

上海某超限高层大剧院结构设计与抗震性能分析

钱耀华

上海建筑设计研究院有限公司 上海 200041

摘要: 某超限高层大剧院项目位于上海市徐汇区黄浦江的滨江区域, 建筑功能为1695座的剧院及其配套, 最大高度为27.7m, 地上4层, 地下1层。塔楼采用钢筋混凝土框架-剪力墙结构体系, 二、三层看台采用悬挑钢结构, 最大悬挑长度9m, 屋面采用大跨钢桁架结构。项目存在结构平面不规则、有效楼板宽度偏窄、竖向刚度不规则等超限项。根据工程特点采取了一系列抗震分析计算及抗震加强措施。结果表明: 剪力墙中连梁作为主要耗能构件, 进行地震耗能, 剪力墙和框架可共同抵抗地震作用, 发挥双重防线的作用, 框架结构仅发生轻微损伤, 有效承担竖向重力荷载作用, 最终实现了竖向承重系统与水平抗侧系统尽量分开的层次化结构设计。

关键词: 大剧院; 抗震性能化设计; 大震动力弹塑性分析; 层次化结构设计

1 工程概况

项目位于上海市徐汇区黄浦江的滨江区域, 四周围东至黄浦江, 西至龙腾大道。本项目总建筑面积155713平方米, 其中地上总建筑面积100713平方米, 地下建筑面积55000平方米。地上13栋建筑单体, 整个地块下设南北两个一层地下室(北侧地下室局部地下二层), 中间以连通道相连。该项目规划设计定位于文化演艺设施、会议博览设施、艺术教育培训设施、时尚主题娱乐设施和休闲娱乐服务设施等。地下室建筑功能为: 车库和机房, 地下室基础埋深约8米左右, 局部两层地下室埋深约12米左右。

本文主要分析研究项目5#楼大剧院结构设计。5#楼位于北区地块最北端, 建筑功能主要包括一个1695座的剧院及其配套设施, 地下1层, 地上4层。建筑面积11815平方米, 主屋面结构高度约22.1米, 塔台屋面结构高度约27.7米。^[1]

项目设计基准期为50年, 建筑结构的安全等级为二级。主体采用钢筋混凝土框架-剪力墙结构体系, 抗震设防类别为乙类, 剪力墙抗震等级二级, 框架抗震等级三级。地区抗震设防烈度为7度(0.10g), 设计地震分组为第二组, 场地类别为IV类, 特征周期为0.9s, 地面粗糙度为C类。建筑50年一遇基本风压为0.55kN/m²。

2 基础与地下室设计

根据项目的特点及地质条件情况, 本工程采用桩基筏板基础, 桩型的选择及布置符合相关部门对北侧越江隧道的保护要求。具体桩型如下: 5#楼区域桩采用混凝土钻孔灌注桩, 桩径600, 桩端持力层为⑤3-2层灰色粉砂夹粉质粘土, 抗压桩单桩竖向抗压承载力设计值为1280KN, 抗拔桩单桩竖向抗拔承载力设计值为650KN。

5#楼地下室北侧距离越江隧道约70米, 灌注桩位于隧道保护区范围以外。5#楼中心点最终计算沉降量约为60mm。单体范围内基础底板厚度700mm, 局部柱下墙下承台根据冲切需要考虑加厚。

拟建场地位于城区, 原为水泥厂, 既有建筑基础及周围建筑施工过程中可能埋下各种障碍物等会对本项目地基基础施工带来不利影响。为避免地下管线对勘探及地基基础施工的不利影响, 要求进行物探查明相关地下管线的分布、性质及埋深等, 为设计提供依据。

地下室主要采用现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构, 地下室顶板层采用现浇混凝土梁板结构, 按照《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[2]嵌固要求, 室内板厚取180mm, 室外板厚取250mm。地下室外墙、底板按照规范要求采用P8抗渗混凝土。

3 结构体系设计

3.1 建筑特点与结构体系

根据建筑的使用功能与平面布局等要求, 主楼体系采用钢筋混凝土框架-剪力墙结构体系。框架-剪力墙结构体系因其布置灵活、框架与剪力墙协同受力, 实现层次化抗震设计。剪力墙结合建筑平面选择楼梯间布置剪力墙, 剪力墙采用联肢墙, 墙厚400~500, 单肢长度3~4m。连梁作为主要的耗能构件, 连梁设计跨高比2~3, 保证其具有良好的刚度与延性耗能能力。

南部入口大堂跃层柱截面Φ1000, 高度21m。台口柱为SRC柱, 截面1200*1200。看台采用钢梁悬挑结构, 最大悬挑长度9m左右, 支座柱采用SRC柱。为减少模型误差, 计算模型中看台斜板按实际标高进行整体建模, 计算分析中采用弹性膜单元考虑斜板刚度, 模型力求接近实际情况, 看台模型见图1。楼盖采用现浇钢筋混凝土楼

板，楼板厚度取150mm。

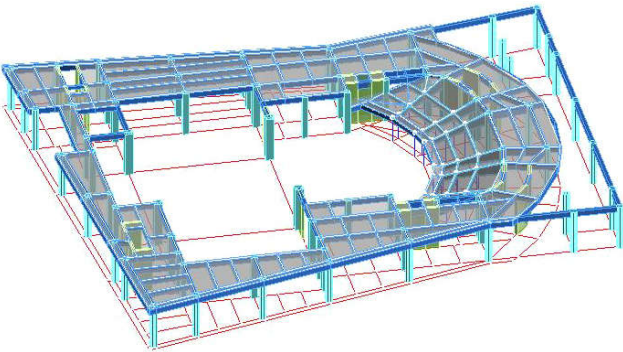


图1 看台结构三维模型

观众席上方屋顶为钢桁架结构，平面尺寸约30m×30m，采用双向钢桁架结构体系，钢材采用Q345B。钢桁架结构与主体一同建模，与主体结构共同计算。承受的设计面荷载取值如下：

上弦：恒载 = 12.75kN/m²，活载 = 0.5kN/m²；下弦：恒载 = 3.0kN/m²，活载 = 2.0kN/m²。

结构在恒载+活载的正常使用工况下的最大位移为45mm，约为跨度的1/650，远小于限值1/400，表明结构具有较好的刚度。在多遇地震组合下的构件最大应力比小于0.85，满足承载力设计要求。

3.2 结构超限判断与抗震性能目标

根据上海市沪建管【2014】954号文规定，主楼存在以下不规则项，具体如下：1）塔楼位移比超过1.2，属于扭转不规则；2）一至四层开洞面积大于本层面积的30%，楼板有效宽度小于典型宽度的40%，属于有效楼板宽度偏窄；3）一至四层看台处楼板错层；地下室顶板室内外高差1.4m，属于复杂结构；4）首层小于相邻三个楼层侧向刚度平均值的80%，属于侧向刚度不规则；

根据本项目的场地条件、结构特点和社会影响，本项目结构的基本抗震性能按《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ3-2010）^[3]所定义的抗震性能水准和目标，结构整体抗震性能目标确定为D级，主要构件的抗震性能目标如表2所示。

表1 结构抗震性能目标

抗震烈度		多遇地震〔小震〕	设防烈度地震〔中震〕	罕遇地震〔大震〕
构件性能目标	楼板	弹性	允许楼板开裂，控制钢筋不屈服	-
	支撑看台柱及看台悬挑梁	弹性	弹性	不屈服
	底部剪力墙（抗剪）	弹性	不屈服	控制剪压比<0.15
	钢桁架支座构件	弹性	不屈服	部分进入塑性

4 结构计算与分析

4.1 多遇地震分析结果

结构分别采用PKPM和ETABS两种不同力学模型的三

维空间分析软件进行整体计算，用弹性方法计算结构荷载和多遇地震作用下内力和位移，图2为以主楼楼的结构计算模型，表2为两个软件主要计算结果对比。

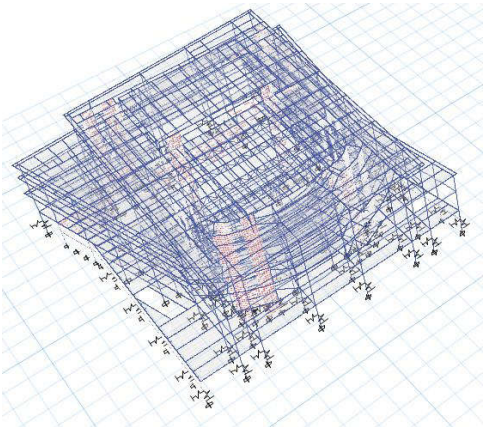
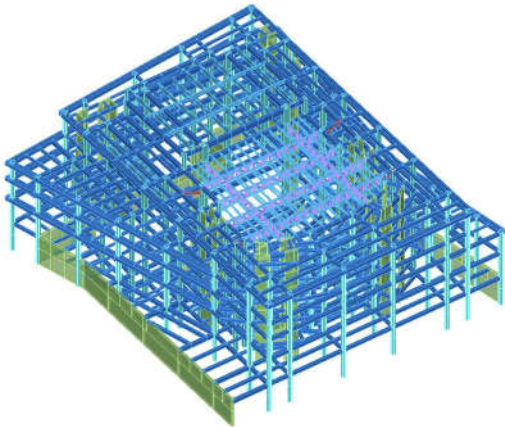


图2 塔楼结构计算模型（左：PKPM；右：ETABS）

表2 塔楼小震弹性主要计算结果汇总

计算软件		PKPM	ETABS	限值
结构前三自振周期（s）	T1	0.637	0.653	前两周期宜为平动
	T2	0.631	0.644	
	T3	0.542	0.546	

续表:

计算软件		PKPM	ETABS	限值
扭转/平动周期T3/T1		0.85	0.84	≤ 0.85
最大位移/层平均位移		1.36(X)1.32(Y)	1.28(X)1.32(Y)	≤ 1.4
最大层间位移/平均层间位移		1.16(X)1.28(Y)	1.16(X)1.26(Y)	≤ 1.4
X、Y向底层剪重比		7.11、6.66%	7.02、6.63%	抗规5.2.5
地震最大层间位移角及楼层	X向	1/1522 (第5层)	1/1475 (第5层)	$\leq 1/1000$
	Y向	1/1282 (第4层)	1/1361 (第4层)	
风荷载最大层间位移角及楼层	X向	1/9999 (第7层)	1/10128 (第3层)	$\leq 1/1000$
	Y向	1/9999 (第7层)	1/3357 (第3层)	

根据表2的计算结果，PKPM与ETABS两种模型的计算结果指标基本一致，位移角、周期比、受剪承载力等均符合规范要求，符合小震的弹性的要求。

从上海市《建筑抗震设计规程》附件地震记录库中选取了下述七组地震波进行弹性时程分析法进行补充验算，结果表明振型分解反应谱分析的基底剪力大于弹性时程分析的平均值，可按CQC进行设计。

4.2 罕遇地震分析结果

采用SAUSAGE计算软件对此工程进行罕遇地震作用

下的动力弹塑性时程分析，评估主体结构在罕遇地震作用下的抗震性能是否满足结构抗震设防目标。

在7组地震波作用下，结构的弹塑性整体计算指标评估如下：（1）结构在X、Y方向的最大层间位移角均值分别为1/208、1/208，发生在第1层。均满足层间位移角 $\leq 1/100$ 的规范要求。（2）结构在X、Y两个主方向柱顶最大位移均值分别为83.9mm、84.1mm，分别为结构高度的1/252和1/251。大震下整体结构响应指标满足设计要求。

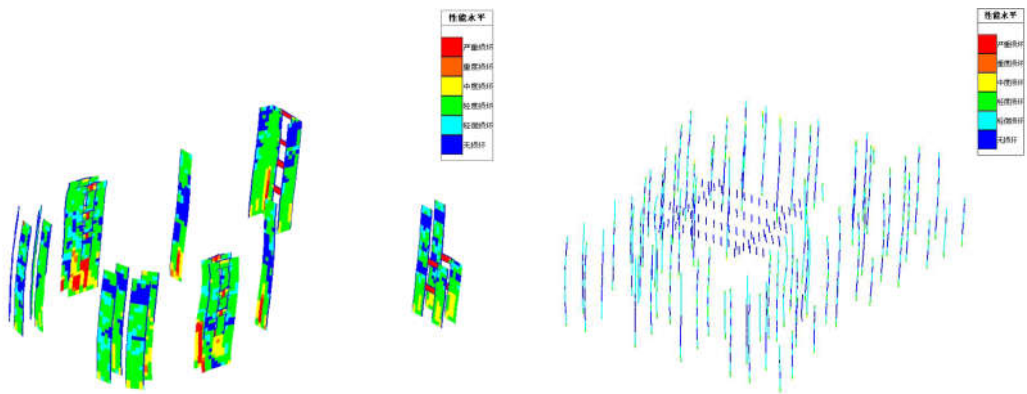


图3 剪力墙与框架柱性能状态

结构中的竖向荷载主要由框架承担，剪力墙主要承担水平地震荷载，剪力墙中连梁作为主要耗能构件，如图3所示，剪力墙连梁损伤显著，钢筋进入屈服，底层剪力墙出现一定程度的损失，但沿水平、高度损伤发展范围不大。剪力墙剪力分担比例降低到一定程度后可维持在正常的范围，总体结构刚度和内力分配建立新的平衡，剪力墙和框架柱可共同抵抗地震作用，发挥双重防线的作用，框架结构仅发生轻微损伤。分析结果表明主体结构实现了层次化抗震性能设计。

5 关键部位结构分析

5.1 悬挑看台钢结构设计

本工程中二、三层看台采用悬挑钢结构，悬挑长度分别为9.5m、8.5m。以二层看台为例进行分析。计算分

析采用ETABS进行补充建模，为了模拟看台悬挑梁的边界条件，建模范围取看台外扩一跨，为有效捕捉看台悬挑结构竖向振动，在看台外围墙柱增设水平约束。分析时忽略钢梁上混凝土板的刚度影响，荷载导荷至钢梁上，梁刚度放大系数取1.0，现浇混凝土板按壳单元模拟。悬挑钢结构竖向振动前三阶主频率分别为5.678、5.872、6.246Hz，远大于规范规定的3Hz，因此看台结构舒适度满足规范要求。

5.2 楼板应力分析与加强措施

一~四层、屋面层楼板开洞较大，有效楼板宽度较小，对各层楼板在地震工况作用下进行应力分析，设计目标为小震楼板不开裂，中震楼板钢筋不屈服。小震下应满足 $\sigma_{1k,小震} \leq f_{tk}$ 。混凝土C35强度设计值为1.57MPa，

小震应力大致在10~700kPa, 验算满足要求。

根据中震下振型分解反应谱计算, 可求得中震工况下楼板应力标准值。根据上式反算楼板钢筋, 以控制楼板在中震工况下钢筋的应力小于钢筋应力标准值400MPa为目标, 使得楼板满足抗震性能目标。

根据大震弹塑性分析下楼板应力计算结果, 发现楼板在2、3层看台及其周边以及弱连接部位发生较大程度的受拉损伤, 5层开洞周边楼板也发生较大程度的受拉损伤。结合中震下的楼板应力分析, 将2、3层看台楼板、看台周边楼板、弱连接部位、5层楼板采用 $\Phi 10@150$ 双层双向布置。

5.3 看台支座柱大震性能验算

看台支座柱作为结构的关键构件, 采用SRC柱。以KZ-5为例, 截面为800x800, 内置型钢为H400x400x30x30, 含钢率5.3%, 普通配筋为16 $\Phi 25$ 。采用SAP2000截面设计器进行分析, 对比增设型钢前后主轴方向P-M曲线, 可以发现柱的极限承载能力显著增加。将KZ-5小震、中震、大震作用下组合内力映射至P-M曲线中, 可见KZ-5大震作用下满足承载能力要求, 高于设定目标。

5.4 底部剪力墙大震剪压比验算

根据弹塑性分析结果, 大震作用取4倍小震作用, 选取的首层剪力墙墙肢在考虑地震组合下墙肢剪压比验算, 可知, 底部剪力墙各墙肢大震剪压比均小于0.15, 满足本项目关于特殊构件的抗震性能目标。

剪力采用动力弹塑性时程七条波的瞬时最大剪力, 底部剪力墙各墙肢大震剪压比均小于0.15, 相较于小震内力放大验算结果可以发现各墙的地震剪力分担较均匀, 说明各片剪力墙间发生了明显的内力重分布现象。

6 结论

本工程塔楼采用钢筋混凝土框架-剪力墙结构体系, 根据工程特点采取了一系列抗震分析计算及抗震加强措施。结果表明: 剪力墙中连梁作为主要耗能构件, 进行地震耗能, 剪力墙和框架可共同抵抗地震作用, 发挥双重防线的作用, 框架结构仅发生轻微损伤, 有效承担竖向重力荷载作用, 最终实现了竖向承重系统与水平抗侧系统尽量分开的层次化结构设计。

对于关键结构构件设定不同地震水准作用下的结构性能化目标, 通过分析予以实现, 针对抗震薄弱部位采取细部分析及加强措施。最终确保结构设计从整体到局部的安全性、可靠性、适用性。

参考文献

- [1]上海市徐汇区黄浦江南延伸段WS5单元——188E-B-1地块项目5#楼超限高层抗震设防专项审查报告,2016.12
- [2]建筑抗震设计规范:GB50011-2010[S].2016年版.北京:中国建筑工业出版社,2016.
- [3]高层建筑混凝土结构技术规程:JGJ3-2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.