

# 江西某超高层塔楼结构动力弹塑性分析

周剑

江西省建筑设计研究总院集团有限公司

**摘要:** 江西南昌赣电中心1A塔楼为超B级高度超高层建筑, 抗侧力体系为现浇钢筋砼框架-核心筒结构。本文运用软件SAUSAGE, 梁柱构件采用纤维梁单元模拟, 剪力墙构件采用壳单元模拟, 建立结构模型, 对结构进行了大震作用下的弹塑性时程分析。通过结构分析可知, 在罕遇地震的作用下, 仅有少量耗能构件出现损伤, 抗侧力构件损伤较小, 结构变形亦满足规范要求, 结构整体受力性能良好, 实现了既定的抗震设防目标。

**关键词:** 超高层; 抗震性能; 地震作用角度; 动力弹塑性分析; 抗震概念设计

【DOI】 10.12254/j.issn.2096-6539.2022.14.094

## 一、工程概况

南昌赣电中心位于南昌市东湖区, 项目由1栋超高层办公楼, 1栋高层酒店及10栋多层商业组成。其中1-A#楼(以下简称A塔), 层数为54层, 结构高度为229.40m, 构架层顶标高246.20m。《高规》(JGJ3—2010)<sup>[1]</sup>中B级高度钢筋砼高层建筑的适用高度为210米, A塔采用的抗侧力体系为框架-核心筒结构, 其结构高度超过了规范规定B级最大适用高度。根据《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》[2]要求, 高度超过200m需要对其进行罕遇地震作用下动力弹塑性的补充分析, 以研究结构的整体性能, 为结构施工图设计提供依据和指导。

通过对结构进行动力弹塑性分析, 可以获知结构在大震作用下的最大顶点位移、最大层间位移角; 同时直观地获取结构的塑性发展过程, 找出结构的薄弱部位、关键构件的形变状态和损伤情况。通过这些整体分析结果和关键构件的损伤程度, 分析结构在罕遇地震作用下的抗震性能, 判断结构薄弱部位所在的位置, 论证结构能否达到既定的抗震性能目标。

## 二、结构抗震性能设防目标

考虑建筑的功能和规模, 按照《高规》相关章节的

规定, 并综合考虑结构安全性和经济性, 设定本工程的抗震性能目标为C级。其中多遇地震采用性能水准1, 设防烈度地震采用性能水准3, 罕遇地震采用性能水准4。

## 三、分析软件

计算软件采用了SAUSAGE (Seismic Analysis Usage), 该软件由广州建研数力开发, 是最新一代的“GPU+CPU”高性能结构弹塑性时程分析计算软件。它使用一套新的计算方法, 能够较为精确地模拟柱、梁、支撑、剪力墙(包括混凝土剪力墙及带钢板剪力墙)和楼板等结构构件的非线性性能。相较于传统软件, 使用该软件进行的大震分析具有模型精细、计算效率高、收敛性好的优点。SAUSAGE软件经过大量的测试, 适用于超限建筑工程在罕遇地震下的性能评估, 具有以下特点:

(1) 直接依据结构力学理论, 对结构虚功原理导出的动力微分方程直接求解, 求解结果更加精确可信;

(2) 材料在应力-应变层次的模型较为精细, 非线性纤维梁单元应用于一维构件, 沿截面和长度方向分别积分。非线性分层单元应用于二维壳板单元, 沿平面内和厚度方向分别积分。二维壳单元应用于模拟楼板构件;

(3) 软件使用高性能求解器。采用Pardiso求解器进行分层施工模拟分析, 采用显式求解法进行罕遇地震弹塑性时程分析;

(4) 弹塑性时程分析中的阻尼比计算独创性地提出了“拟模态阻尼计算方法”, 它的合理性优于一般的瑞利阻尼形式。

梁、柱和剪力墙, 分析中采用如下有限元模型:

1) 梁柱构件选用纤维梁单元模拟, 同时考虑剪切变形刚度。通过截面内和长度方向两次动态积分得到单元的刚度; 2) 选用四节点缩减积分壳单元模拟剪力墙构件。

## 四、地震波的选择

合理选择地震波有三个要素需考虑, 即地震波的反

应谱特性，有效峰值和持续时间。本项目选取五组实际强震记录以及两组人工波；在时程分析中，地震波的主方向加速度峰值取 $0.18\text{m/s}^2$ ，控制主、次方向峰值加速度之比值为 $1:0.85:0.65$ 。人工波一RG1、人工波二RG2采用YJK软件提供的生成人工波程序产生的地震波。天然波XRSN2786、XRSN3893、XRSN2584、YRSN2601和YRSN5745从加州大学伯克利分校网站上选取的地震波。

### 五、罕遇地震弹塑性动力时程分析

在深入运行动力弹塑性时程分析之前，为验证弹塑性时程分析结构模型的合理性，将YJK模型与SAUSAGE模型计算结果的地震周期和总质量作比较，结果见表1，两软件的地震周期，总质量结果都非常接近。这一结果表明，该结构所采用的动力弹塑性时程分析模型是合理的，可进行下一步的具体分析。

表1 SAUSAGE与YJK质量及周期对比

软件	SAUSAGE	YJK	相似度
质量	256086.30KN	253140.891KN	0.99
周期	5.7740S	5.7771S	0.99

#### (一) 层间位移角和顶点位移

表2给出了各组结构在地震波作用下最大顶点位移和层间位移角及其对应的计算层号。由该表可见，结构在X方向的最大顶点位移为 $0.763\text{m}$ ，Y方向最大顶点位移为 $0.727\text{m}$ 。X方向的最大层间位移角出现在52层，其

数值为 $1/186$ ；Y方向的最大层间位移角出现在46层，其数值为 $1/255$ 。计算结果表明，该工程在罕遇地震作用下，X、Y两个方向的变形值均满足规范限值 $1/100$ 的要求。

依据《建筑抗震设计规范》附录M，结构构件实现抗震性能要求的层间位移参考指标。对应罕遇地震下性能4的指标为：变形不大于 $0.9$ 倍塑性变形值，可判定为不严重破坏。本项目两个方向的位移角均满足层间位移角不大于 $0.9 \times 1/100 = 1/111$ 。

#### (二) 构件损伤

从剪力墙损伤分布图可以得出如下结论：1) 核心筒剪力墙的损伤大部分都位于连梁和连梁端部的剪力墙暗柱上，连梁充分发挥了耗能作用；2) 核心筒墙身大部分处于轻微损伤或无损伤状态；3) 核心筒的底部加强区域无损伤，底部加强区连梁有轻微损伤；4) 27~48层连梁损伤较严重，连梁端部约束有轻微损伤；5) 非加强区的核心筒边缘构件无损伤或轻微损伤。总的来说，大部分核心筒剪力墙在罕遇地震作用下并未进入塑性状态，仅出现了轻微损伤，满足罕遇地震作用下承载力的截面控制条件，说明核心筒剪力墙具有较好的抗震承载力，能满足预先设定的抗震性能目标。

从楼板损伤分布图可以得出如下结论：1) 核心筒内部及筒体外围四个角部的楼板具有明显损伤，这是

表2 地震动作用下位移表格

工况	主方向	类型	最大顶点位移	最大层间位移角	位移角对应计算层
人工波_X	X主向	弹塑性	0.556	1/258	51
人工波_X_1	X主向	弹性	0.605	1/262	65
YRSN777_X	X主向	弹塑性	0.656	1/186	52
YRSN777_X_1	X主向	弹性	0.631	1/209	51
XRSN2524_X	X主向	弹塑性	0.763	1/190	50
XRSN2524_X_1	X主向	弹性	0.604	1/264	65
人工波_Y	Y主向	弹塑性	0.572	1/316	51
人工波_Y_1	Y主向	弹性	0.612	1/300	51
YRSN777_Y	Y主向	弹塑性	0.547	1/329	48
YRSN777_Y_1	Y主向	弹性	0.542	1/334	47
XRSN2524_Y	Y主向	弹塑性	0.727	1/255	46
XRSN2524_Y_1	Y主向	弹性	0.571	1/334	46

结构在大震弹塑性时程分析最大层间位移角符合规范限值要求。

由于核心筒刚度相较于框架刚度较大,地震作用下水平力根据刚度比进行分配,较多地传递给核心筒;2)二层大开洞的周边楼板应力较大,由于加厚了这部分的板厚及提高配筋率,楼板损伤较为轻微;3)15、18层楼板,因加厚到150mm,板配筋提高为0.25%,楼板损伤较为轻微;4)外框四个角部为弧形异形楼板,板厚均加厚为150mm,板配筋提高为0.25%,楼板损伤较为轻微。

根据框架损伤分布图可知,框架柱大部分属于轻微损坏和轻度损坏状态,处于抗剪不屈服范围,符合既定的罕遇地震性能目标。

### 六、结构抗震性能整体评价

应有SAUSAGE软件,计入重力二阶效应及考虑大变形、基于材料非线性,选择满足规范要求的地震波对整体结构进行了罕遇地震作用下的弹塑性时程分析。结构大震弹塑性基底剪力为大震弹性的0.71~1.02倍之间,剪重比在2.1%~3.3%之间(小震剪重比要求为0.6%),表明计算模型的地震激励输入强度足够,结构一定程度进入塑性状态。塔楼在弹塑性整体分析中的X向、Y向最大位移角分别为1/186、1/255,均小于高规的限值1/100的要求,结构墙体大部分处于轻度损伤状态,框架柱基本处于完好状态,耗能构件连梁及框架梁中度损坏,满足“大震不倒”的预定设防要求。在底部加强区和连体层剪力墙水平筋的配筋率提高为0.4%,除局部剪力墙抗剪钢筋超过0.4%以外,大部分都能验算满足,设计时取0.4%和设计配筋的包络。局部剪力墙抗剪截面超限,施工图设计时埋置2%的离散钢筋,中震下剪力墙抗弯均能满足规范要求,设计时与小震配筋取包络设计。

### 七、针对超限的结构措施

核心筒剪力墙是本结构的主要抗侧力构件,设计采取了针对措施提高剪力墙的延性,并适度提高其抗侧刚度,使整体结构的延性有更好的保障。针对剪力墙、框架柱的具体措施有:

(1) A塔核心筒底部加强区、4、15及18层连体层及连体上下层剪力墙按中震抗剪弹性、抗弯不屈服及大震抗剪不屈服的性能目标进行验算,并与小震结果包络设计;

(2) A塔底部加强区按中、大震计算结果,设置了含钢率不小于2%的型钢,增强墙肢承载力和延性,底部加强区的剪力墙墙身分布筋配筋率提高到0.4%;

(3) 斜柱位置框架梁为型钢混凝土梁按拉弯或压弯构件设计且不考虑楼板的有利作用,保证与型钢混凝土斜柱的有效连接和传递水平力。

(4) 墙肢轴压比控制按《高规》要求:A塔一级剪力墙在重力荷载代表值作用下,墙肢轴压比控制在0.5以内,连体层及其上、下层的剪力墙A塔按一级控制轴压比。

(5) 在A塔与B塔的连接部位剪力墙除4层设置约束边缘构件,其他两个连体相应楼层及其上、下楼层设置配筋率大于构造小于约束边缘构件的边缘构件。

(6) 加强A、B塔跃层柱上一层楼板,板厚为150mm,在跃层柱顶部楼板配筋宜双层双向,配筋率不小于2%。

(7) 与连体相连框架柱和框架梁的抗震等级提高一级变为一级,抗震性能目标弦杆、腹杆按中震抗剪弹性,抗弯不屈服及大震抗剪不屈服设计,腹杆可大震可少数屈服。连接范围内框架柱和梁均设置了型钢,其性能目标与斜柱位置相同。

(8) A塔1~2层和B塔1~3层开洞形成剪力墙核心筒仅一侧有楼板,为确保剪力墙面外安全,在软件定义墙体面外设计以保证剪力墙面外承载力。同时加强核心筒内部,板厚取150mm,双层双向配筋。

### 参考文献

[1] 高层建筑混凝土结构设计规程: JGJ 3—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.

[2] 超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点[S]:建质[2015]67号.2015.

[3] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.

[4] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.

[5] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.