

文章编号:1673-9469(2010)03-0009-05

超限高层结构设计研究

王炳洪

(同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司,上海 200092)

摘要:结合本工程场地地震安全性评价报告提供设计地震动参数,针对本项目主楼平面及立面都不规则的超限情况及结构特性,采用 SATWE, PMSAP 程序对结构进行了小震地震作用下的反应谱法(CQC)弹性对比分析,并采用 PMSAP 对结构进行了弹性动力时程补充计算,为确保抗倒塌能力,还对本工程进行静力弹塑性分析。分析结果表明,本工程结构体系具有较好的抗震性能。

关键词:框架-剪力墙;超限高层;断裂带(系)影响;弹性时程;静力弹塑性
中图分类号: TU318 **文献标识码:** A

The design and research of high structure exceeding code limited

WANG Bing-hong

(Research Institute of Architectural Design (Group) Co. Ltd, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The main building of the Wenchang International Hotel is irregular in both plane and elevation. Combined with this project's design ground motion parameters provided by the site seismic safety evaluation report, SATWE and PMSAP were used to analyze and compare the results of the response spectrum method (CQC) elastic analysis under small earthquake action. And PMSAP was used to make additional elastic time-history dynamic analysis. What's more, static elasto-plastic analysis has been undertaken to ensure the capacity of collapse resistant. In all, the results show that the structure has good seismic performance.

Key words: frame-wall system; super high-rise; fault zones and fracture systems; elastic time-history analysis; static elasto-plastic analysis

文昌花园位于山东省昌邑市,规划滨河路以东,交通街以北,共分四期开发,文昌国际大酒店工程为二期工程。酒店总建筑面积为 30 848m²,其中地上总建筑面积为 23 521m²,地下总建筑面积为 7 327m²,建筑高度为 43.5m(主屋面标高)。主楼地上 10 层,裙楼地上 3 层,一层层高 7.5m,二、三层层高为 5.4m,其标准层层高均为 3.6m。设地下室一层,地下室层高 5.4m。拟建工程区域内,有两条断裂带及两条断裂系对工程场地地震危险性有影响。

1 结构设计

将西面 3 层裙楼与主楼设置抗震缝分开。该酒店主楼平面呈 S 形,标准层中间轴向长度约 124.1m,在主楼中部凸出的楼电梯井边设置一道抗震缝,将主楼切分为两个独立的振动体系,地下室顶板结构连成一体,地下室顶板(±0.000 处)作为裙楼及主楼的嵌固端,结构布置时保证地下室的楼层侧向刚度大于相邻上一层侧向刚度的 2.0 倍,满足规范嵌固条件的要求。主楼标准层结构平面布置图见图 1,本文以主楼抗震缝左侧的结构为例进行抗震设计的介绍。

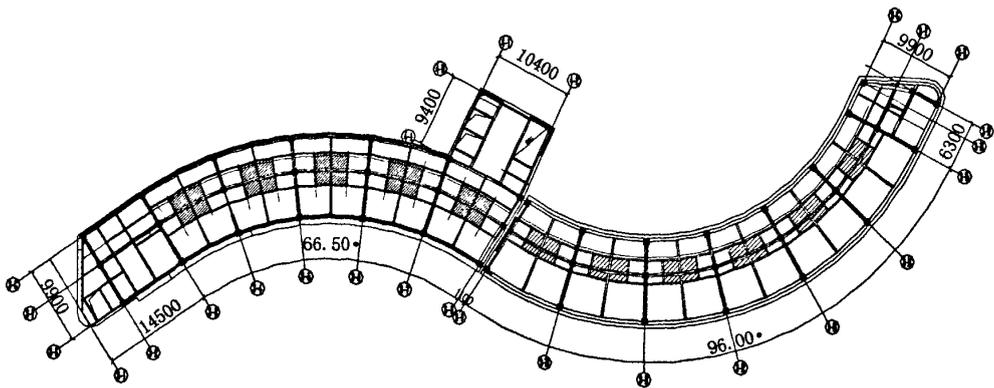


图1 主楼标准层平面布置图
Fig.1 Layout of standard story

1.1 断裂带(系)对本工程的影响

项目区域范围内,对工程场地地震危险性影响较大的活动断裂带主要有北北东走向的郟庐断裂带和北西西走向的渤海—威海断裂带及鲁西断块内的北西西—北西、北东向活动断裂系和鲁东断块内北北东—北东向断裂系。郟庐断裂带和渤海—威海断裂带为强震构造带,鲁西断块内断裂系控制中强地震。山东潍坊康平工程地震研究所经过综合分析认为工程场地内无活动断裂通过。昌邑一大店断裂和安丘—莒县断裂分别从工程场地东侧和西侧通过,距场地距离远大于300m,且昌邑一大店断裂和安丘—莒县断裂在近场区内分别为中更新世活动断裂和晚更新世活动断裂,可忽略断裂错动对场地的影响。工程设计地震动加速度反应谱参数见表1。

表1 设计地震动参数表

Tab.1 Design ground motion parameters

参 数	50年超越概率		
	63%	10%	2%
$A_{max}/\text{cm}\cdot\text{s}^{-2}$	60.6	181.9	371.7
T_0/s	0.10	0.10	0.10
T_g/s	0.40	0.50	0.60
β_m	2.5	2.5	2.4
c	1.05	1.05	1.05
α_{max}	0.15	0.45	0.89

1.2 基础及地下室

本工程设有一层地下室,底板结构面标高-5.400m,主楼及裙房基础采用桩承台+防水板的

型式,桩端持力层为⑧层(中砂层),均按抗压桩设计,有效桩长约14m左右。单桩竖向承载力特征值在桩基全面施工之前通过试桩确定。地下室底板、外墙、顶板有覆土部分均采用结构自防水+建筑外防水做法,采用C35防水密实性混凝土,抗渗等级为P6。

1.3 建筑结构布置及超限情况

根据建设部第111号令及《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》[建质[2006]220号],对本工程的各项指标检查如下:(1)建筑高度,主屋面标高43.5m,室内外高差0.3m,建筑高度小于100m,属于A级高度钢筋混凝土框架剪力墙结构。(2)长宽比,建筑标准层宽度 $B=10.7\text{m}$ (计算至主要抗侧力竖向构件边缘),建筑长度(沿弧向取中间3-F轴的轴向长度) $L=61.2\text{m}$, $L/B=61.2/10.7=5.7<6.0$,满足规范高层建筑结构长宽比的要求。(3)平面凹进或凸出,标准层电梯井处,凸出尺寸 L_1 为9.4m,标准层相应方向结构投影尺寸 $B_{max}=20.1\text{m}$, $L_1/B_{max}=46.8\%>30\%$,且大于40%,属平面凸出特别不规则。(4)上部楼层竖向收进,在四层楼面(18.300m标高,18.3/43.5=42%>20%)处,裙房局部收进后的水平尺寸为10.7m,相邻下一层水平尺寸为17.5m,10.7/17.5=61%,小于75%,且小于65%,属竖向局部收进特别不规则,竖向收进情况见图2。根据JGJ3-2002第3.3.4条及4.4.5条规定,需对本工程进行多遇地震下的弹性时程分析。(5)在偶然偏心影响下,楼层的最大弹性层间位移大于该楼层层间位移平均值的1.2倍。

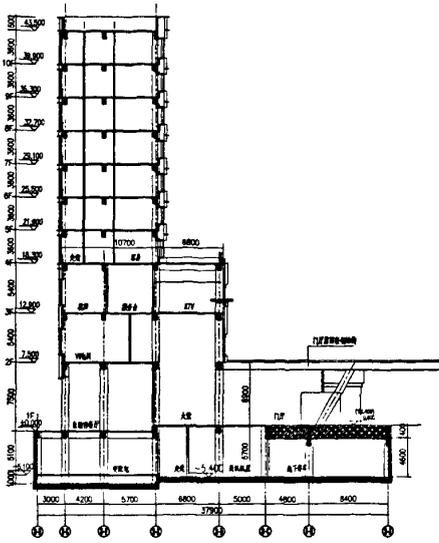


图2 主楼剖面图

Fig.2 Sectional drawing of the main building

综上所述,本工程存在平面凸出、竖向立面收进等规则性超限,该酒店主楼判定为超限的 A 级高度钢筋混凝土框架剪力墙结构。采用中国建筑科学研究院的高层建筑结构空间有限元分析软件 SATWE(ver2008)对整体结构进行分析;同时采用 PMSAP(ver7.0)对 SATWE 结构计算进行校核和对比分析。

2 电算分析

设防烈度 7 度(0.15g),设计地震分组为第一组,周期折减系数取 0.75,场地类别为 II 类,场地特征周期 T_g 根据安评报告取 0.40s。多遇地震影响系数($\alpha_{max} = 0.15$,地震力振型组合数 30。

(1)嵌固端判别:该工程地下室结构的楼层刚度和相邻上部结构楼层剪切刚度比, X, Y 向均大于 2.0,故地下室顶板可以作为上部结构的嵌固

表 2 小震弹性反应谱分析结果

Tab.2 Results of elastic response spectrum analysis under small earthquake action

计算程序	SATWE		PMSAP	
周期	T1 = 1.1437(0.90X + 0.10Y)		T1 = 1.293347(0.90X + 0.10Y)	
	T2 = 1.0133(0.10X + 0.90Y)		T2 = 1.108972(0.13X + 0.87Y)	
	T3 = 0.7185(0.99 扭转)		T3 = 0.807572(0.98 扭转)	
T3/T1	0.628		0.624	
振动质量 $G_e(t)$	22703.611		22681.9	
最大层间位移角	X 震: 1/1004	X 风: 1/9334	X 震: 1/1031	X 风: 1/7000
	Y 震: 1/1126	Y 风: 1/5018	Y 震: 1/1203	Y 风: 1/4329
偶然偏心下最大位移比	X 向: 1.12		X 向: 1.12	
	Y 向: 1.27		Y 向: 1.22	
基底剪重比	X 向: 4.58%		X 向: 3.36%	
	Y 向: 5.14%		Y 向: 4.11%	
地下一层与一层侧向刚度比	X 向: 4.286		X 向: 4.762	
	Y 向: 2.528		Y 向: 2.273	
参与振型的有效质量系数	X 向: 99.58%		X 向: 100%	
	Y 向: 99.94%		Y 向: 100%	
本层与上一层抗剪承载力最小比值	X 向: 0.97		X 向: 1.04	
	Y 向: 0.99		Y 向: 0.83	
剪力墙承担倾覆力矩(取底层)	X 向: 58.56%		X 向: 55.37%	
	Y 向: 66.16%		Y 向: 64.30%	
Rotix1 最小值	1.179		1.19	
Rotiy1 最小值	1.25		1.25	
框架柱最大轴压比			0.80	
剪力墙最大轴压比			0.32	

表3 弹性时程分析结果

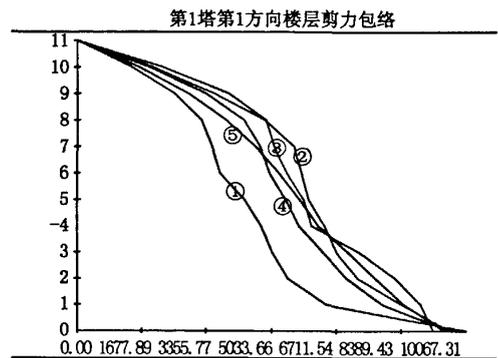
Tab.3 Results of elastic time - history dynamic analysis

地震波		RH1TG04	TH1TG04	TH4TG04	平均值	CQC
基底剪力/kN	x	10067.31	9657.63	9216.73	9647.22	9510.46
	y	9997.35	9392.72	9608.70	9666.26	10968.05
比值	x	105.86%	101.55%	96.91%	101.43%	
	y	91.15%	85.64%	87.60%	88.13%	

端。(2)重力二阶效应及结构稳定判别: X向刚重比 $EJd/GH * 2 = 9.54 > 1.4$ 且大于 2.7, Y向刚重比 $EJd/GH * 2 = 11.50 > 1.4$ 且大于 2.7, 能够通过高规(5.4.4)的整体稳定验算, 可以不考虑重力二阶效应。(3)结构周期比: SATWE 和 PMSAP 计算分析结果都显示了第一、二振型为平动振型, 第三振型为扭转振型, 第一扭转周期与第一平动周期的周期比均小于 0.90, 纵横向的周期也比较接近, 对比分析的结果可以接受。(4)有效质量系数: 本工程选取 30 个振型, 累计的有效质量系数均大于 90%, 说明所选的计算振型数已满足要求。(5)侧向刚度和扭转刚度控制: 按 JGJ3-2002 第 4.6.3 条要求, 框架-剪力墙结构弹性层间位移角的限值为 1/800, 且控制偶然偏心下位移比小于 1.3。满足规范要求。(6)剪重比: 计算分析结果显示了结构在阻尼比为 5% 时, 结构底部第 1 层及第 2 层剪重比满足规范 2.40% 的要求, X 向、Y 向程序调整系数均为 1.0, 满足抗震规范(GB50011-2001)第 5.2.5 条的要求。(7)竖向结构轴压比控制: 框架柱轴压比均控制在 0.85 以内, 剪力墙轴压比均控制在 0.5 以内。(8)层间刚度比: 计算分析结果显示, 该工程结构沿高度方向的刚度基本均匀变化, 无突变。SATWE 及 PMSAP 小震弹性反应谱分析结果见表 2。

2.1 小震弹性动力时程分析

采用 PMSAP 程序进行小震弹性动力时程分析, 选用三条波(两组自然波, 一组人工波), 每条波的有效持续时间均大于结构自振周期的 5 倍, 地面运动加速度峰值为 60.6gal, 结构阻尼比为 0.05。时程分析结果表 3 及图 3、图 4, 从图表中可以看出, 每条时程曲线计算的结构底部剪力不小于振型分解反应谱计算结果的 65%, 平均值与 CQC 法的比值, x 向与 y 向分别为 99%, 97%, 均大于 80%。



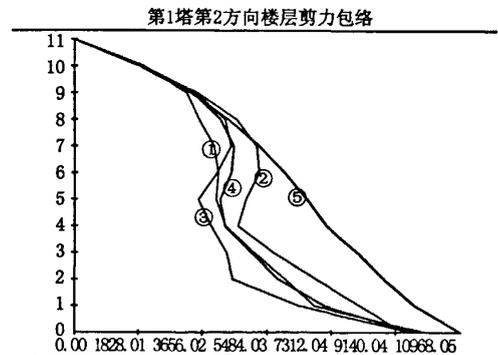
注: 横坐标=楼层剪力(kN); 纵坐标=楼层号;

(1) RH1TG04[10067.31] (2) TH1TG04[9657.63]

(3) TH4TG04[9216.73] (4) 平均值[9647.22] (5) CQC[9510.46]

图3 X向楼层剪力包络图

Fig.3 Envelope diagram of X-direction shear



注: 横坐标=楼层剪力(kN); 纵坐标=楼层号;

(1) RH1TG04[9997.35] (2) TH1TG04[9392.72]

(3) TH4TG04[9608.70] (4) 平均值[9666.26] (5) CQC[10968.05]

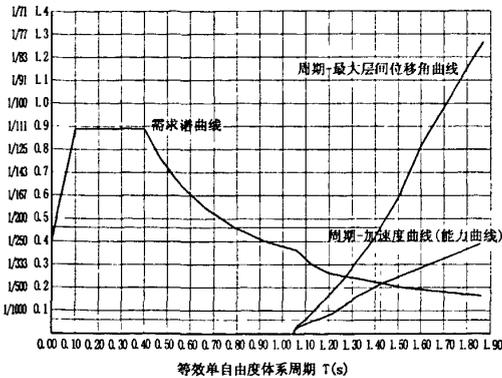
图4 Y向楼层剪力包络图

Fig.4 Envelope diagram of Y-direction shear

2.2 静力弹性分析

用静力弹性分析 PUSH 验算了在罕遇地震作用下的楼层位移。侧推荷载类型为倒三角形, 基底剪力与总重量的比值为 1, 走步控制采用球面弧长法。经过计算分析, 其罕遇地震下的层间位

移角 X 向为 1/205, Y 向为 1/219, 小于框架-剪力墙结构的限值 1/100, 满足规范的要求。Y 向抗倒塌验算结果曲线见图 5。



所在地区: 全国; 场地类型: 2; 设计地震分组: 1;
抗震设防烈度: 7.5度大震; 地震影响系数最大值 $A_{max}(g)$:
0.890; 特征周期 $T_g(s)$: 0.40; 弹性状态阻尼比: 0.050
能力曲线与需求曲线的交点 $[T(g), A(g)]$: 1.431, 0.223;
性能点层最大间位移角: 1/219; 性能点基底剪力(kN):
27544.2; 性能点顶点位移(mm): 165.3;
性能点附加阻尼比: 0.106*0.70=0.074;
与性能点相对应的总加载步号: 35.0

图5 Y向抗倒塌验算曲线

Fig. 5 Check curves of Y-direction collapse resistant

3 综合性评价

本工程结构处于高烈度地区,属于不规则超限的 A 级高度钢筋混凝土框架剪力墙结构。针对本工程的结构特点,采取了下列抗震加强措施。(1)在竖向急剧收进的四层楼面(标高 18.300), 全层结构楼板采用 150mm, 予以适当加强。该层楼板采用双层双向配筋, 配筋率适当提高, 同时加强相邻上下层楼板配筋。收进部位的竖向构件配筋也适当加强, 加强的范围向下、向下各延伸一层。平面局部凸出部位楼板也适当加强。(2)在入口大堂挑空处的二层楼面(标高 7.500)洞口周边楼板予以加强, 板厚取 150mm, 并采用 PMSAP 进行弹

性板的应力分析, 适当加强配筋, 双层双向设置。同时适当提高周边框架柱的配筋率和配箍率。(3)主楼框架柱抗震等级提高一级, 按照二级抗震等级采用, 适度提高二道防线的安全度。(4)采用 SATWE 及 PMSAP 进行结构的电算对比分析, 并仔细调整结构的刚度布置, 尽量使得结构的质心和刚度中心一致, 减少地震作用的扭转效应, 同时加强端头边榫框架梁, 提高结构的整体抗扭刚度。控制楼层最大位移比不大于 1.3。(5)对结构进行弹性时程分析, 从计算的曲线分析, 各楼层的层间位移曲线基本光滑无突变。层间位移均小于 1/800, 结构不存在薄弱层。每条时程曲线计算所得的结构底部剪力均大于 CQC 法求得的底部剪力的 65%, 三条时程曲线计算所得的结构底部剪力的平均值大于 CQC 法求得的底部剪力的 80%, 很好的满足了规范要求。(6)为保证结构在大震下具有足够的延性和抗倒塌能力, 对结构进行大震下的静力弹塑性分析, 在大震作用下结构的 x 向、y 向结构能力曲线与结构的需求谱曲线相交, 结构具有足够的抗倒塌能力, 满足“大震不倒”的性能目标。在大震作用下结构的最大侧向位移均在 1/200 左右, 满足规范要求。

4 结语

通过 SATWE 及 PMSAP 两种有限元程序的结果对比分析, 在采取了有效的抗震措施后, 两种程序计算所得的结构周期、周期比、层间位移、位移比等各项指标都较好的满足规范的要求, 该结构具有较好的抗震性能。

参考文献:

- [1] GB 50011-2001 建筑抗震设计规范[S].
- [2] JGJ 3-2002 高层建筑混凝土结构技术规程[S].
- [3] 吕西林. 超限高层建筑工程抗震设计指南(第2版)[M]. 上海: 同济大学出版社, 2009.

(责任编辑 刘存英)