

# 重庆江北嘴金融城 2 号结构设计

黄 嘉<sup>1</sup>, 汤启明<sup>1</sup>, 严 亮<sup>2</sup>, 赵 军<sup>2</sup>

(1 重庆市设计院, 重庆 400015; 2 重庆市江北嘴置业有限公司, 重庆 400024)

[摘要] 重庆江北嘴金融城 2 号项目结构体系较复杂, 设计难点较多。对该项目结构设计过程中的若干问题进行了总结和阐述, 比如超长地下室的楼板温度应力分析及针对性设计措施; 抗震性能分析与设计; 大跨度钢结构连廊的结构设计; 大跨度钢结构连廊的舒适度分析和 TMD 减振设计; 支撑连廊的钢骨混凝土大悬挑结构的分析与设计。设计中, 针对以上难点采取了相应的措施, 既满足了结构安全, 也达到了建筑效果要求。

[关键词] 超长地下室; 性能化设计; 钢筋混凝土; 舒适度; TMD

中图分类号: TU318.2 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2013)01-0017-05

## Structure design on Chongqing Financial Center No. 2

Huang Jia<sup>1</sup>, Tang Qiming<sup>1</sup>, Yan Liang<sup>2</sup>, Zhao Jun<sup>2</sup>

(1 Chongqing Institute of Architectural Design, Chongqing 400015, China;

2 Chongqing Jiangbeizui Real-estate Co., Ltd., Chongqing 400024, China)

**Abstract:** The structural system of Chongqing Financial Center No. 2 is complex, so the design is difficult. A number of issues during the process of structural design for this project were summarized and expatiated, as follows: the stress analysis of floor temperature for the super-long basement and related design measures, the analysis and design of seismic performance, the structural design of large-span steel corridor, the analysis of comfort level and the TMD damping design about the large-span steel corridor, the analysis and design of the big cantilever structure which was steel reinforced concrete and used to support the corridor. The measures for above mentioned difficulties were carried out during the design, and the results showed that the structure system not only met the requirements of the structural safety, but also reached the performance requirements of the building.

**Keywords:** super-long basement; performance-based design; reinforced concrete; comfort level; TMD

### 1 工程概况

重庆江北嘴金融城 2 号项目(图 1)地处重庆两江新区核心区域,位于重庆市江北嘴中央商务区 A03 地块,建成后将作为重庆市的标志性建筑之一。该项目功能为办公和商业综合体,总建筑面积约为 260 000m<sup>2</sup>,包含 3 栋办公塔楼(1#~3#楼,结构高度分别为 126.5, 183.8, 142.7m)和 1 栋多层商业楼(4#楼,结构高度为 38.5m) 4 栋楼之间通过 5 座连廊互相连通。

### 2 结构体系

A03 地块东高西低、北高南低,地下室顶板在各侧基本与周边自然地面标高接平,结构的嵌固层取在与地块最低点(西南角)接平的地下层 1 的地面,即黄海高程 247.0m。嵌固层以下有 3 层地下室。嵌固层以上,1#、2#楼在下部有两层裙房相连,形成双塔结构;3#楼因下



图 1 建筑效果图

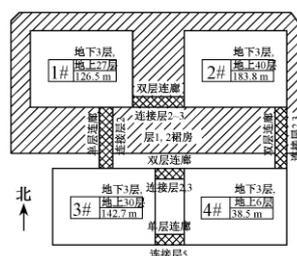


图 2 嵌固层以上结构体系示意图

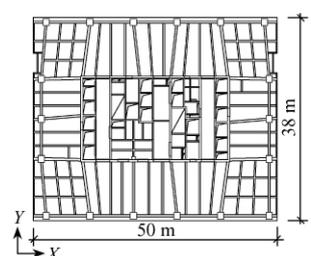


图 3 1#~3#塔楼典型结构平面图

沉广场的存在,在嵌固层以上自然与周边结构脱开为单独塔楼结构;4#楼通过设置双柱与周边裙楼结构脱开,形成单独塔楼结构。各塔楼之间在层 2, 3, 5 有钢结构连廊相互连接,钢连廊与塔楼之间采用滑动连接方式,并设置限位措施以避免过大位移。嵌固层以上结构体系示意图及 1#~3#塔楼典型楼层结构布置见图 2, 3。

各塔楼核心筒墙体厚度从底层的 600mm 逐渐减薄至 300mm,混凝土强度等级从下至上由 C50 逐

作者简介:黄嘉,硕士,高级工程师,一级注册结构工程师,Email: huangjia@vip.163.com。

渐降至 C30; 柱截面从底层的 1 400 × 1 400 逐渐内收至顶层的 700 × 700, 混凝土强度从 C60 逐渐降至 C30。各部分结构体系及抗震等级见表 1。

各楼结构体系及抗震等级 表 1

楼号	高度类别	结构体系	框架抗震等级	剪力墙抗震等级
1#楼	A 级高层	框架-剪力墙	三级	三级
2#楼	B 级高层	框架-核心筒	二级	二级
3#楼	A 级高层	框架-核心筒	三级	二级
4#楼	A 级高层	框架	三级	
连廊结构形式		带钢拉杆的钢桁架结构体系与两侧塔楼结构滑动连接		

### 3 超长地下室分析与设计

地下室东西向长约 140m、南北向长约 120m, 远超过规范规定的须设置温度收缩缝的距离要求。为了分析温度应力对超长结构的影响, 采用 MIDAS/Gen 软件, 建立有限元模型进行分析。

模型中, 各构件的尺寸按实际情况输入, 空心楼板面内厚度(面内抗剪、抗拉压)为 100mm, 楼板面外厚度(面外抗弯)为 400mm, 混凝土等级按实际情况输入。混凝土的线膨胀系数为  $1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ , 楼板的弹性模量按 0.5 的系数折减, 梁的弹性模量按 0.8 的系数折减。约束情况: 在柱底及墙底施加固定约束, 升温时, 在地下室外墙上施加 1MPa 的水平侧向约束, 降温时, 地下室外墙不施加侧向约束。根据重庆各季节温度统计数据及地下室实际使用的温度范围, 确定采用  $\pm 15^\circ\text{C}$  的温差进行计算。计算结果见图 4。

由分析结果可见: 升温时, 楼板最大应力约为 2.70MPa, 高应力区主要集中在 1#~3#塔楼筒体附

近; 降温时, 楼板最大应力约为 3.84MPa, 高应力区主要集中在地块东南角以及 1#~3#塔楼筒体附近。

根据分析结果, 采取如下有针对性的措施: 1) 在 1#~3#塔楼的核心筒周边和地下室东南角区域, 最小配筋率加大为 0.3%, 并尽量采用细而密的通长配筋形式; 2) 后浇带设置距离适当加密, 并推迟后浇时间; 3) 优化混凝土配合比设计, 加入适量添加剂, 控制水灰比、砂率、水泥用量及塌落度等指标。

### 4 抗震性能分析与设计

项目所在地的抗震设防烈度为 6 度, 基本地震加速度为 0.05g, 设计地震分组为第一组, 场地类别为 II 类, 项目抗震设防类别为标准设防类。

#### 4.1 结构超限情况及性能设计目标

根据各栋结构平面、竖向布置及规则性判断可知, 各栋楼结构平面及竖向规则, 平面向局部凹凸, 沿竖向无结构转换及大的刚度突变, 竖向抗侧力构件上下连续贯通, 刚度和承载力分布均匀, 楼盖系统无大开洞。结构仅在如下两点存在超限的情况: 1) 2#楼高度超限; 2) 1#、2#楼为双塔连体结构。

针对本结构的具体情况及各构件的重要性, 抗震设计在满足国家和地方规范的基础上, 根据性能化抗震设计理念进行设计, 并采取表 2 的抗震设计性能目标。

#### 4.2 小震弹性分析

重庆市地震工程研究所提供的安评报告和《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010) (简称抗震规范) 给出的地震参数如表 3 所示, 多遇地震影响系数曲线如图 5 所示。

计算结果表明, 根据安评报告反应谱曲线计算

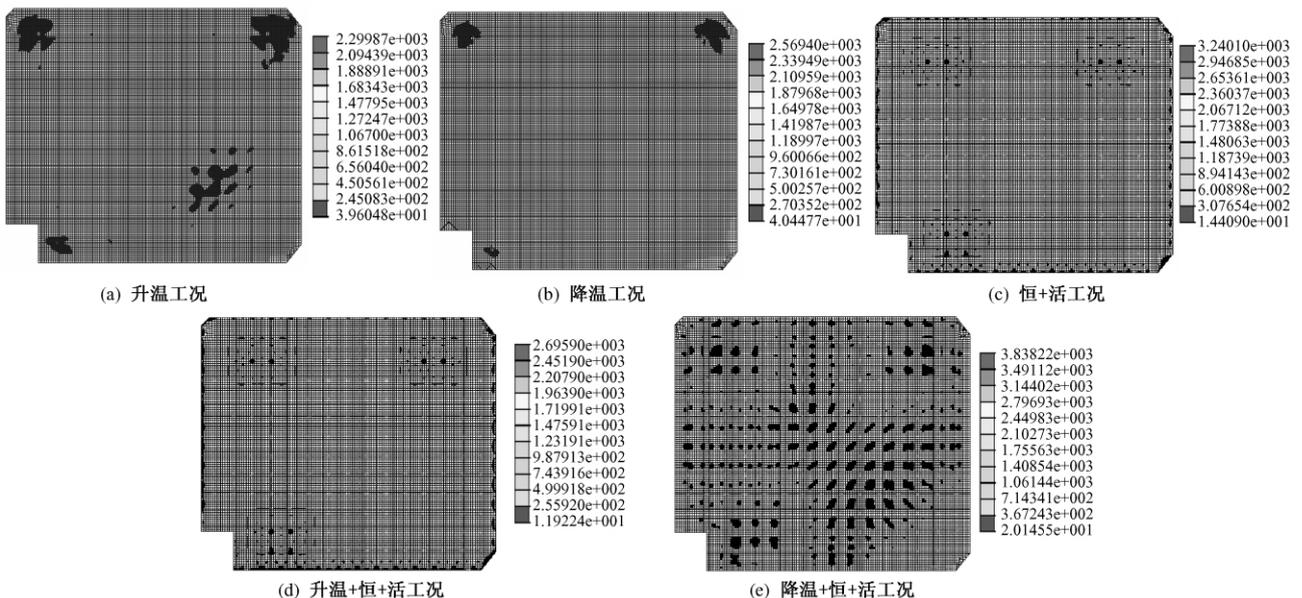


图 4 各工况下楼板应力图/kPa

抗震设计性能目标 表 2

抗震烈度 (参考级别)	众值烈度 (小震)	设防烈度 (中震)	罕遇烈度 (大震)	
性能水平定性描述	不损坏	可修复损坏	无倒塌	
层间位移角限值	1#、3#楼 1/800 2#楼 1/668	—	1/100	
构件性能	核心筒墙肢	规范设计要求,弹性	基本弹性	允许进入塑性,破坏程度轻微
	核心筒连梁	规范设计要求,弹性	允许进入塑性	允许进入塑性,破坏程度可控
	外框柱	规范设计要求,弹性	弹性	允许进入塑性,破坏程度轻微
	外框梁	规范设计要求,弹性	允许进入塑性	允许进入塑性,破坏程度可控
	连廊	在罕遇地震作用下不滑脱		

安评报告及抗震规范地震参数 表 3

参数	抗震规范(6度)			安评报告		
	小震	中震	大震	小震	中震	大震
峰值加速度/g	0.018	0.05	0.1	0.014	0.044	0.077
$\alpha_{max}$	0.04	0.12	0.28	0.037	0.118	0.208
$T_g/s$	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45

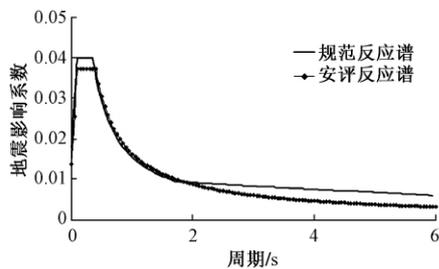


图 5 安评及规范多遇地震影响系数曲线比较

的结构底部剪力比按抗震规范计算的小,因此采用抗震规范反应谱曲线进行设计。

小震弹性反应谱分析采用 SATWE 和 MIDAS/Gen 两种程序进行对比分析。表 4 列出最高的 2#楼的计算结果。分析结果显示,整体性能指标满足规范要求。

采用 MIDAS/Gen 进行弹性时程分析,其分析的结构底层剪力最小值与反应谱底层剪力之比为: X 向 0.73, Y 向 0.72, 大于振型分解反应谱法的 65%; 3 条地震波(3 条波由安评报告给出,编号为 USER1 ~ USER3)的底层剪力平均值与反应谱底层剪力之比为: X 向 1.05, Y 向 0.99, 大于振型分解反应谱法的 80%。

### 4.3 弹塑性分析

结构在较大的地震作用下某些部位会发生屈服甚至破坏而退出工作,从而结构的工作状态会从弹性过渡到弹塑性,随着塑性的发生和发展,结构的反应性能会发生改变。为了研究结构在罕遇地震作用

下的工作性能,对最高的 2#楼进行静力和动力弹塑性分析。

2#楼小震弹性计算结果 表 4

计算程序		SATWE	MIDAS/Gen
总质量/t		136 532	135 865
周期/s	$T_1$	4.51(Y 向平动)	4.63(Y 向平动)
	$T_2$	3.46(X 向平动)	3.47(X 向平动)
	$T_3$	2.41(扭转)	2.56(扭转)
扭转周期比 $T_1/T_1$		0.53	0.55
底层剪力/kN (剪重比/%)	X 向	9 323(0.68)	8 815(0.65)
	Y 向	9 128(0.67)	8 841(0.65)
地震倾覆 弯矩/kN·m	X 向	1 010 815	955 612
	Y 向	923 093	867 664
最大层间 位移角	X 风	1/3 320	1/2 867
	Y 风	1/1 408	1/1 265
	X 地震	1/3 026	1/3 071
	Y 地震	1/2 031	1/1 955

### (1) 静力弹塑性分析

根据文[1],[2]的建议,采用第 1 阶振型的楼层地震力分布模式作为侧推荷载模式。2#楼的 Y 向弱于 X 向,图 6 给出沿 Y 向的静力弹塑性分析结果。图 6 中,圆点即为罕遇地震下结构工作状态的对应点,罕遇地震性能控制点所对应的结构顶点位移为 397mm,此时结构基底剪力约为 31 886kN,最大层间位移角出现在层 29,为 1/350,小于规范规定的 1/100 的层间位移角限值。

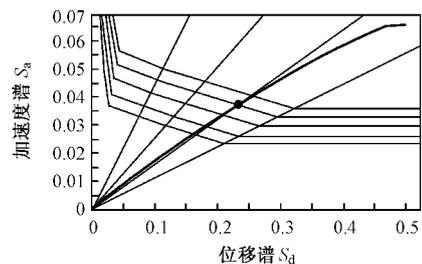


图 6 Y 向静力弹塑性分析曲线(罕遇地震性能控制点)

在推覆过程中,当顶点位移达到 217mm(约相当于中震的水平)时,在结构一些楼层的剪力墙连梁和少数框架梁上出现了一批塑性铰,见图 7(a),出铰单元比例为 0.4%;随着侧推的继续,剪力墙和柱上开始出现塑性铰,剪力墙连梁和框架梁上的塑性铰数量逐渐增多;当达到罕遇地震性能控制点时,在几乎所有楼层的剪力墙连梁和框架梁上都出现了塑性铰,在下部几层的剪力墙上出现了一些塑性铰,见图 7(b),部分塑性铰的出铰程度已经比较深,出铰单元比例为 2.4%。

### (2) 动力弹塑性分析

选用 MIDAS-Building 软件对结构进行弹塑性动力时程分析。地震波按安评报告提供的大震地震

波输入。图8为沿结构刚度较弱的Y向进行动力弹塑性时程分析的结果。

结果表明,罕遇地震作用下,结构的最大响应出现在7.88s,此时,结构顶点位移为353mm,结构基底剪力约为28563kN。由图8(a)可见,最大层间位移角出现在层25,为1/420,小于规范规定的层间位移角限值1/100。

大震作用下,核心筒剪力墙洞口连梁普遍进入塑性阶段,与筒体相连的部分框架梁出现塑性铰,少数剪力墙及框架柱进入塑性。剪力墙进入塑性的部位主要处于底部层1~5及层8~13筒体收进抬柱子的区域。结构整体和筒体的出铰见图8(b)、(c)。

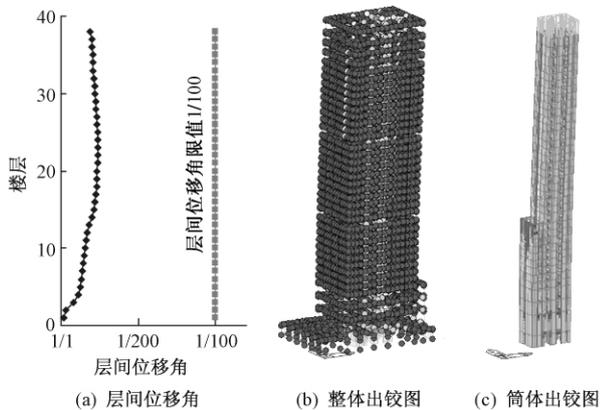


图8 Y向大震作用下层间位移角及出铰图

从上述静力弹塑性和动力弹塑性时程分析的结果来看,本工程的主要抗侧力构件塑性发育程度有限,能够满足中震、大震作用下的构件设计抗震性能目标的要求。且大震作用下的最大层间位移角满足规范要求并有一定富余,能够满足“中震可修、大震不倒”的抗震设防目标。对于罕遇地震作用下塑性发育较充分的墙体(如:底部层1~5及层8~13筒体收进抬柱子的区域),需采取增大墙体配筋率、加强边缘构件等措施进行加强,以保证在较大地震作用下的工作性能。

## 5 大跨度连廊及TMD设计

各塔楼之间有连廊相互连接。4栋塔楼之间共有5座连廊,均采用带钢拉杆的钢桁架结构形式,连廊与两侧塔楼采用滑动连接的方式。5座连廊中2号连廊跨度最大,为45.8m。以2号连廊为例,阐述

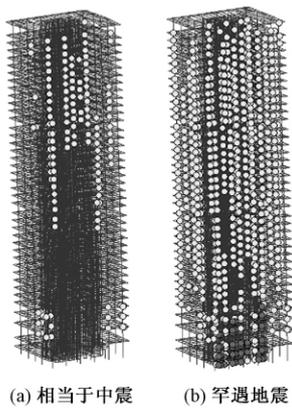


图7 中震及大震塑性铰分布

连廊的结构设计、与两侧塔楼的连接节点设计及舒适度分析与TMD设计。

### 5.1 连廊的结构设计

2号连廊为双层,宽度7.5m,跨度45.8m,总高度12m,连接2#、4#号楼的层2、3。弦杆采用H形截面,竖腹杆采用箱形截面,间距为3m(连廊玻璃幕墙的板块宽度为750mm,竖腹杆间距为玻璃板块宽度的4倍),为尽量减小斜杆尺寸,斜杆采用钢拉杆。该连廊的结构简图如图9所示。

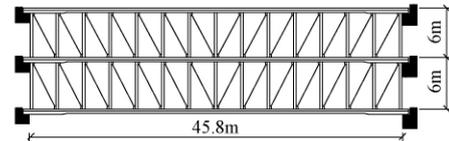


图9 钢连廊结构简图

经计算,在恒荷载+活荷载标准值作用下,连廊跨中的竖向挠度为70mm,为跨度的1/654,满足规范1/400的要求,上弦端部水平变形为11mm(变形方向为向内缩短),下弦端部水平变形为9mm(变形方向为向外伸长)。连廊在各荷载组合设计值作用下的最大应力比为0.90。

2号连廊采用高强度钢拉杆作为斜腹杆,钢拉杆采用Q460钢材,为两端双耳板的UU型钢拉杆,这样既能最大程度地满足建筑效果的要求,同时也能完全符合斜腹杆端头铰接连接的力学模型。典型的钢拉杆端头连接节点如图10所示。

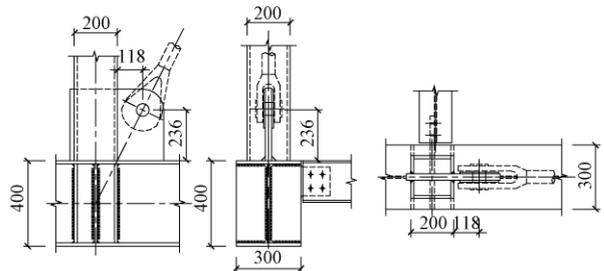


图10 钢拉杆端头典型节点图

### 5.2 连廊端头节点设计

在风荷载、温度变化及地震作用下,连廊两侧的塔楼会发生相对位移,为了使连廊两侧的塔楼能相互独立地产生水平位移而不互相影响,连廊与塔楼之间采用滑动支座进行连接,该支座只提供竖向和横桥向的约束,释放顺桥向及3个转动自由度的位移。2号连廊在两端共采用了12个滑动支座,滑动支座的型号为QZ1500ZX e100 00.02,该支座能提供的最大竖向支承力为1500kN,能允许的最大转动位移为0.02rad,能允许的最大顺桥向位移为100mm(连廊在温度作用下的最大水平变形为

13mm,两侧塔楼在风荷载作用下的最大相对位移为 23mm,在罕遇地震作用下的最大相对位移为 79mm,故取三者中的最大值作为支座位移允许量的控制值)。同时,抗震规范 6.1.4 条规定,防震缝的最小值不得小于 100mm,故连廊端头与塔楼混凝土结构之间留设 100mm 的防震缝。典型的支座节点见图 11。

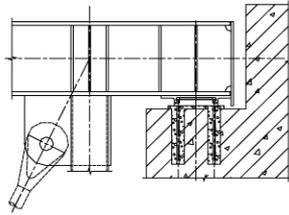


图 11 连廊典型支座节点图

### 5.3 连廊舒适度分析及 TMD 设计

2 号连廊属于大跨度人行天桥类结构,除控制结构的强度和刚度以外,很重要的一个方面是分析结构的振动舒适度。对于舒适度问题,《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)<sup>[3]</sup>(简称高规)规定如下:“楼盖结构应具有适宜的舒适度。楼盖结构的竖向振动频率不宜小于 3Hz”,竖向振动加速度峰值不应超过相应限值。人对竖向振动的反应是一个很复杂的现象,它与楼盖振动的大小和持续时间、人所处环境、人自身的活动状态以及人的心理反应都有关系。单纯控制结构竖向振动的频率并不能保证人行舒适度。国外比较通行的方法是用振动的峰值加速度来衡量楼盖振动对人的影响。表 5 提供了一般民用建筑设计时采用的楼盖振动加速度限值。对 2 号连廊,应采用室内天桥的振动要求,加速度限值取 0.015g。

楼盖振动加速度限值 表 5

人所处环境	办公、住宅、教堂	商场	室内天桥	室外天桥	仅有节奏性运动
楼盖振动加速度限值/g	0.005	0.015	0.015	0.05	0.04~0.07

2 号连廊虽然满足强度和刚度的要求,但其第 1 阶竖向振动频率为 2.4Hz,尚不能满足高规中对于天桥频率的要求。对 2 号连廊进行振动激励分析,按 0.5 人/m<sup>2</sup>进行加载,考虑每层有 13 人同步行走,即考虑连廊每层将有 13 个人以 2.4Hz 的频率在靠近连廊中部位位置原地同步行走。在这种激励下,连廊跨中位置的振动加速度最大达到了 0.08g,远不能满足舒适度要求。通过在连廊上中下层的跨中部位分别设置 3 个 TMD 装置(质量调谐阻尼器,总质量 12t),设置 TMD 装置后跨中部位的最大加速度响应降低为 0.014 3g,满足室内天桥 0.015g 的加速度限值要求,减振效率在 50% 以上,如图 12 所示。

### 6 大悬挑结构分析与设计

如图 13 所示 2 号大跨度钢连廊支承于 4#楼层

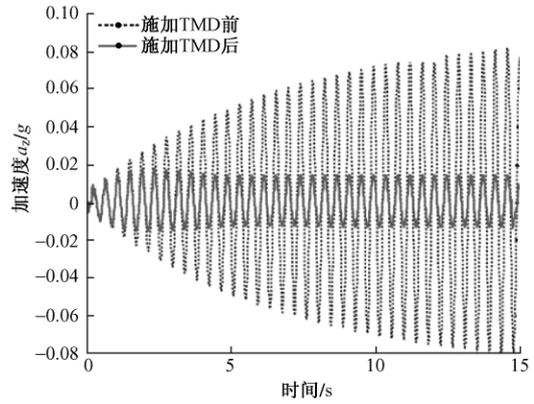


图 12 安装 TMD 前后连廊跨中节点振动加速度响应

3~5 的悬挑结构上,悬挑梁挑出长度为 5m,在端部和根部分别承受连廊传来的集中力 1 500kN。为保证悬挑梁的承载力和刚度,采用钢筋混凝土梁,梁高为 2.4m 或 2.1m,同时在各层悬挑梁间设置立柱,将各层悬挑梁协调为一个整体,增强结构的赘余度。

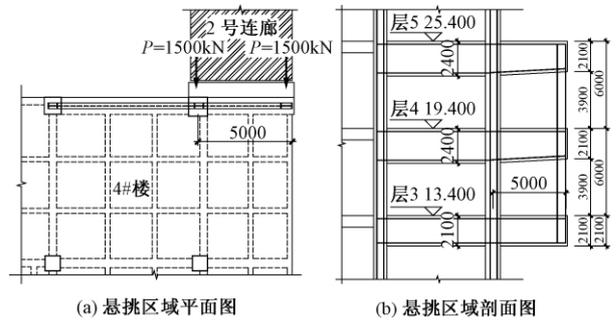


图 13 支承钢连廊的悬挑结构示意图

如图 11 所示,连廊支座是放置于悬挑梁侧的挑耳上的,连廊传来的集中力会造成悬挑梁承受较大的扭矩,因此,悬挑梁处于一个弯剪扭综合受力状态。为详细分析该悬挑梁受力,采用 MIDAS/Gen 程序建立有限元模型。计算结果显示,悬挑梁根部的弯矩  $M=9\ 422\text{kN}\cdot\text{m}$ ,剪力  $V=2\ 610\text{kN}$ ,沿悬挑梁全长较均匀地分布扭矩  $T=1\ 199\text{kN}\cdot\text{m}$ 。按弯剪扭构件计算悬挑梁根部配筋为:上皮纵筋采用 24 根 28,箍筋采用 18@100(4),钢筋采用焊接 H 型钢 H1 700×300×20×20,悬挑梁截面配筋见图 14。为约束悬挑梁在集中力作用下的扭转,与悬挑梁垂

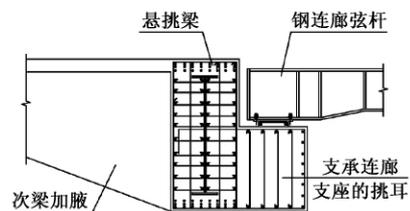


图 14 支承连廊的悬挑梁配筋示意图

(下转第 99 页)

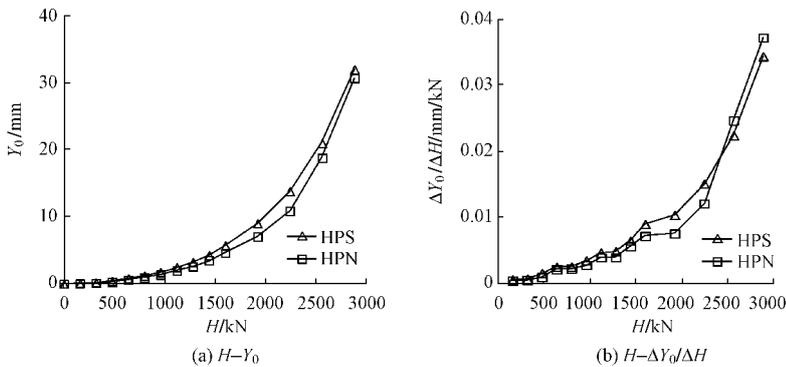


图 8  $H$  与  $Y_0$ 、 $\Delta Y_0/\Delta H$  关系曲线(工程二)

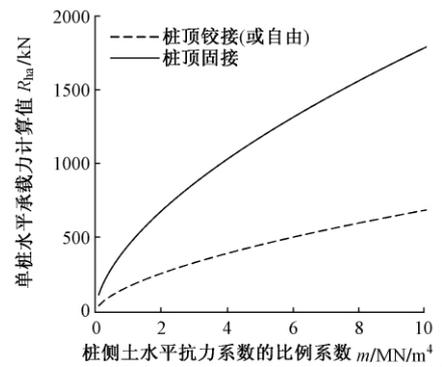


图 9  $m-R_{ha}$  关系曲线图(工程二)

C45, 钢筋强度等级 HRB335,  $\rho_g = 1.092\%$ ,  $h = 40.0\text{m}$ 。因为  $\rho_g > 0.65\%$ , 采用式(2)进行单桩水平承载力特征值计算, 并按桩顶固接、铰接(或自由)分别计算桩顶(身)最大弯矩系数  $\nu_M$  和桩顶水平位移系数  $\nu_x$ ,  $m$  取值范围为  $0 \sim 10\text{MN/m}^4$ , 混凝土保护层厚度为  $70\text{mm}$ 。计算结果见图 9 和表 5。

根据图 9 桩顶下  $h_m = 2(d+1) = 5.0\text{m}$  范围内为填土、生活垃圾组成的杂填土, 根据桩基规范表 5.7.5: 松散、稍密填土  $m$  取值范围  $6 \sim 14\text{MN/m}^4$ 。由表 5 可知, 此工程  $m$  取值  $1.8\text{MN/m}^4$  较为合适, 更趋近于淤泥质土的取值(淤泥质土  $m$  取值范围  $2.5 \sim 6\text{MN/m}^4$ )。这正与本工程杂填土含有腐殖土和生活垃圾、土层力学性质较差相吻合。

同时亦可见, 桩顶固接情况下的单桩水平承载力特征值计算公式相对偏于不安全,  $m$  取值时需适当保守, 宜按偏下限或下限合理取值。

#### 4 结论

(1) 桩顶固接且桩身配筋率大于  $0.65\%$  的情况比其他三种组合情况下的单桩水平承载力特征值计算值均要大, 为其他三种组合情况下计算值的 3 倍左右, 可见桩顶固接、桩身配筋率大于  $0.65\%$  对于桩基水平承载力较为有利。

(2)  $m$ 、 $d$ 、 $\rho_g$ 、 $h$  及混凝土强度等级等计算参数的取值大小对桩基水平承载力的计算结果均有直接影响, 其中  $m$  值对计算结果影响很大, 取值尤需慎重。

(3) 桩顶铰接(或自由)情况下, 桩基规范采用的单桩水平承载力特征值计算公式相对适中, 计算时应综合考虑  $h_m$  范围内土层性状及其厚度,  $m$  值宜按中值合理取值; 桩顶固接情况下, 该计算公式相对偏于不安全,  $m$  值宜按偏下限或下限合理取值。

(4) 本文分析结果对预制桩、钢桩等桩型的桩基水平承载力计算亦有借鉴意义。

(上接第 21 页)

直相交的次梁在端部加腋。

#### 7 结语

本工程为复杂高层建筑结构, 通过合理的结构布置和详细的计算分析, 并采用基于性能的设计方法进行分析论证, 使结构具有必要的抗震能力。同时, 针对本工程的特殊性, 对大跨度钢连廊结构、超长地下室结构、钢筋混凝土悬挑结构进行了详细分析, 根据分析结果采取了有效的设计措施, 并在大跨度连廊中采用 TMD 减振措施保证其舒适度。可为类似的工程提供参考。

#### 参 考 文 献

[1] 熊向阳, 戚震华. 侧向荷载分布方式对静力弹塑性分析结果的影响[J]. 建筑科学, 2001(5): 8-13.  
 [2] 杨溥. 基于位移的结构地震反应分析方法研究[D]. 重庆: 重庆建筑大学, 1999.  
 [3] 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, 2011.

(上接第 102 页)

#### 6 结论

(1) 全夯桩承载力较高, 桩身质量良好, 不仅可以在多层和小高层建筑中广泛应用, 也可以在 20 层以上的高层建筑中使用。

(2) 与嵌岩桩相比, 全夯桩基础造价低, 可节约基础总造价 30% 左右, 并可以大幅度缩短施工周期。本工程用全夯桩替代嵌岩桩, 取得了较好的经济效益。

(3) 在南昌地区土层中广泛分布有较厚的粗砂、砾砂层, 可作为全夯桩理想的稳定持力层。随着城市建设的发展, 南昌出现了许多 20 层以上的高层住宅, 能否在这些高层建筑基础中较大范围地使用全夯桩以达到节约基础造价、缩短工期、减少资源消耗的目的, 还有待于更多的工程实践的验证。

#### 参 考 文 献

[1] 席宁中, 刘金砺, 张春生. 扩底桩的侧阻松弛削弱效应[J]. 土木工程学报, 2007, 40(S1): 179-183.