开发的结构倒塌模拟分析程序 TECS(Tsinghua Earthquake Collapse Simulation)^[15 16]对上述 RC 框架结构建模, 混凝土梁的翼缘宽度参考我国混凝土规范建议, 取为 $l_0/3$ 和 $b+12t$ 中的较小值^[17], 其中 l_0 为梁跨, b 为梁宽, t 为楼板厚度; 采用 BN 约束混凝土本构考虑箍筋对梁、柱截面核心区的加强^[18]。

对结构短轴方向(y 向)进行弹塑性静力单调推覆和往复推覆分析以确定其等效单自由度模型的骨架线和滞回曲线, 短轴方向的基本周期 $T_1=$

0.6873s。应用基于多点位移控制的推覆分析算法^[19], 以与一阶模态惯性力成比例的侧力模式(即与 $M\phi_1$ 成比例, 其中 M 为质量矩阵, ϕ_1 为一阶模态)对该 8 层 RC 框架结构 Y 向进行静力弹塑性分析(见图 9), 得到的能力曲线如图 10 所示, 图 10(a)是 V_b-D_r 格式的能力曲线, 通过式(10)、式(11)将其转化为 S_a-S_d 格式的能力曲线^[20]。

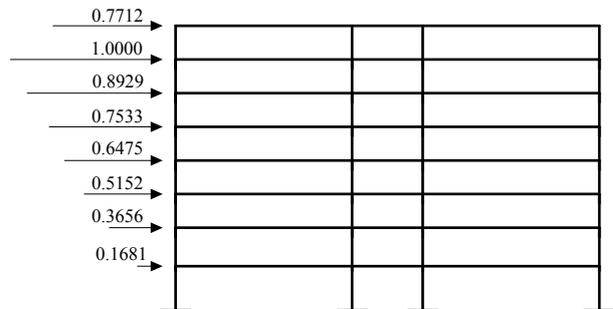
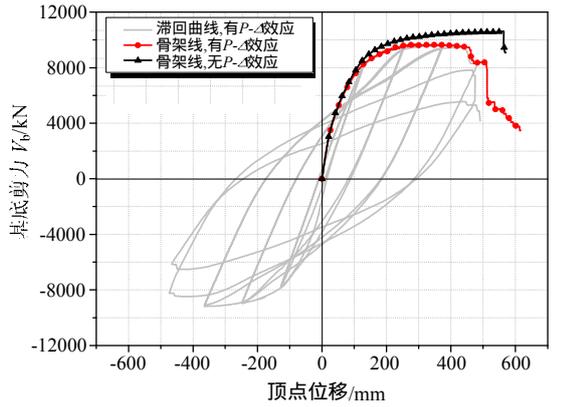
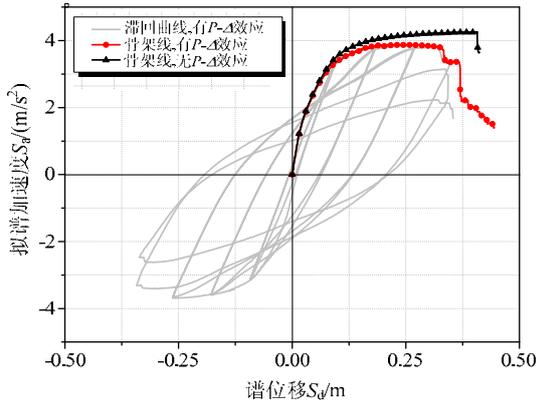


图 9 弹塑性静力分析的侧力模式

Fig.9 Lateral force pattern applied in the nonlinear static analysis



(a) 基底剪力-顶点位移



(b) 拟谱加速度-谱位移

图 10 推覆曲线

Fig.10 Pushover curve

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^*} \quad (10)$$

$$S_d = \frac{D_r}{\Gamma_1 \phi_{1r}} \quad (11)$$

其中： M_1^* 为对应一阶模态的等效模态质量； Γ_1 为一阶模态的模态参与系数； ϕ_{1r} 为一阶模态向量对应结构顶点的分量。

图 10 中的推覆曲线是应用结构倒塌模拟分析程序 TECS^[15-16]，对原型结构精细化建模和分析获得的。图 10 中有 $P-\Delta$ 效应的骨架曲线与无 $P-\Delta$ 效应的骨架曲线的差值如图 11 所示，可见在结构进入软化段之前， $P-\Delta$ 效应可以通过并联的线性负刚度弹簧进行模拟。当结构进入软化段之后(如框架结构在强烈地震作用下框架柱发生严重的剪切变形或者混凝土大范围的压溃)，重力势能将以更为直接地方式释放，此时 $P-\Delta$ 效应可通过简化 SDOF 恢复力模型中软化段的负刚度得以体现。

根据上述算例结构对应一阶周期的 S_a-S_d 曲线，应用本文建议的 SDOF 体系恢复力模型进行拟合，

先拟合骨架线，然后通过不断调整 SDOF 模型参数的方法拟合原型结构的滞回曲线。得到的 SDOF 体系滞回曲线与 RC 框架结构精细模型分析得到滞回曲线对比如图 12 所示，两者吻合度良好。

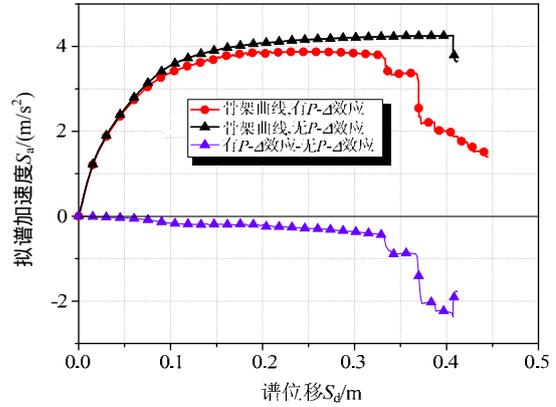


图 11 $P-\Delta$ 效应的验证

Fig.11 Validation of $P-\Delta$ effect

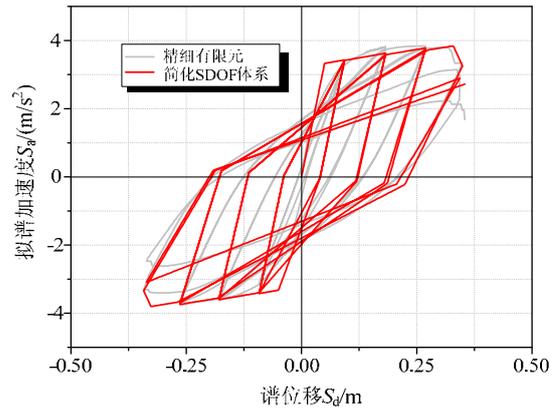


图 12 简化 SDOF 模型的恢复力

Fig.12 Restoring force of the simplified SDOF system

2.3 倒塌易损性分析结果

对上述 RC 框架结构和简化的 SDOF 体系分别进行基于 IDA 的倒塌易损性分析^[5-6]。采用 FEMA695 报告推荐的 22 条远场地震动记录以及常用的 El-Centro 波作为输入地震动^[6,21]，以对应原型结构一阶周期的谱加速度 $S_a(T_1)$ 作为地震动强度指标对地震动进行归一化和调幅^[22]。以“结构丧失竖向承载力而不能维持保障人员安全的生存空间”^[6,15-16]和“结构完全丧失水平承载力”^[23]分别作为 RC 框架结构和简化 SDOF 体系的倒塌判据。倒塌易损性分析结果如图 13 所示，简化 SDOF 体系在各地震动强度下的倒塌率略高于原型结构，其倒塌易损性结果相比原型结构偏于保守，但仍在可接受的范围内。

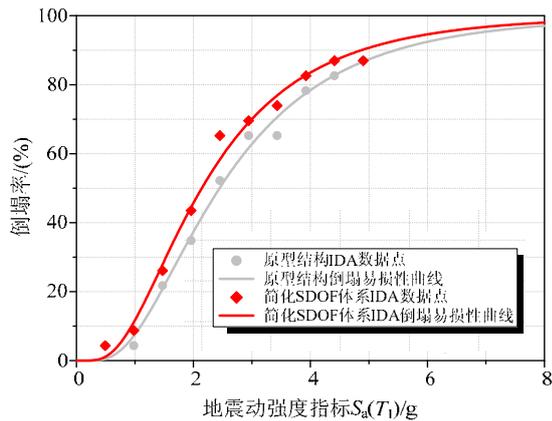


图 13 倒塌易损性曲线

Fig.13 Collapse fragility curve

3 结论

本文根据建筑结构倒塌分析对恢复力模型的要求, 建议了可应用于钢筋混凝土结构倒塌分析的 SDOF 模型。该模型能够模拟结构在单调荷载下的承载力退化、滞回捏拢、往复荷载作用下的承载力与刚度退化以及 $P-\Delta$ 效应等现象, 满足结构倒塌分析的要求。以一座 8 层 RC 框架结构为例, 将原型结构按基本模态等效为单自由度体系, 并分别对原型结构和相应的等效 SDOF 模型进行了基于 IDA 的倒塌易损性分析, 结果表明: 原型结构与等效 SDOF 模型的倒塌易损性分析结果吻合良好、且略偏于安全, 验证了本文建议 SDOF 模型可应用于钢筋混凝土框架结构倒塌分析的适用性和准确性。基于该 SDOF 模型, 可对影响结构倒塌的主要参数进行分析, 为建立以倒塌率为目标的抗震设计方法提供依据。

参考文献:

[1] ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings [S]. California, US: Applied Technology Council, 1996.

[2] FEMA 273, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings [S]. Washington, D.C., US: Federal Emergency Management Agency, 1997.

[3] Behrouz Shafei, Farzin Zareian, Dimitrios G Lignos. A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems [J]. Engineering Structures, 2011, 33(4): 1107–1116.

[4] Luis Ibarra, Helmut Krawinkler. Variance of collapse capacity of SDOF systems under earthquake excitations [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2011, 40(12): 1299–1314.

[5] 陆新征, 叶列平. 基于 IDA 分析的结构抗地震倒塌能力研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2010, 32(1): 13–18.

Lu Xinzhen, Ye Lieping. Study on the seismic collapse resistance of structural system [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2010, 32(1): 13–18. (in Chinese)

[6] 施炜, 叶列平, 陆新征, 唐代远. 不同抗震设防 RC 框架结构抗倒塌能力的研究[J]. 工程力学, 2011, 28(3): 41–48, 68.

Shi Wei, Ye Lieping, Lu Xinzhen, Tang Daiyuan. Study on the collapse-resistant capacity of RC frames with different seismic fortification levels [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(3): 41–48, 68. (in Chinese)

[7] Clough R W, Johnston S B. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements [C]. Tokyo, Japan: Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium, 1966: 195–198.

[8] Mahin S A, Bertero V V. Nonlinear seismic response of a coupled wall system [J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1976, 102: 1759–1980.

[9] 赵永峰, 童根树. 修正 Clough 滞回模型下的地震力调整系数[J]. 土木工程学报, 2006, 39(10): 34–41.

Zhao Yongfeng, Tong Genshu. Seismic force modification factors for structures with modified-Clough hysteretic model [J]. Chinese Civil Engineering Journal, 2006, 39(10): 34–41. (in Chinese)

[10] Luis F Ibarra, Ricardo A Medina, Helmut Krawinkler. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2005, 34(12): 1489–1511.

[11] Rahnama M, Krawinkler H. Effects of soft soil and hysteresis model on seismic demands [R]. John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. 108. Department of CEE, Stanford University, 1993.

[12] 秋山宏, 叶列平, 裴星洙. 基于能量平衡的建筑结构抗震设计[M]. 北京: 清华大学出版社, 2010: 55–57.

Qiu Shanhong, Ye Lieping, Pei Xingzhu. Earthquake-resistant design method for buildings based on energy balance [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2010: 55–57. (in Chinese)

[13] Dionisio Bernal. Amplification factors for inelastic dynamic $p-\Delta$ effects in earthquake analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1987, 15(5): 635–651.

[14] Aristidis V Asimakopoulos, Dimitris L Karabalis, Dimitri E Beskos. Inclusion of $P-\Delta$ effect in displacement-based seismic design of steel moment resisting frames [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007, 36(14): 2171–2188.

[15] 陆新征, 林旭川, 叶列平, 李易, 唐代远. 地震下高层建筑连续倒塌数值模型研究[J]. 工程力学, 2010, 27(11): 64–70.

Lu Xinzhen, Lin Xuchuan, Ye Lieping, Li Yi, Tang Daiyuan. Numerical models for earthquake induced progressive collapse of high-rise buildings [J].

- Engineering Mechanics, 2010, 27(11): 64–70. (in Chinese)
- [16] 陆新征, 叶列平, 缪志伟. 建筑抗震弹塑性分析[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009: 271–283.
Lu Xinzheng, Ye Lieping, Miao Zhiwei. Elasto-plastic analysis of building against earthquake [M]. Beijing: China Building Industry Press, 2009: 271–283. (in Chinese)
- [17] GB50010-2010, 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
GB 50010-2010, Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [18] 马玉虎. 汶川地震典型框架结构震害分析和防倒塌措施研究[D]. 北京: 清华大学, 2010.
Ma Yuhu. Seismic damage simulation and collapse resistance strategies of typical RC frames during the Great Wenchuan Earthquake [D]. Beijing: Tsinghua University, 2010. (in Chinese)
- [19] 黄羽立, 陆新征, 叶列平, 施炜. 基于多点位移控制的推覆分析算法[J]. 工程力学, 2011, 28(2): 18–23.
Huang Yuli, Lu Xinzheng, Ye Lieping, Shi Wei. A pushover analysis algorithm based on multiple points constraints [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(2): 18–23. (in Chinese)
- [20] Anil K Chopra, Rakesh K Goel. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 561–582.
- [21] Federal Emergency Management Agency, FEMA695. Quantification of building seismic performance factors [R]. California, US: Federal Emergency Management Agency, 2009.
- [22] 叶列平, 马千里, 缪志伟, 陆新征. 抗震分析用地震动强度指标的研究[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(4): 9–22.
Ye Lieping, Ma Qianli, Miao Zhiwei, Lu Xinzheng. Study on earthquake intensities for seismic analysis [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(4): 9–22. (in Chinese)
- [23] Araki Y, Hjelmstad K D. Criteria for assessing dynamic collapse of elastoplastic structural systems [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2000, 29(8): 1177–1198.

(上接第 4 页)

- [11] Emama S A, Nayfeh A H. Postbuckling and free vibrations of composite beams [J]. Composite Structures, 2009, 88: 636–642.
- [12] Naidu N R, Rao G V. Free vibration and stability behavior of uniform beams and columns on nonlinear elastic foundation [J]. Computers & Structures, 1996, 58(6): 1213–1215.
- [13] McCarthy M, Tiliakos N, Modia V, Ffrenchette L G. Thermal buckling of eccentric microfabricated nickel beams as temperature regulated nonlinear actuators for flow control [J]. Sensors and Actuators A, 2007, 134: 37–46.
- [14] Ma L S, Lee D W. A further discussion of nonlinear mechanical behavior for FGM beams under in-plane thermal loading [J]. Composite Structures, 2011, 93: 831–842.
- [15] 马连生, 顾春龙. 剪切可变形梁热过屈曲解析解[J]. 工程力学, 2012, 29(2): 172–176, 191.
Ma Liansheng, Gu Chunlong. Exact solutions for thermal post-buckling of shear deformable beams [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(2): 172–176, 191. (in Chinese)
- [16] Rao S S. Mechanical vibrations [M]. 4th ed. Pearson Education, Inc. Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 2004: 270–275.