

文章编号: 1000-4750(2014)04-0069-07

罕遇地震下 RC 框架结构 最大弹塑性层间位移的实用计算方法

黄盛楠¹, 马千里², 叶列平²

(1. 北京科技大学土木与环境工程学院, 北京 100083; 2. 土木工程安全与耐久教育部重点实验室, 清华大学土木工程系, 北京 100084)

摘 要: 准确预测罕遇地震下结构的最大弹塑性层间位移, 是基于性能抗震设计的重要内容。该文针对一阶振型占主导的中低层 RC 框架结构, 首先引入一种能简便有效判断是否能形成整体型屈服机制方法, 降低 RC 框架结构出现薄弱层失效的可能性, 减小由此所可能导致的弹塑性地震响应的离散性。然后在此基础上, 基于一系列合理的假设, 提出了针对具有整体型屈服机制 RC 框架结构的最大弹塑性层间位移及其均方差的预测方法, 给出了预测公式和分析流程。与弹塑性时程统计分析结果对比表明, 该文建议方法简便易用, 给出的预测值与时程分析结果统计值的均值和方差都符合良好, 可作为罕遇地震下 RC 框架结构最大层间位移计算的实用方法。

关键词: RC 框架结构; 屈服机制; 最大层间位移; 推覆分析; 纤维模型

中图分类号: TU375 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.10.0959

ESTIMATION OF SEISMIC STORY DRIFTS IN RC FRAME STRUCTURES SUBJECTED TO SEVERE EARTHQUAKES

HUANG Sheng-nan¹, MA Qian-li², YE Lie-ping²

(1. Civil and Environmental Engineering Institute, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China;

2. Key Laboratory of Civil Engineering Safety and Durability of Ministry of Education,

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

Abstract: Accurately predicting the maximum story drift of structures is the most important content of performance based aseismic design. However, a predicting method that is both simple and effective is currently lacked. In this work, aiming at the low storey reinforced concrete (RC) frames for which the first mode is predominant, a methodology is proposed to determine whether the structure will perform a global failure mode, by which the large dispersion in elasto-plastic analysis due to the soft-story failure mode is avoided. Then, based on a series of rational assumptions, the method to predict the maximum story drifts and the corresponding deviations of RC frames with global failure modes is proposed. The equations and analytical procedures are suggested. Finally, by comparing with the statistic results of elasto-plastic time-history analyses, the predictions using the proposed method agree well with the time-history results, both on average values and on deviations. Hence, the proposed method can be used to predict the maximum story drift of RC frames subjected to severe earthquakes.

Key words: RC frame; failure mode; maximal story drift; pushover analysis; fiber model

基于性能/位移抗震设计方法的一个重要工作是确定罕遇地震下结构的弹塑性最大层间位移。对

于7度~9度设防的RC框架,我国《建筑结构抗震设计规范》^[1]要求对楼层屈服强度系数小于0.5时

收稿日期: 2013-10-16; 修改日期: 2013-12-06

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项项目(FRF-TP-12-018A)

通讯作者: 叶列平(1960—),男,江苏扬州人,教授,博士,博导,主要从事结构工程和工程抗震方面的研究(E-mail: ylp@tsinghua.edu.cn).

作者简介: 黄盛楠(1982—),女,天津人,讲师,博士,主要从事结构工程领域的研究(E-mail: huangcn03@mails.tsinghua.edu.cn);

马千里(1983—),男,江苏人,工程师,博士,主要从事结构抗震研究(E-mail: maqianli00@mails.tsinghua.edu.cn).

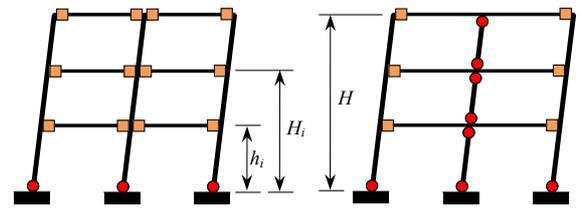
情况进行弹塑性层间位移验算, 并对不超过 12 层且层刚度无突变的 RC 框架、单层 RC 厂房结构的薄弱层, 采用弹塑性层间位移增大系数法近似计算弹塑性层间位移。在目前的设计中, 罕遇地震下 RC 框架的性态更多地是根据设计经验和构造措施等控制, 对于在大量地震输入下结构各层的最大弹塑性层间位移及其离散性缺乏准确有效的预测手段, 这成为实现基于性能/位移抗震设计方法的主要困难。

虽然通过整体结构进行弹塑性时程分析, 可以更全面准确地预测结构在强震作用下的弹塑性层间位移, 但会受到地震动不确定性和计算代价的制约。对于地震响应以一阶振型为主导的结构, 静力弹塑性分析方法作为一种简化近似的计算方法目前已应用十分广泛, 可较好地预测结构最大弹塑性顶点位移响应, 但对结构最大弹塑性层间位移的预测结果误差较大^[2]。Chopra 等^[3]提出的 MPA 方法, 对结构最大弹塑性顶点位移的预测比静力弹塑性分析方法更为准确, 但对结构弹塑性最大层间位移的预测结果误差仍较大。本文针对一阶振型占主导的中低层 RC 框架结构, 首先通过一种简便有效的破坏模式判断方法, 量化结构形成不同失效机制的可能性大小, 以使结构能形成合理的整体型屈服机制, 然后在此基础上提出了能够形成整体型屈服机制的 RC 框架结构的最大层间位移与标准差的预测方法。

1 框架结构的屈服机制

罕遇地震作用下 RC 框架结构的变形能力与其破坏机制密切相关, 框架梁先屈服可使整个框架的塑性变形分布在结构各层(见图 1(a)), 有较大的内力重分布能力和滞回耗能能力, 框架结构的极限层间位移变形能力增大, 结构整体抗震性能较好。而框架结构在同样大小的塑性变形和耗能要求下, 柱铰机制的塑性转动需求要比梁铰机制的要高。尤其是对轴压比较大的柱, 其延性和耗能能力大大降低。同时, 若柱铰出现在某一层或几层, 形成层屈服破坏机制(图 2(a))或部分软弱层破坏(图 2(b)), 容易引起塑性变形和耗能集中, 极易导致结构发生局部楼层倒塌(见图 3), 另一方面也使得结构的弹塑性响应的离散性显著增大^[4]。因此, RC 框架结构的抗震设计, 具有图 1 所示的整体型屈服机制的要优于图 2 所示的柱铰屈服机制的局部型屈服机制, 能更

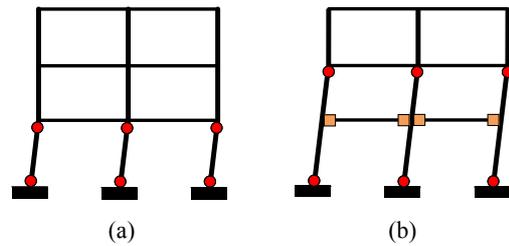
有效的实现“大震不倒”的延性耗能框架设计目标。



(a) 强柱弱梁型屈服机制 (b) 部分柱铰的混合屈服机制

图 1 框架结构整体型屈服机制

Fig.1 The global failure mode of the frame structures



(a) (b)

图 2 框架结构局部型屈服机制

Fig.2 The local failure mode of the frame structures



图 3 汶川地震中框架结构的层屈服破坏机制震害

Fig.3 The soft-story failure mode in Wenchuan Earthquake

在保证框架梁柱抗剪承载力的前提下, 框架结构在强震作用下的屈服机制主要是由“柱梁抗弯强度比”控制, 柱梁强度比越大, 出现软弱层破坏机制的可能性越小^[5]。但在实际工程设计中很难实现完全的梁铰机制, 往往是既有梁铰又有柱铰的混合铰机制(如图 1(b)), 这种屈服机制在柱铰变形没有超出柱铰延性能力之前都能保证结构的整体性, 也能满足“大震不倒”的抗震设计要求, 因此也与如图 1(a)的完全梁铰机制一样, 属于整体型屈服机制^[6], 但这种屈服机制无法通过柱梁抗弯强度比来反映。为了弥补这一缺陷, 有学者引入“楼层安全系数”用于框架结构屈服机制的评价^[7]。Ichinose 等的研究表明, 如果结构的初始周期、结构基底屈服强度和楼层安全系数一定时, 无论发生图 1 所示的哪种屈服机制, 结构的侧向位移响应都是一定的^[8]。这一研究表明, “楼层安全系数”能够从结构的整体层面对结构的屈服机制作出评价, 比“柱梁抗弯强度比”能更加准确地描述结构的屈服机

制。目前“楼层安全系数”已用于日本既有建筑抗震评估规范和 Eurocode 8 中,并用于框架结构规则性量化的研究^[9]。Dinh 和 Ichinose^[7]将“楼层安全系数”从概念上作了进一步完善,提出了以下框架结构整体型屈服机制的评定系数 f_t :

$$f_t = \frac{\Delta V_t}{V_{ul}} = \frac{V_{tl} - V_{ul}}{V_{tl}} \quad (1)$$

式中: V_{tl} 是结构在倒三角分布侧力推覆下出现整体型屈服机制时的基底剪力,在确定 V_{tl} 时,除整体型屈服机制预期出现塑性铰的构件端部外,结构其余部位都假定承载力足够大以保证不屈服; V_{ul} 是采用倒三角侧力推覆下原结构形成屈服机制时的基底剪力; $\Delta V_t = V_{tl} - V_{ul}$, 是保证结构实现整体型屈服机制所短缺的结构抗侧承载力。如果 $f_t = 0$ (或 $f_t < 0$), 则结构是整体型屈服机制,随着 f_t 增大,结构实现“强柱弱梁”整体型屈服机制的可能性将降低。

在实际结构设计中,为保证框架结构具有足够的延性和耗能能力,“强柱弱梁”型的完全梁铰屈服机制仍然是最适合的整体型屈服机制。因此,本文针对完全梁铰屈服机制框架结构,即按式(1)分析所得 $f_t = 0$ (或 $f_t \leq 0$), 提出罕遇地震下 RC 框架结构的最大弹塑性层间位移的预测方法;如果 $f_t > 0$, 则框架结构不满足完全梁铰屈服机制,需对框架结构进行重新设计,使其满足 $f_t = 0$ (或 $f_t \leq 0$) 的要求。

2 最大弹塑性层间位移

RC 框架结构在罕遇地震下的弹塑性地震响应经历了由弹性变形到塑性变形的过程。结构第 i 层的最大弹塑性层间位移 d_i 由两部分组成:

$$d_i = d_{ei} + d_{pti} \quad (2)$$

其中: d_{ei} 是弹性层间位移; d_{pti} 为第 i 层由结构整体屈服机制产生的塑性层间位移。式(2)两边对各层求和后有:

$$D_s = D_e + D_{pt} \quad (3)$$

其中: $D_s = \sum_i d_i$ 为所有楼层最大弹塑性层间位移之和; $D_e = \sum_i d_{ei}$ 为结构总弹性层间位移,即各层弹性层间位移之和; $D_{pt} = \sum_i d_{pti}$ 为由整体型屈服机制产生的塑性层间位移之和。

式(3)中的最大层间位移 D_s 可由下式表示:

$$D_s = \delta D_r \quad (4)$$

其中: D_r 为结构最大弹塑性顶点侧移; δ 为最大弹塑性层间位移之和 D_s 与 D_r 之比。结构最大弹塑性顶点位移 D_r 的平均值可由推覆分析得到的等效单自由度体系的地震响应统计结果求得。已有的研究表明,对于第一振型起控制作用的结构,该方法预测的结果具有足够的精度^[10]。最大弹塑性层间位移之和 D_s 与最大弹塑性顶点位移 D_r 之比 δ , 将在下文分析并给出具体计算公式。

对于式(3)右边的结构总弹性层间位移 $D_e = \sum_i d_{ei}$, 虽然在多个同样地震动强度的地震动作用下 d_{ei} 的离散性较大^[4], 但与结构进入弹塑性阶段后的层间位移响应相比, d_{ei} 的离散性要小得多,因此以下分析忽略 d_{ei} 的离散性。对于中短周期框架结构,其地震响应通常受第一阶振型控制,因而本文直接通过推覆方法来确定弹性层间位移 d_{ei} , 具体方法将在下文介绍。

确定了 D_s 和 D_e 后,由式(3)即可求得框架结构整体型屈服机制的塑性层间位移之和 D_{pt} 。对于整体型屈服机制,结构各层的塑性层间位移 d_{pti} 可以写成:

$$d_{pti} = R_{pti} D_{pt} \frac{h_i}{H} \quad (5)$$

其中: R_{pti} 为第 i 层最大塑性层间位移分配系数,具体计算方法将在下文介绍; h_i 为第 i 层的层高; H 为结构总高(见图 1)。将式(5)代入式(2),可得到具有整体型屈服机制框架结构在罕遇地震下的最大层间位移为:

$$d_i = d_{ei} + R_{pti} D_{pt} \frac{h_i}{H} \quad (6)$$

最大层间位移的预测包括均值和方差两部分,对式(6)而言,相对于其他变量而言,与结构几何信息相关的变量 h_i/H 其离散性要小得多,同时本文分析中亦忽略弹性位移的离散性,因此最大弹塑性层间位移的平均值可表示为:

$$\mu d_i = d_{ei} + \mu d_{pti} = d_{ei} + (\mu R_{pti})(\mu D_{pt}) \frac{h_i}{H} \quad (7)$$

其中, μd_i 、 μd_{pti} 、 μR_{pti} 和 μD_{pt} 分别为 d_i 、 d_{pti} 、 R_{pti} 和 D_{pt} 的平均值。

为了简便地评估框架结构各层的弹塑性层间位移的离散性,本文通过时程分析比较后,建议采用下式评估最大弹塑性层间位移的离散性:

$$V d_i \approx V D_r \quad (8)$$

其中, Vd_i 和 VD_r 分别为 d_i 和 D_r 的变异系数, 具体分析详见下文。弹塑性顶点位移 D_r 的均方差可通过 Pushover 分析得到的等效单自由度结构在多个地震动输入下的分析结果进行统计分析确定。

3 参数 δ 和 R_{pti} 的确定及公式验证

通过上述框架结构最大弹塑性层间位移的分析可知, 预测结构各层最大弹塑性层间位移需确定式(4)中的参数 δ 和式(5)中 R_{pti} 。下文基于 3 层、6 层、8 层和 10 层四个 RC 框架结构在 10 条强震输入下的弹塑性时程分析结果的统计, 对参数 δ 和 R_{pti} 进行了标定; 同时给出了基于 Pushover 分析确定弹性层间位移 d_{ei} 的方法, 进而根据式(7)和式(8), 对最大弹塑性层间位移的平均值和离散性评估的准确性进行验证。

3.1 计算模型及地震动记录

根据《建筑结构抗震设计规范》GB50011-2010^[11], 采用 PKPM 软件分别设计了 3 层、6 层、8 层和 10 层四个钢筋混凝土框架结构。四个框架结构的平面尺寸如图 4, 底层层高 4.2m, 其他层均为 3.6m, 设计地震烈度为 8 度, 地震分组为第一组, II 类场地。四个框架的一阶周期分别为 0.58s、1.05s、1.35s 和 1.60s。由于结构平面规则, 分析时取图 5 所示一榀平面框架进行建模, 楼层重量按(1.0 恒载+0.5 活载)折算, 并参照 PKPM 程序导出荷载结果, 等效为梁上均布荷载和柱顶集中荷载。框架的荷载取值、梁、柱尺寸和 PKPM 配筋面积计算参见文献[12]。采用纤维杆模型建模后, 对上述四个框架结构进行推覆分析和弹塑性时程分析, 已有的分析表明, 所采用的分析模型可较好模拟钢筋混凝土结构的抗震性能^[13]。推覆分析采用弧长法进行侧

力单调加载的迭代计算, 推覆分析和时程分析均考虑了 $P-\Delta$ 效应。

场地为 II 类场地土, 与美国地质勘测中心 (United States Geological Survey, USGS) 所划分的 S2 场地(场地土剪切波速 360m/s~750m/s)相似, 因此从 USGS 的 S2 场地选取了 10 条强震记录^[14](见表 1)作为本文弹塑性时程分析用地震动输入, 选择时尽量避开同次地震得到的记录。为了减小结构在时程分析时的地震响应离散性, 本文均采用 $S_a(T_1)$ 指标对地震记录进行归一化^[15]。四个框架在采用式(1)进行验算后所得 f_i 都为零, 也即可以形成“强柱弱梁”的整体型屈服机制。

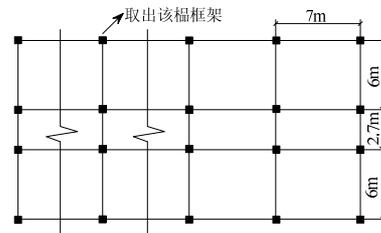


图 4 框架平面示意图

Fig.4 The Plan of the RC frames

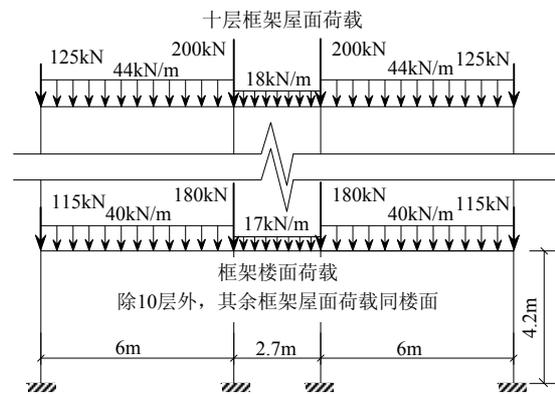


图 5 框架受力简图

Fig.5 Load and dimension of the RC frames

表 1 10 条强震记录及其地震动参数
Table 1 Properties of 10 earthquake records

场地类别	地震名称	记录站	PGA	PGV/(cm/s)	PGD/cm
S2	Friuli, Italy 1976/09/15 03:15	8014 Forgia Cornino	0.260g	9.3	1.07
	Landers 1992/06/28 11:58	22170 Joshua Tree	0.274g	27.5	9.82
	Livermore 1980/01/27 02:33	57T02 Livermore - Morgan Terr Park	0.252g	9.8	1.3
	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	58235 Saratoga - W Valley Coll	0.255g	42.4	19.55
	Morgan Hill 1984/04/24 21:15	57383 Gilroy Array #6	0.292g	36.7	6.12
	Northridge 1994/01/17 12:31	90009 N. Hollywood - Coldwater Can	0.271g	22.2	11.69
	Parkfield 1966/06/28 04:26	1438 Temblor pre-1969	0.272g	15.0	3.4
	San Fernando 1971/02/09 14:00	24278 Castaic - Old Ridge Route	0.268g	25.9	4.67
	Victoria, Mexico 1980/06/09 03:28	6604 Cerro Prieto	0.621g	31.6	13.2
	Whittier Narrows 1987/10/01 14:42	90009 N Hollywood - Coldwater Can	0.250g	14.3	1.11

3.2 弹性层间位移 d_{ei}

对于由一阶振型占主导的中低层框架结构，其弹性层间位移可采用第一振型比例型侧力模式的推覆分析近似得到。当推覆分析中结构开始形成机构点时，相应该点的结构顶点位移即为结构弹性顶点位移 D_e ，此时各层的层间位移即为相应的 d_{ei} ，见图 6(b)。机构点采用 Dinh 和 Ichinose 建议的三折线化方法确定^[7]，稍有不同的是本文中三折线终点取水平推覆侧向承载力最高点。

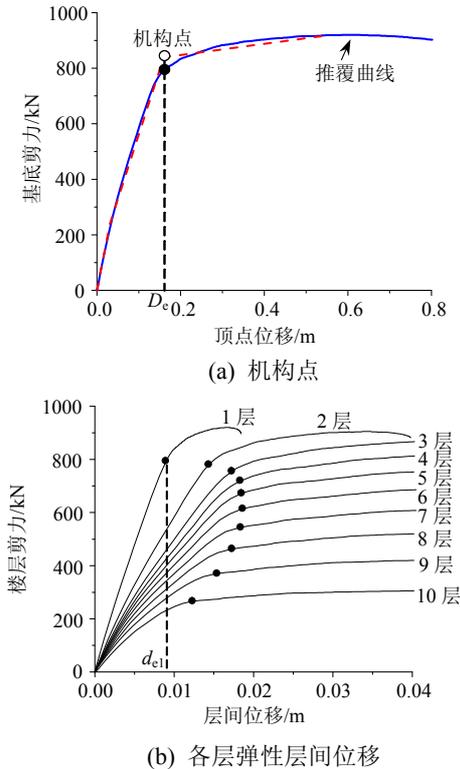


图 6 机构点与各层弹性层间位移

Fig.6 The mechanism point and elastic story drifts of each floor

3.3 最大层间位移之和 D_s

根据罕遇地震作用下弹塑性时程分析结果，可得式(4)的最大弹塑性顶点位移 D_r 与最大层间位移之和 D_s 的比值 δ ，如图 7 所示，经线性拟合得到 δ 与结构层数 n 之间的关系式如下：

$$\delta = 0.058n + 0.942 \quad (9)$$

其中， n 为结构的层数。而式(4)中框架结构在罕遇地震作用下的顶点位移 D_r 及其变异系数 VD_r 则通过推覆分析得到的等效单自由度结构进行地震统计分析获得，其中推覆分析曲线仍采用第一振型比例型侧力分布计算，而单自由度体系采用 Clough 滞回模型。对于第一振型起主导作用的结构，上述计

算的 D_r 与 VD_r 具有足够计算精度^[10]，而计算工作量远小于弹塑性时程分析。

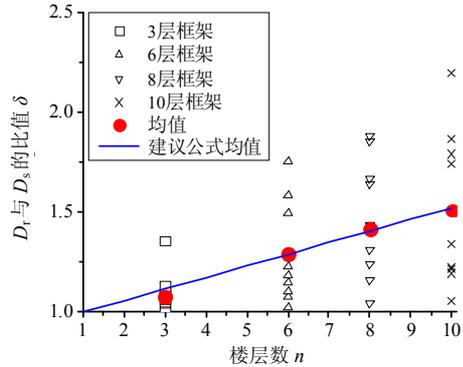


图 7 $\delta = D_r/D_s$ 与结构层数 n 的关系

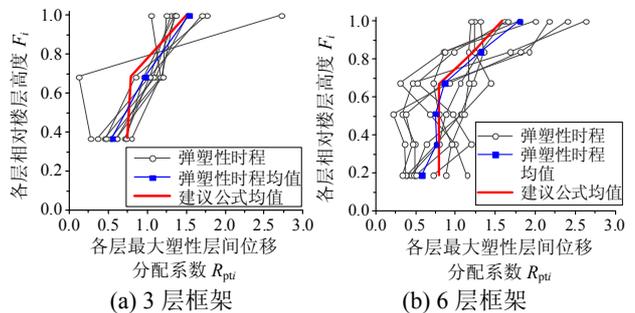
Fig.7 The relationship between δ and the story

3.4 最大塑性层间位移分配系数 R_{pti}

通过式(3)和式(6)联立，各层的弹塑性层间位移 d_i 和所有楼层的最大弹塑性层间位移之和 D_s 都可以直接得到，各层弹性层间位移 d_{ei} 和弹性层间位移之和 D_e 可根据推覆分析得到，最终通过式(6)对各层最大塑性层间位移分配系数 R_{pti} 进行标定。 R_{pti} 与结构各层相对楼层高度 $F_i (F_i = H_i/H)$ ，楼层高度 H_i 和结构总高 H 见图 1)之间的关系见图 8，可以看出，虽然 R_{pti} 的离散性较大，但随着楼层高度的增加，下部楼层 R_{pti} 的均值变化不大，但对高度超过结构总高的 2/3 的楼层， R_{pti} 的均值不断增大，在结构顶层， R_{pti} 均值约为下部楼层的 2 倍。为使弹塑性层间位移预测公式简便易用，本文建议 R_{pti} 与 F_i 间的关系式如下：

$$R_{pti} = \frac{\lambda_i H}{\sum_i \lambda_i h_i} \quad (10)$$

其中， $\lambda_i = \begin{cases} 1, & F_i \leq 2/3 \\ 3F_i - 1, & F_i > 2/3 \end{cases}$ 为分配系数 R_{pti} 沿结构高度的形状函数， i 为结构楼层号。由图 8 可见，式(10)结果与弹塑性时程分析结果的均值吻合较好。



(a) 3 层框架

(b) 6 层框架

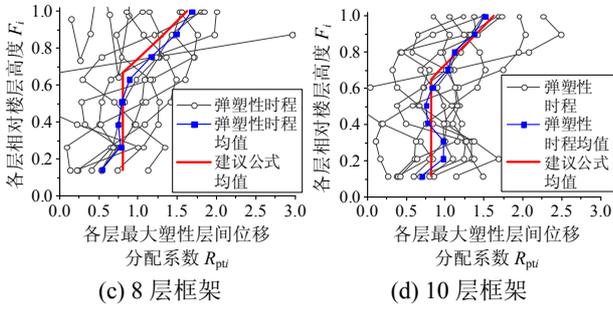


图8 塑性位移分配系数 R_{pti} 与各层相对楼层高度 F_i 关系
 Fig.8 The relationship between the plastic displacement distribution coefficient and the relative height of each floor

3.5 最大弹塑性层间位移离散性评估

图9是各算例最大弹塑性层间位移 d_i 与最大弹塑性顶点位移 D_r 的变异系数比较, 其中 d_i 的变异系数 Vd_i 采用弹性时程分析结果直接得到, 而 D_r 的变异系数 VD_r 采用同一组地震记录对等效单自由度结构弹塑性分析结果的统计得到。由图可见, VD_r 与 Vd_i 近似相等且取值稍偏大。因此, 通过式(8)可以简便快捷地对最大弹塑性层间位移 d_i 的离散性作出评估, 并能够避免弹性时程分析的大量计算。

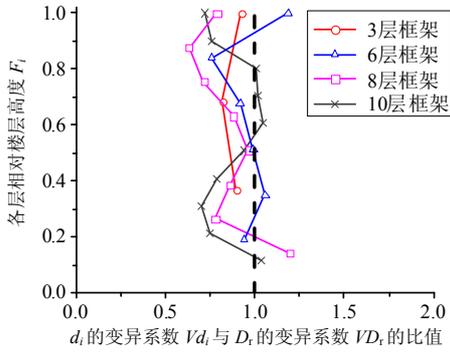


图9 d_i 与 D_r 的变异系数比较
 Fig.9 The variation coefficients of d_i and D_r

4 分析流程及预测结果比较

4.1 分析流程图

图10是本文建议的框架结构最大弹塑性层间位移的预测分析流程, 通过整个流程分析既可以得到各层最大弹塑性层间位移的平均值及其变异系数。

4.2 分析流程图

基于本文建议的分析流程和计算方法, 对前述四个 RC 框架结构分别预测其最大弹塑性层间位移, 并与罕遇地震下的弹性时程分析结果进行对比, 结果如图11。由图11可见, 本文建议方法预测的罕遇地震下框架结构的各层最大层间位移与时程计算结果符合得较好, 两者平均值的误差

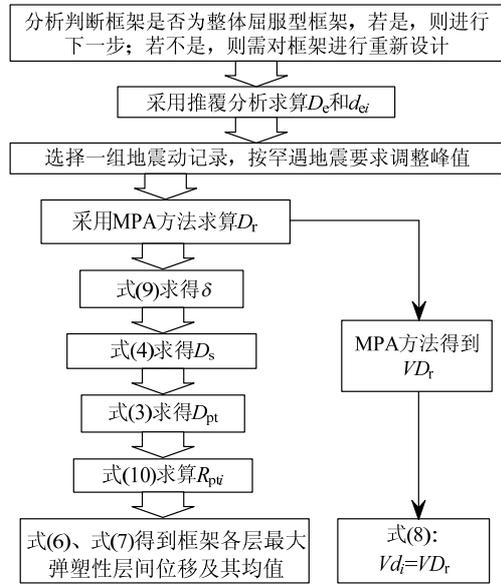


图10 分析流程图

Fig.10 The analytical procedures

过预测值的17%。对结构首层, 四个算例的预测结果偏于保守。预测值的均方差与弹性时程计算得到的均方差也符合较好, 能够准确合理地估计各层最大层间位移的离散性。

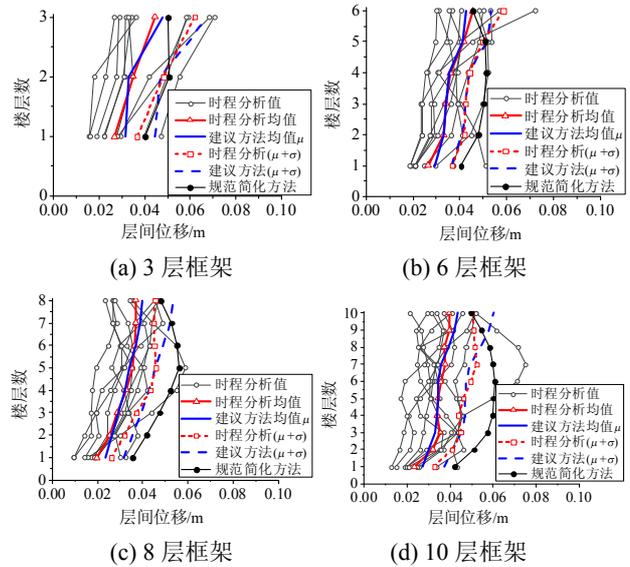


图11 建议公式与弹性时程分析结果对比

Fig.11 The comparison between the suggested formula and the elasto-plastic time-history results

另外, 按《建筑结构抗震设计规范》简化方法也计算了以上算例的弹性层间位移。由于《建筑结构抗震设计规范》简化方法主要针对结构的薄弱层进行计算。对于本文的四个框架结构, 薄弱层主要是结构首层, 由图11可见, 《建筑结构抗震设计规范》简化方法的计算结果偏大, 且与罕遇地震下的弹性时程计算结果的差异较大, 无法准确反

映实际结构在罕遇地震作用下的变形模式。

除上述用于拟合参数的四个框架外,本文还按照《建筑结构抗震设计规范》另外设计了一个5层框架,对该结构在罕遇地震作用下的层间位移进行了预测,并与时程统计计算结果进行了比较,结果如图12。由图可见,本文建议公式预测的平均值与时程统计计算结果符合较好,底层最大层间位移预测值偏于保守,同时预测值的均方差也与统计值符合较好并偏于保守。

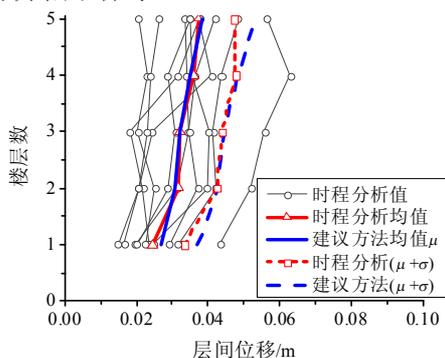


图12 5层框架最大层间位移预测

Fig.12 The maximum predicted story drift for a five story frame

5 结论

本文针对一阶振型占主导的中低层RC框架结构,通过一种简便有效的框架结构破坏模式判断方法,考察结构是否能够形成合理的整体型屈服机制;在此基础上,提出了整体型屈服框架结构的最大弹塑性层间位移及其均方差的预测方法,给出了预测公式和分析流程,并通过算例进行了分析验证。本文研究得到以下结论:

(1) 框架结构的楼层安全系数和框架结构整体型屈服机制的评定系数都可用量化各楼层对形成失效机制的贡献大小,用以判断各层出现软弱层破坏机制的可能性大小,考察结构是否能够形成整体型屈服机制。

(2) 本文提出了具有整体型屈服机制的框架结构的最大弹塑性层间位移及其均方差的预测方法,基于一系列合理假定,推导了预测公式和分析流程,并采用弹塑性时程分析对公式系数进行了标定。

(3) 基于四个按照我国抗震规范设计的RC框架算例分析表明,本文建议的方法能够较好地预测框架结构的弹塑性地震响应,可避免对框架结构进行大量弹塑性时程验算分析,并可根据分析结果,给出不同可靠性的设计。

(4) 《建筑结构抗震设计规范》所建议的RC框架结构弹塑性层间位移计算的简化方法主要针对薄弱层进行,预测结果明显偏大,无法准确反映实际结构在罕遇地震作用下的变形模式,同时计算结果与结构在罕遇地震下的弹塑性时程计算结果差异也较大。

(5) 本文提出的预测公式和流程是针对一阶振型占主导的框架结构,虽然分析过程中的参数标定还需要更多算例的验证,但是建议方法方便易用,可以使工程设计人员对RC框架结构在罕遇地震下各层的最大弹塑性层间位移及其离散性有较准确合理的评估。

参考文献:

- [1] GB50011-2001, 建筑结构抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
GB50011-2001, Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2001. (in Chinese)
- [2] Krawinkler H, Seneviratna G D P K. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation [J]. Engineering Structures, 1998, 20(4/5/6): 452-464.
- [3] Chopra A K, Goel R K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 561-582.
- [4] Ye L P, Lu X Z, Ma Q L, et al. Study on the influence of post-yielding stiffness to the seismic response of building structures [C]. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008, CDROM(05-01-0030).
- [5] Dooley L, Bracci J M. Seismic evaluation of column-to-beam strength ratios in reinforced concrete frames [J]. ACI Structural Journal, 2001, 98(6): 834-851.
- [6] Ye L P, Cheng G Y, Lu X Z, Feng P. Introduction of robustness for seismic structures [J]. Building Structure, 2008, 38(6): 11-15.
- [7] Dinh T V, Ichinose T. Probabilistic estimation of seismic story drifts in reinforced concrete buildings [J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(3): 416-427.
- [8] Ichinose T, Umeno T. Story shear safety factor to prevent story collapse in RC buildings [C]. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROOM, Elsevier, 2000.
- [9] Lu Y. Comparative study of seismic behavior of multistory reinforced concrete framed structures [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(2): 169-178.

(参考文献[10]—[15]转第101页)

- Engineering Mechanics, 2005, 22(5): 131—135. (in Chinese)
- [11] 蔡健, 陈国栋. 相邻腹杆刚度对桁架受压腹杆计算长度的影响[J]. 华南理工大学学报(自然科学版), 2008, 36(6): 1—5.
Cai Jian, Chen Guodong. Influence of adjacent brace rigidity on effective length of compressive brace in trusses [J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition), 2008, 36(6): 1—5. (in Chinese)
- [12] ENV: Eurocode 3: Design of steel structures: Part 1.1 design of steel structures [S]. 1993.
- [13] 王燕, 李华军, 厉见芬. 半刚性梁柱节点连接的初始刚度和结构内力分析[J]. 工程力学, 2003, 20(6): 65—69.
Wang Yan, Li Huajun, Li Jianfen. Initial stiffness of semi-rigid beam-to-column connections and structural internal force analysis [J]. Engineering Mechanics, 2003, 20(6): 65—69. (in Chinese)
- [14] 施刚, 石永久, 王元清. 钢结构梁柱半刚性端板连接弯矩-转角全曲线计算方法[J]. 工程力学, 2006, 23(5): 67—73.
Shi Gang, Shi Yongjiu, Wang Yuanqing. Calculation method on moment-rotation curves of beam-to-column semi-rigid end-plate connections [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(5): 67—73. (in Chinese)
- [15] (美)铁摩辛柯 S, 盖尔 J. 材料力学[M]. 韩耀新, 译. 北京: 科学出版社, 1990: 377—382.
Timoshenko S, Gere J. Mechanics of materials [M]. Translated by Han Yaixin. Beijing: Science Press, 1990: 377—382. (in Chinese)
- [16] 徐建设, 陈以一, 韩琳, 等. 普通螺栓和承压型高强螺栓抗剪连接滑移过程[J]. 同济大学学报, 2003, 31(5): 510—514.
Xu Jianshe, Chen Yiyi, Han Lin, et al. Slip process analysis of regular bolt and bearing type high-tensile bolt shear connections [J]. Journal of Tongji University, 2003, 31(5): 510—514. (in Chinese)

(上接第 75 页)

- [10] 马千里, 叶列平, 陆新征. MPA 法与 Pushover 法的准确性对比[J]. 华南理工大学学报, 2008, 36(11): 1—8.
Ma Qianli, Ye Lieping, Lu Xinzheng. Comparative evaluation of correctness between MPA and pushover analyses [J]. Journal of South China University of Technology (Natural Science Edition), 2008, 36(11): 1—8. (in Chinese)
- [11] GB50011-2010, 建筑结构抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
GB50011-2010, Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [12] 马千里, 叶列平, 陆新征, 缪志伟. 采用逐步增量弹塑性时程方法对 RC 框架结构推覆分析侧力模式的研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(2): 132—140.
Ma Qianli, Ye Lieping, Lu Xinzheng, Miao Zhiwei. Study on lateral load patterns of pushover analysis using incremental dynamical analysis for RC frame structures [J]. Journal of Building Structures. 2008, 29(2): 132—140. (in Chinese)
- [13] 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(增刊 2): 131—140.
Ye Lieping, Lu Xinzheng, Ma Qianli, et al. Nonlinear analytical models, methods and examples for concrete structures subject to earthquake loading [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(Suppl 2): 131—140. (in Chinese)
- [14] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER strong motion database [DB]. <http://peer.berkeley.edu/smcat/index.html>, 2007-10-11.
- [15] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491—514.