

深基坑承压水组合式处理措施的研究及应用

代兴云, 应卫超, 孙海明

(中国联合工程有限公司, 浙江 杭州 310052)

摘 要: 随着社会发展, 基坑的开挖越来越深, 如何更经济、更安全、更有效地处理基坑承压水问题越来越重要。结合杭州某地铁深基坑工程, 对4种常见的承压水处理措施进行了分析, 提出深基坑承压水组合式处理方法; 采用数值分析软件对隔水帷幕的长度进行了数值模拟分析, 计算出最经济的、最合理的围护深度为63 m; 通过现场的抽水试验进一步验证了数值模型的合理性, 试验结果也验证了深基坑承压水组合式处理方法的可行性; 成果为杭州等地区其他深基坑承压水处理提供有益的参考。

关键词: 深基坑; 承压水; 组合式; 处理措施

中图分类号: U231+.4

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2023)01-0178-05

0 引言

随着社会的不断发展, 我国对地下空间的开发程度不断加大, 基坑开挖的深度越来越深, 基坑突涌的问题逐渐成为基坑设计中最需要关注的问题之一。

承压水问题是基坑工程中的老问题, 我国也有着较为丰富的处理经验。目前国内承压水的处理方法主要有四种, 分别为坑底注浆加固、基坑内注水反压、降低承压水头、设置防渗隔水帷幕。近年来随着新技术的不断发展, 李成巍提出CSM工法来处理深基坑的承压水问题^[1]; 夏春亮研究了高承压水的坑底加固措施^[2], 采用数值模拟的方式对某雨水泵房深基坑5种加固方式进行了对比分析, 得出满堂加固处理承压水的效果最好。张新明等^[3-6]对高承压水基坑的降水进行了研究, 韦扣均等^[7]对某地铁基坑采用多种措施处理承压水, 取得了良好的效果。

然而, 随着基坑开挖深度的不断加深, 承压水对基坑的影响, 逐渐显示出多样化的风险, 只关注基坑突涌问题是不够的; 同时, 随着社会发展, 基坑周边的建构筑物的数量不断增多, 大面积、大幅度降低承压水的措施也逐渐被舍弃。因此, 如何采用综合性的措施来处理承压水的问题, 已成为一项重要的课题。

结合某一具体项目, 对基坑承压水的组合式处理方法进行分析研究, 期望能够为类似项目的承压水处理提供建议与指导。

收稿日期: 2022-03-17

作者简介: 代兴云(1992—), 男, 硕士, 工程师, 从事地下结构设计工作。

1 工程概况

1.1 工程简介

该项目为杭州地铁机场线工程, 萧山科技城站—萧山国际机场站区间第一个风井, 位于杭州湾环线高速与大治河交叉口的雅马哈地块内, 周边均为农田与草地; 基坑东侧38 m处有混凝土厂房, 基坑南侧41 m处为杭州湾环线高速。风井标准段为两柱三跨箱形框架结构, 基坑宽度25 m, 长度约42 m, 开挖深度约24 m, 基底位于在⑥₁淤泥质黏土夹粉土, 潜水位在地面以下0.5 m左右。

1.2 工程地质水文条件

根据勘察报告, 如图1所示, 场地内分布土层分层为: ①₂层素填土(耕土)、②₄层砂质粉土、③₃层砂质粉土夹粉砂、③₅层粉砂、③₇层砂质粉土夹淤泥质粉质黏土、⑥₁层淤泥质黏土夹粉土、⑥₃层淤泥质粉质黏土夹粉土、⑧₂₁层粉质黏土夹粉砂、⑩₃层粉砂、⑩₄层圆砾、⑫₁层粉砂、⑫₄层圆砾, 具体如图1所示。基底位于在⑥₁淤泥质黏土夹粉土, 潜水位在地面以下0.5 m左右。项目场地的承压水主要分布于下部的⑩₃层粉砂、⑩₄层圆砾、⑫₁层及⑫₄层砂砾层中, 该层承压水埋深较深, 隔水顶板埋深约在地面以下36~45 m左右, 隔水层厚度约在18.0~32.0 m左右。根据地勘孔承压水抽水试验成果显示, 承压水混合水头埋深为7.09 m, 相当于85国家高程的-1.00 m。

1.3 减压降水必要性分析

拟建区间风井基坑开挖深度约24 m。本次勘察的揭示拟建场地承压水含水层为下部⑩₃层粉砂、⑩₄

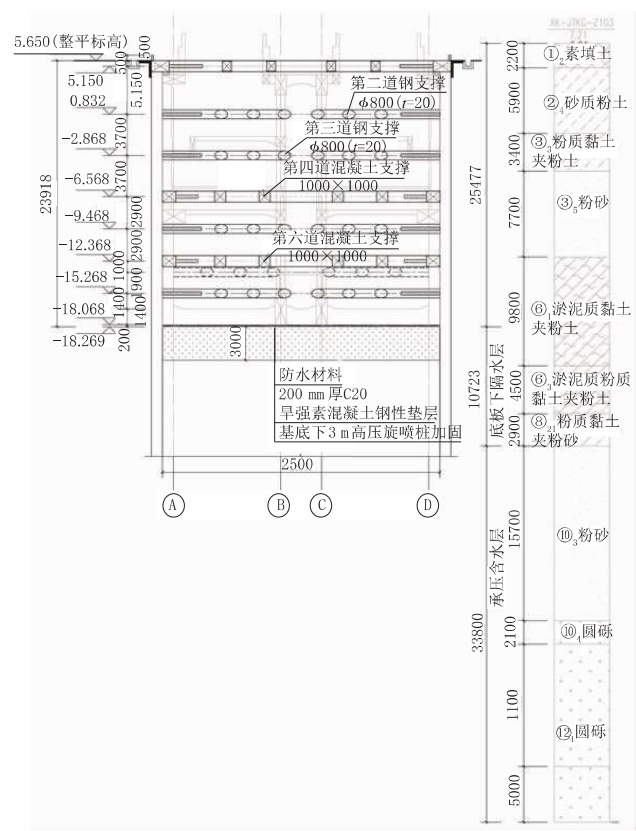


图 1 地质断面图(单位:mm)

层圆砾、⑫层及⑭层砂砾层,承压水水头压力较大,基坑开挖过程中需进行基坑抗突涌验算。

本次风井基坑最大挖深度 24 m,取相应区域勘探孔 XK-JTKG-Z103 进行估算,其中场地整平标高 5.65 m,承压水头高程取 -1 m;底板标高按 -18.3 m 进行估算,此时底板到承压含水层的距离为 10.7 m。根据相关规范^[8]计算抗突涌安全系数为 0.68,不满足不小于 1.1 的规范要求,故区间风井基坑需考虑承压水突涌问题。

2 承压水处理方案分析

2.1 处理方案的环境适应性分析

2.1.1 坑底加固方案

对基坑底部的隔水层的土体进行加固,将土体与注浆体充分搅拌融合,增加基坑底部土体的重度或者土体的物理力学参数,从而增加基坑抵抗承压水的能力。根据上述计算,现有的隔水层为 10.7 m,不能满足抗突涌要求,需要增加隔水层厚度。基坑坑底位于⑥₁淤泥质土中,如采用高压旋喷桩进行坑底加固,根据加固后效果,⑥₁淤泥质土和⑥₂淤泥质土加固后土体重度取 20 kN/m³,⑧₂₁粉质黏土夹粉砂加固之后土体重度取 20 kN/m³,⑩₃粉砂加固之后土体重度取 21 kN/m³,根据计算加固体后临界厚度至

少为 15.56 m。加固范围较大,成本过高,方法可取但极其不经济。

2.1.2 基坑注水方案

该项目基坑尺寸相对较大,基坑长度 42 m,宽度为 25 m,基坑开挖深度为 24 m;根据地勘承压水主要赋存于下部的⑩₃层粉砂、⑩₄层圆砾、⑫层及⑭层砂砾层中,隔水顶板埋深约在地面以下 36~45 m 左右,隔水层厚度约在 10.7 m 左右;且基坑底部土层主要为淤泥质土,土体重度小,抗剪能力弱;若考虑采用基坑注水,进行水下开挖,经计算开挖至 14 m 深时,就要进行注水,持续注水量为 9 975 m³。基坑底部仍需要采用混凝土底板封底,根据计算,底板厚度需设计为 1.4 m,同时为达到使用时期的抗浮要求,需要设置抗拔桩。水下浇筑抗拔桩和底板混凝土技术要求较高,施工难度较大,施工质量无法保证,且造价也会明显提高。因此,采用注水的开挖方法处理承压水不合理。

2.1.3 全降水方案

现状承压水头埋深 6.56 m,开挖至基坑底时隔水层厚度为 10.7 m,降水井结构图如图 2 所示;根据相关规范计算,要满足安全系数 1.1 的要求,需降低承压水 11.15 m,根据浙江省《建筑基坑工程技术规程》(DB33/T1096—2014)^[9]式 13.4.8 和式 F.0.4 进行计算基坑涌水量及降水井,见表 1 至表 2。

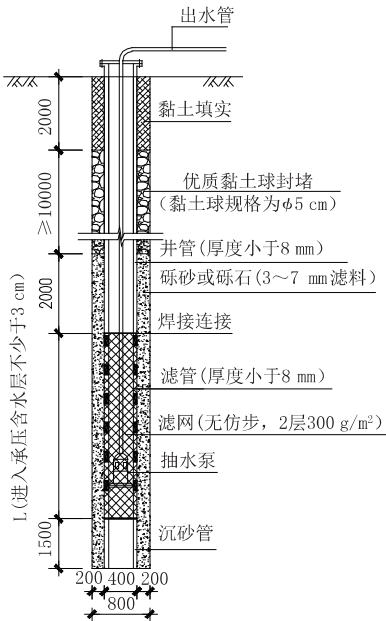


图 2 承压水降水井构造图(单位:mm)

全降水降压方案虽然技术上可行,需要在基坑内部布设 19 口承压降水井;但是在基坑开挖的全过程需要保证降水持续进行,若意外断电时间较长,基坑会面临承压水突涌的危险,因此全降水方案存在

表1 单井涌水量计算表

过滤器半径 <i>r</i> /m	过滤器进水 长度 <i>L</i> /m	含水层渗透 系数 <i>K</i> /($\text{m}\cdot\text{d}^{-1}$)	单井出水能力 <i>q</i> /($\text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}$)
0.2	3	46.65	813.88

表2 基坑涌水量及承压降水井计算表

渗透系数 <i>K</i> /($\text{m}\cdot\text{d}^{-1}$)	降低水头 <i>S</i> d/m	含水层厚 度 <i>M</i> /m	降水影响 半径 <i>R</i> /m	基坑涌水量 <i>Q</i> /($\text{m}^3\cdot\text{d}^{-1}$)	降水井口 数 / 口
46.65	11.15	60	761.6	146 99.82	19

施工安全风险;此外,基坑总面积约 1 050 m²,潜水降水井按照每 200 m²一口布设,需布设潜水降水井 6 口;风井本身基坑面积并不大,届时基坑内部将有 25 口降水井,这对基坑的开挖施工影响极大,将施工进度拖慢很多;同时大面积降水可能引起周边建筑物和地下管线的沉降,综合考虑全降水方案不可行。

2.1.4 隔水帷幕方案分析

设置隔水帷幕的原理主要是增长地下水的渗流途径,同时隔水帷幕若能切断承压水坑内外的联系,则可以避免基坑抗突涌的风险。

但本工程承压水层顶粉砂层埋深约 38 m,圆砾层层顶埋深约 51 m,详勘报告未显示圆砾层层底,若采用隔断承压水成本过高,不具备可行性。但通过增加隔水帷幕的长度,以增加承压水的绕流途径,来降低承压水头和基坑涌水量的方式是可以接受的。

2.2 承压水处理方案

通过对上述四种处理承压水的方案分析,发现若仅采用其中一种,要么不经济,要么就是施工风险较大。因此,通过综合分析,拟对本风井选取坑底加固+降低承压水+隔水帷幕的组合方案进行实施。

具体施工工序应先施工地连墙隔水帷幕,待地连墙强度达到设计要求后,对基坑底部的淤泥质土进行加固,基坑降水井施工应在加固 24 h 后方可进行,以免造成降水井坍塌堵塞。

2.2.1 坑底加固

由于基坑底部位于⑥₁的淤泥质土层中,该层土体的承载力教差,本身亦需要进行加固处理,所以采用高压旋喷桩对基坑底以下 3 m 范围内进行满堂加固,要求加固之后 30 d 强度不小于 1 MPa,加固之后土体的黏聚力为 $c=15\text{ kPa}$,内摩擦角为 $\phi=20^\circ$,土体重度为 20 kN/m^3 ,根据《浙江省建筑基坑技术规程》(DB33/T 1096—2014),对于长、宽不大的基坑,基坑底部采用满堂加固的方式,计算坑底承压水抗突涌时,可以按整体顶升考虑。按下式 1 验算:

$$\frac{D\gamma + \alpha\beta c}{\gamma_m \cdot \Delta h} \geq k \quad (k=1.2) \tag{1}$$

$$\beta = \frac{l_s \cdot D}{S} \tag{2}$$

式中: D 为承压含水层顶面至坑底的土层厚度,m; α 为“折减系数”,取 0.5 ~ 1.0,基坑面积小、深度浅、土性差时取低值; β 为空间效应系数; l_s 为基坑平面周长,m; s 为基坑平面面积,m²; c 为破裂面的各层土的内聚力(采用固快指标)加权平均值,kPa; γ 为承压含水层顶面至坑底土层的天然重度,kN/m³,对于成层土取加权平均值; Δh 为承压含水层顶面的压力水头高度,m; γ_w 为水的重度,kN/m³。

若加固之后采用降水方案,需要降低承压水水头 7.4 m,详见表 3。

表3 坑底加固后基坑抗突涌计算表

孔号	Δh /m	$\gamma_w /$ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	<i>D</i> /m	$\gamma /$ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	<i>c</i> /kPa	降深 / m	安全 系数
Z103	29.3	10	12.1	18.0	60	7.4	1.2

2.2.2 隔水帷幕—降水井设计

采用隔水帷幕增长承压水的渗流途径,同时在坑内布设承压降水井,坑外设置辅助降水井;在正式施工之前进行抽水试验,以验证降水井的降水效果。

为分析隔水帷幕进入承压含水层深度对承压水渗流的影响,拟采用数值模拟的方法对地连墙的插入深度进行计算和分析。本工程承压水层顶粉砂层埋深约 38 m,圆砾层层顶埋深约 51 m,详勘报告未显示圆砾层层底,圆砾层层底深度大于 63 m,本次计算假定圆砾层层底深度 70 m。

为确保基坑降水效果,结合围护设计资料,不考虑承压水深度的时候,地连墙墙底深度最浅约 55 m,进入含水层约 3 m,以 55 m 为模型计算基础,依次增加地连墙深度进行计算分析。

(1)数值模拟假定

拟采用 Modflow 渗流软件进行模拟,为计算方便,将模型中地层均采用厚度相同,渗透系数采用地勘参数;模型边界采用定水头,降水井的单井涌水量按照计算采用 800 m³/d。

(2)模型建立

如图 3 所示,为计算的准确性,将模型范围 500 m×500 m,深度为 70 m;模型的上部为地面,模型底部为隔水边界。模型的网格划分按照由基坑向外逐渐变疏的原则,同时考虑基坑的形状、降水井位置、地层状况。四周均按第一类边界条件处理;模型三维立体图见图 4,土层及地连墙的渗透参数见表 4。

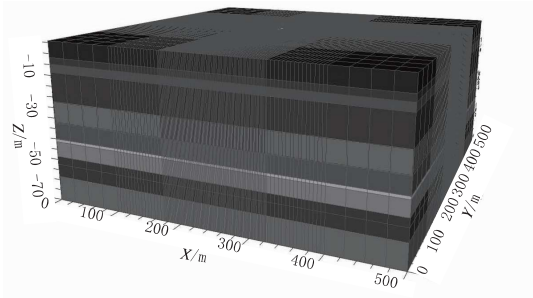


图 3 模型网格剖分图

表 4 土层参数表

土层名称	厚度 /m	渗透系数 $k/(10^{-6} \text{ cm}\cdot\text{s})$	
		竖向	水平
素填土	2.2	100	100
砂质粉土	5.9	100	200
砂质粉土夹粉砂	3.4	300	500
粉砂	7.7	1 500	2 000
淤泥质土夹粉土	9.8	0.1	1
淤泥质粉质黏土夹粉土	4.3	0.5	2
粉质黏土夹粉砂	2.9	5	25
粉砂	15.7	500	1 000
圆砾	18.1	50 000	
地连墙	1	10	
坑底加固土体	3	30	

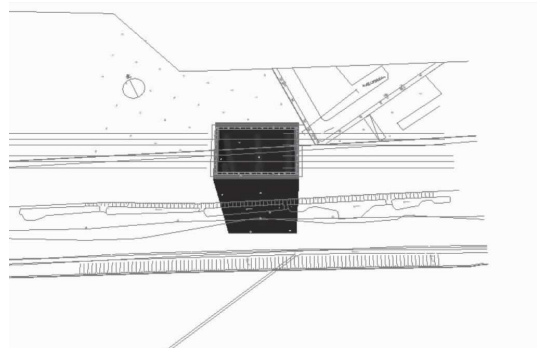


图 4 模型三维立体图

(3)计算结果

如图 5 所示,计算分析隔水帷幕最安全、最经济的插入深度,以及所需要的降水井个数。地连墙深度加深后绕流作用明显,进入含水层 3~12 m,每进入含水层增加 1 m,基坑涌水量减少约为 10%;其中,由 7 m 向 12 m 的过渡中,基坑总涌水量减少均超过 10%;从 12~17 m 时,基坑排水量则不再发生大的变化。降水井口数随止水帷幕的加深呈现出与排水量同样的变化,止水帷幕进入含水层 12 m 之后,降水井口数不再发生大的变化。

同时考虑到施工方便,基坑内部尽可能的少设置降水井,基坑最终承压水处理方案为:坑底以下 3 m 进行高压旋喷桩满堂加固,围护桩总长度为 63 m,进

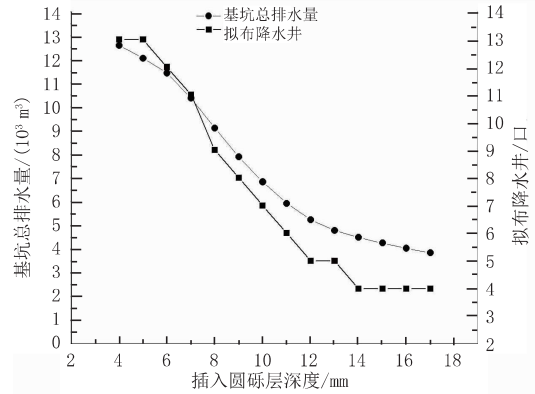


图 5 围护桩进入含水层深度与基坑排水量及降水井关系图

入承压含水层 12 m,坑内设置 4 口承压降水井,2 口承压观测井兼做备用井。

2.3 实施方案的降水试验效果

本次试验井结构同原设计井结构,根据现场条件于基坑内施工了 6 口承压试验井 Y1~Y6。其中 Y1~Y4 作为抽水井,Y5~Y6 作为承压观测井兼做备用井,试验井布置如图 6 所示。

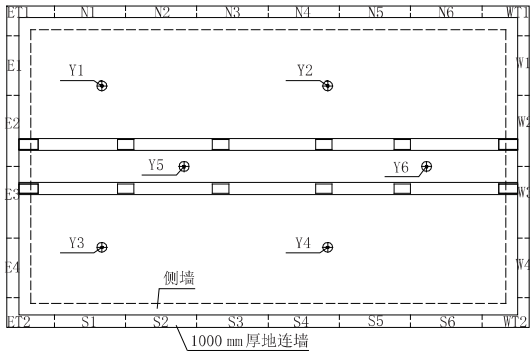


图 6 降水平面布置图

2.3.1 抽水试验结果

(1)初始水位标高

在正式抽水试验之前,对地下水位进行了观测,结果见表 5。

表 5 承压水位分布情况表

井编号	初始水位埋深 /m	井口标高 /m	初始水位标高 /m
Y5	7.9	5.85	-2.05
Y6	7.8	5.8	-2

(2)降水井出水量

如图 7 所示,根据抽水试验可以看出,Y1~Y4 承压降水井单井出水量基本保持在 28~29.5 m³/h,各个降水井之间差别不大,因此该风井的单井出水量可保持在 670~708 m³/d,与计算得出的单井涌水量 813.88 m³/d 相差不大。

(3)承压水位变化

如图 8 所示,4 口承压降水井全开的情况下,1 h 基坑内水位降深即可达到 7.4 m,抽水 7 h 后水位降深

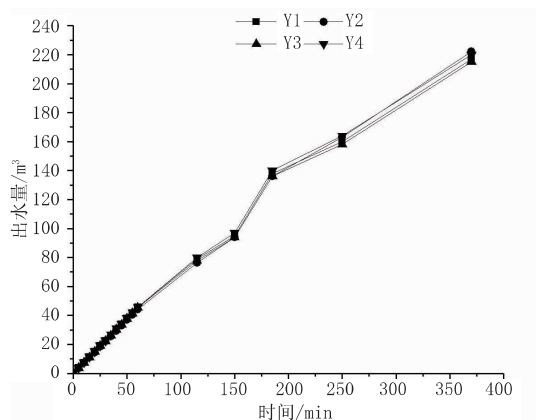


图7 降水出水量图

可达 18.5~19.9 m, 完全能够满足设计降深要求;降水前期水位降深速度为 7.9 m/h,后期水位降深速度为 1.9 m/h, 前期水位降深变化是后期的 4 倍左右, 主要是因为随着降深的增加, 降水井与周边承压水位水头差增大, 周边承压水向降水井处水流补充的速度也在不断增加;在停止抽水后, 4 h 内承压水位即可恢复到初始水位, 恢复速度也是前期较快, 后期趋于平缓。

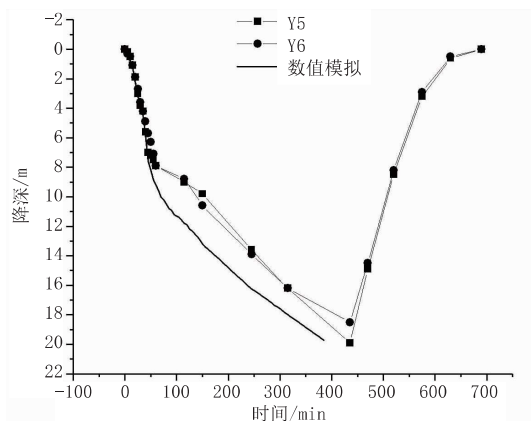


图8 观测井水位变化图

在数值模拟中将边界设置为定水头, 模拟中仅表示抽水井工作时的水位降深变化, 模拟时将水头降深设置为 20 m; 如图 8 所示, 同样时间内数值模拟中水位降深比实际的试验水位降深要大; 在同样的降深要求下, 数值模拟可以提前 1 h 左右达到要求, 这是因为数值模拟时土层为理想均匀等厚的, 地下

水的渗流更加通畅。此外, 数值模拟与试验降水井的趋势基本是一致的, 这也说明本文数值模拟的结果是可靠的。

3 结 语

本文以某工程为例, 对已有的承压水的处理措施进行分析, 根据本项目的情况, 采取坑底加固 + 降低承压水 + 隔水帷幕的组合方案对承压水进行处理, 并对处理方案进行了抽水试验, 根据试验结果得出以下结论:

(1) 基坑存在承压水问题时, 可根据工程实际情况采用其中一种方法解决承压水的问题; 但当承压水头较高或承压含水层较厚时, 可以将这几种方法综合使用, 从而得到较为理想且经济的效果。

(2) 通过数值模拟, 分析计算出最经济的、最合理的围护深度为 63 m; 并根据降水试验分析出承压水水头变化规律为先快后慢, 基坑中布设 4 口承压降水井能够满足基坑抗突涌的要求。

(3) 本项目可为同类型工程项目中的承压水问题的处理提供参考。

参考文献:

- [1] 李成巍, 梁志荣, 魏祥, 等. CSM 工法在软土地区深基坑承压水控制中的应用[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(S2): 125-128.
- [2] 夏春亮, 谢伟东, 吴建. 承压水富水砂层深基坑的坑底抗突涌加固措施研究[J]. 市政技术, 2019, 37(1): 201-205, 208.
- [3] 张新明. 承压水条件下基坑降水研究[J]. 天津建设科技, 2020, 30(2): 18-20.
- [4] 张杰. 杭州承压水地基深基坑降压关键技术及环境效应研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2012.
- [5] 董天乐, 张迪, 朱丹. 庆春路过江隧道江南工作井降水设计与施工[J]. 岩土工程界, 2007(7): 78-83.
- [6] 楚刘辉. 关于苏州地铁车站基坑降水设计与施工的研究[D]. 石家庄: 石家庄铁道大学, 2015.
- [7] 韦扣均, 汪乐, 丁文强. 地铁基坑组合式承压水处理方法应用实践[J]. 工程技术研究, 2020, 5(6): 15-18.
- [8] JGJ 120—2012, 建筑基坑支护技术规程[S].
- [9] DB33/T 1096—2014, 浙江省建筑基坑技术规程[S].