

天津市承压含水层条件下地下连续墙深度优化^{*}

哈达¹, 朱敢平², 李竹², 曾超峰³, 郑刚¹

(1. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072; 2. 天津地铁建设集团有限公司, 天津 300072;
3. 湖南科技大学 土木工程学院, 湖南 湘潭 411201)

摘要:对天津地区多个建筑基坑及地铁基坑观测发现, 长时间大深度降水时, 在较大的深度范围的土层内都存在越流现象, 并且出现较大的地表沉降。基于对天津市市区各处基坑勘察报告的对比分析, 利用天津市典型工程地质条件, 采用考虑降水并瞬态降水的三维有限差分数值模型进一步研究, 根据突涌计算得到基坑底部水位降深, 对不同地连墙深度条件下的5~25 m深基坑进行减压降水, 得到渗流场结果后采用分层总和法计算基坑周边变形场。计算结果表明, 降水开始后3~10 d内, 水位趋于稳定, 基坑外沉降在10~20 d发展较快; 并且随着地连墙入土深度的增加, 基坑外沉降减少; 基于计算结果, 提出针对不同环境安全等级条件下的地下连续墙深度优化方案。

关键词: 承压含水层; 土体沉降; 地下连续墙; 有限差分

中图分类号: TU46 文献标识码: A 文章编号: 1673-0836(2018)02-0490-10

Underground Diaphragm Wall Depth Optimization Considering the Confined Aquifer in Tianjin

Ha Da¹, Zhu Ganping², Li Zhu², Zeng Chaofeng³, Zheng Gang¹

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, P.R.China; 2. Tianjin Metro Group Co. Ltd., Tianjin 300072, P.R.China; 3. School of Civil Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan, Hunan 411201, P.R.China)

Abstract: Through long-term monitoring of excavations in Tianjin, it is clearly that the leakage between confined aquifers appears in great depth after a large scale drawdown in excavation. Meanwhile, obvious subsidence can also be detected around the excavation. Based on the geological survey investigations of urban district in Tianjin, the 3-D finite difference numerical model considering unsteady-state is used to analyze the phenomenon. To satisfy the safety coefficient of anti-uprush, the critical drawdown is calculated in different cases. It is noted that the range of depth of excavations in these cases is from 5 m to 25 m and the water levels of all these cases are lowered to the critical depth in the process of simulation. Based on the variation of seepage field, the subsidence in calculation region is obtained by using splitting summation method. The result indicates that the water level around excavation can stabilize after dewatering of 3 to 5 days. Besides that, the subsidence outside the excavation increases rapidly in the initial 10 to 20 days. Increasing with the depth of underground diaphragm wall, the subsidence around the excavation decrease. Furthermore, based on the calculated subsidence, optimization designs are proposed to meet the different safety requirement classes of surrounding environment.

Keywords: confined aquifer; ground settlement; underground diaphragm wall; finite difference analysis

^{*} 收稿日期: 2017-10-27(修改稿)

作者简介: 哈达(1990-), 男, 蒙古族, 内蒙古呼和浩特人, 硕士生, 主要从事岩土工程、地下工程等领域的科研工作。

E-mail: 18647390538@163.com

基金项目: 国家重点研发计划(2016YFC0802008)

0 引言

在基坑开挖中,围护结构作用主要为挡土,而在地下水位较高的地区基坑,其作用还有止水帷幕。为避免产生诸如流砂、管涌、坑底突涌、坑壁土体的坍塌,当基坑开挖深度内存在饱和软土层和含水层或坑底下存在承压含水层,需选择合适的方法进行基坑降水及排水。基坑工程施工主要分为 3 个阶段:基坑开挖前的坑内预降水(疏干降水);土方分层开挖与分层疏干降水;当涉及下卧承压含水层突涌问题时,还会在基坑开挖至一定深度时启动减压井^[1]。当基坑降水影响深度范围内无真正意义上的理想隔水层时(天津地区所谓的承压含水层之间的隔水层基本由粉质黏土组成),随着各阶段的开展,在地下连续墙存在的情况下,基坑内外还会存在一定程度的水力联系,基坑监测过程中可明显发现由于基坑内外水位联系导致坑外潜水、承压水水位下降和土体沉降。文献[2]中基坑回灌试验也表明天津地区以粉土、粉细砂为主形成的承压含水层水位升降与地面建筑物以及周围地面隆降有很强的相关性与同步性,承压层水位下降是导致周围土体沉降的主要因素。

本文对天津市地铁 6 号线某长条形地铁车站基坑展开了工程实测,基于发现的基坑开挖前预降水导致基坑外承压层水位下降及土体沉降现象,进行了多次现场降水试验。根据天津典型地区勘察资料并结合有限差分软件 Visual MODFLOW 进行建模计算,对降水试验进行数值模拟和数据拟合,对模型进行校核后反演了多种地下连续墙深度下坑外地面沉降分布情况和规律,以对不同深度基坑的地下连续墙深度进行优化设计。

1 天津市地铁 6 号线某站抽水试验

1.1 工程概况

天津地铁 6 号线某站为地下两层岛式车站,站台宽度为 10 m,车站主体结构尺寸为:长 153.6 m,结构标准段宽 37.6 m,端头井加宽段宽 39.8 m,车站标准段基坑开挖深度约 16.9 m,端头井基坑开挖深度约 19.3 m。围护结构采用 800 mm 厚地下连续墙。小里程端头井地下连续墙长度约为 33.478 m,地质剖面图如图 1。

根据室内渗透试验结果,场地标高-39.00 m 以上可划分为 3 个含水层。潜水含水层主要指①₂人工填土、③₁粉质黏土、⑥₁粉质黏土、⑥₄粉质黏土,水位埋深为 0.90~1.40 m,粉质粘土⑦、粉质黏

土⑧₁属不透水~微透水层,可视为潜水含水层与其下承压含水层的相对隔水层,埋深 15.3 m。第一承压含水层主要指⑧₂粉土、⑨₂粉土局部夹粉砂,透水性较好,承压水头埋深约为 2.3 m,⑩₁粉质黏土及⑪₁透水性较差,可视为承压含水层隔水底板,隔水顶、底板埋深 21.2 m、32.3 m。第二承压含水层主要指⑪₂粉土、⑪₄粉砂,透水性好,承压水头埋深约为 2.5 m,其下⑪₅粉质黏土为承压含水层的隔水底板,隔水顶、底板埋深 38.2 m、50 m。

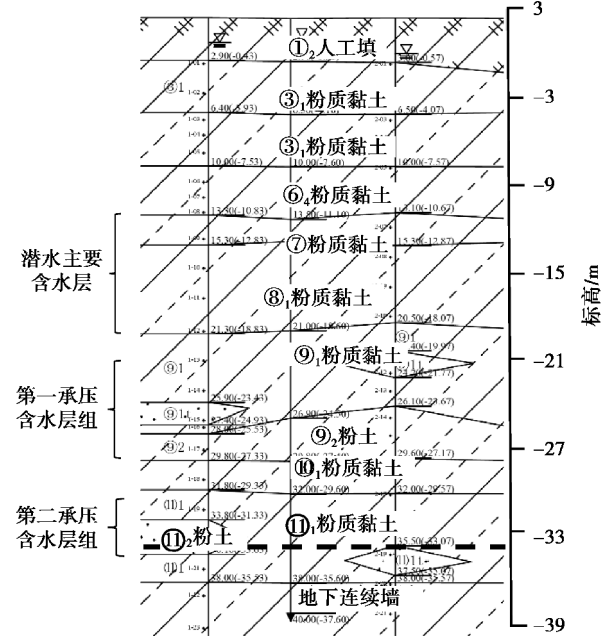


图 1 典型地质剖面图
Fig. 1 Typical geological profile

1.2 抽水试验

在场区进行群井抽水试验,试验中各降水井、观测井与土层的对应关系如表 1,位置如图 2。自 5 月 2 日 8:00 起开始抽水至 5 月 5 日 13:00 停止抽水,抽水期间所有观测井进行水位观测。水泵下放深度分级为 10 m、15 m、19 m,待每步水位稳定后进行下步水泵下放,具体试验流程如表 2。

表 1 含水层对应井点编号

Table 1 Wells and corresponding layers		
井型	土层	井点编号
坑内观测井	⑦	P1~P3
	⑦	G2、G3、G7、G8、G9、G11、G12、G13、G15、G17、G19
坑外观测井	⑧ ₂	G18
	⑨ ₂	G1、G4、G10、G14、G16
	⑪ ₁	G6
	⑪ ₂	G5

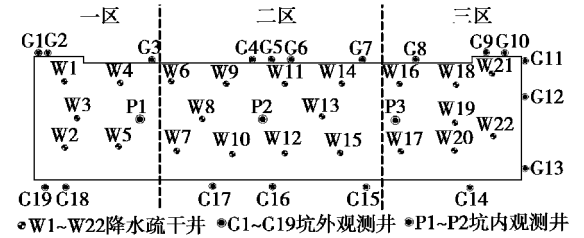


图 2 降水井及观测井位置

Fig. 2 Layout of dewatering wells and observation wells

表 2 抽水试验流程

Table 2 Schedule of pumping test

区域	泵深 /m	降水井	时间 (月/日/时/分)
一区	10	W1~W7	5/2/8/0
一区、二区	15	W1~W15	5/2/14/0
一区、二区、三区	19	W1~W22	5/2/18/0

图 3 为抽水试验过程中各观测井水位变化。可以发现,随着基坑内水位下降后,基坑外各含水层水位随后发生变化,且含水层埋深越接近地下连续墙底处水位下降越大。由此可知,地下连续墙未能有效截断第二承压含水层,且坑外各含水层间水力联系较强,导致坑外各土层水位下降明显。图 4 为基坑北侧测点布置,图 5 为基坑北侧测点各时段沉降曲线,在降水试验期间测点最大沉降达到 12.74 mm。

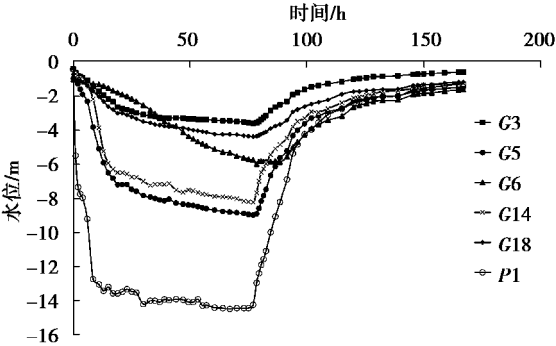
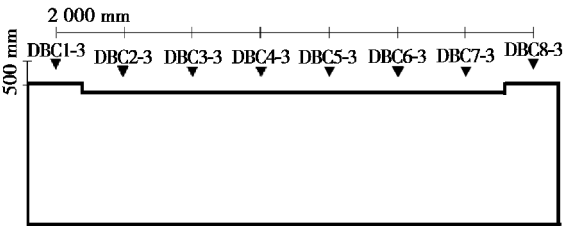


图 3 基坑观测井水位-时间曲线

Fig. 3 Water level vs. time of observation wells



▲ DBC1-3~DBC8-3基坑北侧沉降观测点

图 4 基坑北侧监测点布置

Fig. 4 Layout of relief wells and monitoring points

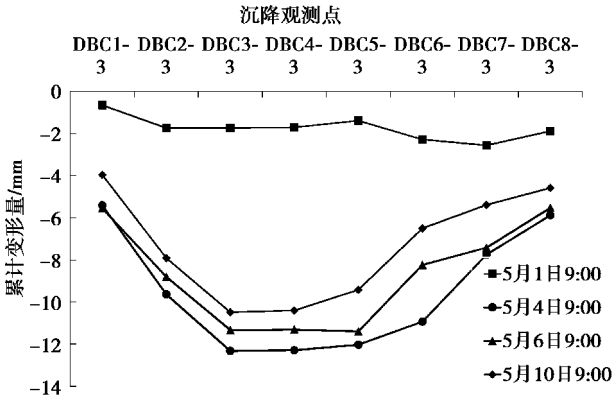


图 5 抽水试验期间基坑北侧地面沉降

Fig. 5 Ground settlement of north side during pumping test

表 3 为抽水试验结束后各层水位变化情况。可以发现,在基坑内进行疏干降水期间,坑外⑦、⑧₁、⑨₁、⑪₁、⑪₂层水位均发生了较为明显的变化,且水位变化大小呈现“上小下大”,靠近地下连续墙土层降深较大,上覆土层越来越小。这说明基坑外水位下降以第二承压含水层向坑内补给为主,其他土层随动渗流向下补给。

表 3 抽水试验结束后各土层水位降深

Table 3 Variation of drawdown in soils after pumping test

监测位置	土层	最大水位降深/m
基坑内水位	⑦	14.09~15.11
	⑦	0.58~3.2
	⑧ ₂	3.66
基坑外水位	⑨ ₂	6.58~7.72
	⑪ ₁	4.98
	⑪ ₂	8.03

1.3 沉降控制标准

据根《天津市轨道交通地下工程质量安全风险控制指导书》^[3]对深基坑沉降控制标准:

一级安全基坑工程:地面最大沉降量 $\leq 0.10\%L$ (L 为基坑开挖深度,下同),且 30 mm;支护结构最大水平位移 $\leq 0.14\%L$ 。

二级安全基坑工程:地面最大沉降量 $\leq 0.20\%H$;支护结构最大水平位移 $\leq 0.3\%L$ 。

三级安全基坑工程:地面最大沉降量控制在 $\leq 0.5\%L$;支护结构最大水平位移 $\leq 0.7\%L$,且 ≤ 80 mm。

(注:上述沉降限值中含降水引起的地面沉降。)

根据图 3 和图 4 可以看出,由于地下连续墙并

未有效截断承压水层,各含水层相互越流补给,导致基坑内外产生水力联系,基坑外承压水位下降,有效应力增加,沉降发展。本文中天津市某地铁基坑为一级安全基坑工程,基坑高度为19.3 m,按照该标准地面最大沉降量应小于19.3 mm。而在基坑内群井抽水试验后,基坑外地表已经产生12 mm左右沉降,对工程造成极大的隐患。本文以地下连续墙入土深度为控制手段,通过对地下连续墙深度的调整控制基坑外地表沉降,并对不同环境要求下的基坑地下连续墙进行深度优化设计。

2 地下水三维渗流模型的建立

2.1 模型依托工程的抽水试验

依托天津地区地铁工程案例,对基坑降水引起的地面沉降规律进行了分析。由于基坑降水引起地面沉降的范围较远,往往能达到墙后5~10倍基坑开挖深度的距离,而实际基坑工程坑外沉降的测点往往布置在墙后1~4倍开挖深度的距离,因此难以全面地获得不同类型基坑(基坑深度不一)降水对地面沉降的影响范围。

本节利用有限差分软件 Visual Modflow 建立三维地下水渗流模型,根据天津市区内8个典型基坑(建筑基坑和地铁基坑)勘察资料进行对比,各基坑位置如图6。



图6 本文研究的天津市基坑位置

Fig. 6 Tianjin foundation pit location

天津市区内各个含水层分布较为类似:潜水层主要由人工填土、粉质黏土构成,局部有粉土夹层,渗透性一般,该层渗透系数在0.2~0.5 m/d范围内,该层埋深在0~12 m之间;第一承压含水层主要由粉土、粉砂构成,局部含粉质黏土透镜体,渗透

性较好,该层渗透系数在1~4 m/d范围内,随地区不同有差异,该层埋深在16.5~29 m之间;第二承压含水层主要由粉土、粉砂构成,渗透性较好,且局部与第一承压含水层有水力联系,该层渗透系数在2~4 m/d范围内,该层埋深在35~50 m之间,分布较厚。

天津地铁5、6号线文化中心站勘察资料具有代表性,利用文献[4]中工程实测数据对该模型进行验证,并利用该模型计算不同开挖深度下基坑(5~25 m)降水对地面沉降的影响范围并对计算结果进行讨论。根据文献[5-6]对天津市地下含水层进行了总结,潜水层、第一和第二承压含水层属天津市第Ⅰ含水组浅层地下水,第三、四承压含水层属天津市第Ⅱ含水组深层地下水,对挖深30 m以内基坑基本无影响,故本文不予考虑。首先依托天津地铁5、6号线文化中心站(后文简称文化中心站)抽水试验建立模型。文化中心站场地典型地质剖面如图7。场区第一承压含水层主要位于⑧₂₁层、粉砂⑨₂₁层,承压水头埋深约4.5 m,顶、底板埋深约16.5,29 m;第二承压水主要位于粉土⑩₂层、粉砂⑪₄层,承压水头埋深约5.4 m,顶、底板埋深约35.5 m,50.5 m,试验中降压井、观测井及地面沉降监测点布置如图8,P2-1~P2-3、P3-1~P3-3分别为第一、二承压层水位观测井,降压井及观测井对应土层如表4(试验过程中P3-1失效);DCCJ01~DCCJ10为地面沉降监测点,为了保护测点,将其布置在地表下2 m。

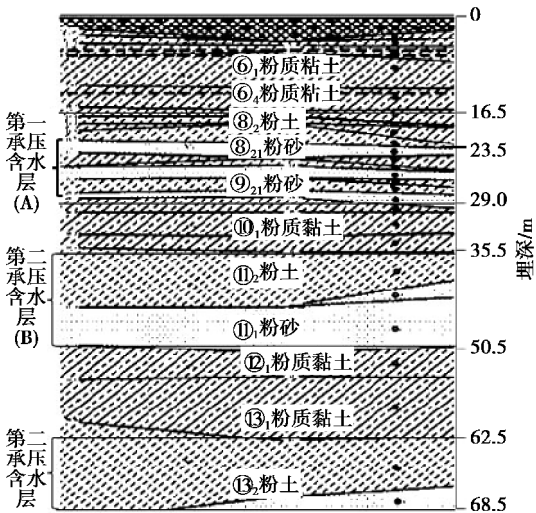


图7 典型地质剖面图

Fig. 7 Typical geological profile

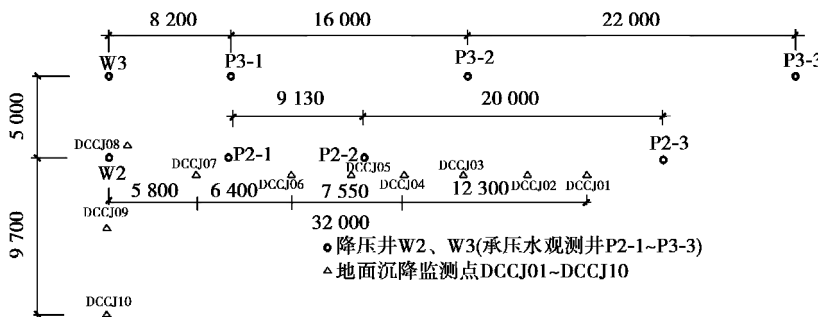


图 8 降压井及监测点平面布置(单位:mm)

Fig. 8 Layout of relief wells and monitoring point (unit: mm)

表 4 含水层对应井点编号

Table 4 Wells and corresponding layers		
井型	土层	井点编号
降压井	⑧ ₂₁ 、⑨ ₂₁	W2
	⑪ ₂ 、⑪ ₄	W3
观测井	⑧ ₂₁ 、⑨ ₂₁	P2-1
	⑧ ₂₁ 、⑨ ₂₁	P2-2
	⑧ ₂₁ 、⑨ ₂₁	P2-3
	⑪ ₂ 、⑪ ₄	P3-2
	⑪ ₂ 、⑪ ₄	P3-3

试验过程中并未设置止水帷幕,在场区对第一、第二承压层先后开展单井抽水试验,每层的抽水试验又分为 3 个降深,分别为大降深、中降深、小降深,试验流程如表 5。其中 W2、W3 分别为第一、二承压层降压井。

表 5 抽水试验流程

Table 5 Schedule of pumping test			
含水 土层	降压 井	类型 (流量/(m ³ ·d ⁻¹))	时间
A	W2	大降深(284)	5月7日6时 —5月9日6时
		中降深(203)	5月9日6时 —5月10日17时30分
		小降深(115)	5月10日17时30分 —5月12日9时
	W3	大降深(223)	5月12日14时 —5月14日14时
		中降深(130)	5月14日14时 —5月16日14时
		小降深(42)	5月16日14时 —5月18日14时30分

2.2 数值分析模型的建立与验证

在进行数值计算前需先对相关水位参数进行验证,现有水文参数拟合验证方法主要包含图解法^[7]及数值拟合法^[4],本文采用数值拟合进行水文参数求解。

由于场地较为复杂,对场地土层进行概化,根据图 7 的土层分布将模型土层设为 9 层,建立考虑瞬态降水的三维地下水渗流数值模型,如图 9 所示。模型参数如表 6,模型平面大小为 1 000 m×1 000 m,深度为 80 m。利用有限差分软件,分别对 W2 井、W3 井抽水试验进行数值模拟,将计算后的观测井的水位降深与现场抽水试验的观测井降深以及降水后地表沉降进行拟合,以保证模型能够反映场地土层特性。

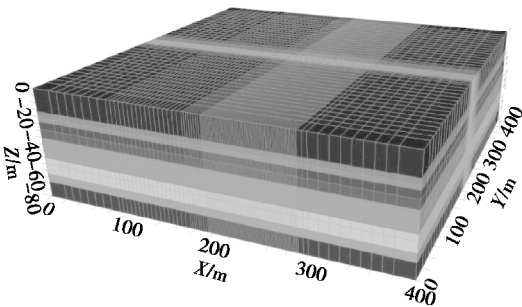


图 9 三维地下水有限差分渗流模型

Fig. 9 Three-dimensional finite difference of groundwater seepage model

表 6 模型土层分布及模型参数

Table 6 Parameters of soil layers and soil distribution in model					
编号	土层名称	压缩 模量 E _s /kPa	层底 深度 /m	水平渗透 系数 K _x /(m·d ⁻¹)	垂直渗透 系数 K _z /(m·d ⁻¹)
1	粉质黏土	5 000	16.5	0.5	0.1
2	粉砂	18 100	20.5	3	1
3	粉土夹粉质黏土	6 785	23.5	0.005	0.001
4	粉砂(A)	19 920	29	2.55	1.5

续表6

编号	土层名称	压缩	层底	水平渗透	垂直渗透
		模量 E_s/kPa	深度 /m	系数 K_h /($\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$)	系数 K_v /($\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$)
5	粉质黏土	7 363	35.5	0.000 5	0.000 1
6	粉砂(B)	29 800	50.5	2.18	1.31
7	粉质黏土	12 649	62.5	0.000 4	0.000 1
8	粉土、粉砂	25 381	68.5	2	1
9	粉质黏土	18 513	80	0.000 3	0.000 1

降深拟合曲线如图 10、图 11 所示。有限元软件 Abaqus 对 W2 井大降深降水进行模拟,与实测地表沉降拟合如图 12。

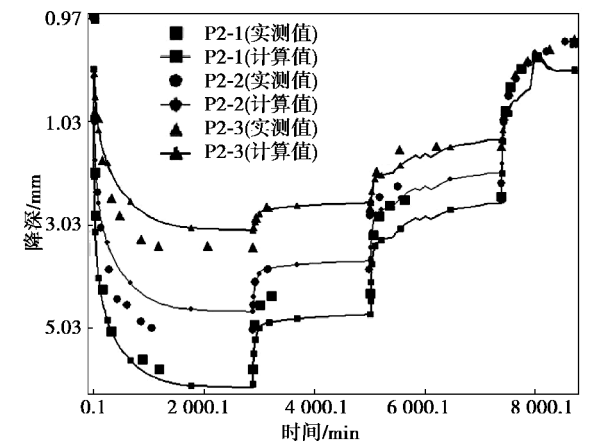


图 10 W2 抽水试验过程中观测井的水位降深计算值与实测值对比

Fig. 10 Calculated values vs. monitoring data of observation wells during W2 dewatering test

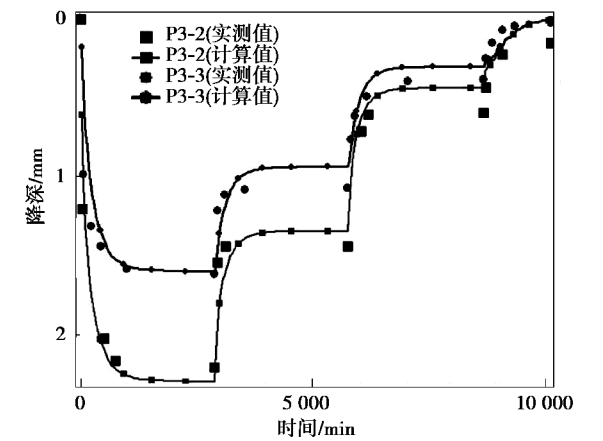


图 11 W3 抽水试验过程中观测井的水位降深计算值与实测值对比

Fig. 11 Calculated values vs. monitoring data of observation wells during W3 dewatering test

2.2.1 观测井水位

由图 10 和图 11 可知,W1、W2 井抽水试验过程中相应土层中的实测水位变化与计算值对比,每个观测井的计算曲线在数值与变化规律都比较吻合,说明 Visual Modflow 反演出来的土层渗透系数能够反映出场地水文特征。

2.2.2 地面沉降

图 12 为 W2 井大降深降水结束后部分测点(布置如图 8)地面沉降实测值与计算值对比。由图 12 可以看出,模型计算值与实测值在距降水井较近时比较接近,而距降水井越远,降水引起的沉降越被高估,这说明土体在较小应变时能表现出更高的刚度。

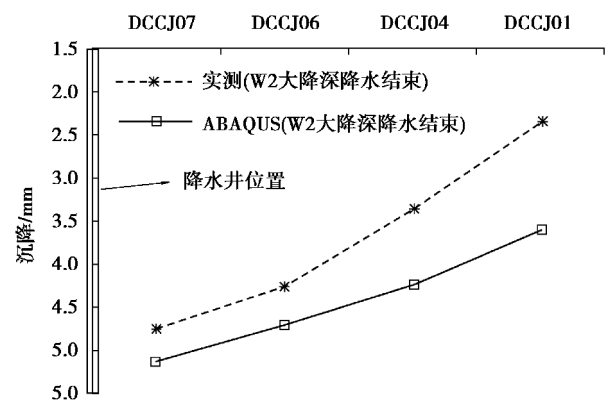


图 12 W2 井大降深降水结束后地面沉降计算与实测值对比

Fig. 12 Calculated values vs. monitoring data of ground settlement after 1st drawdown of W2

本节建立的三维有限差分数值模型及相关参数可以在渗流及变形上反映实际场地土层特性,因此用该模型来研究基坑降水引发沉降的大小及范围。

2.3 承压水下降引发附加沉降计算原理

基于深部承压水减压导致地面沉降问题,国内多位学者进行了研究,文献[8]和[9]中利用水位下降引起土层附加荷载来计算沉降。

根据实测可得出当地实际情况下的沉降经验修正系数 ψ ,根据文化中心站周围建筑计算经验取 0.2,使得估算沉降量更接近实际。

3 基坑降水引发沉降计算分析

3.1 计算方案

通过对不同开挖深度的基坑(5 m、10 m、15 m、20 m、25 m)分别进行模拟,对上述 5 种深度基坑进行突涌验算^[10-11],按下式进行:

$$\frac{\gamma_m(t+\Delta t)}{p_w} \geq 1.1$$

(1)

式中: γ_m 为透水层以上土的饱和重度, $\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$,取 20 kN/m^3 ; $t+\Delta t$ 为透水层顶面距基坑底面的深度, m ; p_w 为含水层水压力, kPa 。

利用式(1),根据表 6 相关参数得出深 10.6 m 以内基坑不需要对第一承压含水层进行减压,深 16 m 以内基坑不需要对第二承压含水层进行减压,故深 5 m、10 m 基坑并未对第一承压含水层进行减压,深 15 m 基坑未对第二承压含水层进行减压。

通过对截断第一、二层承压含水层的比例来控制沉降的影响范围,对方案进行优化,计算方案如表 7。

表 7 不同深度基坑地下连续墙施工方案

Table 7 Different depth of foundation pit of underground continuous wall plans

基坑深度		地下连续墙施工方案				
/m						
		截断第一承压含水层比例				
5、10	方案 1	方案 2	方案 3	方案 4	方案 5	
	0%	50%	100%	—	—	
		截断第二承压含水层比例				
15、20、25	方案 1	方案 2	方案 3	方案 4	方案 5	
	0%	25%	50%	75%	100%	

3.2 计算结果

用验证后的模型对以上方案进行计算,将水位控制在基坑底部 1 m。计算结果显示,深 5 m、10 m 基坑在方案 1 情况下,基坑外并未出现 3 mm 以上沉降;深 15 m 基坑在方案 1 情况下,基坑外并未出现 5 mm 以上沉降,故本文不作重点研究。

3.2.1 不同方案下沉降影响范围

对深 20 m 基坑计算结果进行分析,主要对 2 mm、4 mm、6 mm、8 mm 沉降等值线与基坑地下

连续墙最远距离进行对比分析,研究各级沉降影响范围,如图 13。表 8 为 5 种地下连续墙施工方案下距离基坑不同距离时坑外地表沉降。

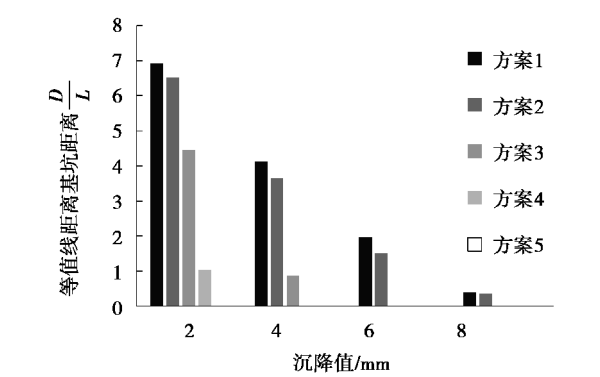


图 13 深 20 m 基坑各级沉降影响范围

(注:图中 D 为距离基坑距离; L 为基坑深度)

Fig. 13 20 m deep foundation pit at all levels of settlement

表 8 基坑外地表沉降 mm

Table 8 Ground settlement mm

距基坑的 距离 $\frac{D}{L}$	沉降				
	方案 1	方案 2	方案 3	方案 4	方案 5
0	8.45	8.18	3.98	2.37	0.21
1	6.87	6.30	3.45	1.95	0.08
2	5.53	5.06	2.88	1.58	0.02
6	1.72	1.53	0.94	0.50	0.01

方案 1、2 并未出现明显不同,地下连续墙在对第二承压含水层截断 25%以内时对地表沉降并未有明显控制效果;方案 3 对沉降有明显控制作用,且基坑外并未出现 6 mm 以上沉降;方案 4 对沉降控制明显,基坑外并未出现 4 mm 以上沉降。由表 8 可知,深 20 m 基坑外降水引发最大沉降可达到 8.45 mm,最小可控制在 0.21 mm。方案 5 由于对含水层完全截断,基坑降水未引发沉降。

对深 25 m 基坑计算结果进行分析,由于深 25 m 基坑较深,且基坑底部距离第二承压含水层顶板较近,降水期间越流补给明显,所以基坑外沉降较大。主要对 5 mm、10 mm、15 mm、20 mm 沉降等值线与基坑地下连续墙最远距离进行对比分析,研究各级沉降影响范围,如图 14。表 9 为深 25m 基坑在 5 种地下连续墙施工方案下距离基坑不同距离时坑外地表沉降。

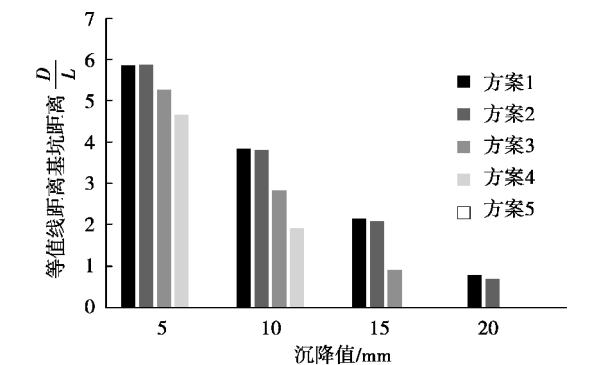


图 14 深 25 m 基坑各级沉降最大影响范围

Fig. 14 25 m deep foundation pit at all levels of settlement

表 9 基坑外地表沉降		mm				
Table 9 Ground settlement outside		mm				
距离基坑	沉降					
距离 $\frac{D}{L}$		方案 1	方案 2	方案 3	方案 4	方案 5
0		23.23	22.51	17.57	14.94	1.12
1		19.26	18.87	14.77	12.14	0.08
2		15.69	15.46	12.12	9.88	0.02
6		4.96	4.96	3.89	3.15	0.01

方案 1、2 而并未出现明显不同,地下连续墙在对第二承压含水层截断 25% 以内时对地表沉降并未有明显控制效果;方案 3 对沉降控制明显,基坑外未出现 20 mm 以上沉降;方案 4 对沉降控制明显,基坑外未出现 15 mm 以上沉降。由表 9 可知,深 25 m 基坑外降水引发最大沉降可达到 23.23 mm,最小可控制在 1.12 mm。与深 20 m 基坑相同,在完全截断含水层条件下,降水未造成坑外地表沉降。

3.2.2 对不同环境要求下的控制要求

对深 20 m 基坑进行分析,对距离基坑 0~1、1~2、2~5 倍开挖深度距离内周围沉降最大值进行限定以满足不同环境安全下要求,如图 15。例如,基坑在开挖深度 0~1 倍距离内有需要进行保护构筑物并需要将沉降控制在 10 mm 的情况,则不需要对第二承压含水层进行处理,选择方案 1 便可达到控制要求。对结果进行整理得表 10。

表 10 深 20 m 基坑不同环境安全要求下沉降控制方案

Table 10 20 m deep foundation settlement control scheme under different environmental safety requirements

规定范围内沉降 最大值 s/mm	距离基坑距离 $\frac{D}{L}$		
	0~1	1~2	2~5
$0 \leq s < 5$	方案 3~5	方案 3~5	方案 2~5
$5 \leq s < 10$	方案 1、2	方案 1、2	方案 1
$10 \leq s$	—	—	—

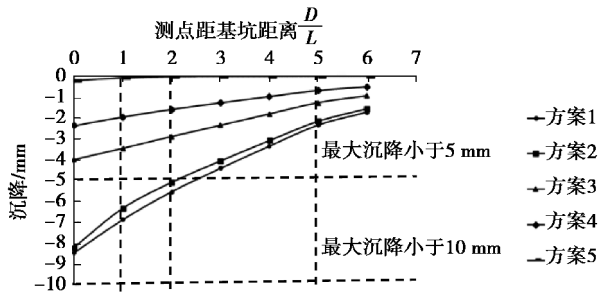


图 15 深 20 m 基坑不同地下连续墙施工方案沉降

Fig. 15 20 m deep foundation pit of settlement of different underground continuous wall construction scheme

对深 25 m 基坑进行分析,对距离基坑 0~1、1~2、2~5 倍开挖深度距离内周围沉降最大值进行限定以满足不同环境安全下要求,如图 16。对结果进行整理得表 11。

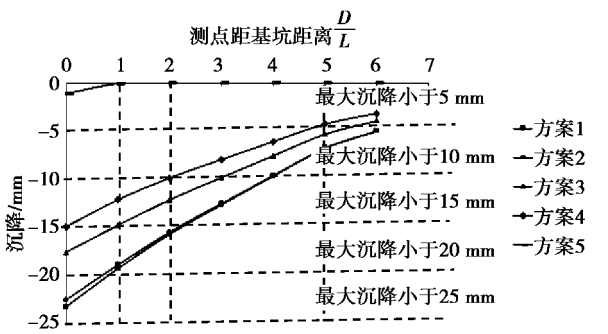


图 16 深 25 m 基坑不同地下连续墙施工方案沉降

Fig. 16 25 m deep foundation pit of settlement of different underground continuous wall construction scheme

表 11 深 25 m 基坑不同环境要求下沉降控制方案

Table 11 25 m deep foundation settlement control scheme under different environmental safety requirements

规定范围内沉降 最大值 s/mm	距离基坑距离 $\frac{D}{L}$		
	0~1	1~2	2~5
$0 \leq s < 5$	方案 5	方案 5	方案 5
$5 \leq s < 10$	—	—	方案 4
$10 \leq s < 15$	方案 4	方案 3、4	方案 3
$15 \leq s < 20$	方案 3	方案 1、2	方案 1、2
$20 \leq s < 25$	方案 1、2	—	—
$25 \leq s$	—	—	—

由表 10 和表 11 可知,通过对地下连续墙入土深度的选择,可以对周围地表沉降进行有效控制,以满足不同环境安全要求。其中,深 20 m、25 m 基坑方案 2 控制效果不明显,不建议采用方案 2 进行沉降控制。

4 基坑外地面沉降发展过程分析

基于上文数值模型,以 25 m 深基坑为例,探讨 5 种不同地下连续墙截断方式的方案下坑内降水后坑外水位及地面沉降随时间发展关系,选取坑外距离地连墙中点约 10 m 位置进行分析。图 17 为地面沉降时程曲线,图 18 为坑外承压层水位变化时程曲线。

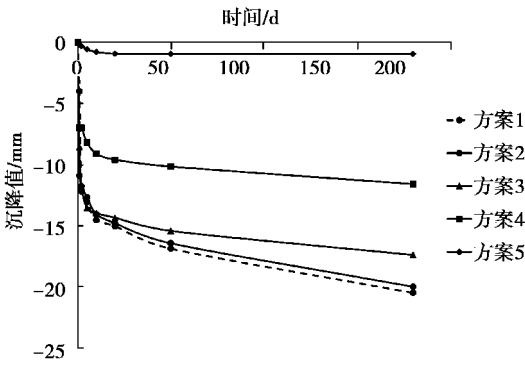


图 17 深 25 m 基坑不同方案下沉随时间变化

Fig. 17 Settlement of 25 m deep foundation pit under different solution vs. time

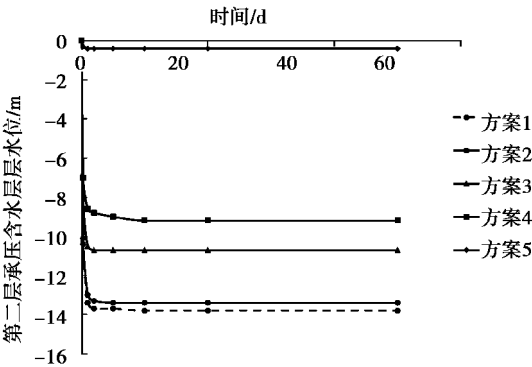


图 18 深 25 m 基坑不同方案下第二承压含水层承压水位随时间变化

Fig. 18 The 2nd confined aquifer water level of 25 m deep foundation pit under different solution vs. time

由图 17 和图 18 可知,坑外承压层水位在降水开始后 1~10 d 后稳定,基坑内外水位维持平衡,且随地下连续墙截断比例加深,水位稳定越快。地面沉降在降水开始后 10~20 d 发展较快,且能完成最终沉降的 75% 以上,而由于承压层上弱透土层的存在,地面沉降在所计算的 180 d 后仍未稳定,尤其是止水帷幕没有截断承压层的方案。

5 结论

通过对天津市市区 8 个不同位置的基坑工程地质条件总结,利用该区域内的典型工程地质场地参数进行有限差分计算,对不同开挖深度(5~25 m)的基坑,采用地下连续墙深度作为控制基坑坑外地面沉降及沉降影响范围的控制指标,得到以下结论:

(1) 天津市区内各个含水层分布较为类似;潜水层主要由人工填土、粉质黏土构成,渗透系数在 0.2~0.5 m/d 范围内,埋深在 0~12 m 之间;第一承压含水层主要由粉土、粉砂构成,局部含粉质黏土透镜体,渗透性较好,渗透系数在 1~4 m/d 范围内,随地区不同有差异,该层埋深在 16.5~29 m 之间;第二承压含水层主要由粉土、粉砂构成,局部与第一承压含水层有水力联系,透系数在 2~4 m/d 范围内,埋深在 35~50 m 之间,分布较厚。

(2) 天津市第一承压含水层埋深较浅,主要为粉质黏土与粉砂互层,经计算,在深 10.6 m 以上基坑不需要对该层进行处理即可满足安全需要;第二承压含水层埋深较深,对工程影响较大,深 16 m 以上基坑则不需要对第二承压含水层进行处理。当基坑深度大于 16 m 时,则涉及对第二承压含水层的处理和地下连续墙深度的优化问题。

(3) 针对不同环境安全要求提出不同施工方案,对地下连续墙入土深度进行选择。随着地下连续墙入土深度增加,对承压含水层截断比例增加,基坑外地表沉降减少,尤其在地下连续墙截断该承压含水层 50% 以上时,基坑外沉降显著减少。深 25 m 基坑未对第二承压含水层处理,基坑外最大沉降为 23.23 mm,当截断该层承压含水层 75% 时,沉降减少到 14.94 mm,减少约 40% 沉降。

(4) 计算不同类型基坑(深 5~25 m)由于降水引发坑外地表沉降,为相应环境安全要求下基坑地下连续墙设计提供建议。

(5) 基坑外水位在降水开始后 3~10 d 内稳定,基坑内外水位几乎不会发生变化,基坑外沉降在 10~20 d 发展较快,并能完成总沉降的 75%,且随着地下连续墙入土深度增加,沉降所需稳定时间越短。

事实上,天津市大部分工程地质条件较为相似,仅在局部地区第一、二承压层有贯通情况,可根据相关情况进行调整。本文对天津市类似工程地质条件下具有一定参考价值。

参考文献 (References)

- [1] 郑刚,曾超峰.基坑开挖前潜水降水引起的地下连续墙侧移研究[J].岩土工程学报,2013,35(12):2153-2163.(Zheng Gang, Zeng Chaofeng. Study of lateral displacement of diaphragm wall by dewatering of phreatic water before excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35 (12): 2153-2163. (in Chinese))
- [2] 郑刚,曾超峰,刘畅,等.天津首例基坑工程承压含水层回灌实测研究[J].岩土工程学报,2013,35(增2):491-495.(Zheng Gang, Zeng Chaofeng, Liu Chang, et al. Field observation of artificial recharge of confined water in first excavation case in Tianjin[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35 (Supp. 2):491-495.(in Chinese))
- [3] 天津市建设管理委员会办公室.天津市轨道交通地下工程质量安全风险控制指导书[M].2009.(Construction Management Committee of Tianjin Office. Tianjin rail transit underground engineering quality and safety risk control instructions[M]. 2009.(in Chinese))
- [4] 郑刚,曾超峰.承压含水层局部降压引起土体沉降机理及参数分析[J].岩土工程学报,2014,36(5):802-817.(Zheng Gang, Zeng Chaofeng. Settlement mechanism of soils induced by local pressure-relief of confined aquifer and parameter analysis[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(5):802-817.(in Chinese))
- [5] 杨建民,郑刚,焦莹.天津站抽水试验分析[J].土木工程学报,2008,41(7):67-70.(Yang Jianmin, Zheng Gang, Jiao Ying. Test and analysis of the aquifer at Tianjin Station[J]. China Civil Engineering Journal, 2008,41(7):67-70.(in Chinese))
- [6] 杨建民,郑刚,焦莹.天津站抽水试验数值反演分析[J].土木工程学报,2010,43(9):125-130.(Yang Jianmin, Zheng Gang, Jiao Ying. numerical back analysis of pumping tests at Tianjin Railway Station[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(9):125-130. (in Chinese))
- [7] 赵琳琳,肖长来,陈昌亮,等.基于抽水试验的多种方法确定水文地质参数[J].地下空间与工程学报,2015,11(2):306-309.(Zhao Linlin Xiao Changlai, Chen Changliang, et al. Determination of hydrogeological parameters by a variety of methods based on the pumping test[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2015, 11(2):306-309.(in Chinese))
- [8] 周念清,唐益群.徐家汇地铁站深基坑降水数值模拟与沉降控制[J].岩土工程学报,2011,33(12):1950-1956.(Zhou Nianqing, Tang Yiqun. Numerical simulation of deep foundation pit dewatering and land subsidence control of Xujiahui Metro Station[J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 33(12):1950-1956.(in Chinese))
- [9] 黄显贵,陈梁,刘御刚,等.基坑降水引起的地基附加应力及沉降简化计算[J].地下空间与工程学报,2017(3):746-752.(Huang Xiangui, Chen Liang, Liu Yugang, Huan Hui. Simplified calculation of ground settlement and additional stress caused by foundation pit dewatering[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2017, 13(3):746-752.(in Chinese))
- [10] 中华人民共和国建设部.建筑地基基础设计规范(GB 50007-2002)[S].北京:中国建筑工业出版社,2002.(The ministry of construction of the People's Republic of China. Code for design building foundation (GB 50007-2002)[S]. Beijing: China Communications Press, 2002.(in Chinese))
- [11] 李军,李亮亮.承压水地层基坑坑底压拉突涌评价与物理试验[J].地下空间与工程学报,2016,12(3):670-674.(Li Jun, Li Liangliang. Compression-tension failure evaluation and physical experiment for confined water foundation pit intruding[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2016, 12(3):670-674.(in Chinese))