

[文章编号] 1003-4684(2023)05-0115-06

某超限高层建筑结构设计

石峻峰, 袁 康

(湖北工业大学土木建筑与环境学院, 湖北 武汉 430068)

[摘 要] 某超限高层塔楼建筑高度为 198.15 m, 抗震设防烈度为 7 度, 采用部分框支—剪力墙结构, 存在扭转不规则的问题, 属于高度超限的特别不规则高层建筑。运用 Midas、SAUSAG、ABAQUS 等有限元软件对建筑结构进行大震情况下的振型分解反应谱法和弹性时程分析, 发现该建筑地震作用量级合理, 弹塑性位移减少显著, 构件性能水平达到抗震性能目标。针对洞口处楼板和转换层剪力墙损伤问题提出了加强措施。

[关键词] 超限高层建筑; 框剪结构; 有限元; 剪力墙加强

[中图分类号] TU312 [文献标识码] A

由于现代城市发展的需要和施工技术、材料科学的进步, 超高层建筑层出不穷。截止到 2020 年, 中国超高层建筑已接近 2000 座。

20 世纪 60 年代, 由于计算机硬件的限制, 对于超高层建筑结构设计和分析主要用人工计算, 针对部分框支—剪力墙结构建筑, 设置位移协调条件常微分方程进行计算。80 年代, 通过计算机程序设置, 出现了协同工作分析法、空间结构分析法、多单元组合的有限元分析方法^[1]。现如今, 使用有限元软件对超高层建筑进行结构分析已经成为最常规的方式, 国内外大多常用 ABAQUS、Midas、YJK 等有限元软件进行单独建模分析。

本文采用 ABAQUS、YJK、Midas、SAUSAGE 多软件协同对比的方式进行分析计算, 使得误差大大减少, 分析结果更加准确; 以振型分解反应谱法为主, 弹性时程分析进行辅助补充。同时在分析的过程中, 应对三种地震情况(即多遇地震、设防烈度地震和罕遇地震)进行全面覆盖。

1 工程概况

本工程项目总占地面积达 141 66.34 m², 总建筑面积为 177 410 m², 主要功能为商业、住宅和公寓。

本文具体以 1 栋 C 座公寓保障房塔楼为研究对象, 进行超限高层建筑结构设计。该 1 栋 C 座公寓保障房塔楼总层高达 198.15 m, 工程结构设计使用年限为 50 年, 属于乙类建筑, 建筑安全等级为一

级, 抗震设防烈度为 7 度, 设计地震分组为第一组, 场地类别为 II 类场地。结构布置如图 1 所示。



图 1 结构布置

2 结构体系

2.1 结构

该超高层建筑楼采用框剪结构体系, 塔楼结构高度为 198.15 m, 超过《高规》规定中的 B 级高度钢筋混凝土框支—剪力墙结构体系最大使用高度 120 m。

2.2 风荷载下模型计算结构

2.2.1 规范风荷载取值 具体风荷载取值如表 1 所示。

2.2.2 风洞试验 根据中国建筑科学研究院提供的各栋风振响应及等效静力风荷载研究报告(简称“风洞报告”)^[2], 对比规范风荷载与风洞报告中提供的风荷载, 各栋计算结果如下。

[收稿日期] 2022-05-19

[第一作者] 石峻峰(1974—), 男, 吉林辽源人, 工学博士, 湖北工业大学讲师, 研究方向为损伤断裂力学, 结构工程, BIM 技术, 虚拟现实。

[通信作者] 袁 康(1996—), 男, 湖北武汉人, 湖北工业大学硕士研究生, 研究方向为桥梁结构, BIM 技术。

表 1 规范风荷载取值

地面粗糙度	C 类
风振系数	按《荷载规范》8.4 条计算
基本风压/(kN·m ⁻²)	承载力极限状态计算 0.825(50 年重现期的 1.1 倍)
结构阻尼比	0.05
风荷载体型系数	1.4
风压高度变化系数	按《荷载规范》计算
风荷载作用下结构水平位移	风振舒适度分析
0.75(Tr=50 年)	0.45(Tr=10 年)
0.75	0.02

该建筑结构高度高,接近 200 m,且结构比较复杂,因此要采用风洞试验。规定基本风压为 0.75 kPa,最后将阻尼比设置为 5%。

《风致报告》与规范风作用比较结果如图 2 所示。可以看出:经过综合对比 1 栋 C 座塔楼风洞试验结果和 C 类场地规范风荷载结果后,结构整体指标可按风洞试验结果;承载力设计和配筋设计时取风洞试验结果和规范风荷载结果包络设计。

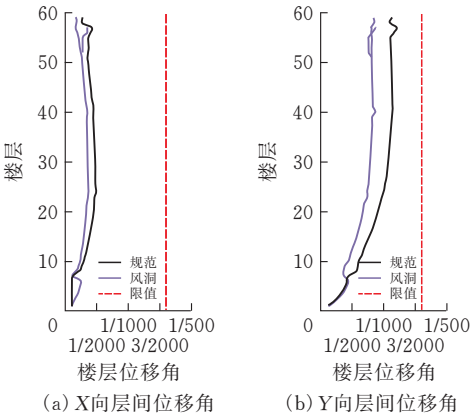


图 2 风洞试验位移角与规范值倾覆弯矩曲线

3 结构超限情况判定

3.1 结构高度及高宽比

根据《高规》中框支—剪力墙结构体系 B 级高度的最大适用高度 120 m,本项目结构高度 198.150 m,高度超 B 级。《高规》3.3.2 条高宽比要求如表 2 所示。

表 2 高宽比判别

方向	柱外间距离/m	高宽比
X 向	56.5	3.51<6
Y 向	26.5	7.48>6

从裙房屋面起,X、Y 向高宽比分别为 2.93 和 6.24。

3.2 平面规则性

3.2.1 周期比 结构的扭转周期、平动周期及其比值见如表 3 所示。1 栋 C 座周期比满足规范要求。

表 3 结构自振周期

参数	周期/s	扭转周期/平动周期
第一周期	4.05	—
第二周期	3.68	—
第三周期	3.42	0.84<0.85

3.2.2 扭转规则性 偶然的 5%质心平面偏移会对规定水平地震力产生影响,在预设此影响的前提下,当该楼层竖向构件水平位移的 1.2 倍平均值小于其最大水平位移时,判定为结构扭转不规则;当该楼层竖向构件水平位移的 1.4 倍平均值小于其最大水平水平位移时,判定为严重不规则。

参考《高规》相关条文,在进行平面位移比的相关计算时,需要在振型组合后,进行楼层地震剪力运算,再进行规定的水平地震力换算,最后根据质(偏)心 5%的结果,在刚性楼板的各层进行施加^[3]。

计算得出的结果:该建筑的两方向的最大水平位移和平均水平位移的比值介于 1.2 和 1.4 之间,因此可以判定为扭转不规则。没有特别不规则项,可以认定为特不规则的超限高层建筑。

3.2.3 楼板连续性 楼板不连续的定义范围^[4]有:

- 1)楼板平面比较狭长;
- 2)当有较大的凹入或开洞时,有效楼板宽度小于该楼面宽度的 50%;
- 3)楼板开洞总面积超过楼面面积的 30%;
- 4)经过去掉凹入或开洞的面积,楼板在任一方向最小净宽小于 5 m。该建筑开洞后每一边楼板净宽 8.5 m>2 m;有效楼板宽(7600+2800)/19700=52.79%>50%。

故该建筑 1 栋 C 座不存在楼板不连续。

3.2.4 凹凸规则性 本项目中, $L/B=56500/26500=2.13<6$; $L/B=22325/19700=1.13<2$; $L/B_{\max}=(3400+3400)/26500=0.26<0.3$ 。

根据《高规》相关定义,某指定方向的平面凹凸出的两侧尺寸投影超过此方向的平面总尺寸的 30%^[5]。故本项目 1 栋 C 座不存在凹凸不规则。

3.3 竖向规则性

3.3.1 侧向刚度规则性 侧向刚度比 γ_2 计算公式如下:

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \frac{h_i}{h_{i+1}}$$

式中: V_i 、 V_{i+1} 为第 i 层和第 $i+1$ 层地震剪力标准值,kN; Δ_i 、 Δ_{i+1} 为第 i 层和 $i+1$ 层地震作用标准值作用下的层间位移,m; γ_2 为受到层高影响的楼层侧向刚度比。

图 3 为楼层侧向的刚度比值。楼层层刚度比随楼层变化曲线(图中曲线已归一化处理),各层刚度

比曲线如图 3 所示,结果表明本项目 1 栋 C 座不存在侧向刚度不规则。

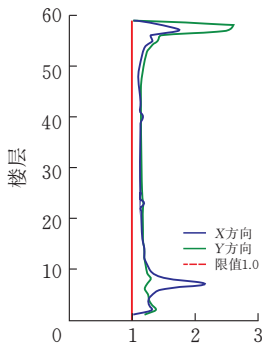


图 3 楼层侧向刚度比

3.3.2 楼层承载力 当抗侧结构的受剪承载力小于上衣楼层的 75%时,可以判定此层为薄弱层^[6]。

由图 4 可以看出,X 向和 Y 向曲线较为一致,因此可以得出结构未出现薄弱层,不会产生楼层承载力突变。

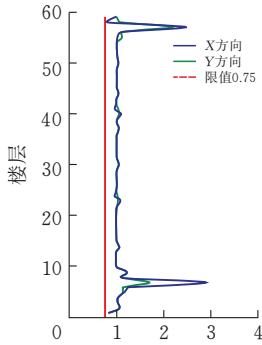


图 4 楼抗剪承载力比值
随楼层变化曲线

3.3.3 楼层质量与质量比 结构质量沿竖向应布置规则,根据《高规》3.5.6 条规定,楼层质量与相邻下部楼层质量比值不宜大于 1.5 倍,图 5 所示为楼层质量比值随楼层变化曲线。

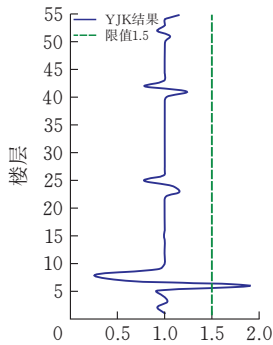


图 5 楼层质量比值随
楼层变化曲线

由曲线可以看出,7 层与 8 层间由于裙房缩进,质量突变,质量比为 1.91 大于 1.5; 24 层与 41 层质量比有突变,比值为 1.07 与 1.24,这是由于 24 层与 41 层为避难层,层高 5.1 m,较标准层层高 3.05 m

大,故质量比较大,但裙房以上所有楼层质量比均满足 <1.5 的规范限值要求。

4 结构抗震性能目标

该 1 栋 c 座公寓保障房塔楼为复杂的超限超高层结构,建筑的抗震性能目标为 C 级,具体性能目标为:当地震烈度为多遇地震烈度时,宏观损坏程度为完好,位移参考值为 1/620;当地震烈度为设防地震烈度时,宏观损坏程度为轻度损坏;当地震烈度为罕遇地震烈度时,宏观损坏程度为中度损坏,位移参考值为 1/120。

5 结构分析及计算

该建筑采用基于性能的抗震设计方法对超限高层结构设计。根据超限高层建筑的结构研究方法,应采用振型分解反应谱法为主,弹性时程分析进行辅助补充。同时在分析的过程中,应对三种地震情况(即多遇地震、设防烈度地震和罕遇地震)进行全面覆盖。现在国内常用的分析软件有 ABAQUS 和 Midas 等等^[7],因为涉及到超限高层建筑,最后采用了 ABAQUS、YJK、Midas、SAUSAGE 多软件协同对比的方式进行分析计算。目前已经通过大量的实际工程案例分析,证明 SAUSAGE 具有计算快、建模迅速、分析正确的优点,应用于实际工程罕遇地震下的性能评估,有显著优势。

5.1 多遇地震作用下的结构分析

1)结构自重 经两种软件的计算得到的重力荷载结果如表 4 所示。

表 4 结构自重

计算软件	YJK	Etabs
结构总恒载 D_L /kN	1 631 085	1 546 284
结构总活载 L_L /kN	267 084	232 078
总荷载 $D_L + L_L$ /kN	1 898 169	1 778 362
重力荷载代表值 $D_L + 0.5L_L$ /kN	1 764 627	1 662 323
平均重量/(kN · m ⁻²)	16.77	15.82

通过上述结果,可以知道,两种软件构建模型的结果相差无几,因此可以得出,所构建的模型的楼层间荷载取值是有效的。

2)结构自振特性(表 5)。

表 5 结构自振周期对比

计算软件	YJK	ETABS
振型	1 4.06 (Y)	4.02(Y)
	2 3.68 (X)	3.94 (X)
	3 3.42 (RZ)	3.35 (RZ)
T3/T1	0.84	0.83

3)位移分析结果(表 6)。

表 6 位移分析结果

水平荷载作用	计算软件		YJK		Etabs	
	调整	项目	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
地震作用	调整前	最大层间位移角	1/1328	1/1093	1/1460	1/1208
		所在楼层	24F	41F	31F	56F
	调整后	最大层间位移角	1/1258	1/1035	—	—
		所在楼层	24F	41F	—	—

计算结果均满足规范 $>1/620$ 的要求。

5.2 弹性时程分析

考虑到需要覆盖三种地震的全过程,该建筑选用了天然波及人工模拟相结合的方式,同时对双向地震影响进行考虑。7 条地震波的波谱曲线与反应谱曲线如图 6 所示。弹性时程分析对比结果如表 7 所示。

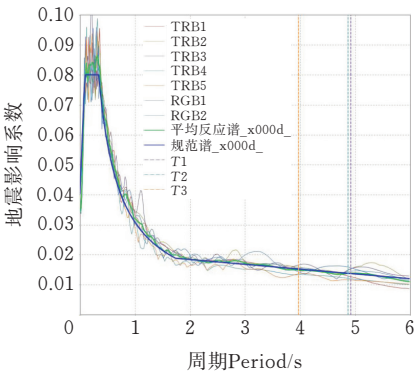


图 6 各地震波谱曲线与反应谱曲线

表 7 各基底剪力及位移角

工况	X 方向		Y 方向	
	基底剪力/kN	时程/反应谱基底剪力	基底剪力/kN	时程/反应谱基底剪力
TRB1	30 444.531	1.138	27 258.344	1.091
TRB2	30 659.315	1.146	24 259.129	0.971
TRB3	31 612.669	1.182	32 097.523	1.284
平均值	27 899.948	1.043	25 360.357	1.015
反应谱	26 742.05		24 992.78	

5.3 设防地震作用下分析

根据设防烈度作用下结构的抗震性能验算结果表明:

- 1)底部加强区剪力墙满足发生设防烈度地震力时构件仍处于弹性状态的性能目标。
- 2)框架柱满足达到设防烈度地震力时构件受弯不屈服,受剪仍有弹性的性能目标。
- 3)部分连梁经过调整后满足达到设防烈度地震力时受剪不屈服的性能目标。
- 4)框架梁满足达到设防烈度地震力时多数受弯屈服、受剪不屈服的性能目标。

5.4 罕遇地震作用下动力弹塑性分析

进行罕遇地震动力弹塑性分析,以达到以下目的:

1)在分析结构在罕遇地震下的弹塑性能,需要依托主要构件的塑性分布和整体变形,来判定结构能不能达到罕遇地震作用时建筑物不倒塌的抗震设防要求。

2)分析建筑结构抗震的性能,包含建筑在发生罕遇地震时产生的顶点位移变化曲线,最大层间位移角以及最大基底剪力等。

3)基于分析得到的结果,就结构可能会产生破坏的部分采取一定的加强措施。

5.4.1 分析模型特性的验证 通过对比两种有限元软件的分析结果,并就主要内容进行验证比照可以得出 SAUSAGE 模型分析结果的正确性。图 7 是 SAUSAGE 软件得出的模型振型。

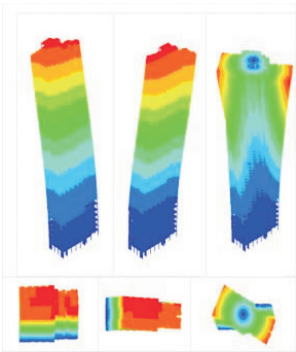
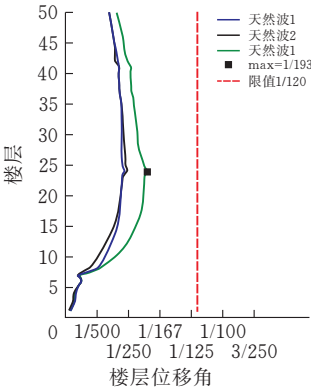


图 7 SAUSAGE 模型前三阶振型

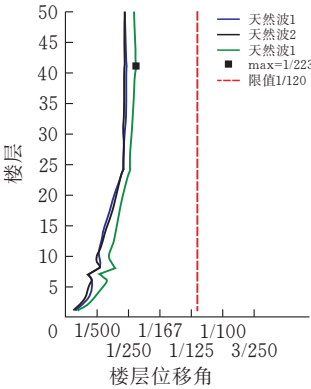
5.4.2 结构整体变形与层间位移角 根据图 8(X 和 Y 向楼层层间位移角)可以得出,当该建筑处在最不利工况下(即 X 向和 Y 向)时,产生的楼层层间位移角为 1/193(X)、1/223(Y)。

对所有层间位移角取包络值,都能够达到 1/120 的极限要求。

5.4.3 结构构件抗震性能评价 当发生罕遇地震时,结构构件的抗震性能评价,主要通过连梁^[8]。墙肢损坏主要位于转换层及以上两层楼层。转换层以下楼层,墙肢基本未出现损坏,钢筋未屈服。7 层(即转换层)Y 向长墙肢端部底出现一定损伤,损伤因子达到 0.23,但损伤宽度小于对应方向墙肢宽度的 20%,而且损伤部分墙肢未达到钢筋屈服,属于中度损坏。8 层 Y 向长墙肢端部底出现一定损伤,损伤因子达到 0.91,损伤宽度小于对应方向墙肢宽度的 20%,且损伤部分墙肢钢筋屈服,属于中度损坏。在 9 层损伤范围大幅减小,墙肢钢筋未发生屈



(a)大震弹塑性楼层位移角(X 方向)



(b)大震弹塑性楼层位移角(Y 方向)

图 8 X 和 Y 向楼层层间位移角

服现象。10 层及以上墙肢基本未出现损伤,钢筋未屈服(图 9)。

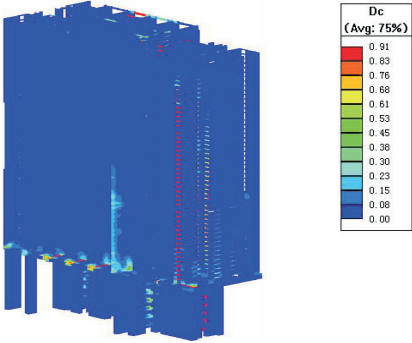


图 9 核心筒剪力墙混凝土受压损伤云图

6 结论

该建筑罕遇地震动力弹塑性分析表明:

1)弹塑性剪重比在 8.3 左右,说明本建筑地震作用量级合理;弹塑性基底剪力大概在弹性基底剪力的 66.5%~98.8%之间,说明地震能量可以得到有效的散开^[9]。

2)最大楼层层间位移角发生在 24 层左右,最大值为 1/193,小于 1/120 的限值要求;由顶部 P1 点的位移可知,弹塑性位移在地震动结束的时候,位移减少显著,该建筑在地震动的过程中不发生倒塌,达到发生罕遇地震作用时建筑物不倒塌的抗震设防

要求。

3)墙肢损坏主要位于转换层及以上两层楼层。7 层(即转换层)出现一定损伤,钢筋未达到屈服状态,损伤部分墙肢钢筋屈服,部分墙肢出现比较严重损害。其余楼层墙肢基本未出现损伤,钢筋未屈服。

4)框架梁混凝土最大受压损伤系数达到 0.34,部分框架梁支座处混凝土出现损伤,部分钢筋发生屈服,构件性能水平达到中度损坏,对于抗震具有良好的效果。

5)楼板未出现较严重的受压损伤。

6)转换层框支梁除局部支座处因应力集中混凝土最大受压损伤因子达到 0.61,其余多数框支梁均处于弹性状态,钢筋未见屈服,框支柱处于弹性工作状态。转换层上一层,部分剪力墙损伤较大,钢筋出现屈服,属于较严重损害^[10]。

因此,在罕遇地震作用下,该建筑的结构设计标准可以达到性能水准 4 的抗震性能目标。

7 结构抗震加强措施

1)针对洞口处楼板应力集中导致的楼板损伤可通过布置放射性分布筋解决;

2)针对转换层上一层剪力墙底部损伤较大问题,采取对局部加厚、增大墙体配筋率等措施进行加强。

[参 考 文 献]

[1] 季静,黄超,韩小雷,等. 基于性能的设计方法在超限高层建筑设计中的应用研究[J]. 世界地震工程, 2007,23(01):98-103.

[2] 王亚勇,戴国莹.《建筑抗震设计规范》的发展沿革和最新修订[J].建筑结构学报,2010,31(06):7-16.

[3] 中华人民共和国住房和城乡建设部.GB 50011-2010, 建筑抗震设计规范[S].

[4] 徐培福,王亚勇,戴国莹.关于超限高层建筑抗震设防审查的若干讨论[J].土木工程学报,2004(01):1-6.

[5] 戴国莹,李德虎.建筑结构抗震鉴定及加固的若干问题[J].建筑结构,1999(04):45-49.

[6] 方鄂华,钱稼茹.我国高层建筑抗震设计的若干问题[J].土木工程学报,1999(01):3-8.

[7] 徐培福,王翠坤,肖从真.中国高层建筑结构发展与展望[J].建筑结构,2009,39(09):28-32.

[8] 白国良,李红星,张淑云.混合结构体系在超高层建筑中的应用及问题[J].建筑结构,2006(08):64-68.

[9] TIAN Y, LIN K Q, ZHANG L, et al. Novel seismic-progressive collapse resilient super-tall building system, Journal of Building Engineering, 2021, 41: 1-14.

[10] 汪大绥,包联进.我国超高层建筑结构发展与展望[J].

建筑结构,2019,49(19):11-24.

Structural Analysis and Design of an Over Limit High-Rise Building

SHI Junfeng, YUAN Kang

(School of Civil Engin.,Architecture and Environment ,Hubei Univ. of Tech.,Wuhan 430068,China)

Abstract: The height of a high-rise tower over the limit is 198.15m;the seismic fortification intensity is 7 degrees;and the partial frame support shear wall structure is adopted,which has the problem of twisting irregularity and which belongs to the special irregular high-rise building with over-limit height. Using Midas,SAUSAG,ABAQUS,and other finite element software to analyze the mode shape decomposition reaction spectroscopy and elastic time course analysis of the building structure under large earthquakes,it was found that the seismic action level of the building is reasonable,the elastoplastic displacement is significantly reduced,and the performance level of the components reaches the seismic performance target. Strengthened measures were proposed for damage to the floor slab and the shear wall at the entrance to the conversion layer.

Keywords: oversized high-rise buildings; box-cut structure; finite element; strengthen measures

[责任编辑: 裴 琴]

(上接第 114 页)

Experimental Study on Freeze Thaw Cycles of
Lightweight Foamed Mixed Soil

GU Haoyu, MEI Lifang

(School of Civil Engin.,Architecture and Environment ,Hubei Univ. of Tech.,Wuhan 430068,China)

Abstract: :In order to study the changes in the physical and mechanical properties of light-mixed soil under freezing and thawing cycles, the freezing and thawing cycle tests were carried out on light-mixed soil samples with different EPS particles and cement content. The volume, mass, and unconfined compressive strength of the samples were measured during 0, 1, 3, 6, and 9 freezing and thawing cycles. The experimental results show that with the increase in cement and EPS particle content, the frost heave rate and mass loss rate of light soil will decrease gradually. Through the unconfined compressive strength test, the stress-strain curves of light soil under different freezing-thawing cycles were obtained. The experimental results show that the compressive strength of light soil decreases with the increase of freezing and thawing cycles, but the loss rate of the compressive strength of light soil can be effectively delayed with the increase of EPS particle content and cement content. However, this effect is not obvious when the content of EPS particles reaches 2.5%. It can be concluded that when the content of cement is fixed and the content of EPS particles is 2%, it is the critical content. Based on the experimental data, the quantitative relationship between compressive strength and freezing and thawing times is established. Both functions can reflect the deterioration law of compressive strength after the freezing and thawing cycle, which provides reference for the application of light soil in cold regions.

Keywords: light soil; freeze-thaw cycle; quality loss; frost heaving rate

[责任编辑: 裴 琴]