

文章编号: 2097-096X(2026)03-0378-12

软土地区多含水层联通基坑降水引发变形及控制方法

刘占磊¹, 周世龙³, 靳海威¹, 王若展², 宋建正², 栗晴瀚³

(1. 中铁北京工程局集团(天津)工程有限公司, 天津 300000; 2. 中国水利水电科学研究院, 北京 100038;

3. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072)

摘要: 在我国的沿海地区, 土层中经常分布有多个含水层, 基坑施工过程中需要进行降水。若不同含水层之间发生越流, 止水帷幕难以完全隔断基坑内外水力联系, 坑内降水会造成坑外较大的水位变化, 引发一系列的环境影响。因此, 多含水层联通基坑降水引发的变形规律及控制方法值得深入研究。本文基于天津市某工程的基坑降水试验结果, 采用有限元方法对于该工程地下连续墙底部存在粉土透镜体土层且含水层联通的基坑开展了粉土透镜体对降水引发变形影响的规律、机理以及不同降水方案引发变形的对比研究。研究表明, 地下连续墙墙趾深度上下含水层存在水力联通将减小地下连续墙变形, 增大坑外沉降; 其机理在于水力联通减小了地下连续墙两侧孔压差, 但增大了坑外的水位降深。此时, 基坑降水建议采用潜水和承压水独立设置滤网的“深浅井”降水体系, 及时架设水平支撑, 按需降水, 控制基坑降水引发的变形。

关键词: 含水层联通; 数值模拟; 基坑降水; 地下连续墙变形; 沉降

中图分类号: TU46⁺3

文献标识码: A

doi: 10.13244/j.cnki.jiwhr.20240191

1 研究背景

为了保证深基坑施工时的干作业和避免基坑突涌, 基坑开挖总是伴随着基坑降水。根据基坑降水目的的不同, 可以将基坑降水分为疏干降水和减压降水。疏干降水的目的主要是疏干开挖区的水分, 保证基坑工程施工过程的干作业^[1]; 减压降水的目的主要是防止基坑突涌破坏^[2-4]。疏干降水持续时间长, 疏水量大, 有研究发现, 疏干降水可引发基坑围护结构发生厘米级别的变形, 需要在施工过程中注意, 并及时采取相关措施。

当前, 针对基坑施工中围护结构与土体的变形问题的相关研究主要集中于开挖过程^[5-6]。相比之下, 基坑降水引发围护结构和土体等变形的问题相对不足。其中, 郑刚等^[7-8]基于工程数据, 利用数值模拟, 揭示了预降水引发支护侧移的机理。曾超峰等^[9-11]通过数值模拟, 揭示了不同因素对降水引发支护结构变形的影响, 同时提出了采用分段降水、降水井错布等方法控制地下连续墙变形。江杰等^[12]通过研究发现, 若地下连续墙存在渗漏, 基坑降水引发地下连续墙变形会偏小。然而, 目前关于在多含水层存在水力联通的条件下, 基坑降水引发坑外土体与围护结构变形的机理与变形控制措施尚无系统研究。

本文基于天津市粉土粉砂含水层条件下某基坑工程开挖前的降水试验, 建立有限元模型, 通过对地下连续墙墙趾所处地层渗透性的变化研究了当基坑内外存在水力联通时, 基坑降水引起地下连续墙变形与基坑外地表沉降的机理, 并对此情况下基坑降水引起的变形的控制措施进行了分析。

收稿日期: 2024-09-23; 网络首发时间: 2025-04-08

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/10.1788.TV.20250408.1118.001>

基金项目: 国家自然科学基金项目(52178343)

作者简介: 刘占磊(1985—), 工程师, 主要从事岩土工程相关工作研究。E-mail: 346900359@qq.com

通信作者: 栗晴瀚(1995—), 博士, 助理研究员, 主要从事岩土工程及地下水控制相关研究。E-mail: liqh1995@163.com

2 数值模型介绍

2.1 几何模型及边界条件 本文基于天津某地铁车站基坑降水案例^[13]使用 ABAQUS 建立有限元模型, 各降水井位置与滤网分布如图 1 所示。计算考虑流固耦合。该案例由于多含水层水力联通, 在基坑内降水过程中引发了坑外大幅度水位下降, 造成周边环境沉降。数值模型基于基坑对称性, 仅考虑其一半进行分析。模型长度为 650 m, 宽 270 m, 深 60 m, 其中基坑长度为 150 m, 宽度为总宽度的一半即 20 m, 土体共概化为 13 层, 土体单元采用 C3D8P。基坑的底部限制水平位移与竖向位移, 并在顶部设置排水边界, 孔隙水压力为 0, 并设置水位在地表上的定水头补给。模型示意图如图 2 所示。

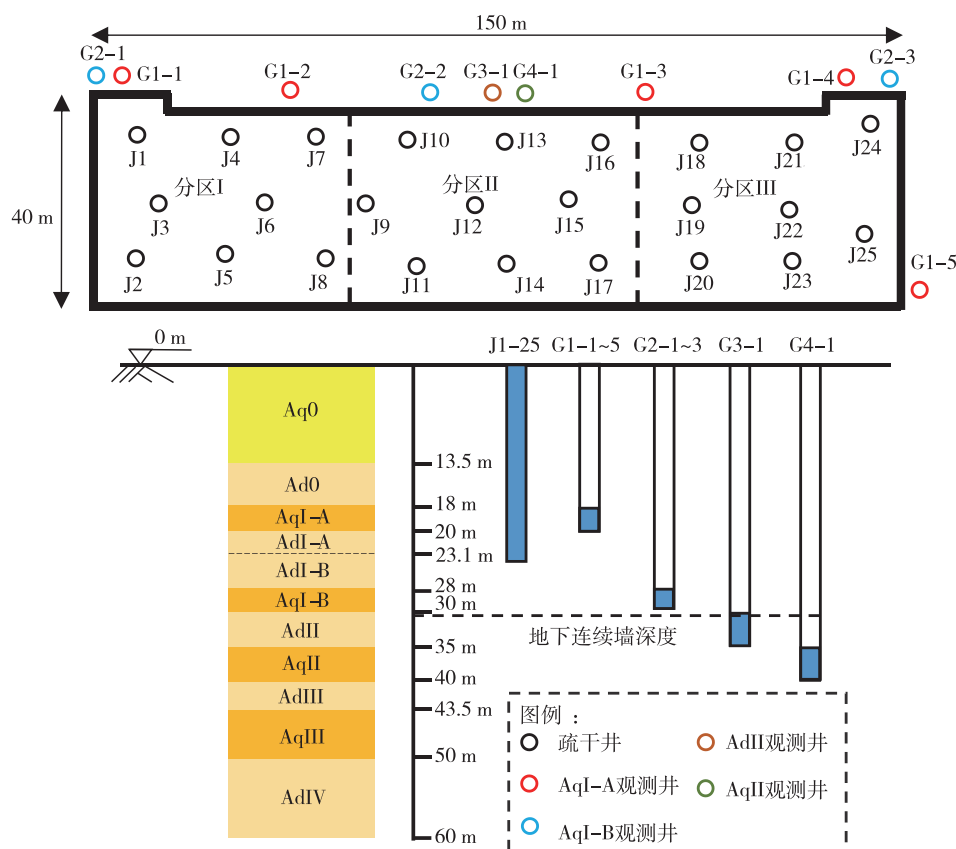


图 1 基坑平面布置与降水井滤网深度图

Fig. 1 Excavation layout and diagram of depth of filter screen of dewatering wells

2.2 模型本构及参数选取 本模型土体采用修正剑桥模型, 参数根据地勘资料, 详见图 2。三个含水层中, 第一承压含水层(AqI)包含两层粉土层, 其中⑧₂层(AqI-A)的初始水位位于-2.1 m 左右, ⑨₂层(Aq I-B)的初始水位约为-2.5 m, 第二承压含水层(Aq II)的初始水位位于-2.8 m 左右, 第三承压含水层(Aq III)的初始水位位于-6.5 m 左右。数值模型中含水层的初始水位按照地勘资料中的水位设置。黏土和粉土的泊松比 μ 分别为 0.3 和 0.25^[14]。地下连续墙单元采用 C3D8I, 其中墙顶的横向支撑设置为空间梁单元, 材料属性为 C30 混凝土, 结构与土体的接触面法向设置为“硬接触”, 切向摩擦系数 μ 设为 0.3^[15], 极限剪切滑移量 γ_{crit} 设置为 5 mm^[16]。模型中疏干井设置为钢管井(井深 25 m, 壁厚 4 mm), 建模单元采用 S4 壳单元, 本构模型为线弹性模型, 泊松比为 0.2, 弹性模量设置为 2.1×10^8 kPa, 抽水过程通过在与降水井接触的土体表面设置 drainage-only flow 水头边界来实现, 具体设置方法可参考相关文献^[8]。

2.3 对比工况与计算工序 各土层渗透系数由抽水试验的结果反演得到, 如表 1 所示。其中弱透水层 Ad I-B, Ad II 由于受到夹杂粉土透镜体的影响, 渗透系数大于粉质黏土, 其渗透系数经验范围为 0.0001~0.01 m/d。为了研究粉土透镜体对基坑降水引发变形的影响, 取以下两个计算工况进行对比:

在工况一中，由于弱透水层中粉土、粉砂透镜体分布广泛，难以逐一确认大小及位置，因此在模型中，弱透水层 Ad I -B、Ad II 渗透系数取值是在考虑粉土、粉砂透镜体对土层渗透系数的增大作用后，经多次调整试算，使计算所得水位和实测一致，进而确定，渗透系数取值如表 1 所示；工况二，弱透水层 AdI-B、Ad II 渗透系数为不考虑粉土透镜体根据工程经验取 $k_H=0.003$ m/d、 $k_V=0.001$ m/d，其他土层渗透系数同工况一。计算时，首先需要进行地应力平衡，接下来，需要建立地下连续墙和首道支撑及降水井。然后依次开启 I 区、II 区和 III 区的降水井，需要的时间分别是 6 h、4 h 和 67 h。最后，在完成这些工作后，在 115 h 后关闭所有的降水井。

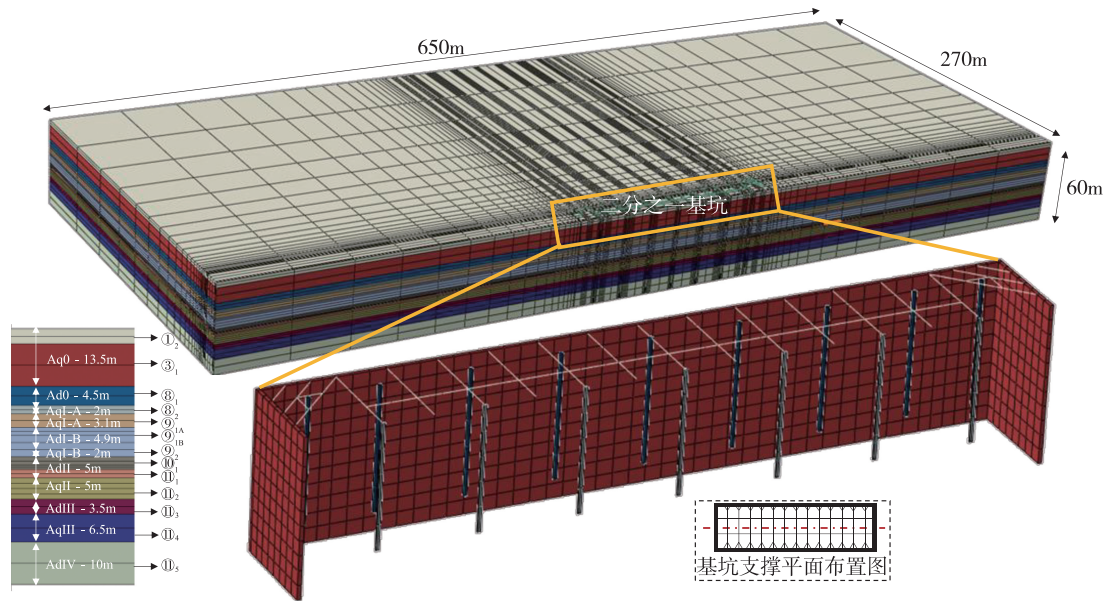


图 2 数值模型示意图

Fig. 2 Diagram of numerical model

表 1 土层模型参数

Table 1 Soil parameters in the model

土层	含水层	地层底部埋深/m	重度/(kN/m ³)	<i>e</i>	λ /(kPa ⁻¹)	κ /(kPa ⁻¹)	<i>M</i>	K_H /(m/d)	K_V /(m/d)
① ₂	Aq0	3.50	19.20	0.961	55.3	6.500	0.979	0.0028	0.0014
③ ₁		13.50	19.50	0.906	31.2	3.600	1.192	0.0029	0.0015
⑧ ₁	Ad0	18.00	20	0.890	44.5	5.200	0.979	0.0028	0.0014
⑧ ₂	Aq I -A	20	20.2	0.777	5.241	2.131	1.548	0.8600	0.4300
⑨ _{1A}	Ad I -A	23.10	19.90	0.623	5.708	0.951	0.984	0.0013	0.000 52
⑨ _{1B}	Ad I -B	28	19.90	0.623	5.708	0.951	0.984	0.8500	0.4200
⑨ ₂	Aq I -B	30	20.6	0.727	5.241	2.131	1.548	0.8500	0.4200
⑩ ₁	Ad II	33	20.30	0.694	0.148	1.691	1.070	0.5100	0.250 00
⑪ ₁		35	20.50	0.670	9.479	1.580	1.070	0.0030	0.0012
⑪ ₂	Aq II	40	20.7	0.686	9.228	1.391	1.506	0.4800	0.2400
⑪ ₃	Ad III	43.50	20.30	0.687	9.479	1.743	1.027	0.0011	0.000 57
⑪ ₄	Aq III	50	20.6	0.640	6.857	2.137	1.375	2.28	1.14
⑪ ₅	AdIV	60	20.60	0.682	0.461	3.5	1.027	0.0011	0.000 27

3 粉土透镜体对降水引发变形影响的规律分析

3.1 基坑内外各含水层水位变化分析 如图 3 所示，现场降水试验过程中记录了基坑内外不同含水层的水位变化。降水开始后，J12 中水位迅速降低，降水开始约 20 h 后水位变化缓慢，40 h 后水位降深值稳定在 15 m。同时，基坑外各观测井水位变化趋势与 J12 相近，其中 Ad II 中观测井 G3-1 水位变化

最为明显，最大降深值为 8.0 m。坑外水位变化次大值出现在 Aq I -B 层的观测井 G2-3，大约 6.5 m。Aq I -A 中 G1-5 水位下降约 1.5 m，下降值最小。由此可见，含水层间的弱透水层隔水效果有限，导致各微承压层之间水力联系十分紧密，水位稳定的时间较快。基坑外 Ad II 层透镜体水位变化最大，其次为微承压层 Aq I -B 和 Aq II，说明基坑外部承压层中地下水经地下连续墙墙趾绕流补给基坑内部。该基坑工程仅进行基坑内的疏干降水就引发了基坑外各含水层大范围的水位下降。

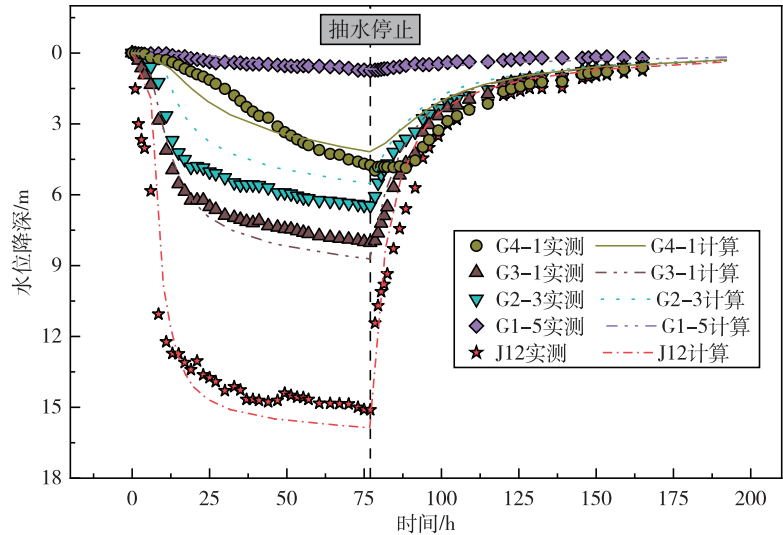


图 3 试验过程中各观测井水位变化与工况一计算结果对比

Fig. 3 Comparison of the variation of water level in each observed well during the test with the calculated results of working condition 1

图 3 将工况一水位计算结果与实测数据进行对比，该工况对于水位变化模拟较为准确。基于两种工况的计算结果，选取基坑中心 I-I’ 截面紧邻地下连续墙两侧土体孔隙水压力随深度变化进行分析，如图 4 所示。两种工况基坑内孔压变化最大值均位于疏干井滤网贯穿的微承压层 Aq I -A。两种工况中，Aq I -A 及其上土层基坑内孔压变化基本相同，而由于粉土透镜体增大了 Ad I -B 和 Ad II 渗透系数，Aq I -A 以下各土层工况一孔压变化均大于工况二。对于基坑外的孔压，工况二基本无变化，而工况一变化较大，最大值位于地下连续墙墙趾所处的 Ad II。通过上述分析可知，Ad I -B 和 Ad II 中粉土透镜体的存在增大了降水深度，并且引起基坑外地下水绕流补给，使得基坑外发生大范围水位下降。此外，当坑外地下水发生绕流补给时，坑外墙趾附近含水层水位变化最为明显，因此对于在多含水层中存在越流的基坑降水工程，应密切关注坑外墙趾附近含水层水位变化。

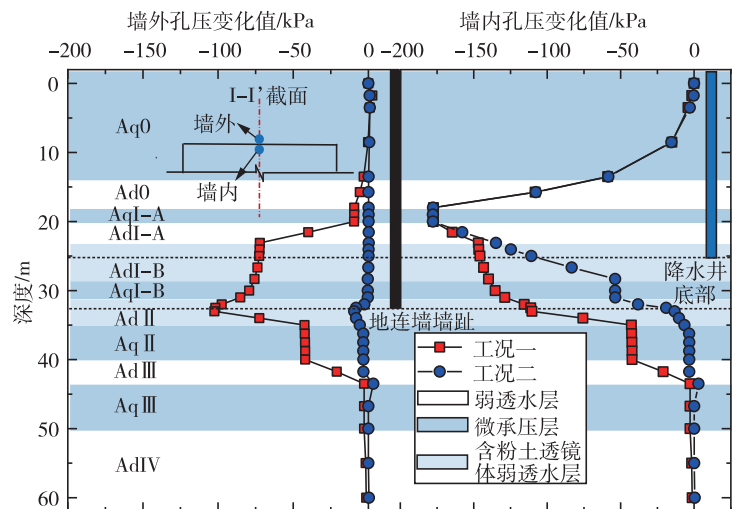


图 4 I-I’截面地下连续墙两侧孔压变化

Fig. 4 Variation of pore pressure on both sides of diaphragm wall in I-I' section

3.2 地下连续墙侧移分析 由于基坑尚未开挖, 现场试验仅记录了试验开始前(0 h)和抽水结束后10 h(87 h)的地下连续墙位移, 其差值反应降水试验引起的支护结构位移, 如图5所示。由于在进行降水试验前首道撑已架设, 地下连续墙的侧移变形模式为内凸型^[17], 变形最大值出现在降水深度的一半左右。降水试验过程中测得地下连续墙水平变形最大值为6.5 mm, 位于ZQT-3测点, 埋深10 m处, 约为最大容许变形的29%。

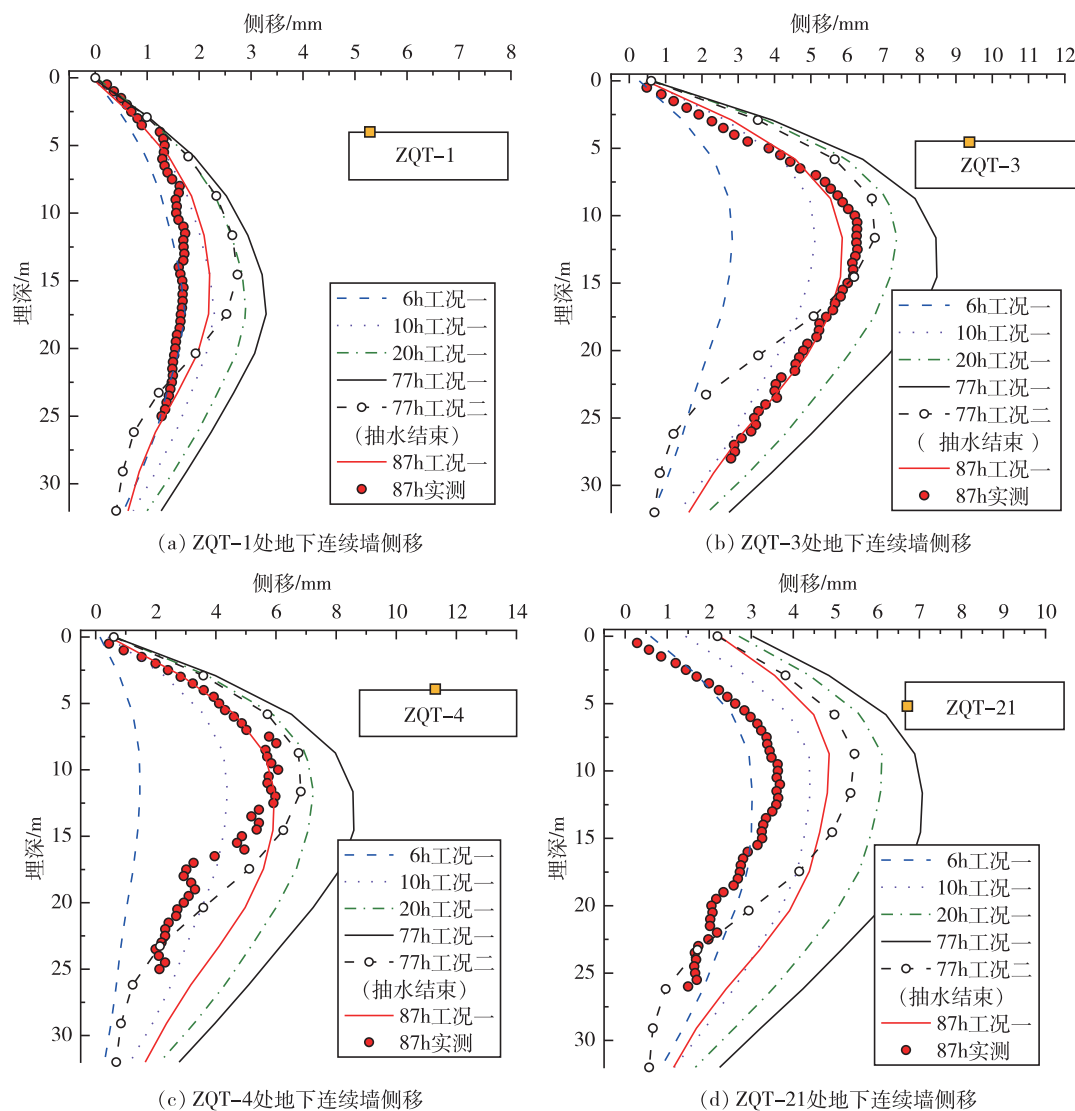


图5 不同位置处的地下连续墙水平位移

Fig. 5 Horizontal displacements of diaphragm walls at different locations

将87 h时工况一的地下连续墙侧移计算结果与实测数据对比, 如图5所示。基坑长边中心处地下连续墙侧移计算值与实测差别较小, 而基坑角部和短边中心处计算结果与计算相差较大, 这是为了避免模型过于复杂, 对基坑两端的端头井部分宽度变化进行简化, 与标准段取相同宽度。但工况一总体可以较为准确地反应基坑降水引发的地下连续墙侧移的大小和分布。对比工况一77 h和87 h的计算结果可知, 在停止降水后, 水位的抬升导致地下连续墙变形也发生恢复, 因此实测结果并不能反应降水程度最大时刻的地下连续墙侧移变形。计算所得试验过程中地下连续墙最大侧移为8.69 mm, 位于基坑长边中点埋深11 m处, 约为最大允许变形值的36.5%。此外, 根据图5所示, 降水77 h时, 工况一地下连续墙侧移计算值均大于工况二计算值, 说明在本工况下, 弱透水层Ad I-B、Ad II中均存在粉土透镜体时, 影响综合表现为降水引发地下连续墙侧移值增大。

3.3 基坑外地表沉降发展分析 地表沉降观测点组 DBC3 的五个测点及距基坑 74 m 的建筑沉降监测点测得沉降值如图 6 所示。地表沉降模式为槽式分布^[18]，其中最大值出现于 DBC3-3 测点(距围护结构 12 m)。将工况一计算结果与实测数据进行对比可以发现计算结果可以较好地反应地表沉降的大小和分布。在停止抽水后，地表沉降随水位恢复而发生回弹。选取基坑东侧距离地下连续墙 12 m 处不同测点的沉降值进行分析，如图所示，基坑外地表沉降呈现中心大，两侧小的空间分布。由于基坑内 I 区降水井首先开启，试验初期 I 区外地表沉降较大，随着 II 区、III 区降水井逐渐开启，沉降最大值由 I 区向长边中心位置转移。地表沉降计算结果与实测数据相比，基坑中心处差别较小，但端头井位置差别较大，这是由于忽略端头井支护结构的变化，地下连续墙侧移计算结果偏大，进而导致端头井位置基坑外地表沉降偏大。对比图 6 和图 7 中工况一、二 77 h 的计算结果可知，弱透水层 Ad I -B、Ad II 粉土透镜体的存在大幅增加了基坑外的地表沉降，使坑外沉降增大了约 3 倍。

本试验中测得最大地表沉降为 12.5 mm，达到了最大允许沉降值的 73.5%。但由于实测时间间隔相对较大，监测值并未捕捉到降水试验引发的最大地表沉降值。计算结果中，抽水结束时(77 h)基坑外最大沉降为 15.1 mm，位于基坑长边中心位置，距离地下连续墙 12 m，达到了最大允许沉降值的 88.8%。就沉降影响范围而言，距离基坑边缘 74 m 的建筑沉降实测值达到了 4 mm，虽然距离基坑较远但沉降依然不可忽略，反映土体沉降范围超过常规基坑开挖影响区 $4H_c$ (4 倍基坑开挖深度，本工程为 72 m)^[19-20]，这主要是由于受到地下水位下降的影响。基坑降水时，坑外水位下降所引发的沉降大小和沉降范围远远大于坑外无水位下降的情况，值得引起工程人员的重视。

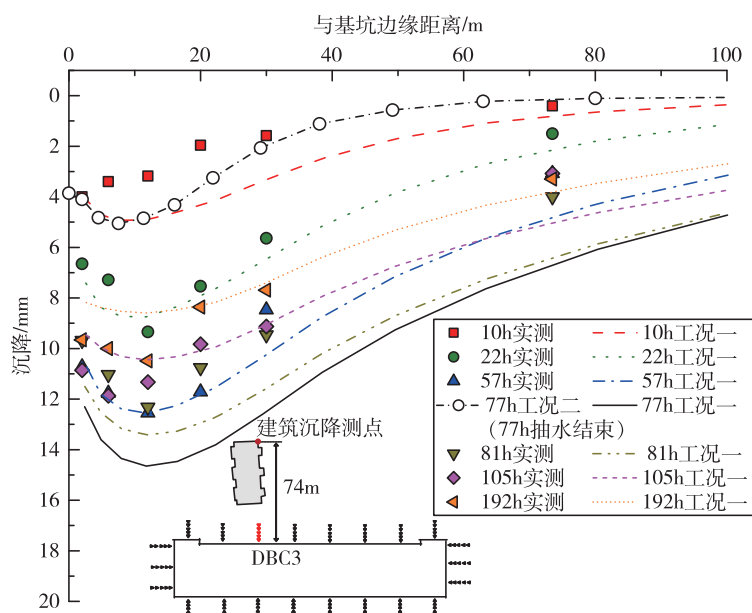


图 6 不同时间 DBC3 测点测得的地表沉降

Fig. 6 The settlement measured by DBC3 measuring points at different times

4 粉土透镜体对降水引发变形影响的机理分析

通过上文分析可知，由于弱透水层 Ad I -B 和 Ad II 存在粉土透镜体渗透性增大，使得含水层间发生越流。基坑降水引发了坑外多含水层水位下降，增大了地下连续墙变形和坑外地表沉降。在天津市多含水层地区，土层分布不均，粉质黏土常含粉土透镜体，含水层之间越流现象较为普遍，从而基坑降水引发坑外水位下降的工程案例常见报道，其中粉土透镜体对于降水引起变形的影响十分复杂，值得进一步研究。

上节工况一中，同时考虑了降水井井底弱透水层和地下连续墙墙趾弱透水层存在粉土透镜体的情

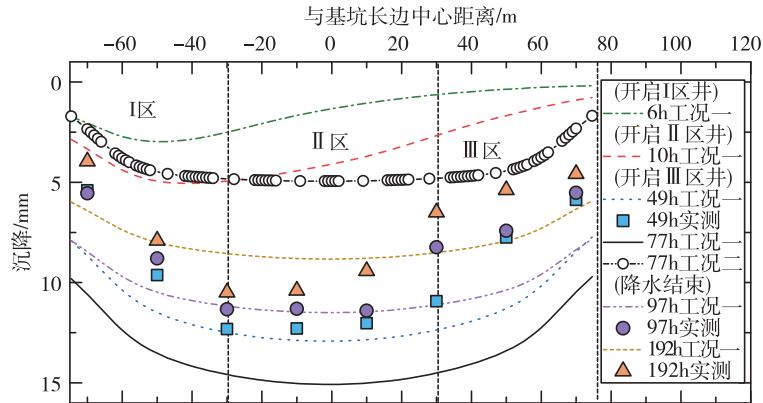


图7 基坑东侧距地下连续墙12m处不同观测点地表沉降

Fig. 7 The settlement at different observation points on the east side of excavation 12m away from the diaphragm wall

况，但难以精细揭示粉土透镜体位于不同位置时对基坑降水引起变形的影响。本节仅对地下连续墙墙趾两个存在粉土透镜体的弱透水层渗透系数进行参数分析，探索其影响规律及机理。天津地区基坑开挖前疏干降水持续时间通常为10至15 d，因此本节模型计算时间取10 d，同时不考虑分区降水，并在降水开始时建立第一道支撑。

在第3.3节工况一基础上取Ad II 渗透系数 $k_v=k_h=0.0001 \text{ m/d}$ 、 0.001 m/d 、 0.01 m/d 、 0.1 m/d 四种工况，研究地下连续墙墙趾土层含粉土透镜体的影响。绘制不同土层中心深度处地下连续墙两侧孔压差值随降水时间的变化(孔压差=墙外孔压-墙内孔压)，如图8(a)，发现随着降水时间的增大，各层地下连续墙内外孔压差迅速增大，逐渐趋于稳定。而随着Ad II 渗透系数的增大，Ad I -A及下覆土层孔压差逐渐减小，甚至当Ad II 渗透系数 $k=0.1 \text{ m/d}$ 时，Aq I -B及下覆土层孔压差出现随降水时间先增大后减小再趋于稳定的变化趋势。

地下连续墙变形随降水时间的变化趋势与孔压差类似，如图8(b)，随降水时间增大而增大，地下连续墙在各土层中心深度处变形逐渐趋于稳定。不同土层中地下连续墙变形差异相比孔压差的差异小，这主要是由于地下连续墙刚度较大，协调了各个深度处的变形。

不同Ad II 渗透系数情况下，I-I' 截面坑外的地表沉降分布如图9(c)所示。随着Ad II 渗透系数的增大，坑外沉降逐渐增大。最大沉降呈槽型分布，最大沉降值位于距离地下连续墙12 m的A点处。A点处不同深度土层的孔压减小量、土体沉降随深度的变化如图9(a)(b)。随着Ad II 渗透系数的增大，各土层中孔隙水压力的减小值均逐步增大，从而使各地层的固结变形逐渐变大，坑外的地表沉降也因此增大。

5 不同降水方案引发变形的对比

为满足基坑疏干降水需求，保证坑内的施工干作业，降水井滤网底部通常需位于开挖面以下一定深度处，然而随着基坑深度不断增大，在富水地区如天津、上海等地，基坑开挖面以下5~6 m内即会存在承压含水层。为满足疏干要求或抗突涌需求，该承压层也需要进行一定程度的降水，此时降水井需进入此承压含水层。这种情况下，一般可采用两种降水方案，一种是采用滤网贯穿浅层和承压层的“混合井”方案，另一种是在浅层含水层与承压层分别布设降水井，从而形成“深浅井”方案，如图10(c)中示意图所示。

本工程中井底位于含粉土透镜体的弱透水层AdI-B，相当于“混合井”方案。混合井抽水时，无论降水深度深浅，滤网贯穿的所有土层均会受到降水影响。而对于深浅井，在浅层降水时，可以仅开启浅井对浅层进行抽水，坑底以下承压层不受影响，待开挖至一定深度后再开启深井对承压层进行降水，从而实现“按需降水”。此方案可大幅减小降水引发的变形。

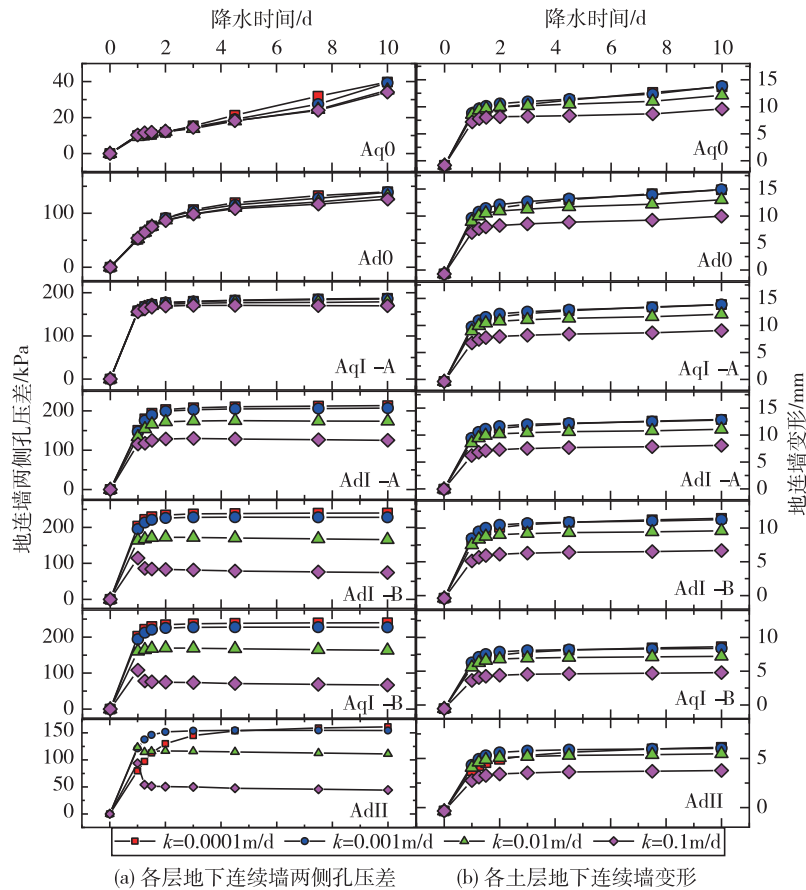


图8 Ad II 不同渗透系数地下连续墙两侧孔压差和变形时程曲线

Fig. 8 Pore pressure difference at Ad II and deformation time history curve on both sides of diaphragm wall with different hydraulic conductivities

本节研究两种降水方案引发基坑变形的区别。基于第4节模型，地下连续墙墙趾处土层 AdII 渗透系数设置为 $k=k_v=k_h=0.0001 \text{ m/d}$ ，即认为基坑内外水力联系较小。方案一为“混合井”方案，完成首道撑架设后，混合井(滤网深度为 25 m)持续抽水 10 d；方案二为“深浅井”方案，首道撑架设后，首先开启降水深度为 21 m 的浅井抽水 8 d，考虑到实际工程中开启深井时已开挖到接近基坑底部，支撑均已架设，因此在二、三道支撑架设完成后，再开启深井持续 2 d 的降水，降水持续时间为 10 d。

图 10(a)–(c) 分别为两种工况降水 8 d 与 9 d 时墙内孔压变化、地下连续墙变形与坑外地表沉降的变化。对比两方案降水 9 d 的孔隙水压力变化和地下连续墙变形情况可以发现，浅井降水引起基坑内外 AdI-A 及以下的土层孔压的减小量远小于混合井方案，因此可以解释浅井降水引起的地下连续墙水平变形量与坑外地表沉降量小于“混合井”工况，如图 10(b)(c) 所示。

图 10(a) 为两种方案降水后孔隙水压力变化与地下连续墙变形情况的对比，可以看出，“混合井”方案下，启动深井一段时间后，墙内孔隙水压力的变化与“混合井”方案几乎相同，这说明两种降水方案可以起到对坑内相同的降水效果。然而，由于启动深井时支撑已经架设安装，“深浅井”地下连续墙形变量远小于“混合井”方案，见图 10(b)。因此，对于由于地连墙变形导致引发坑外附加沉降，“深浅井”方案远小于“混合井”方案，如图 10(c) 所示。

此外，对于多含水层体系，若采用“混合井”方案，降水试验时，发现坑底承压层降水引发多含水层水位下降，进而导致坑外沉降变形过大时(如本文所述案例)，则需要停止降水，并采取相关措施，延误工期，产生不利经济效益。但采用“深浅井”方案后，在降水试验发现深井抽水引发坑外水位下降时，可以及时停止深井降水，并采取加固围护结构、增设补充回灌井等措施。同时，基坑仍可仅采用疏干井(浅井)降水进行开始土方开挖等工作，相比之下，“深浅井”对于基坑所在区域的地下水位控制更加方便灵活。

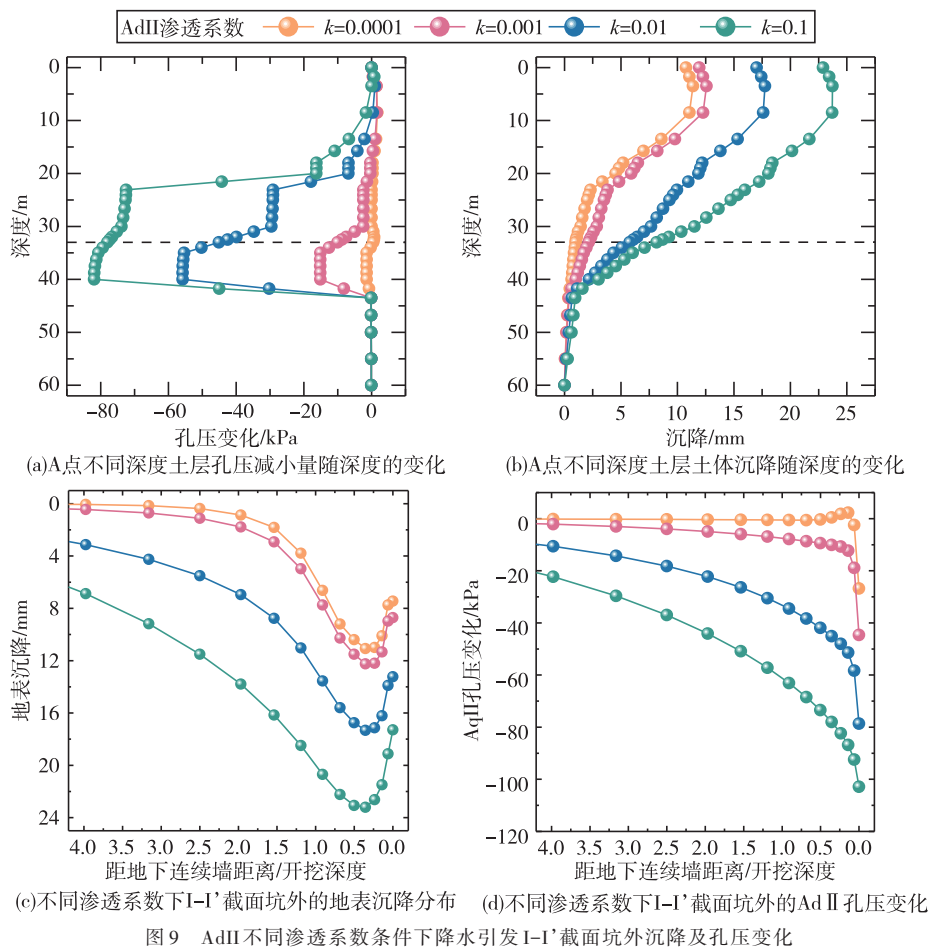


图9 AdII不同渗透系数条件下降水引发I-I'截面坑外沉降及孔压变化

Fig. 9 Settlement and variation of pore pressure at cross section I-I' caused by dewatering under different hydraulic conductivities of AdII

6 结论

本文基于天津市粉土粉砂含水层条件下某基坑工程的降水试验结果，建立三维有限元模型，利用数值模拟研究了弱透水层存在粉土透镜体时含水层越流明显对基坑变形的影响。主要形成如下结论：

(1) 基坑降水井井底和地下连续墙墙趾位置上下含水层均存在水力联通时，例如本文所述模型，将使基坑内外的含水层水位降深增大，其中坑内孔压变化最大的位置位于疏干井滤网贯穿的承压层中，孔压减小量由约 60 kPa 增至约 140 kPa；而基坑外孔压变化最大的位置位于地下连续墙墙趾所在土层，孔压由基本不产生变化变为降低约 110 kPa。弱透水层 Ad I-B、Ad II 中均存在粉土透镜体时，影响综合表现为降水引发地下连续墙侧移值增大，最大变形由 6.9 mm 增至 8.7 mm。因此，在复杂地质条件下，若各含水层水力联系不明，基坑工程降水时应及时观测基坑外墙趾附近承压层的水位变化大小及变化顺序，掌握坑内外水力联系，防止坑外出现较大水位下降。

(2) 地下连续墙墙趾所在隔水层存在粉土透镜体时，将使基坑内外产生水力联通，使基坑绕流补给增加，坑内降水时基坑内外的孔压差相比不存在水力联通时会相应减小，因此使最终产生的围护结构变形减小。然而，基坑内外的水力联通将引发基坑外水位的下降，在本工况下，透镜体使坑外沉降增大了约 3 倍。坑外最大沉降并非位于地表，而是位于一定深度的浅层土体。在土体产生最大沉降处以下的土体孔压下降较为显著，此位置以上，孔压变化相对较小。

(3) 当基坑底板下存在承压含水层时，基坑降水方案采用“深浅井”方案效果更佳，即分别布设减压井和疏干井，从而更好做到按需降水，避免过早地对承压层减压造成过大变形。当“深浅井”方案仅开启疏干降水时(仅开启“短井”)，基坑内外的基坑底板下的承压层水头受到影响很小，同时地下连续墙变形和基坑外土体沉降均小于“混合井”方案；启动减压井(即“深井”)后，基坑内的疏干

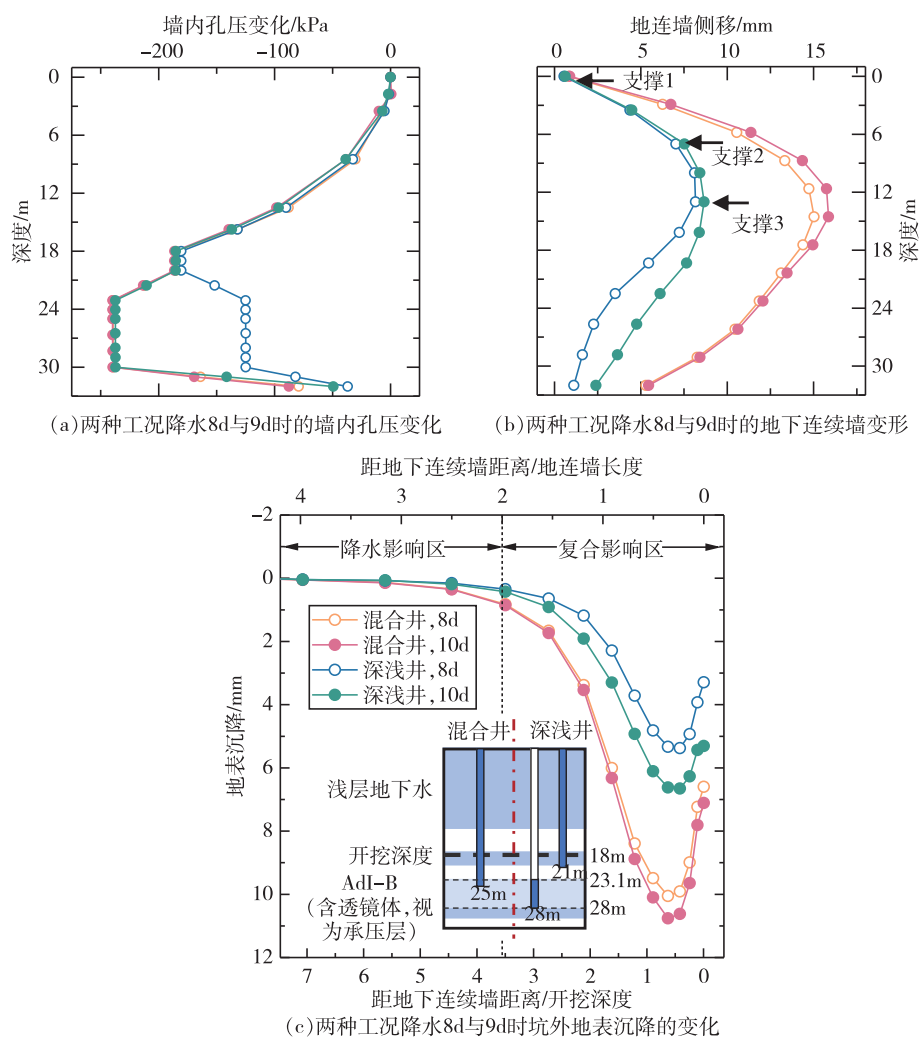


图 10 不同降水方案下 I-I' 截面孔压变化及变形

Fig. 10 Variation of pore pressure and deformation at cross section I-I' caused by dewatering in different schemes of well placement

与减压效果与“混合井”方案基本相同，但是由于在深井开启时支撑已架设，“深浅井”方案中地下连续墙变形量和坑外沉降均大幅小于“混合井”方案。此外，本文中进行的讨论均是基于渗透性较高的地层条件进行的，在黏土分布广泛的渗透性较低的地层环境的结果还需更深入的讨论与研究。

参 考 文 献:

- [1] ZHOU Shilong, CHENG Xuesong, LI Qinghan, et al. Failure analysis of water gushing in excavation and application of rapid dewatering and recharge emergency measures[J]. Engineering Failure Analysis, 2024(159): 108074.
- [2] DENG Yansheng, GUO Yujun, ZOU Baoping, et al. Failure analysis and zoning control of water gushing in foundation pit[J]. Engineering Failure Analysis, 2023(145): 107029.
- [3] LIU Juncheng, TAN Yong. Review of through-wall leaking incidents during excavation of the subway stations of Nantong metro line 1 in thick water-rich sandy strata[J]. Tunneling Underground Space Technology, 2023(135): 105-106.
- [4] 谢艺伟, 李开军, 张鹏, 等. 暗河发育区岩溶隧道突涌水洪峰流量估计[J]. 中国水利水电科学研究院学报 (中英文), 2024, 22(3): 307-317, 323. (XIE Yiwei, LI Kaijun, ZHANG Peng, et al. Estimation of the peak flow of water inrush in Karst tunnel approaching to underground river [J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2024, 22(3): 307-317, 323. (in Chinese))
- [5] 付小蝶, 张爱军, 王彬铎, 等. 板桩支挡结构的应力与位移弹性理论解[J]. 中国水利水电科学研究院学报 (中英文), 2022, 20(6): 540-548. (FU Xiaodie, ZHANG Aijun, WANG Binhua, et al. Elastic theoretical solution of stress and displacement of sheet pile retaining structure [J]. Journal of China Institute of Water Resources

- and Hydropower Research, 2022, 20(6): 540–548. (in Chinese))
- [6] 陈祖煜, 向远鸿. 上海地区深基坑支挡结构稳定安全标准研究[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2018, 16(2): 81–89. (CHEN Zuyu, XIANG Yuanhong. Study on the safety standards of retaining structures of deep excavation in Shanghai[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 2018, 16(2): 81–89. (in Chinese))
 - [7] ZHENG Gang, ZENG Chaofeng, DIAO Yu, et al. Test and numerical research on wall deflections induced by pre-excavation dewatering[J]. Computers and Geotechnics, 2014, 62: 244–256.
 - [8] 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. 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))
 - [9] ZENG Chaofeng, ZHENG Gang, ZHOU Xiaofeng, et al. Behaviours of wall and soil during pre-excavation dewatering under different foundation pit widths[J]. Computers and Geotechnics, 2019, 115: 103169.
 - [10] ZENG Chaofeng, XUE Xiuli, ZHENG Gang, et al. Responses of retaining wall and surrounding ground to pre-excavation dewatering in an alternated multi-aquifer-aquitard system[J]. Journal of Hydrology, 2018, 559: 609–626.
 - [11] 薛秀丽, 朱龙, 曾超峰, 等. 墙顶支撑对开挖前抽水引发基坑变形控制效果研究[J]. 工程地质学报, 2024, 32(2): 678–689. (XUE Xiuli, ZHU Long, ZENG Chaofeng, et al. Effectiveness of first level strut in reducing the foundation pit deformation induced by pre-excavation pumping[J]. Journal of Engineering Geology, 2024, 32(2): 678–689. (in Chinese))
 - [12] 江杰, 杨杉楠, 胡盛斌, 等. 预降水过程中止水帷幕缺陷对基坑变形的影响[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2020, 45(5): 996–1005. (JIANG Jie, YANG Shannan, HU Shengbin, et al. Influence of waterproof curtain defect on foundation pit deformation in pre-dewatering process[J]. Journal of Guangxi University (Natural Science Edition), 2020, 45(5): 996 – 1005. (in Chinese))
 - [13] ZHENG Gang, LI Qinghan, CHENG Xuesong, et al. Diaphragm wall deformation and ground settlement caused by dewatering before excavation in strata with leaky aquifers [J]. Geotechnique, 2024, 74(1): 1–17. DOI: 10.1680/jgeot.21.00038.
 - [14] ZHENG Gang, HA Da, ZENG Chaofeng, et al. Influence of the opening timing of recharge wells on settlement caused by dewatering in excavations[J]. Journal of Hydrology, 2019, 573: 534–545.
 - [15] ZHENG Gang, ZENG Chaofeng. Lateral displacement of diaphragm wall by dewatering of phreatic water before excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(12): 2153–2163.
 - [16] SHI Jiangwei, NG C W W, CHEN Yonghui. Three-dimensional numerical parametric study of the influence of basement excavation on existing tunnel. [J]. Computers and Geotechnics, 2015, 63: 146–158.
 - [17] 龚晓南, 高有潮. 深基坑工程施工设计手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998. (GONG Xiaonan, GAO Youchao. Construction and Design Manual of Deep Excavation Engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1998. (in Chinese))
 - [18] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 2版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (LIU Guobin, WANG Weidong. Excavation Engineering Manual[M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009. (in Chinese))
 - [19] OU Changyu, HSIEH Pio Go, CHIOU Changda. Characteristics of ground surface settlement during excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, 30(5): 758–767.
 - [20] OU Changyu, HSIEH Pio Go. A simplified method for predicting ground settlement profiles induced by excavation in soft clay[J]. Computers and Geotechnics, 2011, 38(8): 987–997.

Dewatering-induced deformation of multi-aquifer leaking excavation in soft soil area and its control method

LIU Zhanlei¹, ZHOU Shilong³, JIN Haiwei¹, WANG Ruozhan², SONG Jianzheng², LI Qinghan³

(1. Tianjin Engineering Co., Ltd. of China Railway Beijing Engineering Group, Tianjin 300000, China; 2. China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100038, China; 3. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: In coastal area of China, there are many aquifers widely distributed in the soil layer, which need dewater-

ing in the process of excavation construction. If it is easy for water to leak between different aquifers, and difficult to fully block the hydraulic connection between inside and outside the excavation, it will cause a large change of water level outside the excavation in the process of dewatering, leading to a series of environmental problems. Therefore, the deformation pattern and control method caused by the dewatering in multi-aquifer leaking excavation are worthy of further study. Based on the dewatering test results of the excavation of a subway station in Tianjin, this paper adopts the finite element method to study the influence of silt lens and leaking aquifers on the excavation deformation in the toe soil layer of the diaphragm wall induced by dewatering. Moreover, the mechanism of influence of silt lens on dewatering induced deformation and the comparative study of deformation induced by different dewatering schemes are also conducted. The results show that hydraulic connection between the upper and lower aquifers at the depth of the toe of the diaphragm wall can reduce the deformation of the diaphragm wall while increasing the settlement outside the excavation. The mechanism behind this is that the hydraulic connection reduces the pore pressure difference between the sides of the diaphragm wall, but increases the drawdown outside the excavation. In this case, it is recommended to adopt the “deep and shallow well” dewatering system with independent filters for the phreatic and confined aquifers, along with timely installation of horizontal supports. Dewatering should be implemented as needed to control the deformation induced by the dewatering process.

Keywords: leaking aquifer; numerical simulation; excavation dewatering; diaphragm wall deformation; settlement

(责任编辑: 祁 伟)

(上接第 270 页)

Research on concrete temperature control standard of large orifice sluice

ZHANG Jianhua^{1,2}, LI Haifeng³, YANG Zhihua^{1,2}

(1. China Railway Water Conservancy & Hydropower Planning and Design Group Limited Company, Nanchang, 330029, China; 2. Jiangxi Provincial Hydraulic Engineering Technology Research Center, Nanchang, 330029, China; 3. China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing, 100038, China)

Abstract: Due to the increase of the size of the gate hole and the thickening of the concrete floor and pier, the mutual restriction between the floor and pier is strengthened and the deformation coordination between them is reduced. It is easy to be affected by the external environment temperature, and it is easy to produce excessive tensile stress during the construction period and operation, and the situation of temperature control and crack prevention is severe. The primary task of temperature control and crack prevention of sluice gate is to determine the temperature control standard. However, the existing sluice gate design code only makes some principle provisions for the temperature control of sluice gate concrete, but does not give a detailed description of how to determine the temperature control standard. That is, the temperature stress control standard of sluice concrete is proposed first, then the permissible temperature difference of foundation and upper and lower layers is determined, and the maximum permissible temperature during construction is determined according to the quasi-stable temperature field of sluice structure. The temperature stress control standard of concrete of sluice structure can be determined by safety factor method, and it is recommended that the value of safety factor against cracking should not be less than 1.30. The value of stress constraint coefficient is calculated by the fitting formula given in this paper. Finally, taking a large orifice sluice in the Ganjiang River as an engineering case study, the corresponding temperature control standards are proposed. The research results can provide reference for the formulation of temperature control standards for a large orifice sluice.

Keywords: large orifice sluice; temperature control standard; allowable temperature difference; allowable maximum temperature; temperature at concrete placing

(责任编辑: 祁 伟)