基于构件变形的框支剪力墙结构抗震性能评估

韩小雷^{a,b} 谢灿东^c 崔济东^a 季 静^{a,b}

(华南理工大学 a 土木与交通学院; b 亚热带建筑科学国家重点实验室;

c 建筑设计研究院,广州 510640)

摘要 提出一套框支剪力墙结构抗震的安全性评估原则,用于评估按照中国现行规范设计的一系列框支剪 力墙结构模型.通过罕遇地震作用下弹塑性时程分析,获取结构及构件的变形和内力,采用基于变形指标的性 能评估方法来评估结构各构件在大震下的破坏情况,分析结构的整体安全性及各构件的性能分布情况.结果 表明:框支剪力墙结构的薄弱层位于转换层以上一层,而薄弱层的框支剪力墙容易发生剪切破坏;用现行规范 大震下薄弱层层间弹塑性位移角无法准确评估框支剪力墙结构的性能.

关键词 框支剪力墙;构件变形;层间位移角;抗震性能;弹塑性;时程分析 中图分类号 TU973 文献标志码 A 文章编号 1671-4512(2016)07-0105-05

Seismic performance evaluation of frame-supported shear wall structures based on component deformation

Han Xiaolei^{a,b} Xie Candong^c Cui Jidong^a Ji Jing^{a,b}

(a School of Civil Engineering and Transportation; b State Key Laboratory of Subtropical Building Science; c Architectural Design and Research Institute, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China)

Abstract A set of seismic safety assessment principles of frame-supported shear wall structures was put forward to assess frame-supported shear wall modes designed according to current Chinese codes. By means of the elasto-plastic analysis under severe earthquake, the deformation and internal forces of the models were obtained, and then the damage and performance of structural components were assessed, and the safety of the structure under rare earthquake was further analyzed by using the seismic performance evaluation method based on component deformation index. The results show that the weak story locates on the layer above the transformation one and the shear walls of the weak story are prone to fail in shear. Therefore, it's unable to accurately assess the performance of frame-supported shear wall by using only one index-elastic plastic story drift angle of weak story.

Key words frame-supported shear wall; component deformation; story drift; seismic performance; elasto-plastic; time-history analysis

随着高层建筑不断发展以及建筑使用功能的 多样化,框支剪力墙结构体系得到了广泛的应用. 与一般结构不同的是,框支剪力墙结构由于竖向 构件不连续,导致底部刚度小,上部刚度大,在转 换层位置出现刚度突变,形成薄弱层^[1-3].由震害 调查及研究表明^[4]:在地震作用下框支剪力墙结 构转换层以上一到两层的构件容易发生破坏,须 要加强;底部容易发生较大的变形,引起构件的破 坏而导致整栋结构的严重破坏,甚至倒塌.对于该 复杂结构体系,我国现行规范主要是通过薄弱层 的层间位移角限值来评估结构的安全,确保其满 足大震不倒的设防要求,但是层间位移角是一个

收稿日期 2015-11-17.

作者简介 韩小雷(1964-),男,教授, E-mail: xlhan@scut.edu.cng

基金项目 国家自然科学基金资助项目(51378221);华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室自主研究资助 项目(2014ZC16,2015ZA05).

宏观指标,无法反映结构各构件的状态情况,因此 层间位移角限值的合理性以及大震下结构各构件 的状态分布情况都须进行深入研究.

近年来,国内学者在大量试验和数值分析的 基础上,结合中国国情总结了钢筋混凝土梁、柱及 剪力墙构件破坏形态的划分方法、构件性能状态 的划分方法及构件性能状态的定义,并提出了相 应的构件变形状态指标限值作为构件破坏程度的 量化指标,为基于构件状态的抗震评估提供了理 论依据^[5-9].

依据构件状态研究成果^[10-11],结合现行规范 采用的抗震设计方法,本研究提出一套框支剪力 墙结构抗震的安全性评估原则,用于评估按照中 国现行规范设计的一系列框支剪力墙结构模型.

1 结构模型

1.1 结构概况

采用带落地剪力墙的框支剪力墙结构,结构 平面长为 48 m,宽为 24 m,首层及转换层层高为 5.5 m,其他层层高为 4.0 m,底部框支结构和上 部剪力墙结构平面布置见图 1 和 2.



图 2 上部剪力墙结构平面布置示意图 (mm) 为了得到更全面的框支剪力墙抗震状态信息,以场地特征周期、设防烈度、楼层数以及转换 层位置为参数,共设计出 31 栋框支剪力墙结构模型.为了方便统计,将结构模型分成 A,B 两组. A 组以楼层数、设防烈度和场地特征周期为变量,共 27 个模型.其中楼层数分别为 25,30 和 35,设防 烈度为 7°(0.1g),7.5°(0.15g)和 8°(0.2g),g 为 重力加速度,场地特征周期为 0.35,0.45 和 0.65 s,转换层位于第二层.B 组以转换层位置为变量, 共 4 个模型,楼层数为 30,设防烈°为 7°(0.1g), 场地特征周期为 0.35 s.其转换层位置分别在3~ 6 层.为了便于统计,对 A 组模型按"Ma-b-c"编 号,对 B 组模型按"Ma-b-c-d"编号.其中:M 代表 模型;a 为楼层数;b 为设防烈度;c 为场地特征周 期;d 为转换层所在的层数.

1.2 计算模型

采用 YJK 结构设计软件对结构进行弹性计 算.由弹性结果可知:A,B 组模型的最大层间位 移角范围为 1/1 001~1/1 126,均满足规范要求, 并接近规范限值(1/1 000);模型底部竖向构件的 轴压比均接近规范限值,说明结构设计满足规范 要求,富裕度不大.

采用 Perform-3D 对框支剪力墙结构进行弹 塑性时程分析,并考虑 *P*-Δ(*P* 为竖向载荷,Δ 为 水平载荷下的结构侧移)效应的影响.对于每个结 构模型,按规范的要求选取 20 条地震波,包括 6 条人工波和 14 条天然波,天然波来源于美国太平 洋地震工程研究中心的地震数据库^[12].分析模型 中,钢筋混凝土梁和柱采用塑性区模型单元,而塑 性区则采用纤维截面单元进行模拟,其长度为截 面高度的一半^[13].采用基于纤维模型的剪力墙单 元来模拟剪力墙平面内的竖向压弯,其剪切属性 则采用弹性剪切铰模拟.在剪力墙单元上布置内 嵌梁模拟剪力墙与连梁的连接刚度.通过模态分 析和能量误差分析来保证弹塑性分析模型的合理 和可靠性.

2 构件性能结果分析

2.1 性能状态划分说明

根据 RC 构件变形指标的研究成果^[5-9]可知: 根据内力与配筋信息,钢筋混凝土构件的破坏状态可分为弯曲、弯剪和剪切破坏.对于弯曲和弯剪破坏类型,其变形性能指标限值有五项,可划分为 6 个性能状态,如图 3 所示.对于剪切破坏类型, 根据是否满足最小抗剪截面和抗剪承载力的要求

完限	轻 好 损 值 限	微轻 ¹ 标 破 值 限	中等 中 乾坏 破 見值 际	中等 不严 家坏 破 見值 限	≝重 :坏 值
性能1	性能 2	性能3	性能4	性能5	性能6
	冬 3	构件性	能状态发	訓分图	

分成剪切破坏和剪切未破坏两种性能状态.各性 能状态下构件变形对应限值见文献[5-9].

2.2 A 组模型

通过对结构模型结果的统计,转换梁和框支 柱的性能状态均分布在性能1(完好)和剪切未破 坏这两种性能,即表示转换梁和框支柱均未损伤. 这说明按照规范的要求进行设计、配筋的转换梁、 框支柱在罕遇地震作用下仍能保持完好,具有较 高的安全度,因此重点关注连梁和剪力墙的性能 分布情况.

- 2.2.1 A 组连梁的性能分布
 - 对 A 组 27 个模型的连梁在所有工况下的性

例;m,n 和 l 为模型编号,m=1,2,…,9 分别指代 M25-7-0.35,M25-7-0.45,M25-7-0.65,M25-7.5-0.35,M25-7.5-0.45,M25-7.5-0.65,M25-8-0.35,M25-8-0.45,M25-8-0.65;n=1,2,…,9 分 別指代 M30-7-0.35,M30-7-0.45,M30-7-0.65, M30-7.5-0.35,M30-7.5-0.45,M30-7.5-0.65, 能 M30-8-0.35,M30-8-0.45,M30-8-0.65;l=1,2, …,9 分別指代 M35-7-0.35,M35-7-0.45,M35-7-0.65,M35-7.5-0.35,M35-7.5-0.45,M35-7.5性 0.65,M35-8-0.35,M35-8-0.45,M35-8-0.65.

能分布进行统计,见图 4. 图中未损伤包括性能 1

和剪切未破坏这两种性能状态.图中:β为连梁比



■未损坏 ■性能2,3 ■性能4,5 ■性能6,剪切破坏

图 4 A 组模型连梁在所有工况下的性能分布图

由图 4 可得:各个模型的连梁在未损伤、性能 2~性能 6 以及剪切破坏均有分布,但性能状态分 布规律不尽相同.经统计,未损伤、性能 2~3 的连 梁比例范围为 68.9%~93.4%,其中未损伤的分 布比例相对较大,为 36.0%~85.1%;剪切破坏 和性能 6(严重破坏)的比例相对较小,为 0.2%~ 21.6%.可见完全破坏的连梁仅占小部分,而完好 的连梁仍占较大比例,轻度至中等破坏性能以下 的连梁占了大部分,说明各模型的连梁仍有较大 的耗能潜能.

2.2.2 A 组剪力墙的性能分布

对 A 组 27 个模型弹塑性分析结果的统计可 见:出现损伤,甚至发生破坏的墙肢均集中在第三 层,即转换层以上一层,而其他楼层的墙肢基本保 持完好,与振动台结果一致^[14].因此主要对第三 层墙的性能进行分析与评估.对 27 个模型第三层 墙在不同工况下的性能分布情况进行统计,结果 见图 5.



■性能1 ■性能2,3 ■性能4,5 ■剪切破坏

图 5 第三层墙在不同工况下的性能分布图

由图 5 可知:在第三层,墙的性能状态分布以 性能 1(完好性能)为主,在性能 2~5 以及剪切破 坏均有分布,没有出现性能 6(弯曲或弯剪严重破 坏).对于设防烈度为 7°(0.1g)的模型,其墙肢性 能分布在剪切破坏的比例为 0%~0.8%;对于设 防烈度为 7°(0.15g)的模型,其墙肢性能分布在 剪切破坏的比例为 2%~12%;对于设防烈度为 8°(0.2g)的模型,其墙肢性能分布在剪切破坏的 比例为 8.7%~19.1%.总体趋势是:对于特征周 期相同的模型,设防烈度越高,剪切破坏的比例越 大;对于设防烈度相同的模型,特征周期越大,剪 切破坏所占的比例也越大.

在第三层,有落地剪力墙与非落地剪力墙两 种类型的墙肢.分析发现:发生剪切破坏的墙肢均 为非落地剪力墙,绝大部分的落地剪力墙处于性 能1.转换梁上的框支剪力墙与转换梁共同受力, 刚度大、变形小,在荷载作用下,非落地剪力墙承 受较大的剪力,因此转换层以上一层为薄弱层,该 层的非落地剪力墙则是最容易发生破坏的构件.

2.3 B组模型

对 B 组 4 个结构模型的分析结果进行统计 分析,并对结构主要构件进行性能评估,分析转换 层位置对结构抗震性能的影响.

2.3.1 B组连梁性能分布

统计 B 组各个模型连梁沿高度的性能分布 结果,见图 6,图中 q 为楼层号.



图 6 连梁沿高度的性能分布图

%

由图 6 可看出:4 个模型的连梁性能沿高度 的分布情况基本一致,转换层以上的连梁开始有 较大比例的损伤,楼层中上部的连梁破坏比较严 重,甚至出现性能 6 以及剪切破坏的情况,因此转 换层位置的变化,对连梁性能沿高度的分布规律 影响不大.

2.3.2 B组剪力墙性能分布

经统计分析,B 组模型剪力墙性能沿高度的 分布规律与 A 组模型一致:Q转换层以上一层的 非落地剪力墙出现损伤,甚至发生剪切破坏,而其 余楼层的剪力墙均保持性能 1(完好性能).故Q 对转换层以上一层(薄弱层)剪力墙的性能进行统 计,结果如表 1 所示.

表 1	薄弱层剪力墙性能分布	
· L \ 1		

描刑论导	性能						剪切
侠 空编写	1	2	3	4	5	6	破坏
M30-7-0.35-3	99.2	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3
M30-7-0.35-4	98.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0
M30-7-0.35-5	96.9	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2
M30-7-0.35-6	95.1	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7

由表1可看出:4个模型薄弱层处剪力墙均 只在性能1、性能2以及剪切破坏这三个性能上 分布;性能1的剪力墙数量占了绝大部分,比例在 95%以上.随着转换层位置的升高,性能状态为剪 切破坏的剪力墙比例增大,说明转换层位置的变 化对转换层以上一层的剪力墙内力及其性能状态 有较大的影响,转换层位置越高,其上一层的剪力 墙越容易发生剪切破坏,结构的抗震性能越差.

3 薄弱层层间位移角分析

由竖向构件的性能分布结果可知转换层以上 一层为模型结构的薄弱层.根据现行规范^[10]要 求,在罕遇地震作用下,框支剪力墙结构须满足薄 弱层层间位移角限值要求.统计 A,B 组 31 个模 型在 20 条地震波作用下薄弱层层间位移角(θ)最 大值及平均值,并与规范限值对比,结果见图 7.



图 7 薄弱层层间位移角最大值、平均值 与规范限值

由图 7 可知:在罕遇地震工况下 A,B 组所有 模型薄弱层层间位移角最大值范围为 1/709~1/ 252,平均值范围为 1/792~1/342,均小于规范^[10] 要求的薄弱层层间位移角限值 1/120. 从规范层 间位移角限值的角度看:31 个结构模型均满足规 范^[10]要求,可认为所有模型均能达到大震不倒的 设防要求,是安全的;但从构件性能的分析结果上 看,罕遇地震作用下仍有不少模型薄弱层的剪力 墙发生剪切破坏.而对于剪力墙结构,层剪力与层 间位移角的相关性较差^[15],因此层间位移角无法 准确地反映剪力墙的剪切破坏情况.由此可见:仅 根据规范^[10]要求的薄弱层层间位移角限值来判 断框支剪力墙结构的安全性是不合适的.

4 结构的安全性评估

4.1 安全性判定原则

在概率论统计基础上,通过采用构件变形限 值保证重要构件不发生严重破坏,来避免结构发 生整体倒塌.具体结构安全性判定原则如下:当任 意楼层的竖向承重构件或转换梁达到性能 6(严 重破坏)或剪切破坏时,则认为结构在该地震作用 下超过安全极限性能,判定为不安全.考虑 95% 的安全保证率,在 20条地震波的分析结果中,若 有两条及以上的地震波的分析结果判定结构不安 全,则认为结构不满足安全性要求

$P=M\!/N\!\geqslant\! P_{ m cr}$,

式中:P为在N条地震波作用下结构安全的保证率;M为使分析结果满足结构安全的地震记录的数量; $P_{\rm er}$ 为结构保证率限值.

4.2 安全性判定结果

<u>тж</u> — жг

通过分析罕遇地震作用下各构件的性能状况,对A组的27个结构模型和B组的4个结构 模型进行安全性评估,结果见表2和表3.

由表2和3可得:对于楼层数和场地特征周

	场地特征	俊层数						
设防烈度	周田/2	25		30		35		
	/J #J/ 3	$P/rac{0}{\sqrt{0}}$	结果	$P/\sqrt[9]{0}$	结果	$P/\sqrt[9]{0}$	结果	
	0.35	100	安全	100	安全	100	安全	
$7^{\circ}(0.1g)$	0.45	100	安全	95	安全	100	安全	
	0.65	100	安全	90	不安全	100	安全	
	0.35	65	不安全	40	不安全	20	不安全	
$7^{\circ}(0.15g)$	0.45	55	不安全	20	不安全	35	不安全	
	0.65	5	不安全	5	不安全	10	不安全	
	0.35	10	不安全	15	不安全	0	不安全	
8°(0.2g)	0.45	10	不安全	10	不安全	5	不安全	
	0.65	0	不安全	0	不安全	0	不安全	

表 2 A 组结构安全性的评估结果

表 3 B 组结构安全性的评估结果

编号	$P/\sqrt[0]{0}$	结果
M30-7-0.35-3	95	安全
M30-7-0.35-4	95	安全
M30-7-0.35-5	40	不安全
M30-7-0.35-6	25	不安全

期相同的模型,设防烈度越高,其保证率就越低; 转换层位置越高,其保证率就越低;对于不同层 数,其安全保证率的分布规律没有明显规律,说明 设防烈度及转换层位置对结构的安全保证率影响 较大.

5 结论

根据已有的构件变形性能限值,提出一套框 支剪力墙结构抗震的安全性评估原则,用于评估 和分析按照中国现行规范设计的一系列框支剪力 墙结构模型,得出以下结论.

a. 从对构件性能分析结果来看,在罕遇地震

作用下,转换梁和框支柱的性能性能只分布在性 能1和剪切未破坏这两种性能状态,即未损伤,具 有较高的安全度;处于性能6的连梁仅占小部分, 而完好性能的连梁仍占较大比例,说明各模型的 连梁仍有较大的耗能潜能;剪力墙发生剪切破坏 的位置集中在转换层以上一层,且均为非落地剪 力墙.对于转换层位置不同的结构,转换层位置越 高,其非落地剪力墙破坏越严重,抗震性能越差, 这说明转换层以上一层为薄弱层,其中非落地剪 力墙最容易发生破坏,须进一步加强.

b. 对于框支剪力墙结构,结构的损伤程度与 层间位移角的相关性较差,仅根据规范要求的薄 弱层层间位移角限值来判断框支剪力墙结构的安 全性是不合适的.

c. 通过对 31 个结构模型的安全性评估可 知,不同设防烈度和转换层位置的结构安全保证 率相差较大.对于楼层数和场地特征周期相同的 模型,设防烈度越高,其保证率就越低;而转换层 位置越高,其保证率就越低; (下转第 115 页)

- [2] 曹喜,刘锡良. 张拉整体结构的预应力优化设计[J]. 空间结构,1998,4(1): 32-35.
- [3] 梁昊庆,董石麟,苗峰. 索穹顶结构预应力多目标优 化的小生境遗传算法[J]. 建筑结构学报,2016,37 (2):92-99.
- [4] 吴杰,张其林,罗晓群.张拉整体结构预应力优化设 计的序列两级算法[J].工业建筑,2004,34(4):82-91.
- [5] 袁行飞. 索穹顶结构截面和预应力优化设计[J]. 空间结构, 2002, 8(3): 51-56.
- [6] Kawaguchi M, Tatemichi I, Chen P S. Optimum shapes of a cable dome structure [J]. Engineering Structures, 1999, 21(8): 719-725.
- [7] 韩芳冰,陈志华,马青,等. 椭圆形盖格式索穹顶体系 优化及初始预应力分析[J]. 工业建筑,2015,45(8): 20-24.
- [8] 陈联盟, 董石麟, 袁行飞. 索穹顶结构优化设计[J]. 科技通报, 2006, 22(1): 84-89.
- [9] 沈磊,秦卫红,惠卓,等. 索穹顶结构优化设计[C]// 第七届全国土木工程研究生学术论坛论文集. 南京: 东南大学出版社,2009:1-5.
- [10] 赵宝成,李奉阁. 索穹顶结构全面优化设计方法的

(上接第109页)对于不同楼层高度,其安全保证 率的分布没有明显规律.

参考文献

- [1] 叶列平,方鄂华,钱稼茹. 高层建筑结构设计[M]. 北 京:中国建筑工业出版社,2005.
- [2] 吴轶,何铭基,周云.带耗能腋撑竖向不规则短肢剪 力墙结构减震性能分析[J].地震工程与工程震动, 2010,30(2):105-112.
- [3]张凯,刘洪兵,王巍峰. 竖向不规则结构的抗震性能评 估[J]. 振动与冲击,2009,28(7):175-178.
- [4] 徐培福,王翠坤,肖从真. 剪力墙竖向不连续结构的 震害与抗震设计概念[J]. 建筑结构学报,2004,25 (5):1-9.
- [5] 韩小雷,季静. 基于性能的超限高层建筑结构抗震设 计:理论研究与工程应用[M]. 北京:中国建筑工业 出版社,2013.
- [6]季静,肖启艳,黄超,等.基于性能的钢筋混凝土剪力 墙受弯破坏变形限值的研究[J].建筑结构学报, 2010,31(9):35-41.
- [7] 劳晓春,韩小雷. 延性 RC 剪力墙构件的性能指标限 值[J]. 工程力学, 2011, 28(9): 157-164.
- [8] 戚永乐,韩小雷,周新显. 钢筋混凝土梁变形指标限 值研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(4): 185-191.

研究[J]. 建筑结构, 2005, 35(8): 66-68.

- [11] Deb K, Pratap A, Agarwal S, et al. A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II[J].
 Evolutionary Computation IEEE Transactions, 2002, 6(2): 182-197.
- [12] 董石麟,袁行飞. 肋环型索穹顶初始预应力分布的 快速计算法[J]. 空间结构, 2003, 9(2): 1-5.
- [13] Pellegrino S. Structural computations with the singular value decomposition of the equilibrium matrix[J]. International Journal of Solids and Structures, 1993, 30(93): 3025-3035.
- [14] Yuan Xingfei, Dong Shilin. Integral feasible prestress of cable domes [J]. Computers and Structures, 2003, 81(21): 2111-2119.
- [15] 袁行飞,董石麟. 索穹顶结构的新形式及其初始预 应力确定[J]. 工程力学, 2005, 22(2): 22-26.
- [16] 中华人民共和国建设部. GB 50017—2003 钢结构设 计规范[S]. 北京:中国计划出版社, 2003.
- [17] 中国钢结构协会空间结构分会,中国建筑科学研究 院. CECS 158: 2004 膜结构技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2004.

- [9] 韩小雷,崔济东,沈雪龙,等.基于构件变形的钢筋混 凝土剪力墙结构抗震性能研究[J].建筑结构学报, 2014:67-75.
- [10] 中华人民共和国建设部. JGJ 3—2010 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,2010.
- [11] 中华人民共和国建设部. GB 50011—2010 建筑抗 震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- [12] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER strong ground motion database [DB/OL]. [2015-06-20]. http://peer.berkeley.edu/smcal/index.html.
- [13] Priestlye M J N, Calvi G M, Kowalsky M. Displacement-based seismic design of structures [J].
 Earthquake Spectra, 2008, 24(2): doi: 10.1193/1.
 2932170.
- [14] 季静,赵书宁,韩小雷,等.复杂高层建筑的模拟地 震振动台试验[J]. 华南理工大学学报:自然科学 版,2007,35(3):83-89.
- [15] 王耀伟,黄宗明. 对建筑结构抗震变形验算中层间 位移角取值的认识[J]. 建筑结构,2006,36(7): 21-24.