

MPA 法与 Pushover 法的准确性对比^{*}

马千里 叶列平 陆新征

(清华大学 土木工程系, 北京 100084)

摘要: 基于振型分解反应谱法的多模态 Pushover 法 (MPA 法) 考虑了结构高阶振型的影响, 在一定程度上弥补了传统 Pushover 法只考虑结构第一振型的不足. 为了对 MPA 法与传统 Pushover 法的准确性进行对比, 文中以逐步增量弹塑性时程分析结果为基准, 基于两个普通的六层和十层钢筋混凝土框架结构纤维模型, 对 MPA 法和不同侧力模式的 Pushover 法的分析结果进行了对比. 分析表明, 与 Pushover 法相比, MPA 法对中短周期结构最大弹塑性位移响应的预测具有较高精度, 但对结构最大层间位移的预测误差仍较大.

关键词: 静力弹塑性分析; 弹塑性时程; 多模态推覆分析; 钢筋混凝土框架; 纤维模型

中图分类号: TU 375

文献标识码: A

与现行基于承载力设计方法相比, 发展基于性能位移抗震设计方法的主要工作在于确定结构的弹塑性变形地震响应. 弹塑性动力时程分析是计算结构弹塑性变形地震响应的准确方法, 但由于地震输入本身的不确定性、结构弹塑性分析建模的复杂性和计算代价偏高等, 使这一方法的实际应用存在困难. 在这种情况下, 一种简化近似的结构弹塑性地震响应计算方法——静力弹塑性分析方法 (Pushover 法) 被提了出来. 该方法已经被美国的 ATC-40, FEMA273、274 正式采用, 我国的 GB50011-2001 也将该方法作为验算结构在罕遇地震下的弹塑性变形的方 法之一^[1].

Pushover 法是根据符合水平地震力分布规律的侧力模式, 采用逐步增加水平侧力的静力弹塑性分析方法, 得到结构的弹塑性承载力-位移关系全曲线, 并由等效单自由度体系确定强震下的目标位移, 进而获得强震下的结构弹塑性地震响应. 传统 Pushover 法的分析结果受不同侧力模式的影响较大^[2], 且一般只适用于结构振动以第一振型为主的结构, 无法反映结构高阶振型的影响. 因此, Chopra^[3] 基于弹性多自由度结构体系的振型分解反应谱法, 提出

了多模态 Pushover 分析方法 (Modal Pushover Analysis, 简称 MPA 法). MPA 法是按各阶振型侧力模式分别进行类似普通 Pushover 分析的计算, 得到各阶振型的等效单自由度体系及其弹塑性地震响应, 忽略屈服后结构各阶振型之间的耦合, 按类似振型组合方法得到结构的弹塑性地震响应.

由于我国八度抗震设防区对混凝土框架使用高度有严格限制, 而且考虑到 Pushover 法对周期较长的结构适用性较差, 因此本文通过一个六层和一个十层钢筋混凝土中短周期框架结构, 以逐步增量时程分析方法 (DA 法) 的计算结果为基准, 对 MPA 法和 Pushover 法的准确性进行了较为系统的对比研究, 为选择合理的分析方法提供依据. Pushover 法的分析结果与侧力模式有很大关系. 目前常用的侧力模式有: 质量比例型 (各层质量相同时即为“均匀分布”)、倒三角形、第一振型比例型、考虑楼层高度影响侧力模型和振型组合侧力模式 (简称 SRSS 侧力模式). 其中, 较为常用的倒三角形是考虑楼层高度影响侧力模式的一种特殊情况. 对于一阶振型响应占主导的中低层结构, 倒三角形、第一振型比例型和考虑楼层高度影响侧力模式, 这三种侧力模式计算

收稿日期: 2008-01-16

*基金项目: 国家“十一五”科技支撑计划项目 (2006BAK01A02-09); 清华大学基础研究基金资助项目 (JC2007003)

作者简介: 马千里 (1983-), 男, 博士生, 主要从事工程抗震研究. E-mail: maqianli00@mails.tsinghua.edu.cn

结果差别不大^[2]. 因此, 本文以下分析中, 仅选用均匀分布、第一振型比例型和 SRSS 侧力模式, 进行 Pushover 分析.

1 计算模型

根据 GB50011—2001, 采用 PKPM 软件分别设计了一个六层和一个十层钢筋混凝土框架结构. 两个框架结构的平面尺寸如图 1 所示, 底层层高 4.2m, 其它层层高均为 3.6m, 设计地震烈度为 8 度, 地震分组为第一组, II 类场地.

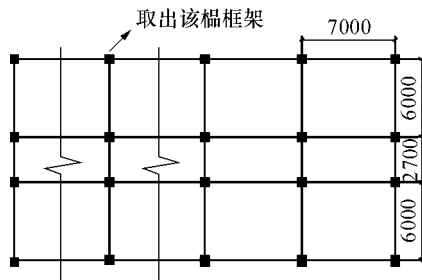


图 1 框架平面示意图 (单位: mm)
Fig 1 Plan of the frame (unit mm)

六层框架顶层恒荷载为 8.5 kN/m^2 , 活荷载为 2.0 kN/m^2 , 其余层恒荷载为 8.0 kN/m^2 , 活荷载为 2.0 kN/m^2 , 梁、柱混凝土强度等级都为 C30, 纵筋为 HRB335 级, 箍筋为 HPB235 级. 前三阶周期分别为 1.05、0.34 和 0.19 s, 一阶振型参与质量占总质量的 83%, 前三阶占 97%. 十层框架顶层恒荷载为 9.0 kN/m^2 , 活荷载为 0.5 kN/m^2 , 其余层恒荷载为 8.0 kN/m^2 , 活荷载为 2.0 kN/m^2 , 除了一、二层柱混凝土强度等级为 C40 外, 其余结构构件的材料强度同六层框架. 前三阶周期分别为 1.60、0.52 和 0.29 s, 一阶振型参与质量占总质量的 80%, 前三阶占 96%.

由于结构平面规则, 故取一榀平面框架进行建模分析, 楼层重量按 1.0 恒载 + 0.5 活载折算, 并参照 PKPM 程序荷载导出结果等效为梁上均布荷载和柱顶集中荷载. 框架受力简图如图 2 所示, 其中六

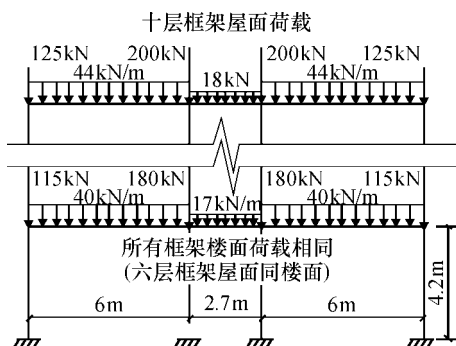


图 2 框架受力简图
Fig 2 Schematic of loads of the frame

层框架顶层荷载近似简化为与其他层相同, 梁、柱尺寸和 PKPM 配筋面积结果见表 1.

表 1 框架梁柱尺寸及配筋面积¹⁾

Table 1 Dimensions and reinforcement of columns and beams

框架名称	层号	柱配筋 (四边每侧)		梁配筋 (上下每侧配筋面积 /mm ²)			
		配筋面积 /mm ²		中梁		边梁	
		中柱	边柱	上	下	上	下
六层	1	2418	1847	3217	3054	3770	1964
	2	1847	1017	3217	3054	3770	1964
	3	1520	1017	2463	1847	3770	1964
	4	1520	1017	1520	1140	2463	1017
	5	1017	1017	941	603	1964	1017
	6	1017	1017	603	603	1140	1140
十层	1	2945	2281	3217	2661	3217	2036
	2	1964	1256	3217	2661	3217	2036
	3	1964	1256	2463	2281	3217	1964
	4	1964	1256	2463	2281	3217	1964
	5	1473	1256	1780	1520	3217	1964
	6	1473	1256	1780	1520	2661	1473
	7	1473	1256	1256	1017	2661	1473
	8	1256	1256	1256	1017	1847	941
	9	1256	1256	804	804	1847	941
	10	1256	1256	804	804	1140	804

1) 六层框架: 柱尺寸为 550mm × 550mm, 梁尺寸为 300mm × 550mm; 十层框架: 柱尺寸为 600mm × 600mm, 梁尺寸为 300mm × 600mm.

为了保证分析结果的准确性, 本文采用基于纤维模型的杆系结构模型^[4], 通过引入合理的钢筋和混凝土本构 (见图 3), 并将所编制的材料本构模型

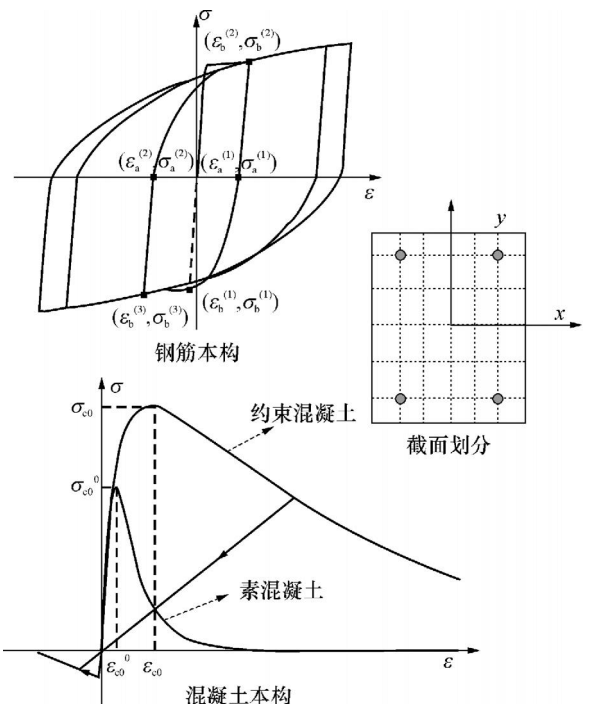


图 3 纤维模型及本构

Fig 3 Fiber model and constitutive models

嵌入通用商用程序 MSC 中. MARC 结构分析软件, 用于复杂受力状态下混凝土杆系结构及构件受力的数值分析. 对六层和十层钢筋混凝土框架结构进行 Pushover 分析 (包括 MPA 法的各阶振型的 Pushover 分析) 和弹塑性时程分析时所用结构模型中的混凝土本构和钢筋本构模型详细参数可参见文献 [4].

Pushover 分析时, 所有侧力集中作用在每层一侧的梁柱节点上, 并采用弧长法进行侧力单调加载的迭代计算. Pushover 分析和弹塑性动力时程分析均考虑了结构重力二阶效应 (P - 效应). 弹塑性动力时程分析中, 结构阻尼采用经典 Rayleigh 阻尼, 阻尼比为 5%. MPA 法分析时, 六层框架采用前两阶振型组合, 十层框架中采用前三阶振型组合.

2 IDA 分析法和所用地震记录

IDA 法, 也可称为动力推覆分析 (Dynamic Pushover) 方法^[5]. 能够反映结构在同一地震的不同强度作用下的抗震性能, 可对结构的抗震能力作出

较为全面、真实的评价. 本文以 DA 法的分析结果为准, 对 MPA 法和 Pushover 法的准确性进行对比分析.

按照美国地质勘测中心 (USGS) 对场地土的划分, 将地震记录分为 4 组, 记为 S1、S2、S3、S4, 场地土剪切波速分别为 > 750 、 $360 \sim 750$ 、 $180 \sim 360$ 和 < 180 m/s. 本文分析的框架结构所在的 II 类场地土特性与 S2 场地相似, 故从 S2 场地选取了 10 条强震记录 (见表 2) 作为本文 IDA 分析用地震动输入, 各地震动记录 PGA (地面最大峰值加速度) 调整为 70 cm/s^2 后所得加速度反应谱与规范谱的比较见图 4.

根据计算结果分析, 若采用 PGA 作为地震动强度指标, 不同地震记录输入下的结构响应离散性太大, 相同 PGA 的两条地震记录所得时程结果相差可达 7 倍以上, 结构在某些 PGA 不大的地震记录输入下可能已经破坏, 导致时程分析结果的统计处理困难. 因此, 本文根据文献 [3][5] 的建议, 采用结构第一周期谱加速度值 $S_a(T_1)$ 作为地震动强度指标, 逐

表 2 10 条强震记录及其地震动参数^{[6][11]}

Table 2 10 earthquake records and their characteristic factors

场地类别	地震名称	记录站	PGA/g	PGV/(cm · s ⁻¹)	PGD/cm
	Friuli, Italy 1976/09/15 03: 15	8014 Forgaria Comino	0. 260	9. 3	1. 07
	Landers 1992/06/28 11: 58	22170 Joshua Tree	0. 274	27. 5	9. 82
	Livemore 1980/01/27 02: 33	57T02 Livemore-Morgan Terr Park	0. 252	9. 8	1. 30
	Loma Prieta 1989/10/18 00: 05	58235 Saratoga-W Valley Coll	0. 255	42. 4	19. 55
S2	Morgan Hill 1984/04/24 21: 15	57383 Gilroy Array #6	0. 292	36. 7	6. 12
	Northridge 1994/01/17 12: 31	90009 N. Hollywood-Coldwater Can	0. 271	22. 2	11. 69
	Parkfield 1966/06/28 04: 26	1438 Tumbler pre-1969	0. 272	15. 0	3. 40
	San Fernando 1971/02/09 14: 00	24278 Castaic-Old Ridge Route	0. 268	25. 9	4. 67
	Victoria, Mexico 1980/06/09 03: 28	6604 Cerro Prieto	0. 621	31. 6	13. 20
	Whittier Narrows 1987/10/01 14: 42	90009 N Hollywood-Coldwater Can	0. 250	14. 3	1. 11

1) PGV 为最大地面峰值速度; PGD 为最大地面峰值位移; g 为重力加速度, 9.8 m/s^2 .

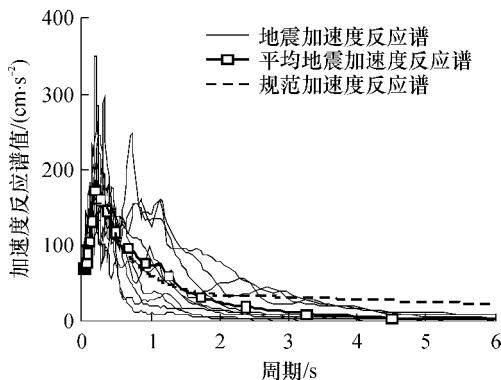


图 4 地震加速度谱

Fig 4 Absolute acceleration spectra of earthquakes

步增大第一周期谱加速度 $S_a(T_1)$, 进行 DA 分析. 六层框架结构的一阶周期 $T_1 = 1.05 \text{ s}$, 由规范反应谱计算得到, 相应多遇地震强度的 $S_a(T_1) = 0.66 \text{ m/s}^2$, 相应设防地震强度的 $S_a(T_1) = 1.85 \text{ m/s}^2$, 相应罕遇烈度地震强度的 $S_a(T_1) = 3.70 \text{ m/s}^2$, 因此对六层框架结构, 第一周期谱加速度 $S_a(T_1)$ 为 $0.2 \sim 4.0 \text{ m/s}^2$, 每隔 0.2 m/s^2 计算一个工况. 十层框架结构的一阶周期 $T_1 = 1.60 \text{ s}$, 由规范反应谱计算得到, 相应多遇烈度地震强度的 $S_a(T_1) = 0.45 \text{ m/s}^2$, 相应设防烈度地震强度的 $S_a(T_1) = 1.27 \text{ m/s}^2$, 相应罕遇烈度地震强度的 $S_a(T_1) = 2.53 \text{ m/s}^2$, 因此对十层框架结构, 第一

周期谱加速度为 $0.15 \sim 3.0 \text{ m/s}^2$, 每隔 0.15 m/s^2 计算一个工况。

3 结果比较

为全面分析结构整体弹塑性响应和结构各部位弹塑性变形, 本文以 10 条地震记录的逐步增量时程分析结果的平均值为基准 (以下简称“弹塑性时程分析结果”), 根据不同分析方法得到结构顶点位移和层间剪力 - 层间位移关系曲线, 分析比较 MPA 法和 Pushover 法的分析结果的准确性。

3.1 顶点位移随地震动强度的变化关系

研究表明^[7-10], 对中低层规则结构, Pushover 分析得到顶点弹塑性位移响应预测也相当好。不同地震动强度 (第一周期谱加速度) 下, 不同侧力模式 Pushover 法和 MPA 法得到的结构弹塑性顶点位移响应与 DA 分析结果的比较如图 5 所示。

由图 5 可知, 均匀分布模式 Pushover 分析结果明显小于 DA 分析结果; 在地震动强度较小时,

SRSS 分布模式 Pushover 分析结果与 DA 分析结果较为符合, 当地震动强度较大时, 则明显大于 DA 分析结果; 第一振型比例分布模式 Pushover 分析结果与 DA 分析结果符合较好; 与上述各种定侧力模式 Pushover 分析结果相比, MPA 法的分析结果与 DA 分析结果符合最好, 地震动强度较大时, 六层框架顶点位移误差小于 2%, 十层框架结果误差最大不超过 6.5%。因此, MPA 法对结构弹塑性顶点位移响应较为准确, 而 Pushover 法中, 第一振型比例分布模式的结果较为理想。

3.2 最大层间位移随地震动强度的变化关系

3.2.1 六层框架

不同地震动强度 (第一周期谱加速度) 下, 不同侧力模式 Pushover 法和 MPA 法得到的六层框架结构各层层间侧移与 DA 分析结果的比较如图 6 所示。

结构底层, 各种 Pushover 法和 MPA 法所得层间位移的差异不大, 在地震动强度较小时, 与 DA 分析结果都较为吻合; 地震动强度较大时, 比 DA 分析结果有明显偏小。

第 2 层, 各种 Pushover 法和 MPA 法所得层间位移的差异不大, 与 DA 分析结果的误差在 5% 以内, 其中均匀分布 Pushover 分析结果与 DA 分析结果相比偏小, 其余分析结果与 DA 分析结果相比, 随地震动强度的增加呈现先偏大后偏小的趋势。

第 3 层的情况与第 2 层类似, 只是均匀分布 Pushover 分析结果比 DA 分析结果偏小更多。

第 4 层, 地震动强度较小时, 除了均匀分布 Pushover 分析结果显著偏小外, 其余分析结果与 DA 分析结果都较接近; 地震动强度较大时, SRSS 分布的 Pushover 分析结果与 DA 分析结果最为接近。

第 5 层和第 6 层, 所有方法的分析结果之间的差异随着地震动强度的增大而增大, 与 DA 分析结果相比都偏小, 其中 SRSS 分布的 Pushover 分析结果与 DA 分析结果最接近, 均匀分布的 Pushover 分析结果与 DA 分析结果相差最大。

通过以上对比可知, 在六层框架结构中下部, MPA 法的分析结果与 DA 分析结果符合较好, 但在结构上部, 特别是顶层, MPA 法结果与 DA 分析结果偏差较大。而各种定侧力模式 Pushover 分析结果, 在结构中下部与 DA 分析结果符合也较好, 在结构上部, SRSS 模式的 Pushover 分析结果则略优于 MPA 法。

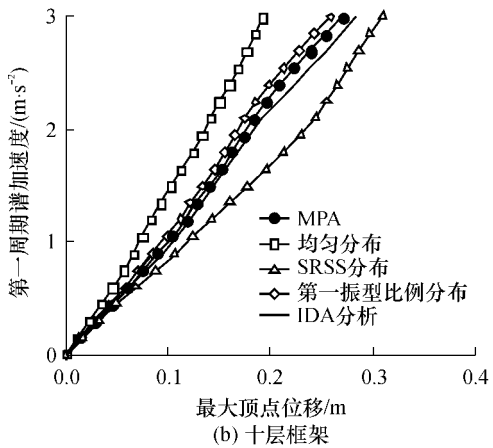
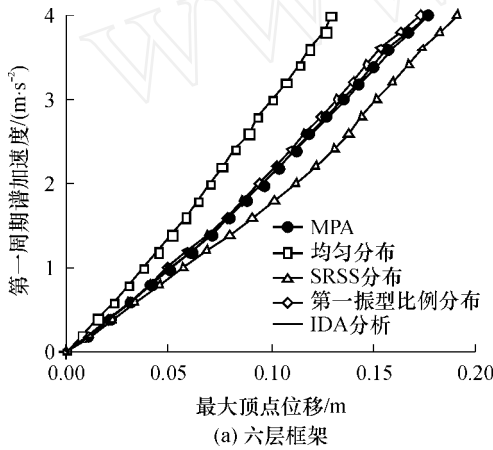


图 5 结构顶点位移与第一周期谱加速度的关系

Fig 5 Relationship between roof displacement and “first-mode” spectral acceleration

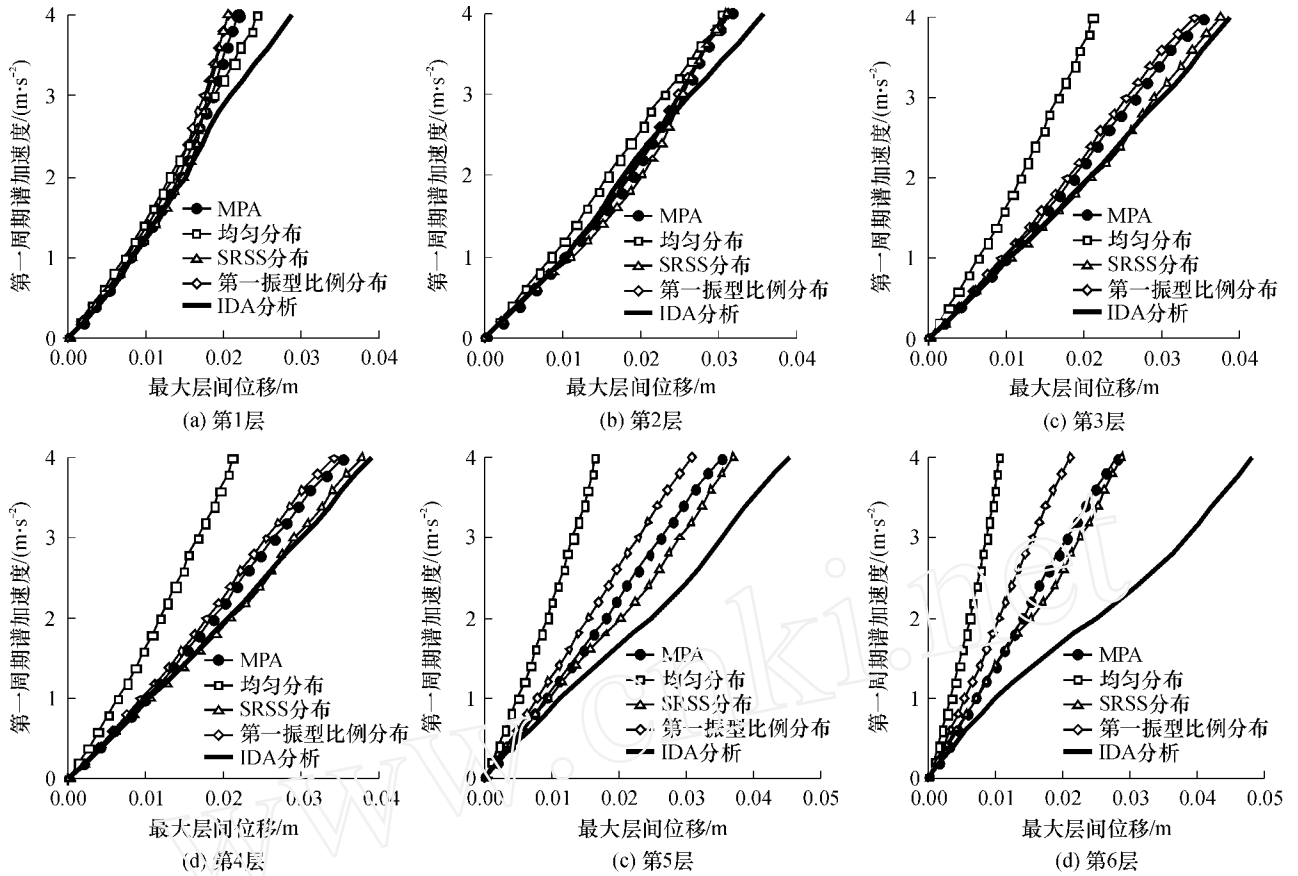


图 6 六层框架最大层间位移与第一周期谱加速度的关系

Fig 6 Relationship between maximal story drift of 6-story frame and "first-mode" spectral acceleration

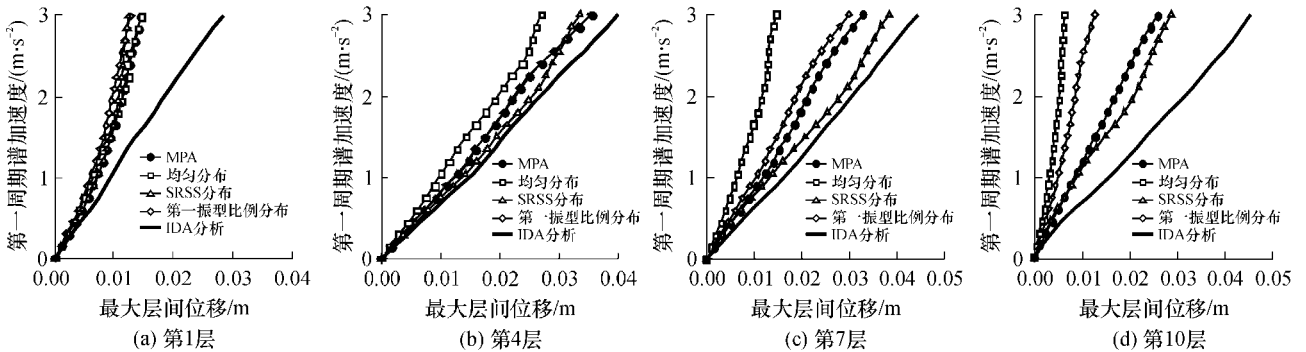


图 7 十层框架最大层间位移与第一周期谱加速度的关系

Fig 7 Relationship between maximal story drift of 10-story frame and "first-mode" spectral acceleration

3.2.2 十层框架结构

不同地震动强度下,不同侧力模式 Pushover法和 MPA 法得到的十层框架结构的首层、中部及上层的层间位移与 DA 分析结果的比较如图 7 所示。

在底层,各种 Pushover法和 MPA 法分析结果比 DA 分析结果明显偏小;在中部第 4 层,虽然各种 Pushover法和 MPA 法的差异不大,但总体上比 DA 分析结果偏小;在结构上部,各种 Pushover法和

MPA 法的分析结果都比时程结果小,且随着地震动强度增加,各种 Pushover法和 MPA 法的分析结果之间的差异增大。从整体结果来看,SRSS 模式的 Pushover 法分析结果与 DA 分析结果最接近。

从上述两个算例的结果来看,对于层间位移的预测,MPA 法与定侧力模式 Pushover 法相比并无太大优势,采用 SRSS 侧力模式的分析结果甚至要优于 MPA 法。

从最大层间位移的比较和结构顶点位移的比较可知,MPA法对结构顶点位移预测准确,同时也就意味着对结构最大层间位移预测可能不准确,因为在地震响应过程中,结构各层的最大层间位移出现时刻一般不同,且与最大顶点位移出现时刻也不完全一致,时程分析(DA分析)所得各层最大层间变形之和一般要大于结构最大顶点位移。因此,采用Pushover法,要使各层的最大层间变形都能较为准确地进行预测,必然要求顶点目标位移比结构时程分析所得顶点位移更大;而采用多次推覆并利用某一规则对分析结果进行组合的方法(如MPA法)有可能解决这一问题,但从图6和图7的结果比较可知,MPA法并没有很好地解决这个问题。

3.3 最大层间剪力随地震动强度的变化关系

除了层间位移,层间剪力也是确定结构抗震性能的重要指标,限于篇幅,这里只对六层框架结构的层间剪力计算结果进行比较分析,见图8。

由图8可见,大部分情况下,Pushover法和MPA法所得各层层间剪力均明显小于DA分析结果,其中MPA法与SRSS模式Pushover法所得结果与DA分析结果最接近。十层框架的结果与六层框架的情

况类似,Pushover法和MPA法所得各层层间剪力大部分情况下也均明显小于DA分析结果。

3.4 层间位移沿楼层高度的变化关系

结构第一周期对应的谱加速度分别达到《抗震规范》多遇和罕遇地震谱加速度值时,结构层间位移沿楼层高度的变化情况如图9所示。

根据《抗震规范》地震影响系数反应谱可得,六层框架多遇烈度地震下一阶周期谱加速度值为 $S_a(T_1) = 0.66\text{m/s}^2$,十层为 $S_a(T_1) = 0.45\text{m/s}^2$;六层框架罕遇地震下一阶周期谱加速度值为 $S_a(T_1) = 3.70\text{m/s}^2$,十层为 $S_a(T_1) = 2.53\text{m/s}^2$ 。

对于六层框架,在多遇烈度地震作用下,除了均匀分布模式Pushover分析得到层间位移比DA分析结果偏小外,其余方法在下部四层与DA分析结果吻合良好,上部两层偏小较多;在罕遇烈度地震作用下,均匀分布模式Pushover分析层间位移在底部两层与DA分析结果吻合较好,中上部偏小,且越往顶部偏小越多;其余推覆分析结果在底部三层与DA分析结果吻合良好,从第4层往上,各种方法都不同程度趋于偏小,尤其在顶部楼层,各种推覆分析结果比DA分析结果偏小较多。

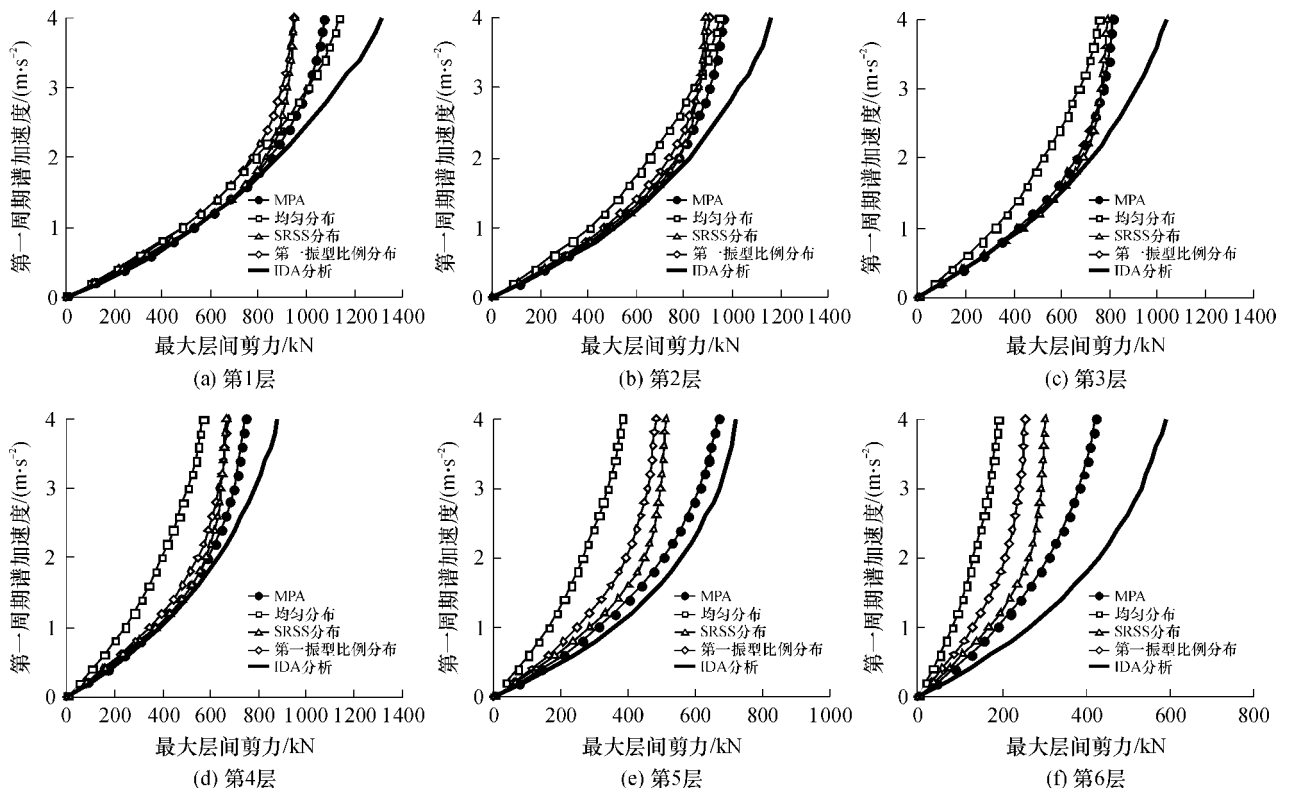


图 8 六层框架层间剪力与第一周期谱加速度的关系

Fig 8 Relationship between maximal story shear of 6-story frame and "first-mode" spectral acceleration

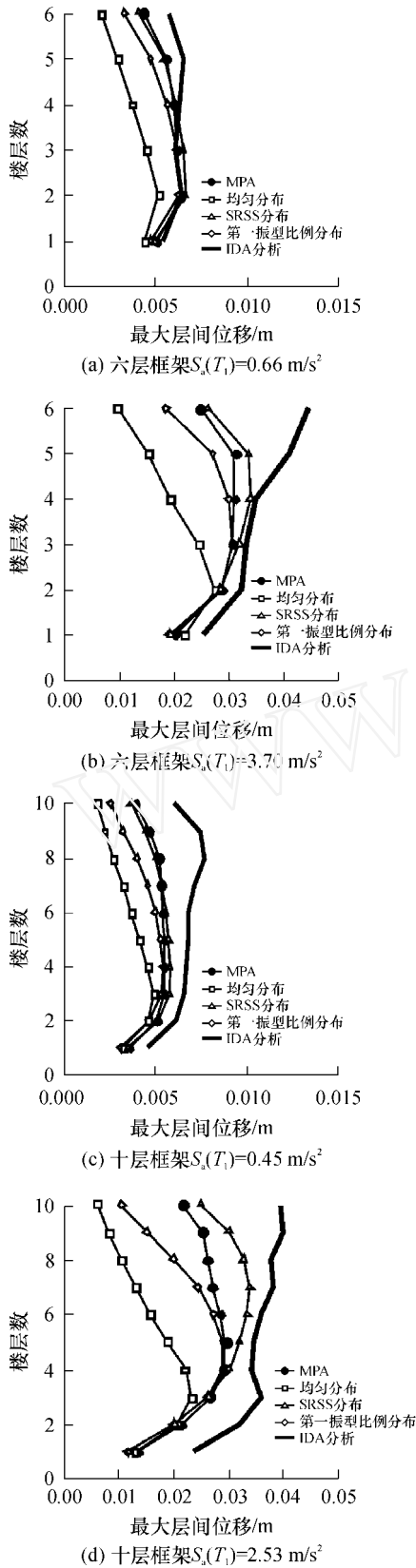


图 9 框架推覆分析与 DA 分析的最大层间位移沿楼层高度分布的比较

Fig 9 Comparison of maximal story drift along height between classic pushover and DA

对于十层框架,在多遇烈度地震作用下,推覆分析所得层间位移从上至下都比 DA 分析结果小,尤以顶层位移偏小较多,偏小约 45%;在罕遇烈度地震作用下,结构底部 1 至 3 层,各种推覆方法所得层间位移都小于 DA 分析结果,其中均匀分布推覆分析结果最接近 DA 分析结果;中部 4 至 6 层除 SRSS 分布推覆分析结果与 DA 分析结果较为相近外,其余推覆分析结果都偏小;结构上部 7 至 10 层各种推覆分析结果都小于 DA 分析结果,虽然 SRSS 分布的推覆结果与 DA 分析结果较为相近,但最大误差仍达到了 25%。

4 结论

以 DA 分析结果为基准,以一个六层和一个十层钢筋混凝土框架结构为对象,对 MPA 法和不同定侧力模式 Pushover 法的准确性进行对比分析,得到以下结论:

(1)定侧力模式 Pushover 法作为一种简化的弹塑性分析方法,虽然简便实用,但是其准确性仍有待进一步深入研究.采用本文所介绍的主要 3 种定侧力模式的 Pushover 法,其分析结果与弹塑性时程分析结果之间有较大误差。

(2)MPA 法弥补了定侧力模式 Pushover 法不能考虑高阶振型影响的不足,对结构弹塑性顶点位移的预测非常准确,但同时采用第一振型比例分布的定侧力 Pushover 法也能得到较为理想的结果。

(3)本文涉及的 3 种侧力模式的 Pushover 分析方法,除均匀分布侧力模式外,对结构中部楼层的最大层间位移响应预测都较为接近时程分析结果,而对底部楼层和顶部楼层的预测结果较差。

(4)MPA 法对结构最大层间变形的预测优于某些定侧力模式 Pushover 法,但预测结果并不是最好的,很多情况下,其结果要逊于 SRSS 模式 Pushover 法;而 MPA 法对结构层间最大剪力的预测与时程结果相比符合较好.因此,采用 MPA 法预测结构层间最大位移的实用性与可靠性有待进一步研究。

参考文献:

[1] GB50011—2001 建筑结构抗震设计规范 [S]. 北京:中国工业出版社, 2001.

[2] 侯爽,欧进萍. 结构 Pushover 分析的侧向力分布及高阶振型影响 [J]. 地震工程与工程振动, 2004, 24 (3): 89-97.

- Hou Shuang, Ou Jin-ping Study of load pattern selection of pushover analysis and influence of higher modes [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration 2004, 24(3): 89-97.
- [3] Chopra A K, Goel R K A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 31(3): 561-582
- [4] 叶列平, 陆新征, 马千里, 等. 混凝土结构抗震非线性分析模型、方法及算例 [J]. 工程力学, 2006, 23(2): 131-140.
- Ye Lie-ping, Lu Xin-zheng, Ma Qian-li, et al Nonlinear analytical models, methods and examples for concrete structures subject to earthquake loading [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(2): 131-140.
- [5] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491-514.
- [6] Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER strong motion database [DB/OL]. California: Berkley, 2005 [Sep, 2005]. <http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>
- [7] 钱稼茹, 罗文斌. 静力弹塑性分析——基于性能 位移抗震设计的分析工具 [J]. 建筑结构, 2000, 30(6): 23-26
- Qian Jia-ru, Luo Wen-bin. Static pushover analysis—an analytical tool for performance/displacement-based seismic design [J]. Building Structure, 2000, 30(6): 23-26
- [8] Saiidi M, Sozen M A. Simple non-linear seismic analysis of RC structures [J]. Journal of Structural Division, 1981, 107: 937-951.
- [9] Lawson R S, Vance V, Krawinkler H. Nonlinear static pushover analysis—why, when and how? [C] Proceedings of the 5th U. S National Conference on Earthquake Engineering Chicago: Palm Springs, 1994: 283-292
- [10] Fajfar P, Gasperic P. The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1996, 25(1): 31-46

Comparative Evaluation of Correctness Between MAP and Pushover Analyses

Ma Qian-li Ye Lie-ping Lu Xin-zheng

(Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: As the conventional pushover procedure only considers the first-order vibration mode, this paper proposes a multi-mode pushover analysis (MPA) procedure based on the mode-superposition response spectrum method to consider the effect of high-order vibration modes. In order to impersonally evaluate the correctness of the proposed MPA procedure and the traditional pushover procedure, an incremental elasto-plastic time-history analysis is performed. Based on the analytical results and the fiber models of a six-storey and a ten-storey reinforced concrete frame, the two procedures in different lateral force modes are compared. The results indicate that, as compared with the conventional pushover procedure, the proposed MPA procedure gives more accurate predicted response of maximum elasto-plastic vertex displacement. However, the estimated accuracy of the maximum storey drift of the structure obtained by MPA procedure still needs to be improved.

Key words: static elasto-plastic analysis; elasto-plastic time history; multi-mode pushover analysis; reinforced concrete frame; fiber model