

历史建筑地下空间利用的结构设计探讨

陈 劲¹ 宋昌永² 赖成杰¹ 韩 俊¹ 白庆涵¹

(1. 浙江省建筑设计研究院, 浙江杭州, 310006; 2. 浙江大学社会科学研究院, 浙江杭州, 310000)

摘要 结合一典型历史保护建筑实际, 通过整体迫降和设置桩柱一体的临时支撑, 实现顺作法施工, 在保障周边环境和历史建筑协调的同时, 实现保护建筑地下空间的活化利用。本文在介绍整体迫降设计和施工实践的同时, 讨论桩柱一体的临时钢结构支撑分析设计要点, 比较一阶弹性分析、屈曲分析和二阶P-Δ分析的结果, 依据现行设计规范, 合理确定结构承载力, 为同类古建筑和历史建筑的地下空间活化利用提供结构设计参考。

关键词 历史建筑 整体迫降 地下空间 屈曲分析 二阶分析

1 项目背景

位于杭州市西溪湿地南侧的留下果园, 是建国初期国家解决城市副食供应、安置城市流动人口、解决孤儿生活的集体农场。随着城市经济发展, 留下果园在完成历史使命后, 逐步退出人们的视线。当时的办公楼, 作为唯一的集体农场实体记忆, 被列为杭州市历史建筑。

留下果园办公楼, 为一层砖混结构, 砌体基础, 天然地基, 木屋架双坡屋面(图1), 建筑面积200平方米, 保护范围占地面积720平方米。保护建筑所在拟开发地块, 总用地面积2.9万多平方米, 土地已出让, 准备开发商业办公楼。



图1 办公楼建筑立面

根据城市总体规划及区域已完成的路网，整个区块内的路面标高已降低，最大2.5m（图2），保护建筑需匹配周边已发生的环境变化；同时为解决区块停车和更好地活化利用保护建筑，委托方有意申请开发保护范围内的地下空间。



图2 规划路网与建筑平面

根据场地现状和利用意愿，该保护建筑的活化利用，主要包括以下内容：①保护建筑整体迫降；②保护范围内地下空间开发；保护建筑的复原、加固设计等。本文主要分析探讨前两部分内容。

2 整体迫降

建筑物顶升、平移技术，经过几十年的发展^[1-3]，已成为平衡古建筑、历史建筑保护和经济发展的有效技术措施。

建筑整体迫降设计，类似于顶升，内容包括：结构托换体系设计；迫降支承系统设计；动力系统选择和布置；监测方案确定和应急预案制定等。托换体系和迫降支承体系，为两项重要的结构设计内容。

2.1 托换体系

托换体系最常见的为混凝土梁，有双梁式（夹墙梁）和单梁式（图3）两种。两种形式各有优劣：单梁式传力直接，但施工过程复杂，钢筋接头多；双梁式对保护建筑影响小，但传力间接，需间隔1~2m设置贯通内外的暗梁，有些工程案例也可见在暗梁中间增设穿墙螺杆，加强整体性。

托换梁截面尺寸和配筋，通过PKPM建模计算确定。建模时在千斤顶位置布设立柱，柱上端铰接。计算时，考虑到上部砌块强度低，砂浆质量不佳，加上结构无圈梁、门窗无过梁，墙体无构造柱，为避免施工时墙体出现裂缝，按变形控制。结合文献（4）引用文献的成果，相邻支承千斤顶的沉降差和距离的比值控制在 $\Delta/L < 1/1500$ （ Δ -相邻支承千斤顶的沉降差； L -相邻支承千斤顶的距离），该限值较《建筑地基基础设计规范》中“建筑物地基变形允许值”要求高。

选择单梁式托换，结合后期要求，梁截面300mm×700mm。宽度较上部结构墙体每边宽各30

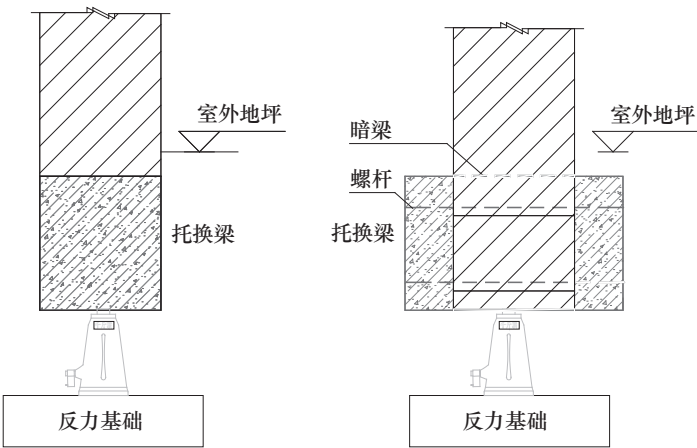


图3 托换梁形式

毫米，便于保证浇筑混凝土质量，托换梁上下各配4根直径20mm三级钢，计算变形 Δ/L 满足要求。

2.2 迫降支承体系

保护建筑计划迫降1.8m，迫降支撑选择“1+2”模式（图4），即：中间一个千斤顶钢管支承，两侧钢管辅助支承。两侧钢管支承采用上下两节同基座和托换梁固定，调整节位于中间模式。中间千斤顶支承钢管承受全部压力，并考虑50mm千斤顶可能偏心，按两端铰接压弯构件设计。

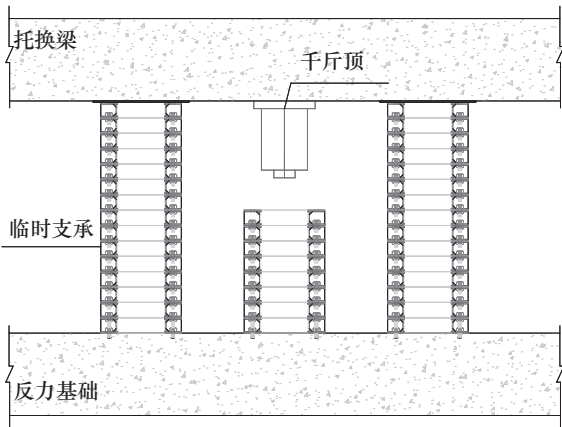


图4 临时支承布置

上端铰接的假定，是基于迫降期间体系另行设置限位系统，可有效控制建筑物水平方向“漂移量”。

迫降期间，保护建筑整体处于“悬浮”状态，承受荷载有：自重、风载、地震作用。考虑迫降前期准备及施工时间约一个月，基本风压按10年一遇取值，地震作用水平地震影响系数按属地设防烈度降低一度后的多遇地震取值。水平方向的风载和地震作用，理论上可由保护建筑通过支承处摩擦力传递到地基基础，本项目是通过设置限位结构，传递水平向荷载。

建模计算后得最大竖向反力标准值为270kN，支承钢管规格选Φ219mm×壁厚10mm，材质Q345，强度和稳定验算后的最大应力比为0.49（实际应力与材料设计强度比值）。千斤顶支承偏心控制在不大于50mm后，支承钢管全截面受压，无受拉区；钢管节间仍设法兰并用8根M22高强度螺栓连接，保证支承钢管整体性。

2.3 千斤顶布置和监测要求

保护建筑、托换梁、临时支承等合计重5500kN，选用PLC控制液压系统，共布置33只自锁式100吨液压千斤顶，计算安全系数4.8，大于2.0要求^[5]。

在建筑物周边各布置六处沉降监测点、倾斜监测点，同时在已有墙体裂缝处，选择两处，布置裂缝发展监测点。沉降监测点布置在建筑四周和中间位置，水平间距不大于15m。除日常巡视外，仪器监测要求为：

1) 实时在线监测。

2) 监测频率：保护建筑本体施工期间1次/天；本体施工结束，周边施工期间1次/2天；地块建设活动结束后，建筑交付后，前六个月1次/月；交付六个月后，1次/季度；持续时间不少于2年且需监测数据稳定。

3) 监测报警值：沉降速率连续三天大于1mm/天，或累计大于10mm；建筑倾斜变化达到1/1000；墙体原裂缝宽度持续扩大，累计扩大到2.5mm；墙体出现新裂缝，宽度达到1.5mm。

4) 监测预警：监测数据达到报警值80%时，要求进行预警，并加密监测频率。

3 地下空间利用

保护建筑面积有限，但保护范围占地面积大，且位于出让地块中部，如不利用保护范围下地下空间，地块开发时，保护建筑成为“孤岛”，需要沿保护范围周边做基坑支撑，保证“孤岛”安全。基于周边建设活动产生基坑水平变形，使“孤岛”内保护建筑不均匀沉降；同时影响整个项目的地下空间布局，降低土地使用效率。地块开发者有意向管理部门申请，开发利用保护范围内的地下空间。

匹配周边地下室设计布置，拟开发利用的地下空间两层，开挖高度10m。底板、楼板、顶板标高和周边地下室一致。因保护建筑与周边地下室轴线斜交，如果采用逆作法，实际逆作法施工面积将达到保护建筑面积的两倍以上。综合比较成本、工期、质量，确定按常规的顺作法，开发利用保护建筑下地下空间，即：土方开挖到底后，浇筑地下室底板、梁柱、楼板和顶板。

顺作法开发利用保护建筑下地下空间，首要工作是保证土方开挖和地下空间结构施工期间，保护建筑的安全。采用锚杆静压钢管桩，事前完成结构受力转换，将天然地基基础，转换成桩基础结构。

在土方开挖后，外露部分钢管桩可用作结构柱，支承上部结构；入土部分为桩；地下空间的混凝土工程施工完成后，静力割除起支承作用的钢管柱，完成二次结构荷载转换。不同阶段的作用略有不同，如表1所示。

表1 锚杆静压钢管桩在土方开挖不同阶段的作用

时间点	位置	作用	备注
土方开挖前	全长	桩基础	完成受力转换
土方开挖时	外露部分	柱作用	
	入土部分	桩作用	竖向承压
地下空间混凝土工程施工时	外露部分	柱作用	临时支承
	入土部分	桩作用	竖向承压
使用阶段	入土部分	桩作用	抗拔
	外露部分	静力切割	二次荷载转换

除常规的地下室建筑结构设计内容外，开发利用地下空间涉及两项额外结构设计，包括：锚杆静压钢管桩设计、临时支承设计。

3.1 锚杆静压桩

保护建筑所在区块为坡地，地质条件良好，土层侧壁摩阻和端阻大，单桩承载力大，而保护建筑自重有限，理论计算承重所需桩数量有限。另一方面，考虑到保护建筑的特殊性，只能选择对建筑物无振动影响、施工设备简捷的桩型。锚杆静压钢管桩，是理想的选择。

锚杆静压钢管桩的长度，由土方开挖到底后需要的竖向抗压承载力特征值确定，土方开挖10m，按土体内长度不小于8m考虑，总桩长选18m（10m+8m）。桩径需综合考虑桩竖向承载力、外部可提供的压桩力或保护建筑自重、土方开挖后露出桩作为结构柱的稳定承载力等因素。

根据临近区块施工经验和地勘报告，锚杆静压钢管桩施工时需采取引孔措施，而桩所处的“粉质黏土混碎石”层，厚度大，呈中密状，钻机引孔难度大，引孔直径宜小不宜大。

根据建筑平面及施工可操作性，选择较小直径钢管桩（外径Φ219mm×壁厚10mm），4根一组布置，土方开挖后组成格构柱，提高稳定性，共布置79根锚杆静压钢管桩（图5）。单桩竖向承载力特征值为： $R_{a1}=350\text{kN}$ ； $R_{a2}=150\text{kN}$ ，根据PKPM计算，竖向荷载标准值124kN。

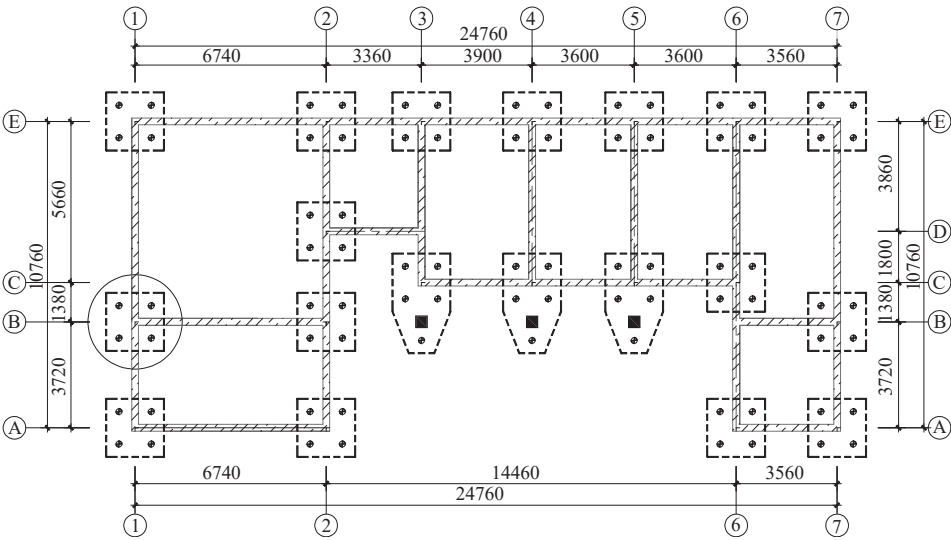


图5 桩柱一体布置图

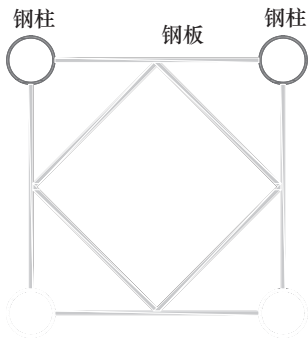


图6 格构柱截面

3.2 支承设计

根据桩布置，支承结构受力设计为：土方先开挖2.5m，在略高于开挖面的高度处，将一个承台内的四根钢管桩，连接成整体（图6），形成类似于格构柱的形式；然后继续开挖2.5m，除一个承台内四根桩通过连接构件连成整体外，承台间设置钢梁，形成钢框架。

土方开挖到位，地下室施工时，全部连接和柱间钢梁应施工完毕，典型支承立面如图7所示。考虑柱间钢梁施工可能和土方开挖进度不匹配，存在时间差。不利受力工况为土体已开挖，最下层桩间连接钢板支承尚未实施。

图8为考虑不利施工工况的分析计算模型立面示意图，下端嵌入长度 h_0 ，参考《建筑桩基技术规范》（JGJ 94-2008）高承台基桩的桩身压屈计算长度的概念，取 $h_0=4.0/\alpha$ （ α 为桩的水平变形系数），下端约束偏安全地假定为铰接。

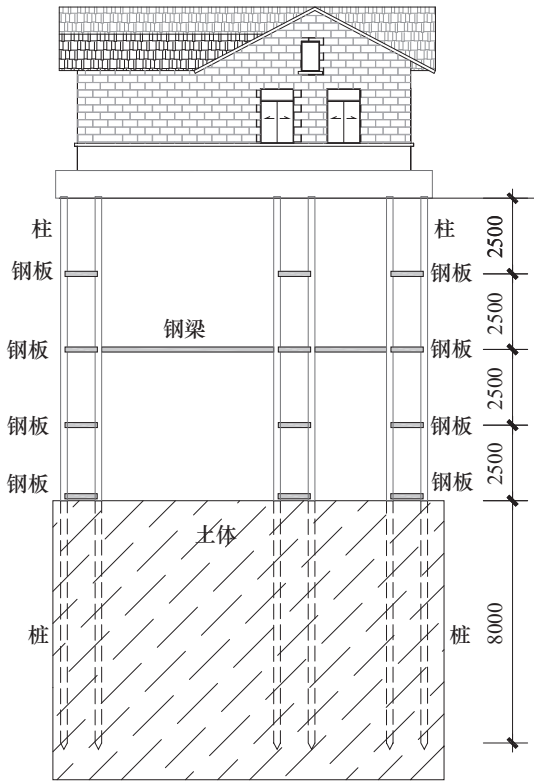


图7 支承立面（东侧）
单位：mm

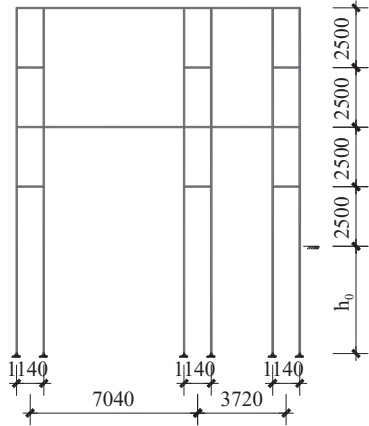


图8 不利施工工况的分析计算模型立面示意图
单位：mm

几何参数为：钢管桩（外径 $\Phi 219\text{mm} \times$ 壁厚 10mm ，钢材等级Q355）；每个承台4根，间距 1.14m ；承台简化为地梁，承台间为钢筋混凝土托换梁，截面 $300\text{mm} \times 700\text{mm}$ ；在距地梁 2.5m 、 5.0m 、 7.5m 处设桩间连接。考虑现场施工便利性，采用钢板连接，厚 20mm 、高 200mm ；在 5.0m 处

设连接方钢管梁一道，方钢管规格边长150mm×壁厚6mm。

作用荷载：上部结构自重假定为梁上均布荷载，值30kN/m（标准值），承台地梁上布设等效线荷载10kN/m，考虑承台自重和承台范围内墙体重量；为便于同有限元软件计算结果进行比较，风荷载简化为节点活载，Y向布置，节点荷载值2.1kN/点，合计58kN，对应基本风压0.3kN/m²。

根据《钢结构设计标准》（GB 50017—2017），结构内力分析和设计有三种方法：一阶弹性分析、二阶P-Δ分析和设计、直接分析设计。三种方法各有其适用范围和要求。

一阶弹性分析法：应用线弹性理论，分析求得结构内力与位移后，进行构件、连接和节点等设计。一阶弹性分析法是以构件为研究对象，考虑构件的缺陷（初弯曲、残余应力）进行稳定计算，而结构的缺陷（初位移Δ₀）和变形后的位移Δ的影响，用计算长度系数μ来考虑。一阶分析能够采用的前提是二阶效应影响小。《钢结构设计标准》（GB 50017—2017）的规定，即二阶效应系数 $\theta_{i,\max}^{\text{II}} \leq 0.1$ 时。

二阶P-Δ分析和设计：该方法考虑了结构在荷载作用下产生的变形P-Δ效应、结构初始几何缺陷（P-Δ₀）影响。在计算分析过程中，可以直接建立带有初始几何缺陷的结构矩阵，也可以把初始几何缺陷的影响用等效水平荷载代替，和其他荷载进行最不利荷载组合。

考虑P-Δ效应的二阶弹性分析与设计方法，只考虑了结构层面上的二阶效应影响，并未涉及构件的P-δ和构件的初始缺陷P-δ₀对内力的影响，因此这部分的影响通过稳定系数进行考虑，此时构件的计算长度系数应取1.0。

直接分析设计：采用考虑二阶P-Δ和P-δ效应，同时考虑结构和构件的初始缺陷、节点连接刚度和其他对结构稳定性有显著影响的因素，允许材料的弹塑性发展和内力重分布，获得各种设计荷载（作用）下的内力和位移，然后按有关规范规定进行各结构构件的设计，但不需要按计算长度法进行构件稳定承载力验算。

3.2.1 弹性分析

PKPM软件提供了三种分析设计方法的选项，分析结果对比如下。图9为一个承台下四根钢管桩组成的立柱，在不同选项后计算得到的应力比，该承台下钢柱的一阶分析时应力比最大，位置为图5画圈处。从图可见，立柱的四根钢管，轴压比和正应力比值均很小且三种分析选项的结果基本一致，但计算的稳定应力比有较大差距：一阶分析0.95；二阶分析0.24；直接分析0.22。

稳定应力的应力比差异的表观原因是“一阶分析”时，钢管柱的计算长度系数为2.53，而“二阶分析”时，直接取计算长度系数为1.0；而不同方法分析得到的内力，差距较小，但计算的稳定应力差距大，图10为同一承台下四根立柱的X向柱稳定计算的控制内力。

分析设计方法间差异的根本原因是支承结构复杂、不规则，结构布置和常规计算假定出入大，需采用不同软件进行辅助设计。本工程采用ABAQUS有限元软件进行屈曲分析和荷载——位移承载力分析。

3.2.2 屈曲分析

对弹性分析的模型，采用有限元软件进行屈曲分析，梁柱均采用2节点的梁单元离散。分析得到屈曲模态和特征值如表2所示。

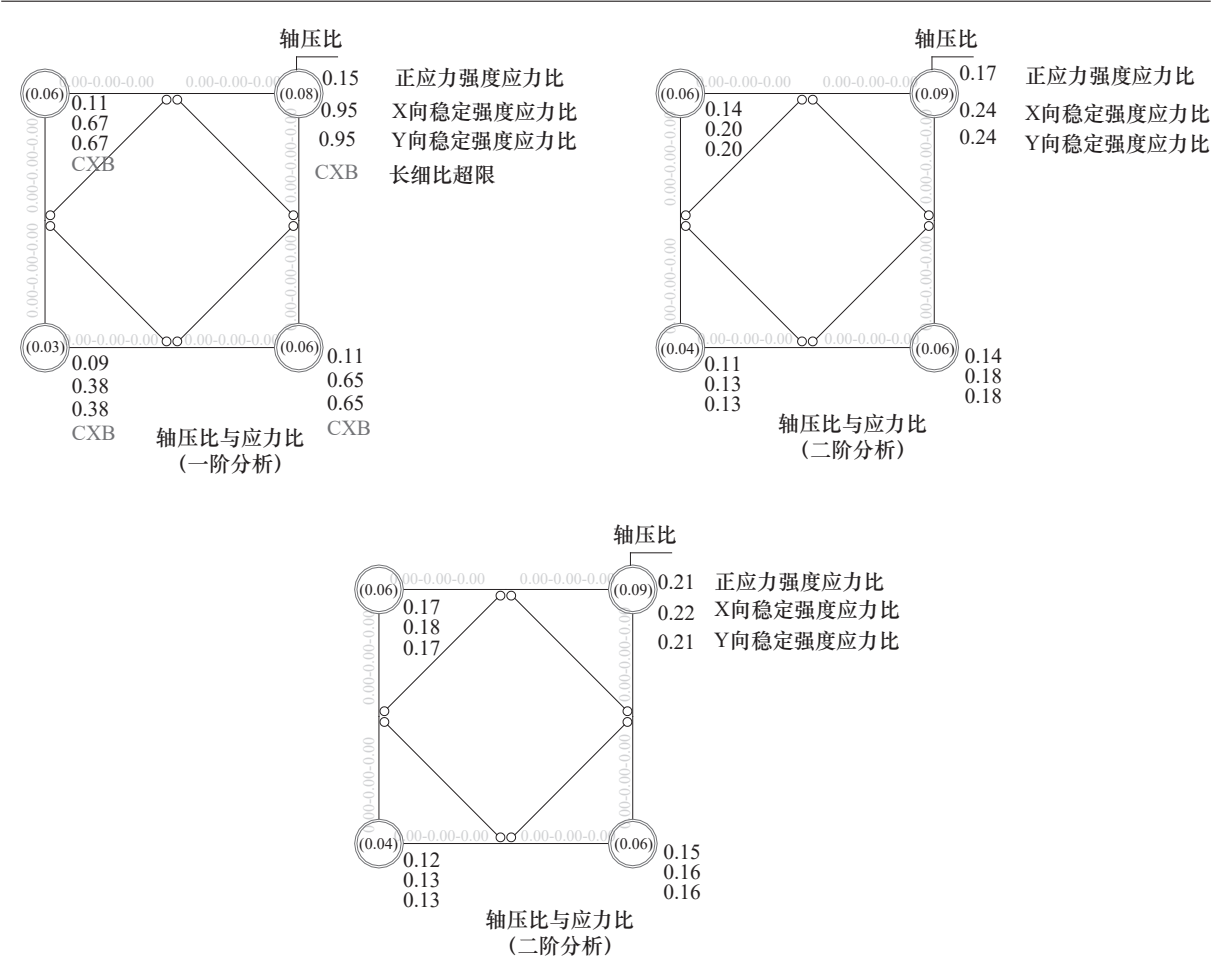


图9 轴压比和正应力比

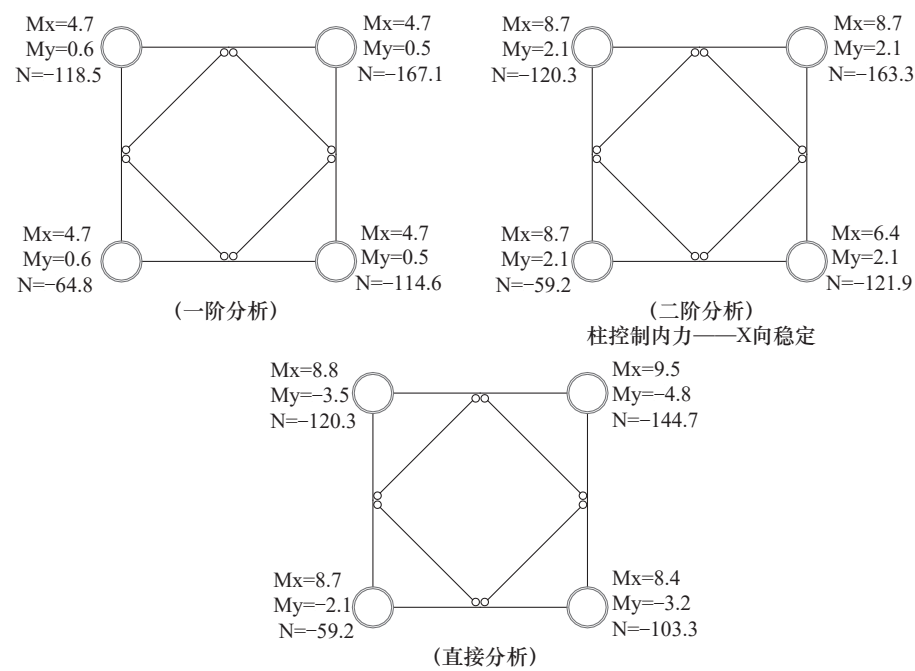


图10 同一承台下四根立柱的X向柱稳定计算的控制内力

表2 有限元分析特征值					
模态	第1模态	第2模态	第3模态	第4模态	第5模态
特征值	4.59	4.85	5.31	16.50	16.83

对应的模态（图11），表明前两阶为Y向整体屈曲和X向整体屈曲，第3阶为整体扭转屈曲，第4和第5阶模态为立柱‘分枝’屈曲。整体屈曲的特征值低于立柱‘分枝’屈曲的值，表明结构体系布置整体基本合理，符合“分枝”构件失稳承载力要高于整体失稳承载力的一般要求。

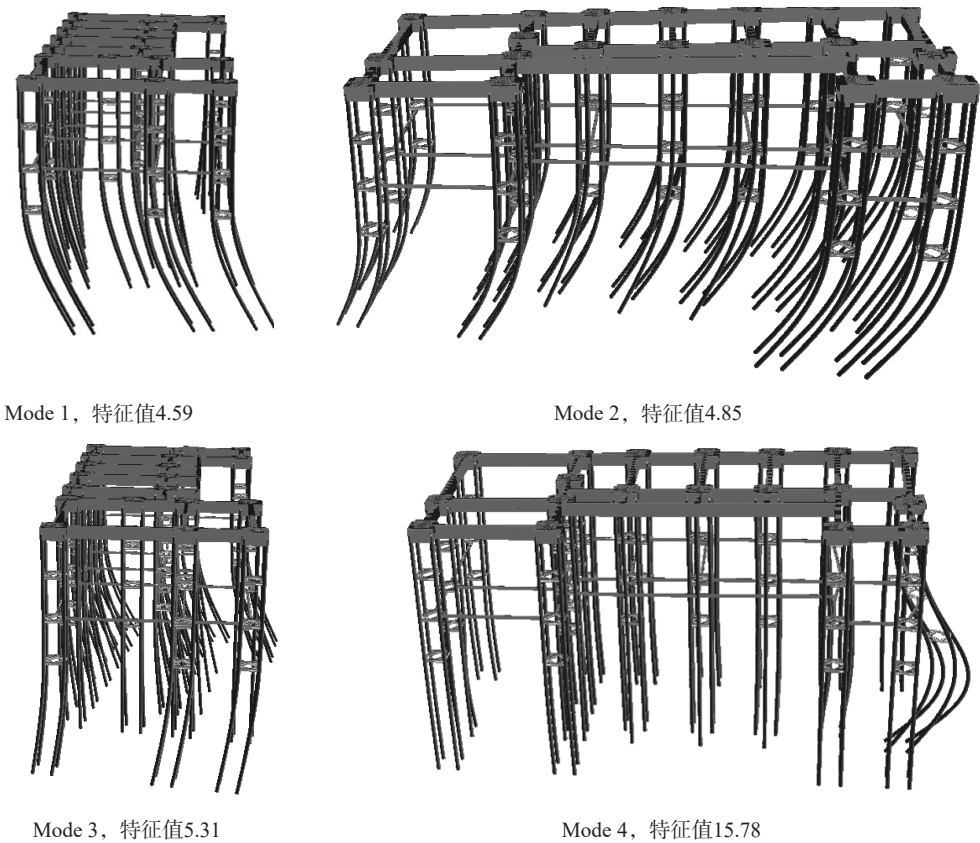
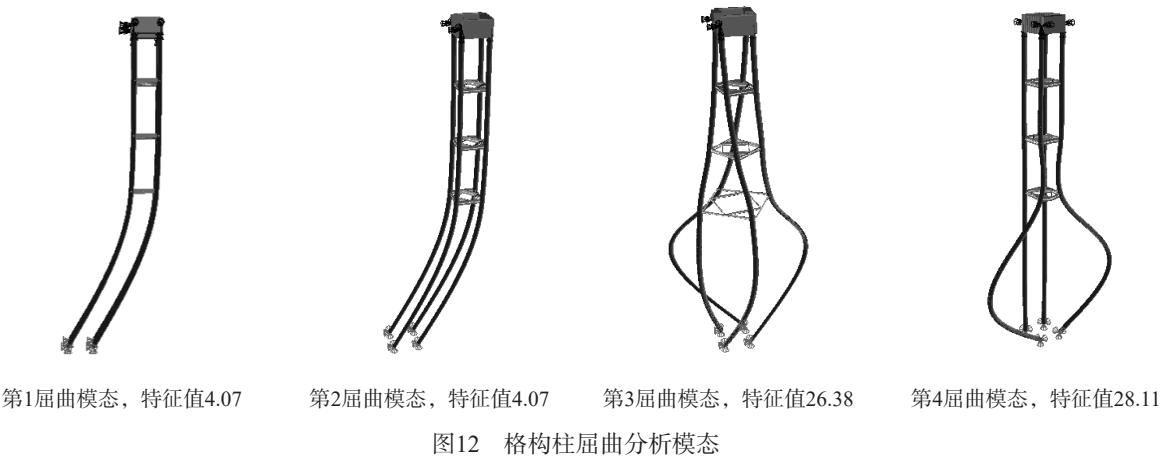


图11 屈曲分析模态

从结构体系的整体屈曲模态看，结构体系的承载力，和单个格构柱的稳定承载力关联度大。进一步的分析证实，柱底部平动位移约束，柱顶转动约束的单个格构柱，屈曲分析的特征值分别为4.07、4.07、26.38、28.11，第1阶、第2阶为Y向和X向屈曲，第3阶、第4阶为分枝屈曲（图12）。格构柱分析模型的几何尺寸和杆件截面尺寸同整体模型，荷载取整体模型中分配到格构柱的部分，即：基本荷载为：竖向307kN（设计值），Y向水平力6kN（设计值）。前两阶特征值和结构体系整体分析的特征值差距较小。

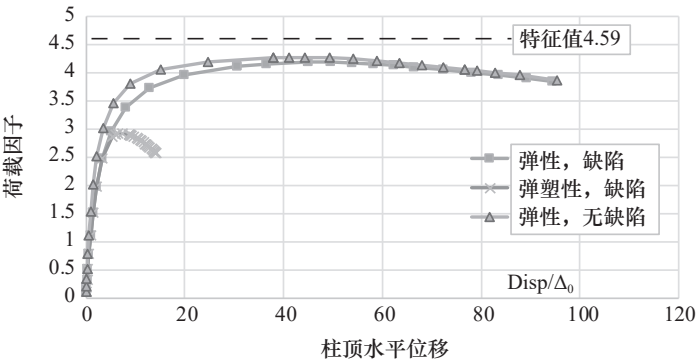
3.2.3 承载力分析

进行材料弹性和材料弹塑性的几何非线性分析，了解结构的极限承载力。分析时，假定整体缺



陷为第1阶屈曲模态, 幅值为 $\Delta_0=H/250$, 即: $\Delta_0=0.058\text{m}$; 弹塑性分析时, 钢材假定为理想弹塑性体, 屈服强度 310MPa ; 考虑到混凝土梁截面远较钢结构部分大, 受力较小, 同时为简化计算, 假定混凝土材料处于弹性阶段, 混凝土强度等级为C30。基本荷载幅值和分布同屈曲分析, 即: 包括结构自重和水平节点荷载(设计值)。

图13为承载力分析的荷载-位移曲线。Y轴为荷载因子, 即: 基本荷载的乘数; X轴为柱顶水平位移, 已无量纲化, 分母为初始缺陷 Δ_0 , 方向和水平力或缺陷方向一致。作为比较, 图中同时标注第1阶屈曲特征值和无初始缺陷的非线性结果。



分析结果显示, 结构非线性对稳定极限承载力有较大影响, 特别是材料非线性。

对图13计算结果, 需要说明:

1) 几何和材料非线性的弹塑性荷载-位移分析, 因没有考虑构件的 $P-\delta_0$ 及残余应力影响, 分析得到的内力和变形, 不同于《钢结构设计标准》中的“直接分析法”的结果, 仅作为参考。另一方面, 如参考《空间网格结构技术规程》(JGJ 7-2010)对采用弹塑性全过程分析结果确定结构承载力时, 规定安全系数取2.0(荷载为标准值), 可初步判断本工程选择的结构布置和截面, 满足承载力要求。

2) 几何非线性材料弹性的荷载-位移分析时, 已考虑整体初始缺陷, 分析方法等同于《钢结构设计标准》的“二阶 $P-\Delta$ 弹性分析”, 可取分析得到的内力进行构件设计, 柱稳定设计时取计算长

度系数1.0。

3) 几何非线性材料弹性的荷载-位移分析得到的极值为4.19 (荷载因子), 但对应的变形远远超过允许值。因此在确定结构体系的承载力时, 应选择符合变形控制要求的对应荷载因子。

查阅非线性分析结果, 荷载因子为1.51时, 顶点水平变形为H/250。即: 结构体系可承受的荷载最大值不大于1.51倍基本荷载。实际可承受荷载, 需结合受力最不利构件验算结果。

几何非线性材料弹性的荷载-位移分析给出的结构体系的Mises应力图 (图14), 可帮助发现受力不利构件。图14 (a) 为全部杆件的应力云图, 图14 (b) 和图14 (c) 为全部柱构件和全部梁构件的应力云图。应力云图表明, 柱最大Mises应力值46.5MPa, 梁最大Mises应力值为172.8MPa。

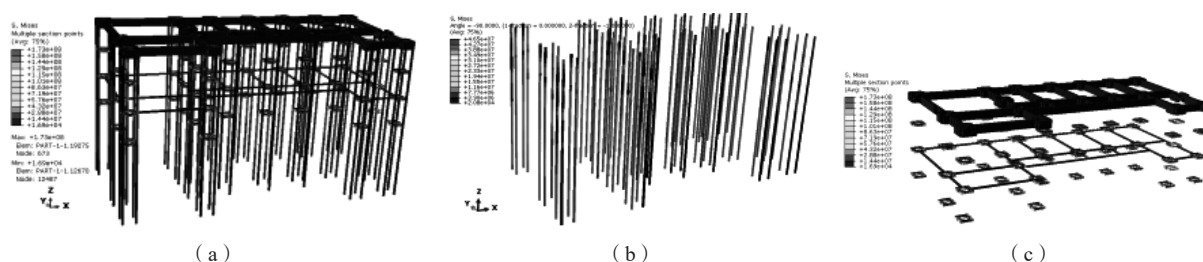


图14 Mises应力图

(a) 体系Mises应力云图; (b) 柱Mises应力云图; (c) 梁Mises应力云图

根据应力云图指示, 查看计算结果可得受力不利立柱的内力为: 柱顶 (N,M1,M2) = (232kN, 0.8kN·m, 21.1kN·m); 柱底 (N,M1,M2) = (232kN,0,0); 受力不利的梁内力为: 梁端 (N,M,Q) = (1.5kN, 22.1kN·m, 46kN)。

根据《钢结构设计标准》双向压弯圆钢管的整体稳定计算公式:

$$\frac{N}{\varphi A} + \frac{\beta M}{\gamma_m W \left(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}} \right)} < f$$

几何长度7m, 截面为外径Φ219mm×壁厚10mm的钢管立柱, 可得立柱计算应力为: $\sigma = 122.6\text{MPa}$, 或立柱的应力比为0.39。计算时取计算长度系数为1.0, 截面塑性发展系数1.0。

类似地, 忽略不计较小的梁内轴力, 按受弯构件验算整体稳定, 得到的梁中应力为: $\sigma = 212.7\text{MPa}$, 或梁的应力比为0.69。

以上计算表明, 结构体系在承受的1.51倍“基本荷载”时, 柱应力比为0.39, 梁应力比为0.69, 结构顶点水平位移为 $\Delta = H/250$ 。即: 在“基本荷载”作用下, 柱应力比为0.26, 梁应力比0.46, 结构顶点水平位移为 $\Delta = H/377$, H为支承总高度。

“基本荷载”是指保护建筑地下空间开发时承受的荷载设计值, 包括自重、风载。

3.2.4 讨论

1) 几何非线性材料弹性的二阶P-Δ弹性分析得到的荷载系数极值为4.19; 几何和材料双非线性的荷载-位移分析得到的荷载系数极值为2.91, 但体系对应的水平位移大, 远超规范限值。实际采用的结构荷载系数按变形要求确定后, 需进行构件设计, 包括强度和稳定。

2) 二阶P-Δ弹性分析给出应力云图,得到的应力为强度计算值,但可助力确定最不利的构件。按设计规范计入梁柱的稳定系数后,实际的应力或应力比,大于有限元计算得到的应力值。

3) 荷载系数极值时对应的水平位移大,说明结构体系整体刚度相对小。增设斜支承,是提高结构整体刚度的最有效措施。考虑到增设斜支承后,水平力或整体刚度需依靠和斜支承相连的钢管柱;而所有钢管柱,通过埋入土中部分提供竖向和水平向抗力,施工工法相同,量值基本一致。

在地下室底板混凝土浇筑前,无法通过构件间的协同作用共同抵抗外力。人为假定某根钢管柱的作用大于其他的柱,会造成“假定”和“实际”不一致的情况,可能不利于结构整体安全。

加大水平钢梁的截面,也是提高整体刚度的措施。考虑到大截面钢梁在减小立柱计算长度或提高稳定承载力的前提是梁和柱之间是刚接,受现场施工条件制约,同时立柱直径相对较小,节点性能更多地体现为部分刚接。增大梁截面,人为假定梁柱刚接,会引入不安全因素。

如假定柱底为固接,屈曲荷载大幅提高,非线性分析时的水平位移明显减小。埋入土体中的钢管柱,实际的支座约束,介于铰接和固接之间。在计算时,偏安全地假定柱底铰接。

4) 钢管立柱间连接,考虑施工便利和有利于施工质量控制,采用钢板焊接,类似于格构柱中的缀板。有限元分析表明连接缀板可能会承受较大内力,特别是弯矩。建议在强轴方向上的抵抗矩接近立柱的抵抗矩,以便梁、柱的应力水平相当。

结 论

采用基础托换、桩柱一体的结构传力体系转换,保护建筑地下空间开发时采用顺作法施工,结构受力上是可行的。

桩柱一体的支承体系,结构形式和布置虽然特殊,但仍可采用一阶弹性分析结果,初步验算判断选择的构件截面。结合锚杆静压桩的特点,立柱形式可采用四桩组成的“格构柱”,按下端铰接上端转动约束但可侧移的轴压柱确定初选截面。结构实际承载力的确定,需借助分析软件,考虑二阶效应和初始缺陷。

PKPM软件中二阶P-Δ弹性分析输出文件显示,是通过施工“假想荷载”方式考虑整体几何缺陷。有限元分析中的几何非线性材料弹性的荷载-位移分析,是假定整体几何缺陷为第一阶屈曲模态,通过直接叠合缺陷值与节点坐标,进行非线性分析得到结构内力。技术路径不同,但最后的立柱应力比,基本一致。

附 记

工程整体迫降施工已于2024年夏天完成。考虑设备安装空间和反力基础厚度,土方开挖深度2.4m。整体迫降既是本保护建筑预定的实施内容,也是后期顺作法施工工程实践。整体迫降施工,按照预设工序完成,包括:基础托换—锚杆静压桩施工—土方开挖—迫降等(图15)。施工期间,结构各项监测指标正常。后期在获得职能部门对地下空间利用的行政审批后,将择期进行。

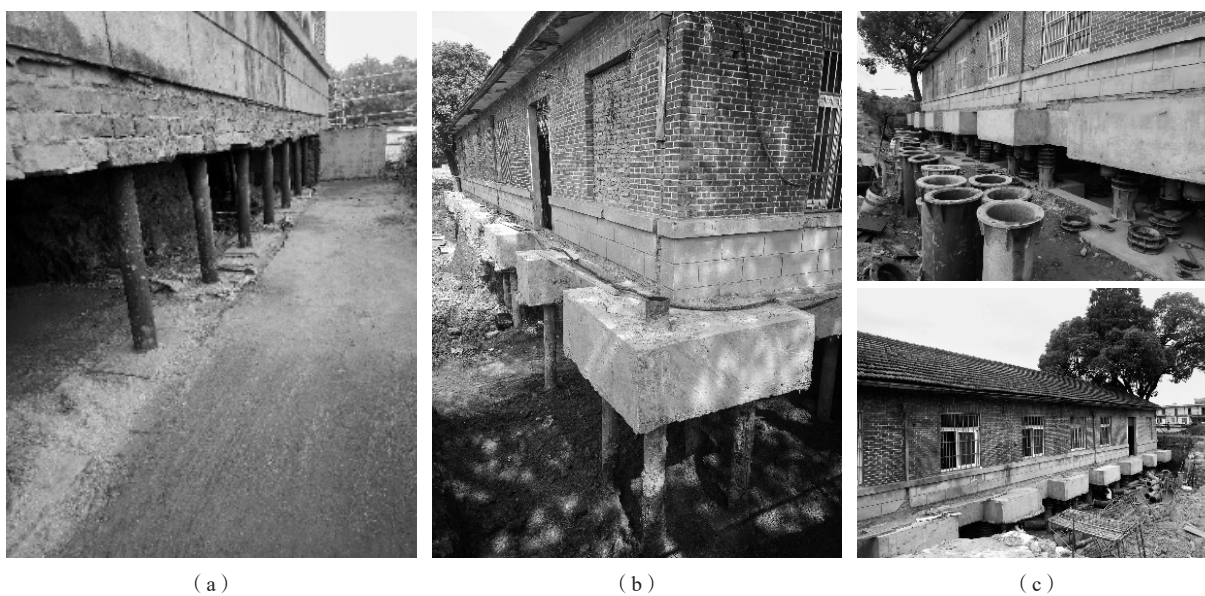


图15 整体迫降施工工序
(a) 基础托换; (b) 土方开挖; (c) 迫降

参 考 文 献

- [1] 李爱群, 吴二军, 高仁华. 建筑物整体迁移技术 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.
- [2] 张鑫, 蓝戊己. 建筑物移位工程设计与施工 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [3] 北京交通大学. CECS225: 2007 建筑物移位纠倾增层改造技术规范 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2008.
- [4] 龚晓南, 高有潮. 深基坑工程设计施工手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- [5] 住房和城乡建设部. JGJ270-2012 建筑物倾斜纠偏技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.