

肖鸿斌, 金耀岷. 深埋串珠状溶洞的超高层基础设计案例分析[J]. 中国岩溶, 2023, 42(2): 382-390.  
DOI: 10.11932/karst20230209

# 深埋串珠状溶洞的超高层基础设计案例分析

肖鸿斌<sup>1</sup>, 金耀岷<sup>2</sup>

(1. 上海市城市建设设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200125;  
2. 上海市建筑科学研究院有限公司, 上海 200032)

**摘 要:** 超高层建筑对地基稳定性、地基承载力和地基变形的要求非常高。2007 年某市拟建超高层建筑, 详勘揭露地表 80 m 以下地层中分布深埋串珠状溶洞, 溶洞顶板厚度薄, 串珠状溶洞在水平方向和垂直方向的分布情况及连通性等方面的不确定性较多, 若建筑基础浅埋, 则地基承载力无法满足设计要求; 若建筑基础深埋, 则因套管回收及溶洞处理等问题施工的可行性差。设计原则最终确定为基础浅埋方案, 首先初步确定满足地基稳定性的前提条件, 随后工程设计及施工各专业围绕单桩承载力问题进行讨论并修改专业方案, 最终决定应用当时的创新工艺——灌注桩后注浆工艺解决单桩承载力问题。该工程终于在 2010 年得以推进。工程一期建成后平均沉降与不均匀沉降均很好地满足了规范要求。此次多专业技术联动是勘察设计施工技术一体化的一次成功尝试, 相比目前质量进度管理一体化更具前瞻性, 也是今后技术优化一体化的发展方向。

**关键词:** 超高层建筑; 深埋串珠状溶洞; 地基稳定性; 覆盖层厚度; 灌注桩后注浆工艺; 多专业技术联动; 勘察设计施工技术一体化

中图分类号: TU473; P 642.25 文献标识码: A

文章编号: 1001-4810(2023)02-0382-09

开放科学(资源服务)标识码(OSID):



## 0 引 言

工程建设流程一般为先勘察, 再设计和施工, 这里的设计包括勘察前的建筑设计和勘察后的结构设计。随着建设行业的市场化进程, 为了实现更好的质量控制和更高效的进度管理, 各专业在数字化和大数据的背景下, 探索各种融合手段和方法, 出现了勘察设计一体化或勘察设计施工一体化的模式。

王文波<sup>[1]</sup>探讨了勘察设计施工管理一体化的模式, 目的是加快工程进度、提升管理能力、引领行业创新。廖斌<sup>[2]</sup>总结了勘察设计施工一体化的实施途径, 提出制度体系和联动管理模式。谢晋<sup>[3]</sup>提出勘察设计施工一体化的实施包括资料数值化, 各类网络数据共享和联动管理。上述一体化论述均是对建

设行业各专业质量管理、进度管理等各要素的整合。

2007 年某市拟建的超高层建筑项目, 却是一次被现实倒逼的建设行业各专业深度融合的有益尝试。不同于以往的工程, 以质量和进度为唯一目的, 此项工程是集各专业技术, 实现勘察设计施工技术一体化的一次尝试, 即使在十几年后的今天, 也有很好的启示作用。

根据详勘揭露, 在地下 80 m 地层中分布着深埋串珠状溶洞。拟建超高层建筑最高达 339 m, 对地基稳定性、地基承载力和地基变形的要求非常高。

根据《岩溶地区建筑地基基础技术标准》(GB/T51238-2018)<sup>[4]</sup>要求, 在岩溶区存在溶洞时, 当地基稳定性和变形能满足工程要求时基础宜浅埋, 不能满足要求时, 对溶洞宜采用桩基法、注浆法、充

第一作者简介: 肖鸿斌(1970—), 女, 分院总工, 高级工程师。主要从事岩土工程勘察、原位测试、物探等方面研究。E-mail: 379080195@qq.com。

收稿日期: 2022-05-14

填法等进行处理。

该项目地库埋深 20 m。深埋溶洞呈串珠状分布，顶板较薄。串珠状溶洞在水平方向和垂直方向的分布情况及连通情况的不确定性较多。若基础选择浅埋，满足地基稳定性要求的有效桩长非常有限，单桩承载力无法满足要求。

若基础选择深埋，需要基桩穿越各层溶洞进入完整中风化石灰岩。根据规范要求，设计施工前需逐桩进行施工勘察。勘察期间，使用 80 m 钢套管，采用单动二重管双层岩芯管钻进，因上覆土层较好、下伏溶洞顶板埋深起伏较大，勘察钻井有相当一部分钢套管因上拔力太大或被卡而无法回收，故逐桩施工勘察的可行性差。

其次，若桩基采用钻孔灌注桩，需对桩身范围溶洞进行灌浆处理。而物探结果显示，在标高约-130 m 处还有未探明的小溶洞，串珠状溶洞垂直向、水平向分布情况和连通情况的不确定性较大，灌浆量无法准确预估，施工成本无法控制，故采用钻孔灌注桩方案风险较大，施工可行性差。

溶洞分布的不确定性是此项工程的最大难点。经专家讨论，决定避开最大难点，最终确定了基础浅埋的设计原则。根据建筑物的性质、场地工程地质条件、水文地质条件，各专业能否发挥技术优势，探索到技术难题的有效解决方案是项目顺利进行的前提。

1 工程概况

2007 年江苏省某市拟建三幢塔楼，统一地库（表 1）。三幢塔楼呈品字形分布，塔楼一（图 1）和塔楼二为超高层，高度分别 339 m 和 154 m，塔楼三为高层，高度 89 m。

表 1 拟建建筑物物性质表

Table 1 Subgrade properties of the proposed building

| 拟建建筑物 | 结构类型  | 层数/层 | 尺寸/m×m | 基础形式 | 基础埋深/m | 差异沉降/mm |
|-------|-------|------|--------|------|--------|---------|
| 塔楼一   | 框筒剪力墙 | 71层  | 57×57  | 桩筏   | 20     | <0.002  |
| 塔楼二   | 框筒剪力墙 | 37层  | 48×33  | 桩筏   | 20     | <0.002  |
| 塔楼三   | 框筒剪力墙 | 21层  | 54×32  | 桩筏   | 20     | <0.002  |
| 大地库   | 框架    | 4层   |        | 桩筏   | 20     | /       |

1.1 工程地质条件

拟建场地位于长江三角洲冲积、湖积平原（表 2），地层上部第①层~⑫层为黏性土粉性砂性土；下部第⑬层为青龙石灰岩，夹多层第⑬<sub>1</sub>层溶洞。

场地内第⑬层石灰岩埋深起伏较大，79.8~

表 2 土层分布及性质

Table 2 Distribution and property of the soil layer

| 层序               | 土层名称 | 层顶埋深/m    | 双桥静探<br>锥尖/侧壁         | 标贯   | 波速                |
|------------------|------|-----------|-----------------------|------|-------------------|
|                  |      |           | MPa·kPa <sup>-1</sup> | 击    | m·s <sup>-1</sup> |
| ②                | 粉质黏土 | 1.5~2.5   | 1.23/61.61            | 8.5  | 160               |
| ③                | 粉质黏土 | 5.5~7.0   | 1.32/37.54            | 8.2  | 178               |
| ④                | 粉质黏土 | 8.5~10.5  | 1.16/22.23            | 5.5  | 178               |
| ⑤ <sub>1</sub>   | 粉质黏土 | 13.5~15.5 | 2.10/74.27            | 12.6 | 231               |
| ⑤ <sub>2</sub>   | 黏土   | 17.5~19.0 | 2.51/116.7            | 16.7 | 262               |
| ⑥ <sub>1</sub>   | 粉土   | 22.0~25.0 | 5.31/92.18            | 16.1 | 248               |
| ⑥                | 粉质黏土 | 23.0~26.0 | 2.15/68.79            | 14.3 | 267               |
| ⑦ <sub>1</sub>   | 粉质黏土 | 28.0~30.0 | 1.44/30.82            | 7.6  | 233               |
| ⑦ <sub>2</sub>   | 粉质黏土 | 33.0~35.0 | 1.29/37.51            | 6.7  | 233               |
| ⑧                | 粉质黏土 | 38.0~40.0 | 2.32/78.25            | 15.2 | 320               |
| ⑧ <sub>1</sub>   | 粉土   | 41.5~44.0 | 8.51/111.1            | 21.5 | 310               |
| ⑨                | 粉土   | 50.0~52.0 | 7.90/167.7            | 28.1 | 336               |
| ⑩                | 黏土   | 55.0~57.0 | 3.71/140.3            | 22.2 | 341               |
| ⑪ <sub>1-1</sub> | 粉土   | 60.0~62.0 | 10.3/202.9            | 30.9 | 396               |
| ⑪ <sub>1-2</sub> | 粉质黏土 | 60.0~65.0 | 4.54/111.7            | 20.4 | 425               |
| ⑪ <sub>2</sub>   | 粉质黏土 | 69.0~71.0 | 3.24/81.95            | 18.0 | 589               |
| ⑫                | 黏土   | 75.0~77.0 | 5.81/151.8            | 36.7 | 612               |

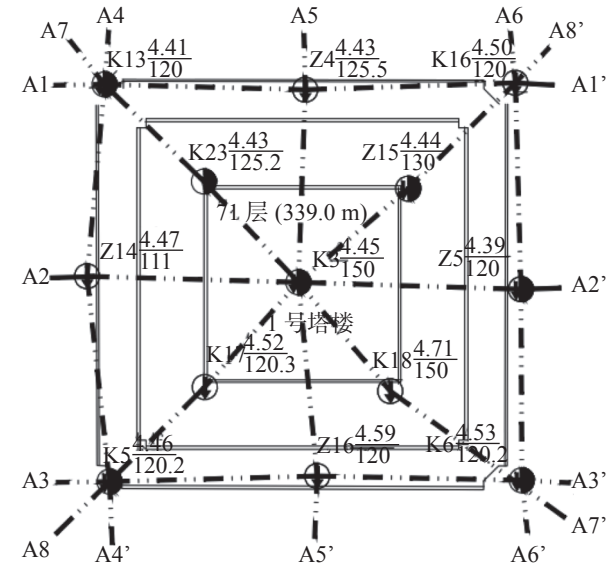


图 1 塔楼一平面布置图

Fig. 1 Layout plan of Tower 1

91.6 m。第⑬层石灰岩中包含多层溶洞(第⑬<sub>1</sub>层)。溶洞顶板较薄,一般 0.2~1.3 m,个别 1.6~3.9 m,多为强风化,局部中风化,岩芯较破碎—较完整,不均匀。溶洞与溶洞间石灰岩厚度变化较大,结构从较破碎—较完整,不均匀,大部分裂隙以方解石胶结。

塔楼一的第⑬<sub>1</sub>溶洞分布范围 85.7~124.8 m(图 2),塔楼二地下溶洞分布范围 81.1~107.4 m,塔楼三地下溶洞分布范围 88.0~124.0 m。各塔楼地下溶洞层数 2~14 层不等,单层溶洞高度 1~6 m。

第⑬<sub>1</sub>层溶洞内大部分为棕红色粉质黏土、石灰岩碎屑和方解石较好充填,局部部分充填或有空洞。因溶洞为非连续分布,剖面中的溶洞连通情况是根据埋深、厚度进行的推测。

详勘后期甲方委托资深专业机构对地下 150 m 以上的岩溶进行探测。采用物探跨孔电磁波 CT 法、跨孔声波 CT 法。

根据物探报告<sup>[5]</sup>,在三塔楼范围,在绝对高程 -81~-100 m 集中分布多层溶洞,溶洞间有一定连通性。物探报告与勘察报告在溶洞的主要分布范围及分布特点上勘察结果基本一致。此外,物探结果揭示在高程-130 m 还有勘察报告未探明的零星溶洞,所以以完整基岩为桩基持力层时桩长不确定性较大。

## 1.2 水文地质条件

根据资料,研究区地下水类型较多,埋藏条件复杂。依据地下水赋存介质可分为松散岩类孔隙水、碳酸盐岩类岩溶水、基岩裂隙水。平原区以松散岩类孔隙水为主,垂向上多层叠置。第四系松散沉积物下分布多处隐伏碳酸盐岩块段,赋存有裂隙溶洞水。区域水文地质资料表明,裂隙溶洞水主要依赖于零星出露的基岩孤山体,间接得到大气降水和地表水的补给,大气降水和地表水通过各种复杂途径,由高向低渗流最终进入含水层。排泄途径主要以泉的形式排泄或人工开采。

项目场地浅层分布松散岩类孔隙水,第⑥<sub>1</sub>层粉土、第⑧<sub>1</sub>层粉土透镜体为微承压含水层。第⑨层粉土、第⑪<sub>1-1</sub>层粉土为深部承压含水层。经测量,第⑧<sub>1</sub>层微承压水水位埋深 8.70~16.29 m,第⑨层承压水水位埋深 10.80~14.85 m,第⑪<sub>1-1</sub>层承压水水位埋深 19.82~27.31 m。各含水层间有厚层的隔水层,含水层相互间不连通。

第⑬<sub>1</sub>层中串珠状溶洞为裂隙溶洞水。因垂直

裂隙形成的串珠状溶洞,水平向有小溶洞贯通,无法蓄水,勘察期间见岩芯较湿,未见成规模的裂隙溶洞水。因溶洞埋深较深,达 80 m,且上部覆盖厚度 20~30 m 的黏性土隔水层,溶洞具有一定的封闭条件,裂隙溶洞水水量有限,补给和排泄量均较少。

## 2 基础稳定性评价

根据《岩溶地区建筑地基基础设计规范》(DBJ45/024-2016)<sup>[6]</sup>,岩溶地基稳定性评价包括定性分析、工程类比法、半定量分析、理论定量分析。

吴明鑫等<sup>[7]</sup>对控制溶洞稳定性的各因素按权重概念进行综合评价。赵博超等<sup>[8]</sup>介绍了岩溶塌陷的三个基本条件,分析了各重要因素对岩溶塌陷的影响机理。李飞飞等<sup>[9]</sup>、牟春梅<sup>[10]</sup>对岩溶进行了定性和半定量分析。高培德等<sup>[11]</sup>基于极限平衡理论,建立了覆盖型岩溶塌陷土体稳定系数及塌陷范围的计算方法。王建秀等<sup>[12]</sup>对无填充溶洞薄顶板塌陷的稳定性进行了定量分析。赵明华等<sup>[13]</sup>在梁板假设基础上进行了定量分析。张贝贝等<sup>[14]</sup>通过有限元对地基处理后的岩溶地基稳定性进行了量化分析,黎斌等<sup>[15]</sup>通过有限元对桩端下的岩溶地基稳定性进行了量化分析。

### 2.1 定性分析

勘察报告对地基基础方案进行了详细评价,先从定性分析入手。

根据《岩溶地区建筑地基基础设计规范》(DBJ45/024-2016)<sup>[6]</sup>的表 5.2.3“岩溶地基稳定性评价类比法”,定性分析找到二个可能的有利条件。

有利条件一:从洞体形态及埋藏条件看,岩溶埋藏深,覆盖层厚,洞体小(与基础尺寸比较),溶洞呈竖井状或裂隙状。拟建各塔楼基础范围溶洞埋深达 80 m,溶洞总体呈竖向串珠状。根据主楼 A7 剖面,各溶洞的范围均小于塔楼一的基础尺寸,水平向没有贯穿基础范围的大溶洞。其他塔楼洞体与基础相对关系也相同。

有利条件二:从填充情况看,为密实沉积物填满,无被水冲蚀的可能性。勘察表明,溶洞内大部分被充填物较好充填,局部为部分充填或有空洞。根据区域水文地质资料并结合地层特点,串珠状溶洞内为裂隙溶洞水,溶洞具有一定的封闭条件,裂隙溶洞水水量比较有限,补给和排泄量都较少,满足不被水

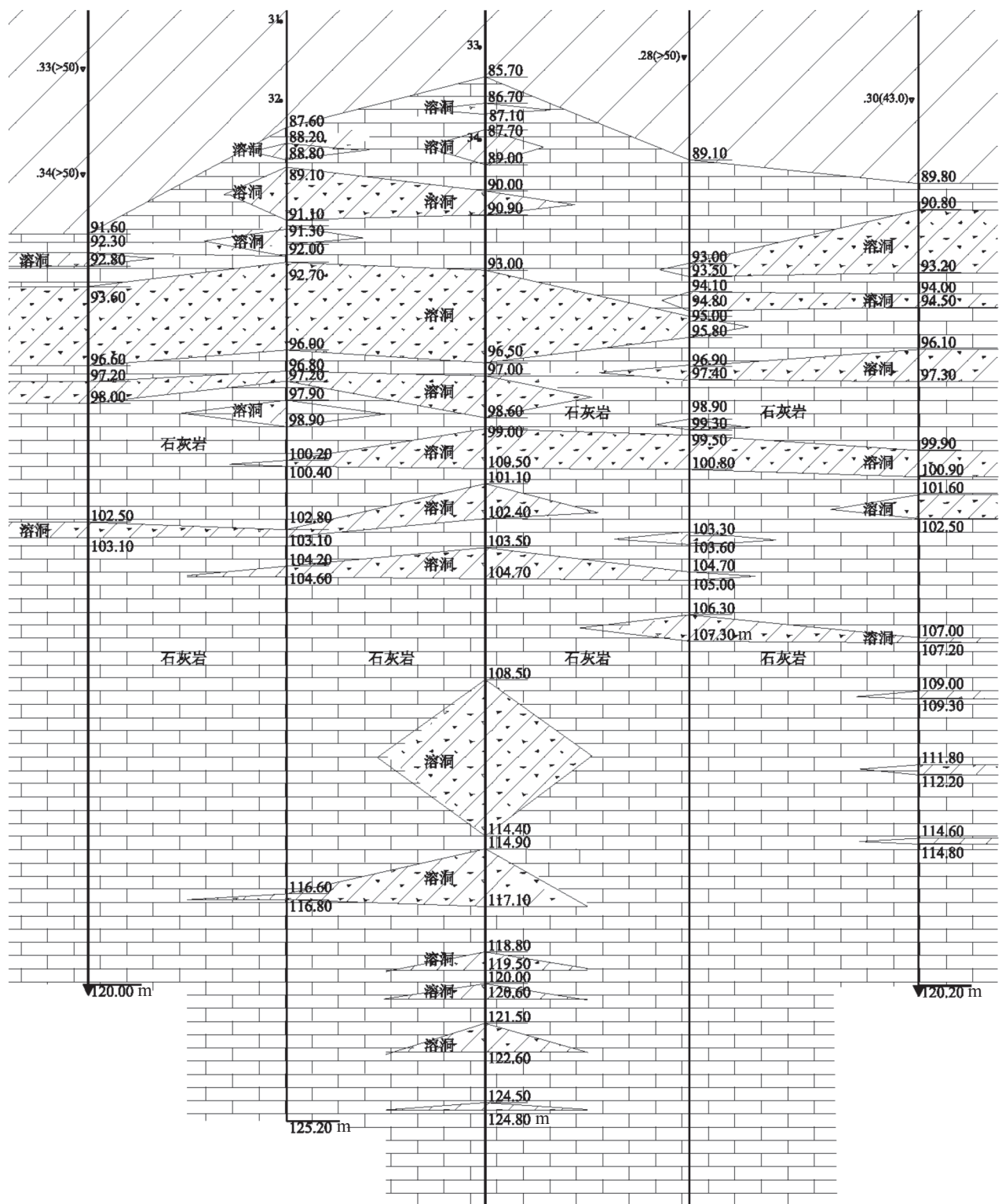


图 2 塔楼一的 A7 斜剖面(溶洞部分)

Fig. 2 A7 section of Tower 1 (the karst cave part)

冲蚀的条件。

2.2 半定量分析

根据《岩溶地区建筑地基基础设计规范》<sup>[6]</sup>(DBJ45/

024-2016), 当顶板为中厚层、薄层, 裂隙发育, 易风化的岩层, 顶板有可能坍塌、但能自行填满洞体时, 无需考虑其对地基的影响。此时所需塌落高度 (H) 可按式计算:

$$H = \frac{H_0}{(K-1)} \tag{1}$$

式中:  $H_0$ —塌落前洞体最大高度 (m);  
 $K$ —岩石松散(胀余)系数, 石灰岩  $K=1.2$ , 黏土  $K=1.05$ 。  
整理各塔楼的空洞分布情况如表 3:

表 3 三塔楼空洞分布  
Table 3 Cavity distribution of three towers

| 编号  | 孔号          | 埋深范围/m      | 厚度/m |
|-----|-------------|-------------|------|
| 塔楼一 | K17         | 104.5~105.6 | 1.1  |
|     | Z4          | 102.1~103.7 | 1.6  |
|     | K5          | 101.0~102.6 | 1.6  |
|     | Z4          | 101.7~105.8 | 4.1  |
| 塔楼二 | Z10         | 82.3~83.3   | 1.0  |
| 塔楼三 | K21<br>(3处) | 108.5~109.7 | 1.2  |
|     |             | 109.9~113.5 | 3.6  |
|     |             | 113.7~116.4 | 2.7  |
|     | Z12         | 97.8~99.2   | 1.4  |

各塔楼下的空洞总体较小, 洞体高度一般为 1.0~1.6 m, 塔楼一下北中部有 4.1 m 高的空洞, 塔楼三在较深处 109.9 m 以下有空洞, 空洞高 2.7~3.6 m。另除塔楼二的空洞分布较浅离顶板较近外, 塔楼一、塔楼三的空洞离顶板均大于 10 m。  
对各塔楼按顶板塌陷堵塞法估算塌落高度(表 4)。

表 4 三塔楼塌落高度  
Table 4 Collapse height of three towers

| 编号  | 塌落前洞体<br>最大高度/m | 塌落<br>高度/m | 建议基础<br>埋深/m |
|-----|-----------------|------------|--------------|
| 塔楼一 | 1.1~4.1         | 5.5~20.5   | ≤81          |
| 塔楼二 | 1.0             | 5.0        | ≤77          |
| 塔楼三 | 1.2~3.6         | 6.0~18.0   | ≤79          |

2.3 地基稳定性评价

根据吴明鑫等<sup>[7]</sup>提出的权重概念对溶洞稳定性各影响因素进行分析, 包括覆盖层厚度、溶洞顶板厚度、岩石的强度、溶洞跨度、地下水条件、荷载大小等。定性分析覆盖层厚度、溶洞跨度、地下水条件等条件对地基稳定性有利, 这些因素在地基稳定性中起到比较关键的作用。

根据《岩土工程勘察规范》<sup>[16]</sup>(GB 50021-2001)(2009 年), 有“顶板不稳定, 当洞内为密实堆积物且无流水活动时, 可认为堆填物受力, 按不均匀地基进行评价”。若基础设计满足半定量法的塌落高度的要求, 故地基稳定性问题可以转化为不均匀地基问题。

3 单桩承载力评价

根据初步确定的地基稳定性的前提条件, 按塌落高度的要求确定了塔楼一基础埋深应浅于 81 m; 塔楼二、塔楼三埋深应浅于 77 m、79 m。即在地库埋深 20 m 的前提下, 三塔楼的桩长为 61 m、57 m、59 m。那么, 怎样让单桩承载力满足要求?  
在专家的建议下, 建筑设计师们和结构设计师们讨论并修改了各专业方案, 从而找到满足了单桩承载力要求的方案。

3.1 建筑设计方案修改

首先, 修改后的建筑方案大幅减轻了上部荷载, 决定对超高层采用钢结构。其次, 有效地增加基桩桩长, 将地库埋深由原来的 20 m 减浅至约 12 m。  
然而地库减浅并不符合当时执行的 2002 版的《建筑地基基础设计规范》要求, 也不符合目前执行的《建筑地基基础设计规范》<sup>[17]</sup>(GB 50007-2011)的要求, 规范要求“桩箱或桩筏基础的埋置深度(不计桩长)不宜小于建筑物高度的 1/18”, 所以需要进行专项设计论证。

3.2 结构设计方案修改

结构方案进一步贯彻建筑方案精神, 大幅减轻上部荷载: 对塔楼一采用框架-核心筒-钢臂结构。剪力墙采用钢骨以减小墙厚和结构自重, 并使用轻质隔墙。  
其次, 增加整体结构刚度: 在 25~27 层、57~59 层设备层采用加强层, 采用钢结构伸臂桁架连接核心筒、周边型钢混凝土柱; 加厚底板, 塔楼一基础底板达 3.5 m, 核心筒加厚至 4.1 m。这两项措施均有效地控制了不均匀沉降。

3.3 施工方案调整

在修改设计方案后单桩承载力仍无法满足要求时, 勘察报告的一个建议为项目的顺利进行作出了

贡献。报告推荐了在 2007 年尚属创新的新工艺——灌注桩后注浆工艺,该工艺被 2008 年 10 月 1 日实施的《建筑桩基技术规范》<sup>[18]</sup> 采用。

灌注桩后注浆工艺是指在灌注桩成桩后一定时间,通过预设于桩身内的注浆导管及与之相连的桩端、桩侧注浆阀注入水泥浆,使桩端、桩侧土体得到加固,有效地提高了桩侧阻力和桩端阻力,从而大大提高了单桩承载力,控制了建筑物的不均匀沉降。

3.4 桩基方案

根据勘察报告对单桩承载力的估算,塔楼一若采用第(Ⅱ)<sub>2</sub> 层中下部或第(Ⅱ)层顶部为桩基持力层。采用钻孔灌注桩  $\phi 1\,000\text{ mm}$ ,送桩 20 m,有效桩长约 53 m、60 m,估算单桩承载力特征值分别 5 300 kN、6 300 kN,单桩承载力均不能满足设计要求。

设计方案变更后,对塔楼一设计以第(Ⅱ)<sub>1-1</sub> 层或

第(Ⅱ)<sub>1-2</sub> 层底部为桩基持力层,采用钻孔灌注桩  $\phi 850\text{ mm}$ ,送桩 12 m,有效桩长约 57 m。

施工采用了灌注桩桩端桩侧后注浆工艺。经试桩,塔楼一单桩抗压承载力特征值达 7 100 kN,能较好地满足设计要求。

4 项目实施

塔楼一与整体地库为一期工程,塔楼二和塔楼三为二期工程。一期工程于 2010 年开工,2012 年完成地下结构,2014 年下半年竣工验收。二期工程因各种原因暂未实施。

根据一期工程施工期间的沉降观测数据,塔楼一外框四角点(顺时针编号为“外 1”~“外 4”)内框四角点(顺时针编号为“内 1”~“内 4”),各点每月总沉降量详见图 3。

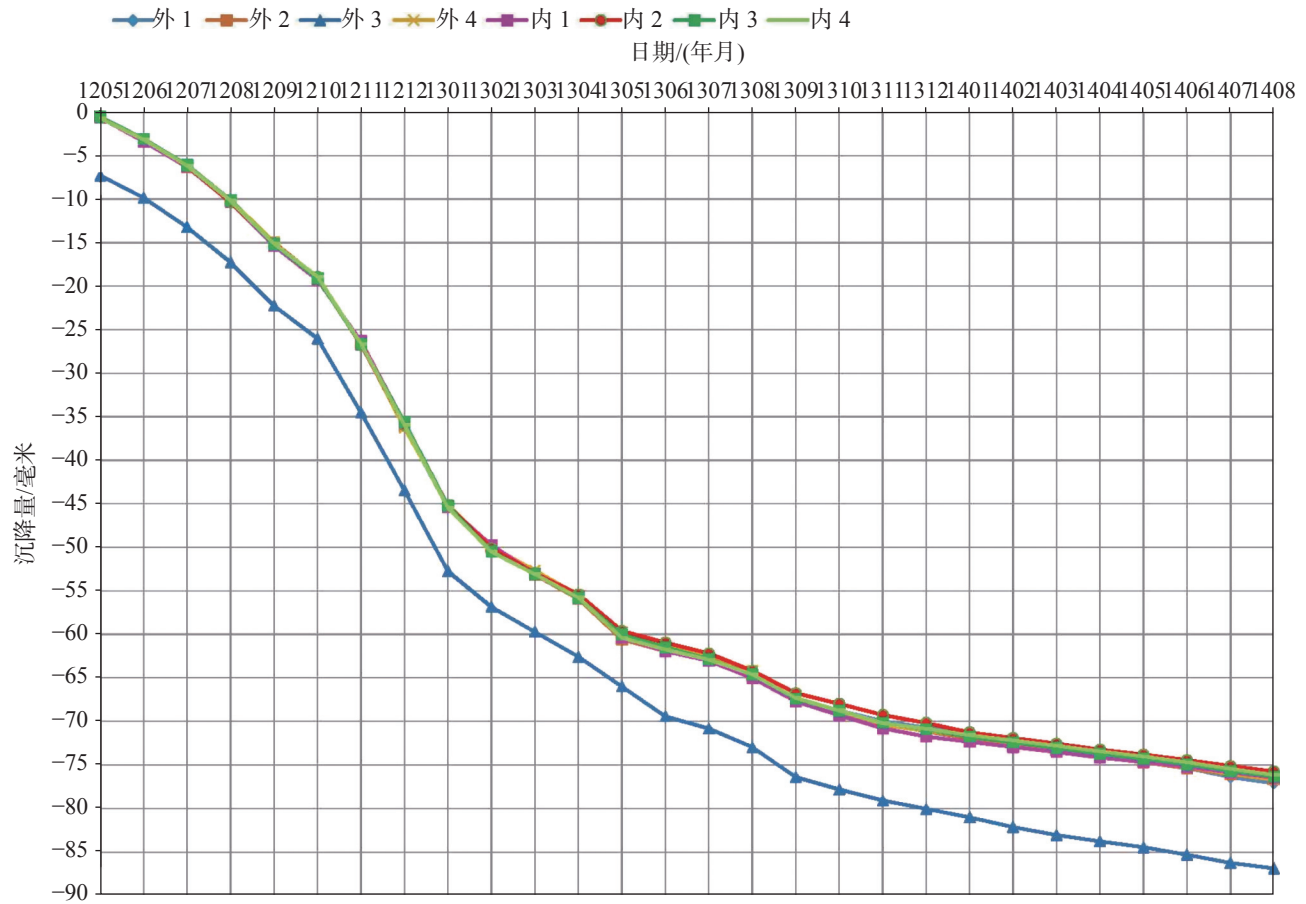


图 3 塔楼一沉降观测曲线

Fig. 3 Settlement observation curve of Tower I

根据施工期间沉降观测曲线,“外 3”(东南角)的最大总沉降量为 87 mm,其他各点总沉降量在

75~77 mm 之间,最大沉降差仅 12 mm,不均匀沉降 0.002,竣工前沉降量已基本趋向稳定。

一期工程在竣工后又进行了半年一次的沉降观测,总沉降量和沉降差均良好收敛。

## 5 结 语

(1)在岩溶地区基础工程设计中,地基稳定性评价是基础工程设计的关键。地基稳定性因素包括覆盖层厚度、溶洞顶板厚度、岩石的强度、溶洞跨度、地下水条件、荷载大小等。本项目勘察设计充分研究了工程地质水文地质特性,对地基稳定性进行了定性分析和半定量分析,抓住较关键因素,准确评价了地基稳定性的基本条件。

(2)在地基稳定性满足要求的前提下,需要讨论研究承载力问题。本工程各专业充分利用了建筑项目各设计节点的技术特点,最大限度通过发挥技术优势解决工程地质难题。

(3)技术创新是解决本项目难点的最大依据。当设计方案不符合规范要求时进行了专项设计。当单桩承载力还是无法满足设计要求时,发现了当时尚属创新的灌注桩后注浆工艺。

(4)本次研究的案例是一次现实倒逼的建设各专业一体化,包含了建筑设计、勘察、结构设计和施工四个专业的深度融合,是各专业技术一体化的一次成功尝试,也是建设管理流程上的一次创新。

(5)建设方可以整合建筑设计、勘察、结构设计、施工等各专业技术信息,设置技术交流平台或适时组织技术交流或邀请专家参加。对重要性较高的建(构)筑物,可以先进行初勘,便于建筑设计有针对性合理布局;勘察专业可把技术要点难点及时与设计等沟通,便于其他专业提前了解或者及时介入;结构设计可把设计及施工实施过程的问题及时公布;施工也可把施工难点与各专业交流。勘察设计施工技术一体化不仅是技术层面更是管理层面能解决技术问题,也能解决质量进度成本问题。

## 参考文献

- [1] 王文波. 岩土工程勘察设计与施工一体化模式探讨[J]. 施工, 2021(2): 180-182.  
WANG Wenbo. Discussion on integrated mode of geotechnical engineering investigation, design and construction[J]. Construction, 2021(2): 180-182.
- [2] 廖斌. 探究岩土工程勘察设计与施工一体化的实现途径[J]. 绿色环保建材, 2018(7): 103-105.  
LIAO Bin. Explore the way to implement the integrated model of geotechnical engineering investigation, design and construction[J]. Green Environmental Protection Building Materials, 2018(7): 103-105.
- [3] 谢晋. 岩土工程勘察设计与施工一体化模式探讨[J]. 低碳世界, 2014(23): 199-200.  
XIE Jin. Discussion on integrated mode of geotechnical engineering investigation, design and construction[J]. Low Carbon World, 2014(23): 199-200.
- [4] GBT51238-2018, 岩溶地区建筑地基基础技术标准[S]. 2018.  
GBT51238-2018. Technical standard for building foundation in karst area[S]. 2018.
- [5] 彭涛, 李耀刚, 武威, 郭印. 深埋型岩溶勘察中的地球物理勘探技术[J]. 中国地球物理, 2009(5): 293-294.  
PENG Tao, LI Yaogang, WU Wei, GUO Yin. Applications of geophysical exploration in deeply buried karst investigation[J]. The Chinese Geophysics, 2009(5): 293-294.
- [6] DBJ45/024-2016, 岩溶地区建筑地基基础设计规范[S]. 2016.  
DBJ45/024-2016. Code for design of building foundation in karst area[S]. 2016.
- [7] 吴明鑫, 李伍平. 溶洞地基稳定性模糊综合评价法综述[J]. 长春工程学院学报(自然科学版), 2012, 13(1): 39-42.  
WU Mingxin, LI Wuping. Fuzzy synthetic evaluation on the stability of foundation to karst cave[J]. Journal of Changchun Institute of Technology (Natural Sciences Edition), 2012, 13(1): 39-42.
- [8] 赵博超, 朱蓓, 王弘元, 赖柄霖. 浅谈岩溶塌陷的影响因素与模型研究[J]. 中国岩溶, 2015, 34(5): 515-521.  
ZHAO Bochao, ZHU Bei, WANG Hongyuan, LAI Binglin. Influence factors and mathematical models of karst collapses[J]. Carsologica Sinica, 2015, 34(5): 515-521.
- [9] 李飞飞, 牛真茹. 东黄山国际小镇串珠状隐伏溶洞顶板稳定性研究[J]. 城市勘测, 2021(5): 193-197.  
LI Feifei, NIU Zhenru. Study on the roof stability of beaded hidden cave in Donghuangshan International town[J]. Urban Geotechnical Investigation & Surveying, 2021(5): 193-197.
- [10] 牟春梅. 岩溶区地基岩体溶洞顶板稳定性评价[J]. 西部探矿工程, 2002, 77(4): 33-36.  
MOU Chunmei. A evaluating on the stability of caves roof in karst areas[J]. West-China Exploration Engineering, 2002, 77(4): 33-36.
- [11] 高培德, 王林峰. 覆盖型岩溶塌陷的塌陷机制分析[J]. 中国岩溶, 2017, 36(6): 770-776.  
GAO Peide, WANG Linfeng. Analysis of collapse mechanism for mantled karst collapse[J]. Carsologica Sinica, 2017, 36(6): 770-776.
- [12] 王建秀, 杨立中, 刘丹, 何静. 覆盖性无填充溶洞薄顶板塌陷稳定性研究[J]. 中国岩溶, 2000, 19(1): 65-72.  
WANG Jianxiu, YANG Lizhong, Liu Dan, HE Jing. A discussion on the karst collapse evolution of the karst caves covered with thin rocky roof[J]. Carsologica Sinica, 2000, 19(1): 65-72.
- [13] 赵明华, 陈言章, 肖尧, 杨超炜. 非均布路基荷载下溶洞顶板稳

- 定性分析[J]. 水文地质工程地质, 2018, 45(2): 36-43.
- ZHAO Minghua, CHEN Yanzhang, XIAO Yao, YANG Chaowei. Stability analysis of the karst roof under the non-uniform subgrade load[J]. 2018, 45(2): 36-43.
- [14] 张贝贝, 伍廷亮, 王玉松, 晋明超. 贵阳某隐伏横向溶洞地基处理稳定性分析[J]. 工业建筑, 2022, 52(4): 133-139.
- ZHANG Beibei, WU Tingliang, WANG Yusong, JIN Mingchao. Stability analysis on foundation treatment for a transverse karst cave in Guiyang[J]. Industrial Construction, 2022, 52(4): 133-139.
- [15] 黎斌, 范秋雁, 秦凤荣. 岩溶地区溶洞顶板稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4): 532-536.
- LI Bin, FAN Qiuyan, QIN Fengrong. Analysis on roof stability of karst cave in karst areas[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(4): 532-536.
- [16] GB 50021-2001(2009年版), 岩土工程勘察规范[S]. 2009.
- GB 50021-2001(2009 edition). Code for investigation of geotechnical engineering[S]. 2009.
- [17] GB 50007-2011, 建筑地基基础设计规范[S]. 2011.
- GB 50007-2011. Code for design of building foundation[S]. 2011.
- [18] JGJ94-2008, 建筑桩基技术规范[S]. 2008.
- JGJ94-2008. Technical code for building pile foundations [S]. 2008.

## Case study on super high-rise foundation design of the deep-buried beaded karst cave

XIAO Hongbin<sup>1</sup>, JIN Yaomin<sup>2</sup>

(1. Shanghai Urban Construction Design and Research Institute Group Co., Ltd., Shanghai, 200125, China;

2. Shanghai Institute of Building Research Co., Ltd., Shanghai, 200032, China)

**Abstract** In 2007, a super high-rise building was proposed in a city. A detailed survey revealed the distribution of deep-buried beaded karst cave in the stratum under the surface of 80 meters. The construction of the proposed super high-rise building highly requires foundation stability, bearing capacity and deformation. The geological conditions of the site are complex because the site is irregularly distributed with deep-buried beaded karst caves with thin roofs in multiple layer. Geophysical exploration was conducted to prove that the burial depth of karst caves is likely to be deepened. There are many uncertainties in the horizontal and vertical distribution and connectivity of beaded karst caves. Because of the deep burial depth, the situation of groundwater cannot be accurately identified. If the foundation is shallowly buried and meets the demand of stability, its bearing capacity will not satisfy the requirement. Besides, the effective pile length is very limited, and the bearing capacity of a single pile cannot meet the design requirements. If the foundation is deeply buried, foundation piles will be fixed crossing the karst cave in each layer and entering the lower stable bedrock. Before design and construction, the construction survey should be conducted pile by pile, and foundation treatment such as grouting should be carried out for the karst cave in each layer within the range of pile shaft. However, the site survey has indicated that the recovery of 80-meter casing pipe was very difficult and even impossible for many pipes. The indeterminacy in vertical and horizontal distribution and in connectivity of karst caves was relatively large, leading to the inaccurate estimation of grouting volume, poor construction feasibility, and unavailability of managed cost. In order to address the indeterminacy of karst cave distribution—the biggest construction difficult, the shallow-buried design principle of the foundation was finally determined.

According to the idea that the foundation should be shallowly buried and meet the requirement of bearing capacity as well, in the aspect of survey, the precondition for the foundation stability requirement—the deepest burial depth of each unit—was preliminary determined. Based on the distribution characteristics of karst caves, roof thicknesses and cavity distribution depths of different units, the survey was carried out by qualitative method and semi-quantitative method. It was also recommended to transform the foundation stability problem into an uneven foundation problem according to the normative framework. In terms of structural design, the foundation stability scheme was further defined through calculation, and accordingly the structure was redesigned to determine the structure model. From the perspective of architectural design, the professional scheme was revised to reduce the burial depth of the basement from the original 20 m to 12 m according to the shallow burial depth. The difficulty of shallow-buried

scheme was focused on the bearing capacity of a single pile, and hence this problem was discussed in terms of architectural design. In order to reduce the bearing capacity of a single pile, the team for architectural design decided to use steel structure frame to reduce the upper load. In terms of structural design, the steel-framed shear wall and light-weight partition wall were used to reduce the wall thickness and structural dead weight and other loads. Two layers of reinforcement were adopted to increase the overall structural stiffness so as to control the uneven settlement. Although the design scheme was revised repeatedly to minimize the bearing capacity of a single pile, it still could not meet the design requirements; consequently, the construction was postponed. In order to successfully solve the problem of bearing capacity of a single pile, we visited the survey expert for foundation scheme and were recommended the new process of post-grouting for cast-in-place piles, which was still an innovation in 2007. In this process, the grouting of pile ends and pile sides after piling reinforces the soil around the ends and sides, and thus effectively increasing their resistance. In this way, this process greatly improved the bearing capacity of a single pile, and at the same time controlled the uneven settlement. The project of super high-rise building was finally carried forward in 2010.

After the first phase of the project was completed, the average settlement and uneven settlement of Tower I well met the design requirements according to the settlement observation data during and after the construction. This complex project involved multi-disciplinary technical linkage including the deep integration of professional expertise from architectural design, survey, structural design and construction, which is a successful attempt on technology integration of survey, design and construction. Compared with the current integration of management progress, this technology is more complex and forward-looking. It is not only an innovation in the construction management process, but also shows a development direction for the future integration of technology optimization.

**Key words** super high-rise building, deep-buried beaded karst cave, foundation stability, overburden thickness, post grouting process of cast-in-place pile, multi-disciplinary technical linkage, integration of survey, design and construction technology

(编辑 张玲)