

# 连拱式支撑体系在某基坑支护工程中的应用

李来明<sup>1</sup> 宫喜庆<sup>2</sup> 吴永红<sup>2</sup>

(1. 天津市经济技术开发区房地产开发公司, 天津 300457; 2. 天津市勘察院, 天津 300191)

**【摘要】** 介绍了连拱式支撑体系在天津市某医院基坑支护工程中的应用, 实际施工及观测结果表明, 该种支撑体系取得了较好的效果。

**【关键词】** 连拱式支撑体系; 基坑支护; 排桩

**【中图分类号】** TU 476

## Realization of the Joint-arch Bracing System in an Excavation Supporting Project

Li Laiming<sup>1</sup> Gong Xiqing<sup>2</sup> Wu Yonghong<sup>2</sup>

(1. Tianjin TEDA Real Estate Development Co., Tianjin 300457 China;

2. Tianjin Institute of Geotechnical Investigation & Surveying, Tianjin 300191 China)

**【Abstract】** Application of joint arch bracing system in foundation excavations in Tianjin is introduced. It is proved that the joint-arch bracing system is successful in this project.

**【Key Words】** joint-arch bracing system; excavation supporting; piles in row

### 0 引言

随着我国城市建设的迅猛发展, 基坑工程问题重要性凸现。城市中基坑工程常位于既有建构筑物、地下管线、道路桥梁、地铁隧道的近旁, 虽属临时性结构工程, 但其技术复杂性、工程重要性却不亚于永久性的基础或上部结构, 稍有不慎, 不仅将危及基坑本身安全, 而且会破坏临近环境, 造成巨大损失。岩土工程师们不断总结实践经验, 提出新思路、新方法<sup>[1-3]</sup>。本文通过一个工程实例, 介绍了连拱式支撑体系的应用。施工及观测结果, 实践表明这种支撑体系取得了较好的效果。

### 1 工程概况

该医院新建病房楼位于天津市南开区复康路和红旗路交口, 拟建主体结构为2栋主楼, 地上11层, 地下2层, 框架剪力墙结构, 采用桩基础, 建筑面积33 033 m<sup>2</sup>。拟建物基础平面形状接近长方形, 平面尺寸约为145 m×30 m。拟建物建筑±0.000相当于大沽高程5.000, 现场地坪约大沽高程4.200。根据建设方提供的资料, 本工程设计基坑深度为11.2 m。

基坑东、西、北三侧场地比较空旷, 拟建物北侧外墙距航天道约12.0 m, 东侧外墙距科研南路约

13.0 m, 西侧外墙以外30.0 m范围内无道路及建筑物。基坑南侧中部3层多功能厅, 框架结构, 独立基础, 其外墙距拟建物地下室窗井外墙11.0 m; 基坑南侧西部有3层生活服务楼, 砖混结构, 条形基础, 其外墙距拟建物地下室窗井外墙4.0 m, 具体情况见图1。

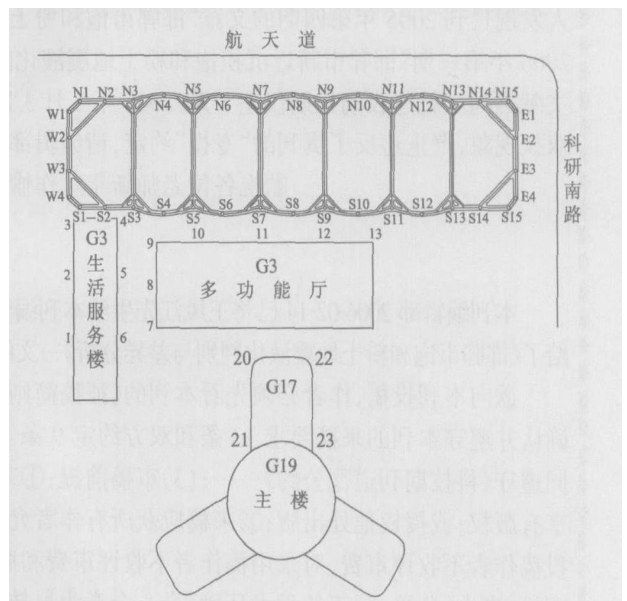


图1 观测点布置图

本场区地表 31 m 以内土层按照成因共分为 5 层,土层分布比较均匀。表层土已进行翻槽处理,翻槽深度一般在 3.5 m 左右,并用粘性素土分层回填至现地表。场区内各土层强度指标  $c$ 、 $\varphi$  取值,系根据勘察报告提供的物性指标,由本市多位有关专家结合经验选取。

场区地下水属于潜水~微承压水型,潜水主要

受大气降水补给,排泄方式主要为蒸发,随季节略有变化。勘察期间(丰水季节,雨季后的 1 个月)场区地下水静止水位埋深为 1.6~1.8 m。地下水对钢筋混凝土结构中的钢筋及混凝土均无腐蚀性。场区地表下 15.0 m 以内土层为微透水或不透水土层。本工程场区土层分布及相关参数见表 1,渗透性指标见表 2。

表 1 场区土层分布及相关参数

成因	序号	地层岩性	层底埋深/m	厚度/m	$w/\%$	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	$e$	$E_s/\text{MPa}$	$c/\text{kPa}$	$\varphi/(\text{°})$
Q <sub>ml</sub>	I	人工填土	3.5	3.5		17.0			5	15
Q <sub>ial</sub> <sup>3</sup>	II <sub>1</sub>	粘土	4.5	1.0	28.7	19.3	0.81	5.28	19	24
	II <sub>2</sub>	粉质粘土	6.6	2.1	25.5	19.8	0.70	8.14	19	24
Q <sub>im</sub> <sup>2</sup>	III	粉质粘土	13.8	7.2	31.4	18.8	0.89	4.30	15	20
Q <sub>ih</sub> <sup>1</sup>	IV	粉质粘土	17.1	3.3	25.6	19.8	0.71	4.79	22	17
Q <sub>sal</sub>	V <sub>1</sub>	粉质粘土	23.1	6.0	25.6	19.6	0.73	6.57	25	20
	V <sub>2</sub>	粉质粘土	31.1	8.0	24.2	20.1	0.65	5.82	25	21

表 2 场区水文地质条件(渗透性指标)

成因	序号	地层岩性	$k_{\text{垂直}}/(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	$k_{\text{水平}}/(\text{cm}\cdot\text{s}^{-1})$	透水性
Q <sub>ial</sub> <sup>3</sup>	II <sub>1</sub>	粘土	$5.11\times 10^{-8}$		不透水
	II <sub>2</sub>	粉质粘土	$4.02\times 10^{-7}$	$4.07\times 10^{-7}$	微透水
Q <sub>im</sub> <sup>2</sup>	III	粉质粘土	$3.26\times 10^{-7}$	$3.00\times 10^{-6}$	微透水
Q <sub>ih</sub>	IV	粉质粘土	$2.96\times 10^{-7}$	$3.28\times 10^{-7}$	不透水

## 2 连拱式支撑体系方案

据天津市以往工程实践,深度 11.2 m 的基坑,一般采用两道水平支撑方案(见图 2a),第一道支撑位于地面下 2.0 m 左右,第二道支撑位于地面下 5.5 m 左右。其施工顺序为:支护桩及止水帷幕成桩→第一步挖土→浇筑帽梁及第一道水平支撑→养护→继续开挖(至第二道水平支撑)→浇筑腰梁及第二道水平支撑→养护→开挖至坑底→施工基础底板→回填→拆除第二道水平支撑→施工地下一层楼板→拆除第一道水平支撑。该方案支撑工程量较大,水平支撑所需立柱多,两道水平支撑施工与养护需要较长的时间,土方开挖不方便,过程不连续,拆除水平支撑工程量大,占工期长,主体结构地下部分施工不方便,总体造价高。

连拱式支撑方案见图 2(b),将各水平支撑之间灌注桩布置成拱形,通过连拱式帽梁将基坑侧壁土体压力传导到水平支撑,从而改善整个支护体系的受力性能,方便开挖,节约造价。支护桩顶设置钢筋混凝土帽梁,为减小支点与基坑底的跨度,帽梁及水

平支撑中心位于现地面下较深位置,水平支撑与一层地下室底板之间留有足够的施工空间,不影响地下室底板施工浇捣。为保证帽梁及水平支撑的施工,在起到止水作用的水泥土搅拌桩外侧加一排桩长较短的搅拌桩,形成局部挡墙结构。待一层地下室底板达到设计强度,地下室外墙与支护桩间回土夯实完毕后,可以逐步对称拆除水平支撑。

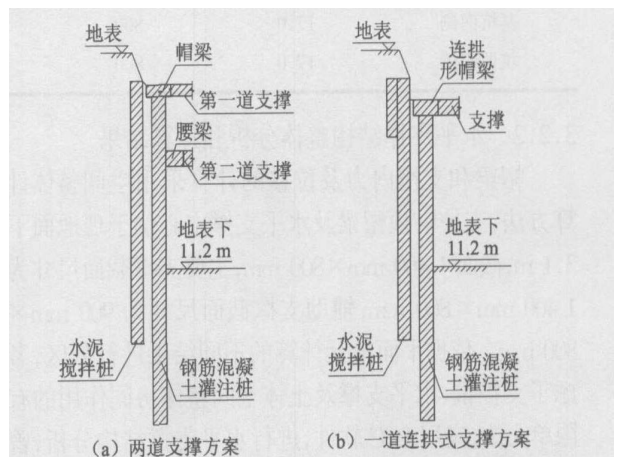


图 2 两种方案对比示意图

经过对上述两种方案的技术与经济比较,最终采用了一道连拱式支撑体系方案,其基坑内水平及垂直构件较少,不仅节省工程造价,而且土方开挖方便、过程连续,主体结构地下部分施工方便,工期大大加快。

### 3 支护方案设计计算

#### 3.1 设计依据、方法及参数

本次设计的依据为建设方提供的拟建物总平面图、地下一、二层结构顶板布置平面图、桩布置平面图、已有建筑物(多功能厅及生活服务楼)基础部分图纸资料、拟建场区岩土工程勘察报告及现行相关规范<sup>[4-6]</sup>。

依据资料,南侧局部已有建筑物(多功能厅)按照 115 kPa 考虑,作用深度 1.0 m,作用宽度 3.8 m,距离坑边 7.5 m,该侧施工超载按照 5 kPa 考虑;西南侧已有建筑物按照 50 kPa 考虑,作用深度 1.0 m,作用宽度 20.0 m,距离坑边 2.0 m,该侧场地狭小,无法堆料或经过重型车,施工超载按照 0 kPa 考虑;基坑其它各侧超载按照 20 kPa 考虑。

本基坑设计单元及支撑内力采用启明星基坑支护计算软件(FRWS&BSC),配筋计算采用 PKPM 系列软件。支护桩体内力及位移的计算采用朗肯土

压力理论,土压力分布模式采用矩形土压力分布模式<sup>[6]</sup>。由于基坑深度范围内土层为粘性土,本次计算采用水土合算的方法,根据弹性抗力法求得计算结果。基坑的整体稳定计算方法采用瑞典条分法。

#### 3.2 设计计算

##### 3.2.1 竖向支挡结构单元分析和计算结果

考虑到工程重要性,周围建筑物状况,根据计算结果,经多次优化,最终确定基坑西、北、东三侧及基坑东南侧局部有效桩长 15.5 m,桩间距 1 200 mm,基坑南侧靠近多功能厅部位及基坑西南侧靠近生活服务楼部位有效桩长 17.0 m,基坑南侧靠近多功能厅地段一般桩间距 1 100 mm,基坑西南侧靠近生活服务楼地段桩间距 1 000 mm。支护桩顶设置钢筋混凝土帽梁,帽梁及水平支撑中心位于现地面下 3.1 m,其上表面位于地表下 2.7 m。

应用 FRWS 软件,进行支挡结构分析,得出支护桩的位移、弯矩、剪力等数值,各项计算结果均满足规范要求(具体情况见表 3)。支护桩体采用强度等级为 C25 的混凝土,纵向受力钢筋采用 HRB335 (20MnSi)热轧钢筋,箍筋采用 HPB235(Q235)热轧钢筋<sup>[4,6]</sup>,支护桩体配筋结果详见表 4。

表 3 支挡结构计算结果

位 置	嵌固深度/m	整体稳定安全系数	抗倾覆安全系数	最大位移/mm	最大弯矩/(kN·m)	最大剪力/kN
坑北、东、西侧	7.8	1.56	2.02	28.6	816.9	292.7
基坑南侧	9.3	1.64	2.13	29.9	839.6	311.3
基坑西南侧	9.3	1.54	2.10	30.7	822.8	314.9

表 4 支护桩体配筋情况

位 置	桩长/m	桩径/mm	最大弯矩/(kN·m)	实配主筋	最大剪力/kN	箍 筋
基坑北、东、西侧	15.5	800	816.9	12 $\Phi$ 25(坑内)	292.7	$\Phi$ 8@200
基坑南侧	17.0	800	839.6	外侧)+6 $\Phi$	311.3	应力集中处
坑西南侧	17.0	800	822.8	16 筋数量	314.9	适当加密

##### 3.2.2 水平支撑结构整体分析和计算结果

帽梁和支撑内力及位移的计算采用空间整体计算方法,支护桩顶帽梁及水平支撑中心位于现地面下 3.1 m,截面 1 400 mm $\times$ 800 mm,主要支撑截面尺寸为 1 400 mm $\times$ 800 mm,辅助支撑截面尺寸为 900 mm $\times$ 800 mm。依据平面单元计算的不同结果进行分区,考虑了支护桩、水平支撑及土体空间整体协同作用的有限单元法,应用 BSC 软件,进行水平支撑结构分析,曾经以多种不同形式的支撑体系进行试算、分析、比较,例如圆形或椭圆形内及桁架支撑等方案,最终选择杆

件较少且受力明确的对撑+角撑的平面支撑体系(见图 3),并计算出帽梁及水平支撑的弯矩、位移、轴力、剪力。

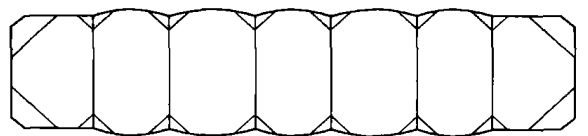


图 3 水平支撑结构计算模型

帽梁及水平支撑采用强度等级为 C35 的混凝土,主要受力钢筋采用 HRB335(20MnSi)热轧钢筋,箍筋采用 HPB235(Q235)热轧钢筋,由于支撑长度

较大,在对撑中部设置一根竖托桩,支撑按偏心受压构件进行计算,并进行构件自重受弯验算,帽梁按照

受弯构件进行计算,局部按照偏心受压构件验算<sup>[4,5]</sup>。配筋结果见表5。

表5 帽梁及水平支撑配筋情况

位 置	宽度/mm	高度/mm	最大弯矩/(kN·m)	最大轴力/kN	最大剪力/kN	主 筋	箍 筋
帽 梁	1 400	800	2 303.1	3 867.4	1 326.1	14 $\Phi$ 25	$\Phi$ 8@200
主要支撑	1 400	800		4 206.9	168.9	12 $\Phi$ 25	应力集中处
辅助支撑	900	800		1 674.3	92.7	8 $\Phi$ 25	适当加密

### 3.3 基坑降水

支护系统采用封闭式止水+内降水措施。沿钢筋混凝土灌注桩外设置一圈桩径700 mm的水泥搅拌桩作为封闭止水帷幕,搅拌桩中心距500 mm,桩间互相咬合200 mm。内降水系统采用大口井,无砂混凝土井管,井深16.0 m,井径700 mm,共12口,避开工程桩位且均匀布置。无砂混凝土井管滤料采用5~8 mm中粗砂或无粉碎石屑。坑内四周可采用盲沟排水,盲沟深、宽不小于400 mm。开挖前至少提前二周开始降水,并将地下水位降至坑底以下不小于0.5 m处。

## 4 施工、开挖及实际效果

### 4.1 基坑施工和开挖

2002年12月支护桩开始施工,灌注桩不均匀配筋的方案得到很好的实施。从基坑四周适当位置布置的观测井中水位分析,开挖前的基坑降水没有引起坑外地下水位下降。

基坑2003年4月25日开挖,基坑开挖分三步进行:第一步开挖至帽梁、水平支撑下表面标高(4月30日结束),剔桩头、凿毛清净,(5月23日开始)浇注帽梁和水平支撑,待帽梁及支撑强度达到要求后,(7月10日开始)进行第二步开挖。第二步开挖至坑底以上约3.0 m处,检测基坑止水效果等状况,未发现漏水等状况。后进行第三步开挖,开挖至坑底。挖土过程有序,定向逐层开挖,顺序为从东西两侧向中部对称进行。开挖过程中没有出现机械碰撞支护桩及支撑杆件的情况。

在第三步开挖过程中,接近基坑底部时,基坑西侧个别部位出现少量漏水现象,施工单位及时补漏,避免了影响支护结构安全不良状况的出现。

由于天津当年雨季的降水量出现多年未见的高峰,经过多方协商,由质量检查监督部门监督,经由建设方、勘察、设计、监理、施工等多方对已具备验收条件的基坑提早进行备案验收。2003年8月15日,开始施工素混凝土垫层,随后开始基础底板的施工,避免了当年最大,同时也是50年来天津历史同

期最大的一次降水可能对基坑产生的不利影响。

### 4.2 实际监测效果

从基坑开挖开始,根据《建筑变形测量规程》(JGJ/T 8-97)的技术要求,分别对帽梁水平位移及坑外建筑物沉降进行监测。基坑变形监测共设置38个点,采用小角度法,帽梁及水平支撑浇注后进行第一次监测,确定基准值。建筑物沉降监测点布置于多功能厅、生活服务楼和第一中心医院主楼,共24点,采用几何水准法,水准路线采用往、返测环行闭合方法。基坑变形从第二步开挖至基础底板施工期间,每天监测1次,坑外建筑物沉降每2天监测1次,监测结果见表6表7。

表6 帽梁水平位移情况

时 间	位 置	最大位移点	位移数值/mm
2003-07-27	西侧	W3	9.7
	北侧	N4	16.1
	东侧	E1	3.1
	南侧	S4	11.2
2003-10-13	西侧	W3	7.8
	北侧	N7	18.9
	东侧	E1	1.7
	南侧	S4	8.8
2004-05-02	西侧	W3	10.4
	北侧	N4	23.7
	东侧	E4	2.6
	南侧	S4	15.9

表7 基坑外建筑物沉降情况

时 间	基坑外建筑物	最大沉降点	沉降量/mm
2003-07-28	I	23	0.7
	II	4	37.6
	III	11	46.4
2003-10-01	I	20	2.3
	II	4	54.5
	III	11	71.4
2004-05-08	I	22	5.9
	II	4	74.1
	III	11	91.8

注: I代表主楼; II代表生活服务楼; III代表多功能厅

从上述数据分析,帽梁水平位移已较平稳,基坑外建筑物已趋于平稳。由于各种原因,本工程地下部分结构施工拖延时间较长,造成基坑临近建筑物沉降不断加大,时间效应对基坑及其周边环境产生了不利影响,在设计与施工中应予以充分重视。现主体结构已施工完毕,基坑使用效果良好。

## 5 结论

本次基坑支护设计方案综合考虑了基坑深度、轮廓、场地工程地质条件、周边环境情况等多种因素,本着安全、经济、方便施工的原则,以确保基础施工的顺利进行及业主对周边环境合理要求为原则,通过多方论证,反复优化,采用了一道连拱式支撑体系,取得了较好的效果。

收稿日期:2005-12-29

## 参 考 文 献

- [1] 龚晓南,高有潮主编. 深基坑工程设计施工手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1998. 6.
- [2] 詹集明. 连拱形基坑支护体系——对一种新型支护体系的探讨[J], 岩土工程技术, 2000(3): 147-151; 179.
- [3] 张士乔,张仪萍,龚晓南. 基坑单支撑拱形围护结构性状分析[J], 岩土工程学报, 2001, 23(1): 99-103.
- [4] GB 50010—2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2002.
- [5] YB 9258—97 建筑基坑工程技术规范[S].
- [6] JGJ 120—99 建筑基坑支护技术规程[S].

(上接第 66 页)

强,地震时仅仅发生倾斜,不易产生不均匀沉降和断裂错动,此时液化减震作用似乎更加明显。②建筑物的破坏与其自振特性、场地特性、地震特性有关,坚硬场地上刚性建筑物震害大,软弱场地上柔性结构物震害大;烈度相似的情况下,处在大震级远震中距的柔性建筑,其震害要比中、小震级近震中距的情况严重的多。③抗震设计的房屋抗震性能明显高于未经抗震设计的房屋,因此液化等级评价的标准也应该区别对待。液化指数方法考虑的仅仅是与场地、地震等有关且容易获得的指标,而有些重要而复杂因素均不涉及,故出现一定的误判概率。

2)神经网络预测方法比液化指数方法简单的多,且结论直观,通过自学习功能获得影响因素与液化等级的内在而难以公式化的关系,对预测样本可以实现快速、准确地评价。SOFM 神经网络方法为液化等级的评价提供了一条新的思路。

## 4 结论

利用改进的 SOFM 神经网络进行砂土液化评价,具有较高的分类能力,可以更精确地描述砂土液化的结果,克服了 BP 网络在应用时会出现训练精度高,测试效果差的缺点,使 SOFM 神经网络具有更强的泛化能力和鲁棒性。将 SOFM 神经网络用于砂土液化评价中是可行的,为砂土液化评价提供了一条新思路。

## 参 考 文 献

- [1] 顾晓鲁,钱鸿缙. 地基与基础[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 1996.
- [2] 陈奎,刘兴昌. 砂土地震液化的神经网络预测[J]. 西北地震学报, 2000, 22(2): 167-171.
- [3] Davis R O, Berrill J B. Energy dissipation and seismic liquefaction in sands [J]. Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 1982, 10(1): 68-70.
- [4] 陈文化,孙巨平,徐兵. 砂土地震液化的研究现状及发展趋势[J]. 世界地震工程, 1999, 15(2): 16-24.
- [5] 陈新民,罗国煜. 地震砂土液化可能性的非确定性灰色预测法[J]. 桂林工学院学报, 1997, 17(2): 106-109.
- [6] D J Willshaw. How patterned neural connections can be set up by self-organization [J]. Proc Roy. Soc London B, 1976, 194: 431-445.
- [7] T Kohonen. Self-organized formation of topologically correct feature maps [J]. Biol, 1982, 43: 59-69.
- [8] 石兆吉,张荣祥,顾宝和. 砂土液化判别和评价综合方法研究[J]. 地震工程与工程振动, 1997, 19(1): 82-87.
- [9] GB 50011—2001 建筑抗震设计规范[S].
- [10] 任文杰. 人工神经网络在地基土液化判别及等级评价中的应用[D]. 天津:河北工业大学, 2002.

收稿日期:2006-01-11