

汶川地震中典型 RC 框架结构的震害仿真与分析

林旭川¹ 潘 鹏¹ 叶列平¹ 陆新征¹ 赵世春²

(1. 清华大学, 北京 100084; 2. 西南交通大学, 四川成都 610031)

摘要: 四川汶川地震中, 一些钢筋混凝土框架结构柱端出现严重的塑性铰, 而梁端震害反而较轻, 该结果不符合抗震设计的预期目标。基于地震灾区某典型框架结构的震害调查, 对该框架结构进行深入的有限元仿真分析。保持该框架结构质量分布基本不变的情况下, 建立 3 种不同的计算模型: ①纯框架模型; ②带楼板的框架模型; ③带楼板填充墙的框架模型。对 3 种模型分别进行三维弹塑性时程动力分析, 分析中采用本次地震中什邡八角镇的强震记录。分析结果表明, 按照规范设计的框架结构无法保证“强柱弱梁”抗震设计目标的实现; 填充墙的存在影响结构的破坏机制, 填充墙上下设置不均匀容易导致框架软弱层。建议框架结构的设计应充分考虑楼板和填充墙对框架抗震性能的影响, 适当提高柱的刚度和承载力, 结构弹塑性分析应采用考虑结构楼板和填充墙的计算模型。

关键字: RC 框架; 抗震性能; 楼板; 填充墙; 有限元模型; 时程分析; 破坏机制

中图分类号: TU312⁺.3 TU318⁺.1 **文献标识码:** A

文章编号: 1000-131X (2009) 05-0013-08

Analysis of the damage mechanism of a typical RC frame in Wenchuan Earthquake

Lin Xuchuan¹ Pan Peng¹ Ye Lieping¹ Lu Xinzheng¹ Zhao Shichun²

(1 Tsinghua University, Beijing 100084, China; 2 Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: Many RC frame structures were severely damaged with plastic hinges formed at column ends rather than beam ends in the Wenchuan Earthquake, significantly different from the expected failure mode in seismic design code. Based on an investigation of a typical RC frame structure damaged in the earthquake area, time history analyses using a sophisticated finite element method were conducted. Three models were considered, i.e. pure frame, frame with floor slab, and frame with both floor slab and infill wall. A ground motion recorded at the town of Bajiao in the earthquake zone was used for the analyses, and comparison between the three models were carried out to investigate the effect of floor slab and infill wall on the structural base shear, distribution of plastic hinges and failure mechanism. Major findings are: ①“Strong column and weak beam” cannot be guaranteed for the RC frames designed according to the current Chinese design code. ②Infill walls may significantly alter the failure mechanism of the RC frames. ③Weak story mechanism may easily occur for structures with non-uniform infill walls. These findings suggest that the effects of floor slab and infill wall should be considered in seismic design, the stiffness and strength of columns need be enhanced to achieve “strong column and weak beam” behavior, and structural elastoplastic analysis model should take slabs and infill walls into account.

Keywords: RC frame; seismic performance; floor slab; infill wall; finite element model; time history analysis; failure mechanism

E-mail: linxc03@gmail.com

引 言

2008 年 5 月 12 日发生的四川汶川 8.0 级大地震, 导致大量建筑破坏倒塌和重大人员伤亡。这次地

震中, 框架结构震害总体相对较轻, 主要震害现象是框架结构填充墙开裂和破坏 (如图 1 所示)。值得注意的是, 由于楼板和填充墙对框架梁的刚度和抗弯承载力的增强作用, 导致许多框架结构的柱端出铰, 呈现“强梁弱柱”的破坏机制 (如图 2、图 3 所示), 甚至造成倒塌破坏, 这与框架结构“强柱弱梁”屈服破坏机制的抗震设计目标不符。文献 [1] 曾采用 pushover 方法分析表明, 楼板对梁的加强作用影响“强柱弱梁”的实现。文献 [2] 认为有无填充墙的框架结构, 其层间刚

基金项目: 国家科技支撑计划课题 (2006BAJ03A02)、国家自然科学基金面上项目 (50808107) 和建设部专题项目

作者简介: 林旭川, 硕士研究生

收稿日期: 2008-07-30

度、自振周期和位移响应等方面都不相同。文献[3]对一个3层5跨的框架空心砖填充墙结构和一个同样的纯框架结构进行刚度测试后发现,前者的抗侧移刚度是后者的7倍。文献[4]提出分步抗震设计方法以考虑填充墙逐步破坏对结构刚度的影响,该方法是对简单规则结构的弹性简化实用算法。

本文首先总结了框架结构设计中,规范对楼板和填充墙的相关规定。然后针对汶川地震中一典型“强梁弱柱”震害,分析了楼板和填充墙对框架结构塑性铰分布和破坏机制的影响,为完善框架结构的抗震设计提供参考。



图1 框架结构的填充墙开裂和破坏

Fig. 1 Damaged infill walls



图2 框架梁和楼板过强导致出现柱铰破坏机制

Fig. 2 Column plastic hinges due to over-strong beams and floor slabs



图3 上部填充墙导致底部框架出现柱铰破坏机制

Fig. 3 Column plastic hinges due to infill walls

1 我国规范相关规定

关于围护墙和隔墙等非结构构件(以下简称“填

充墙”)对结构抗震性能的影响,我国《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)^[5] 3.7.4条规定:围护墙和隔墙应考虑对结构抗震的不利影响,避免不合理设置而导致主体结构的破坏。可见,这一条款明确指出了填充墙可能会带来的不利影响,但规范未给出如何考虑填充墙对结构抗震不利影响的具体方法。实际结构中填充墙的类型很多,布置复杂,与框架主体结构的连接构造也多种多样,其分析模型和参数难以统一规定,因此结构分析中考虑填充墙的难度较大。

目前我国实际工程中,进行结构抗震设计仅要求对填充墙进行必要的拉结构造设计,一般未考虑填充墙对结构抗震性能的影响,在设计中大多按纯框架进行计算分析,部分考虑了楼板对框架梁刚度加强的影响。在考虑填充墙对结构整体抗震性能和破坏模式的影响方面,设计人员缺乏结构整体抗震概念设计思想,更缺乏配套的计算分析方法规定。

对于实际框架结构,框架梁的刚度和抗弯承载力将不同程度地受到楼板的加强。我国《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2002)^[6]的5.2.2条规定:“在结构内力与位移计算中,现浇楼面和装配整体式楼面中梁的刚度可考虑翼缘的作用予以增大。楼面梁刚度增大系数可根据翼缘情况取为1.3~2.0。对于无现浇面层的装配式结构,可不考虑楼面翼缘的作用。”

为保证框架结构实现“强柱弱梁”的目标,《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)的6.2.2条及《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2002)的6.2.1条作出如下规定:一、二、三级框架的梁柱节点处,除框架顶层和柱轴压比小于0.15者及框支梁与框支柱的节点外,柱端组合的弯矩设计值应符合下式要求:

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (1)$$

9度抗震设计的结构和一级框架结构尚应符合:

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \quad (2)$$

式中: $\sum M_c$ 为节点上下柱端截面顺时针或反时针方向组合的弯矩设计值之和,上下柱端的弯矩设计值,可按弹性分析分配; $\sum M_b$ 为节点左右梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和,一级框架节点左右梁端均为负弯矩时,绝对值较小的弯矩应取零; $\sum M_{bua}$ 为节点左右梁端截面反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和,根据实配钢筋面积(计入受压筋)和材料强度标准值确定; η_c 为柱端弯矩增大系数,一级取1.4,二级取1.2,三级取1.1。

在框架结构内力计算中,对于现浇楼面和装配整体式楼面,框架梁的刚度可考虑翼缘的作用予以增大,这更符合结构实际的受力状态。相对于不考虑楼面影响的情况,考虑楼面影响后,框架梁的计算内力增大,配筋量也增大,这仅考虑了楼板刚度对框架结构内力的影响^[7],对“强柱弱梁”的控制无直接关系。式(1)和式(2)的要求是规范用于实现“强柱弱梁”的控制条件,表达式虽然根据框架的抗震等级给出柱端弯矩增大系数,但并未直接说明如何考虑楼板的影响,因此对楼板作用明显的框架,无法保证实现“强柱弱梁”。此外,式(1)中 ΣM_c 与 ΣM_b 为弯矩设计值,并非实际配筋,一旦框架梁内超配筋,也可能造成“弱柱强梁”。

2 数值模型

2.1 纤维梁模型及其试验验证

本文采用纤维梁模型建立纯框架模型。纤维模型是将杆件截面划分成若干纤维,每个纤维均为单轴受力,并用单轴应力-应变关系来描述该纤维材料的特性,纤维间的变形协调则采用平截面假定。清华大学

编制了纤维模型程序,并通过通用商用程序 MSC/MARC 用户子程序^[8]将其嵌入到该分析软件中,梁单元截面如图 4 所示,可根据计算的需要调整截面混凝土纤维或钢筋纤维的数量。纤维模型采用的材料模型如下:在 Legeron & Paultré 模型^[9]的基础上编制了纤维混凝土模型^[10],其单轴应力-应变关系曲线如图 5 所示,骨架线加载可反映约束效应和软化行为,卸载及再加载曲线可反映材料在反复受力下的滞回和刚度退化的特性;在对 Legeron 等模型^[11]进行改进的基础上,编制了钢筋纤维模型,可反映钢筋单调加载时的屈服、硬化和软化现象,并合理考虑了钢筋的 Bauschinger 效应(如图 6 所示),其与钢筋的材性试验结果吻合良好^[11]。

文献[10]对钢筋混凝土框架柱^[12-13]和框架结构^[14]的试验结果运用上述纤维模型进行了计算对比,计算结果与试验结果吻合良好。该分析模型的材料本构模型和分析方法能够较全面准确地反映钢筋混凝土框架结构在反复地震作用下的复杂受力行为。

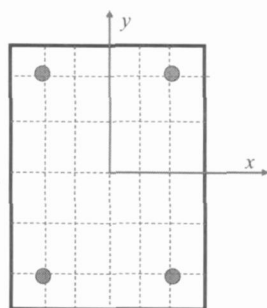


图 4 截面纤维划分

Fig 4 Fibers of the section

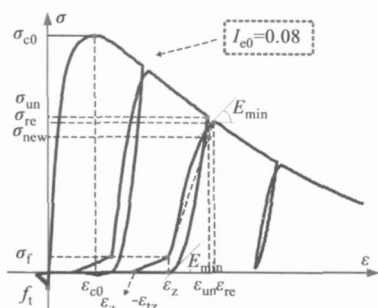


图 5 混凝土应力-应变关系曲线

Fig 5 Stress-strain relation of concrete

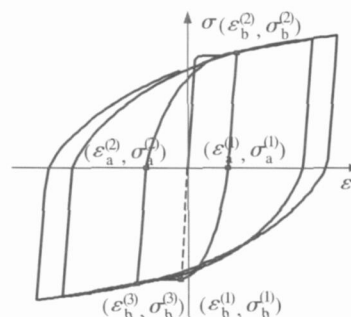


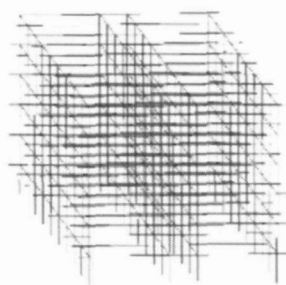
图 6 钢筋应力-应变曲线

Fig 6 Stress-strain relation of rebar

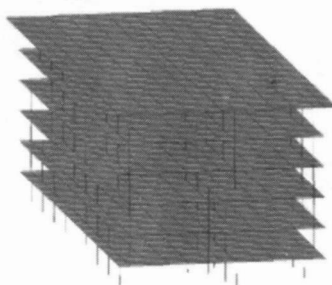
2.2 框架结构的有限元模型

所分析的本次地震中典型震害建筑位于都江堰(见图 3),为 6 层框架结构,沿框架短边的跨度为 7.2 m + 2.5 m + 7.2 m,并在两端各悬挑 1 m,长边方向 9 跨,每跨 6 m,设防烈度为 7 度。框架结构部分的

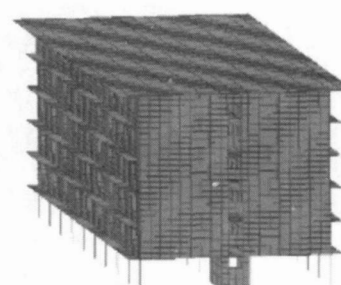
混凝土为 C30,纵筋采用 HRB335,柱截面 400 mm × 500 mm,沿结构短边框架梁截面 250 mm × 720 mm,沿结构长边框架梁截面 200 mm × 620 mm; 楼板厚 120 mm,混凝土弹性模量取 30 GPa,泊松比取 0.2。



(a) 工况 1: 纯框架模型



(b) 工况 2: 带楼板的框架模型



(c) 工况 3: 带填充墙和楼板的框架模型

图 7 不同框架模型

Fig 7 Different frame models employed in FEM analysis

为了研究楼板和填充墙对框架结构抗震性能的影响,在保持地震动作用与结构质量分布大致相同的情况下,本文建立了3个分析模型,分别为:工况1的纯框架模型(见图7a);工况2的带楼板的框架模型(图7b);工况3的带填充墙和楼板的框架模型(图7c)。框架部分采用纤维梁单元建模;考虑到实际震害情况中楼板基本无损伤,楼板采用弹性厚壳单元;填充墙采用经典弹塑性模型+断裂本构模型^[15],极限强度4 MPa,弹性模量6.4 GPa,开裂强度0.5 MPa。

本文对以上3个模型分别进行了三向地震动同时作用下的弹塑性时程分析。地震动采用汶川地震主震时什邡八角镇的地震记录,见图8。图9给出了该地震记录的两个水平方向地震波的拟加速度反应谱与按规范7度大震和8度大震加速度反应谱的对比,可以看出南北分量的地震动比较强,在周期小于2 s的区段内,其峰值加速度均显著高于规范反应谱。

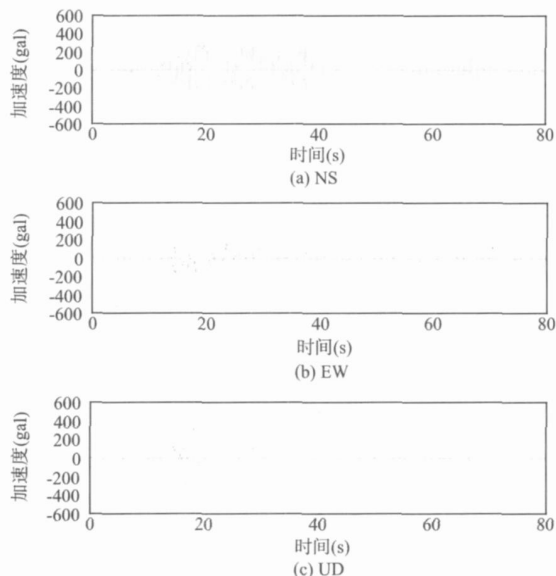


图8 什邡八角镇地面加速度记录(2008)

Fig. 8 Ground motion records at Bajiao Town, Shifang City (2008)

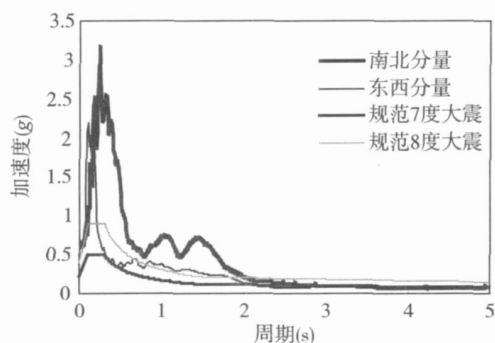


图9 什邡八角镇地震记录拟加速度谱与规范^[5]加速度谱

Fig. 9 Pseudo acceleration spectra of Bajiao Town records and acceleration spectra of design code^[5]

3 结果分析

3.1 结构总基底剪力时程

3个模型基底总剪力时程响应如图10所示,最大基底剪力见表1。纯框架模型与带楼板的模型基底剪力的水准相差相对较小,且在17.0 s后结构进入倒塌状态,基底剪力下降。带填充墙框架由于填充墙对结构刚度的增大作用,周期明显小于工况1的纯框架模型(见表1),导致结构受到的地震作用力增大,基底剪力是纯框架模型的近3倍。

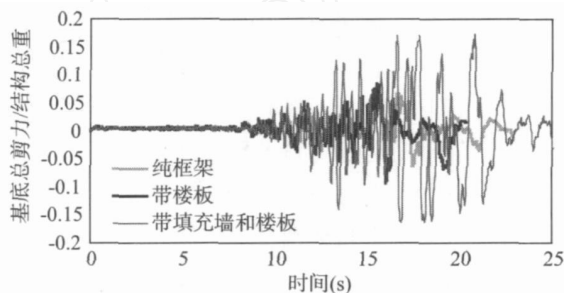


图10 结构总基底剪力时程响应(NS方向)

Fig. 10 Time history response of total shear force at the bottom of the frame

表1 沿结构横向(NS)的相关参数

Table 1 Parameters of the structure in the transverse direction (NS)

参数	模型		
	工况1 纯框架	工况2 带楼板	工况3 带填充墙和楼板
1阶周期	0.74 s	0.63 s	0.29 s
最大基底剪力	0.067 G	0.093 G	0.172 G
整体倒塌时刻	18.0 s	16.5 s	未整体垮塌

注:G为结构总重力荷载代表值,G=54500 kN。

3.2 塑性铰分布与倒塌机制

工况1在18.0 s时开始整体倒塌,工况2在16.5 s时开始整体倒塌,工况3未发现整体垮塌。为方便比较,均取结构在18.0 s时刻的塑性铰分布。由于三维框架结构构件繁多,各榀框架的塑性铰分布相似,文中仅给出中间一榀框架的塑性铰分布。下文将对3个不同框架模型在什邡地震波输入下的抗震性能进行分析比较。

3.2.1 纯框架工况

工况1纯框架模型在18.0 s时的塑性铰分布如图11所示,所有框架梁端出现塑性铰,部分柱端出现塑性铰,主要集中于底层柱和中柱。需要指出的是,

塑性铰的出现与梁柱端部的变形有关。中柱相对于边柱容易出塑性铰,因为中柱节点两侧均有约束节点的梁,而边柱只有一侧有梁,中柱柱端变形大;顶部容易出塑性铰,因为顶层节点只有下部有柱,梁相对刚度大、变形小,变形集中于柱端;底层最易出现塑性铰,除了底部楼层剪力大的缘故外,模型将柱底设为固端,所有变形集中于柱底,柱底最容易出塑性铰。柱底出现塑性铰导致结构中弯矩重新分配,底层柱的顶部也容易出现塑性铰,这样结构接近形成倒塌机构,此后结构开始倒塌,图 12 给出了结构在 19.0s 时刻的变形,该时刻已出现了明显的倒塌变形。

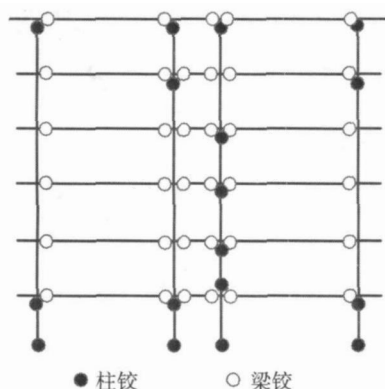


图 11 工况 1 的塑性铰分布 (18.0s 时刻)

Fig. 11 Distribution of plastic hinges for Case 1 (at 18.0s)

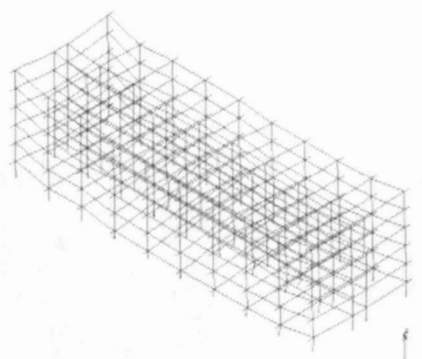


图 12 工况 1 的倒塌初期变形 (19.0s 时刻)

Fig. 12 Deformation at the beginning of collapse for Case 1 (at 19.0s)

3.2.2 带楼板框架工况

工况 2 带楼板的框架模型在第 16.5s 时开始倒塌,即结构整体无法继续承担竖向荷载。图 13 为该算例在第 18.0s 时刻的塑性铰分布,图 14 为该时刻的倒塌形态。与工况 1 不同,该工况中所有柱端出现塑性铰,且底层柱的塑性铰到达极限变形丧失承载力,梁端则只出现少量塑性铰,整个结构已形成倒塌机构。可见,楼板对框架梁的加强作用,使得变形主要集中于柱端,使柱端首先出现塑性铰。

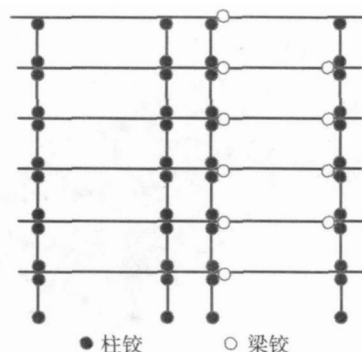


图 13 工况 2 的塑性铰分布 (18.0s 时刻)

Fig. 13 Distribution of plastic hinges for Case 2 (at 18.0s)

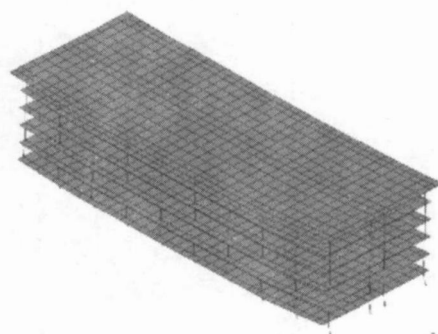


图 14 工况 2 的倒塌初期变形 (18.0s 时刻)

Fig. 14 Deformation at the beginning of collapse for Case 2 (at 18.0s)

3.2.3 带填充墙和楼板框架工况

工况 3 带填充墙和楼板的框架模型,与实际结构最接近。第 18.0s 时刻结构的塑性铰分布如图 15 所示。结构底层柱端均出现塑性铰,结构出现明显的底层软弱层,这是由于二层以上存在大量的填充墙,对二层以上框架具有较强的加强作用。带填充墙结构虽然形成了层屈服机构,但是塑性铰的变形并不大,且底层楼梯间的隔墙也具有一定抗侧力能力,结构最终并未倒塌,只是出现了较大的残余变形,如图 16 所示,这一点与震害表现相同。另外,由于底层隔墙较少,底层形成薄弱层,因此底层的隔墙破坏严重,如图 17 所示,这与震害现象一致,如图 18 所示。

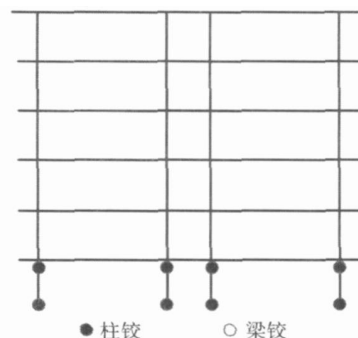


图 15 工况 3 的塑性铰分布 (18.0s 时刻)

Fig. 15 Distribution of plastic hinges for Case 3 (at 18.0s)

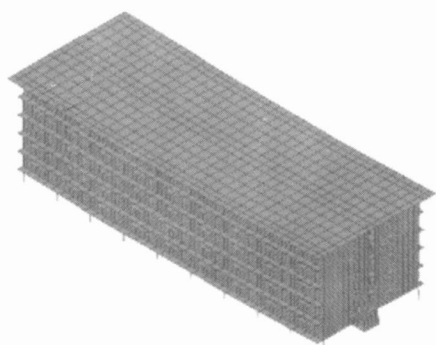


图 16 工况 3 的残余变形 (地震结束)

Fig. 16 Residual deformation for Case 3 (after earthquake)

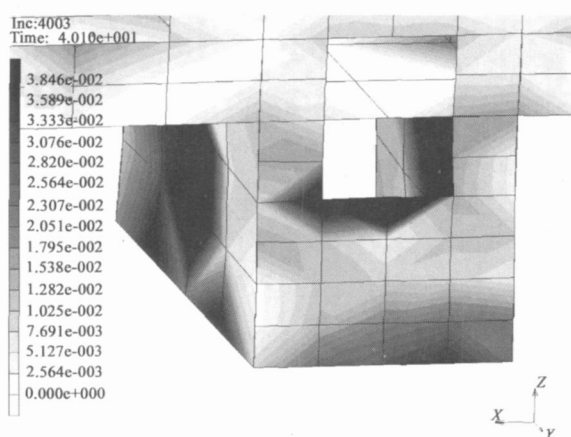


图 17 填充墙开裂应变云图 (有限元)

Fig. 17 Cracking strain contours of infill walls (FEA)



图 18 底层填充墙破坏严重 (震害图片)

Fig. 18 Severe damage of infill walls at the first story (photo)

3.3 比较分析

综合以上 3 个工况的分析结果可以看出,在结构受到超大震作用的情况下,纯框架模型工况 1 的计算结果与抗震设计预期目标基本相符。带楼板框架模型工况 2 最早形成倒塌机构,是典型的“强梁弱柱”屈服机制,楼板的存 在不利于形成“强柱弱梁”屈服机制;由于隔墙竖向分布不均匀,导致结构竖向刚度发生突变,工况 3 带填充墙和楼板的框架模型形成明显

的底部薄弱层,但填充墙使得结构原设计预期的“强柱弱梁”屈服机制发生改变,倒塌机制形成晚于工况 2,且带填充墙和楼板的框架二层以上结构基本完好。

根据以上分析结果,楼板和填充墙对框架结构抗震性能的影响总结如下:

(1) 纯框架与规范设计预期相符,但是与实际结构的抗震性能和震害情况有差距,现浇楼板对框架梁的加强作用明显,不可忽略,按照规范设计的框架无法保证“强柱弱梁”的抗震设计目标的实现。

(2) 填充墙对结构的抗震的影响有利有弊。一方面填充墙起到一定的抗侧力作用;另一方面,若填充墙设置不合理,也可能导致结构形成对抗震不利的倒塌机构,如由于填充墙不均匀布置导致上下实际层刚度差异较大,可能使框架结构形成软弱层。另外,填充墙使结构刚度增大,结构受到的地震作用也增大,对于填充墙较多的多层框架,该现象非常明显。

3.4 讨论

该工程按工况 1 纯框架结构“强柱弱梁”屈服机制进行设计,而实际情况由于楼板和填充墙的影响,使实际结构强制按工况 3 形成底层屈服机制,柱端的承载力得到充分发挥,这是导致工况 3 基底剪力增大幅度比工况 1 和工况 2 大很多的原因。但需要指出的是,这并不能简单认为工况 3 的抗震性能优于工况 1 和工况 2。因为,由于地震的随机性,地震输入能量也极易在该层形成集中^[16-17],因此层屈服机制极易造成层倒塌,本次地震就出现许多这类震害,见图 19。

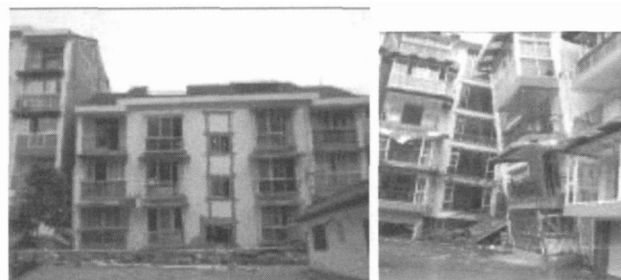


图 19 汶川地震中框架结构层屈服机制倒塌震害

Fig. 19 Collapse of frames in Wenchuan Earthquake due to soft story mechanism

由于工况 3 的层屈服机制是未合理考虑楼板和填充墙影响所致,并不在设计预期掌控之中。如果实际工程中随意布置填充墙,可能造成结构平面不规则,地震作用下还有可能引起扭转效应,这将会加重层屈服机制的破坏可能。因此,在设计中充分考虑填充墙对整体结构抗震性能的影响是十分必要的,即应充分理解《建筑抗震设计规范》的 3.7.4 条规定,并在设计中予以落实。

然而,本文所分析的案例,底层全无填充墙。如

考虑上部楼层填充墙的刚度贡献,该结构底层刚度显著小于上部楼层,形成能量集中耗散层屈服破坏机制,上部其他层填充墙不再破坏,甚至连裂缝也很少,具有类似“隔震”建筑的特征。这次地震中,许多如图 19 中形成层倒塌的震害,上部楼层的人员生命未受到伤害,但底层倒塌的人员则基本全部遇难。如果,底层不作为人员使用楼层,这种具有底层屈服机制的“隔震”建筑可作为一种能够抵御超大震的经济实用的结构方案。

4 结论与建议

(1) 基于灾区某典型震害框架结构的初步测量数据,分别建立纯框架模型、带楼板框架模型、带填充墙和楼板的框架模型,分析了楼板、填充墙对结构基底剪力、塑性铰分布和倒塌机制的影响。

(2) 震害和计算分析表明,现浇楼板的作用是导致“强梁弱柱”现象产生的原因,如在设计中未充分考虑楼板的影响,将导致按照规范设计的框架无法实现“强柱弱梁”的抗震设计目标,建议规范在验算强柱弱梁时应补充考虑楼板影响。

(3) 填充墙的存在影响结构的破坏机制。对于填充墙设置不规则的框架容易出现软弱层,并可能导致扭转地震响应。因此,框架结构设计中,应充分考虑填充墙对整体结构抗震性能的影响,建议规范补充考虑填充墙影响的具体规定。

(4) 框架结构弹塑性分析应采用能考虑楼板和填充墙影响的计算模型。

参考文献

- [1] 管民生,杜宏彪. 现浇楼板参与工作后框架结构的 pushover 分析研究 [J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25 (5): 117-123 (Guan Minsheng, Du Hongbiao. Pushover analysis of effect of casting slab on RC frame structure [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 25 (5): 117-123 (in Chinese))
- [2] 陈立保,陈明祥,高作平,等. 主厂房空间框架中考虑楼板作用的有限元分析 [J]. 工业建筑, 2005, 35 (S1): 420-422, 431 (Chen Libao, Chen Mingxiang, Gao Zuoping, et al. FEM analysis for plate effect in spatial frame of main workshop [J]. Industrial Construction, 2005, 35 (S1): 420-422, 431 (in Chinese))
- [3] Chaker A A, Cherifati A. Influence of masonry infill panels on the vibration and stiffness characteristics of R/C frame buildings [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1999, 28 (9): 1061-1065
- [4] 刘建新. 填充墙框架房屋抗震设计新方法 [J]. 四川建筑科学研究, 1997, (2): 29-33 (Liu Jianxin. New seismic design method of Infilled wall-frame structures [J]. Building Science Research of Sichuan, 1997, (2): 29-33 (in Chinese))
- [5] GB 50011—2001 建筑抗震设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001 (GB 50011—2001 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2001 (in Chinese))
- [6] JGJ 3—2002 高层建筑混凝土结构技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002 (JGJ 3—2002 Technical specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002 (in Chinese))
- [7] 黄靓,施楚贤,吕伟荣. 对框架填充墙结构抗震设计的思考 [J]. 建筑结构, 2005, 35 (8): 27-29 (Huang Liang, Shi Chuxian, Lü Weirong. Some aspects of seismic design method of Infilled wall-frame structures [J]. Building Structure, 2005, 35 (8): 27-29 (in Chinese))
- [8] MSC Software Corporation. MSC/marc volume D: user subroutines and special routines (version 2005) [M]. 2-45 ~ 2-49
- [9] Légeron F, Paultre P. Uniaxial confinement model for normal and high-strength concrete columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129 (2): 241-252
- [10] 汪训流,陆新征,叶列平. 往复荷载下钢筋混凝土柱受力性能的数值模拟 [J]. 工程力学, 2007, 24 (12): 76-81 (Wang Xunliu, Lu Xinzheng, Ye Lieping. Numerical simulation for the hysteresis behavior of RC columns under cyclic loads [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24 (12): 76-81 (in Chinese))
- [11] Légeron F, Paultre P, Mazar J. Damage mechanics modeling of nonlinear seismic behavior of concrete structures [J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131 (6): 946-954
- [12] Zatar W, Mutsuyoshi H. Residual displacements of concrete bridge piers subjected to near field earthquakes [J]. ACI Structural Journal, 2002, 99 (6): 740-749
- [13] 李静. 矩形截面 FS 约束混凝土柱抗震性能的试验研究与理论分析 [D]. 北京: 清华大学, 2003 (Li Jing. Experimental investigation and theoretical analysis on seismic behavior of FS confined concrete columns [D]. Beijing: Tsinghua University, 2003 (in Chinese))
- [14] Asad U Q. Study on passive control of RC frame with high strength reinforcements in the columns [D]. Beijing: Tsinghua University, 2007
- [15] 江见鲸,陆新征,叶列平. 混凝土结构有限元分析 [M]. 北京: 清华大学出版社, 2005
- [16] 经杰,叶列平,钱稼茹. 基于能量概念的剪切型多自由度体系弹塑性地震位移反应分析 [J]. 工程力学, 2003, 20 (3): 31-37 (Jing Jie, Ye Lieping, Qian Jianru. Inelastic

- seismic response of lumped mass MDOF systems based on energy concept[J]. Engineering Mechanics, 2003, 20(3): 31-37 (in Chinese)
- [17] 经杰,叶列平,钱稼茹. 不均匀剪切型层模型结构基于能量概念的弹塑性地震位移反应分析[J]. 土木工程学报, 2003, 36(12): 14-19 (Jing Jie, Ye Lieping, Qian Jiaru. Inelastic seismic displacement response analysis of non-uniform shearing lumped mass MDOF structure based on energy concept [J]. China Civil Engineering Journal, 2003, 36(12): 14-19 (in Chinese))

林旭川 (1984-),男,硕士研究生。主要从事混凝土结构、结构数值仿真的研究。

潘 鹏 (1976-),男,博士,讲师。主要从事钢结构、结构抗震与减振、抗震实验技术的研究。

叶列平 (1960-),男,博士,教授。主要从事混凝土结构、结构抗震与减震、FRP及其工程应用的研究。

陆新征 (1978-),男,博士,副教授。主要从事结构非线性分析、防灾减灾的研究。

赵世春 (1961-),男,博士,教授。主要从事型钢混凝土组合结构的研究。

www.cnki.net