

Stress and Deformation Characteristics Analysis of Surge Damage of High-Confined Water Foundation Pit in Silty Sand Stratum

Wenming Shi¹, Chunlin Ding², Shuo Wu¹, Zhuang Ren²

¹Large Shield Engineering Co., Ltd. of China Railway 14th Bureau Group, Nanjing Jiangsu

²Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai

Email: 1796087277@qq.com

Received: Dec. 25th, 2019; accepted: Jan. 6th, 2020; published: Jan. 16th, 2020

Abstract

Aiming at the foundation pit with high confined water in silty sand stratum, based on the plastic deformation and failure characteristics of inrush, the finite element model of inrush seepage failure of foundation pit is established, and the influence of the depth of confined water level and the cohesion of soil at the bottom of the pit on the inrush of foundation pit is studied. The results show that the stress field of the pit bottom soil is redistributed due to the excavation of the foundation pit, which is especially prominent near the standard section in the middle of the end well, and makes the stress of the pit bottom soil increase sharply compared with the surrounding soil. The yield stress ratio of the end well is the largest at the bottom of the pit soil near the standard section, so the failure occurs first at the top of the confined aquifer, and then the failure range expands from bottom to top until the bottom of the pit is damaged. The maximum vertical displacement of pit bottom soil decreases gradually with the increase of confined water level, which shows a linear change. The maximum stress ratio of pit bottom soil decreases gradually with the increase of confined water level, and changes greatly at first, then tends to be flat. The maximum vertical displacement of pit bottom soil and the maximum stress ratio of pit bottom soil decrease gradually with the increase of cohesion of pit bottom soil, and the cohesion increases. It has an obvious effect on the stability of the foundation pit gushing.

Keywords

Silty Sand Stratum, High Confined Water, Foundation Ditch, Inrushing, Plastic Failure

粉细砂地层高承压水基坑突涌破坏受力变形 特征分析

师文明¹, 丁春林², 吴 烁¹, 任 壮²

文章引用: 师文明, 丁春林, 吴烁, 任壮. 粉细砂地层高承压水基坑突涌破坏受力变形特征分析[J]. 土木工程, 2020, 9(1): 43-52. DOI: 10.12677/hjce.2020.91006

¹中铁十四局集团大盾构工程有限公司, 江苏 南京

²同济大学道路与交通工程教育部重点实验室, 上海

Email: 1796087277@qq.com

收稿日期: 2019年12月25日; 录用日期: 2020年1月6日; 发布日期: 2020年1月16日

摘要

针对无锡地铁粉细砂地层高承压水基坑, 建立了基坑突涌塑性破坏的有限元计算模型, 研究了基坑突涌塑性破坏受力变形特征, 分析了承压水位降深和坑底土粘聚力对基坑突涌的影响。结果表明: 基坑开挖导致坑底土应力场产生了重新分布, 应力重分布情况在端头井中部靠近标准段附近表现尤为突出, 使得靠近标准段隆起位移最大, 并且坑底土较周边产生应力突增的现象。端头井在靠近标准段两侧的坑底土底部的屈服应力比最大, 所以在承压含水层顶板处最先发生破坏, 然后破坏范围自底向上扩展, 直至基坑底部发生破坏。坑底土最大竖向位移随着承压水水位降深增加而逐渐减小, 大致呈线性变化; 坑底土最大应力比随着承压水水位降深增加而逐渐减小, 刚开始变化幅度较大, 随后趋于平缓; 坑底土最大竖向位移和坑底土最大应力比随着坑底土粘聚力增加而逐渐减小, 粘聚力的增加对于基坑突涌稳定性的影响十分显著。

关键词

粉细砂地层, 高承压水, 基坑, 突涌, 塑性破坏

Copyright © 2020 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

随着我国地铁的快速发展, 城市内深基坑工程变得比比皆是[1]。而对于深基坑工程来说, 很大的一个隐患就是由承压水引起的基坑突涌, 特别在承压水层埋藏较浅的地区, 如上海、杭州、无锡等地, 防治基坑突涌更是工程中的重中之重[2] [3]。目前的基坑设计主要依据基坑工程规范中的压力平衡法, 即从基坑坑底至承压水顶部的土体重力抵抗承压水的压力。这种方法忽略了坑底土与基坑四周的摩擦力以及承压水对土体的渗透作用, 因此和实际并不相符[4]。有学者将基坑底部土体简化为均质梁单元, 考虑土体的抗弯性能, 这也不符合实际情况[5]。另外在当前基坑抗突涌研究中, 学者大多聚焦于基坑突涌的破坏模式和理论分析, 以及发生基坑突涌事故后的具体处理措施, 对于引起基坑突涌的地层条件、变形特性和参数分析研究较少[6]。

本文基于数值分析方法, 结合无锡地铁三号线某车站南端头井的实际工程案例和现场实测情况, 用塑性破坏指标衡量基坑突涌破坏情况, 并对基坑土层参数以及降水的影响进行分析, 得到了坑底隆起和基坑降水、坑底土粘聚力的关系。

2. 突涌塑性破坏计算理论

2.1. 坑底土突涌塑性破坏条件

随着基坑开挖, 基坑坑底承压水压强达到一定强度, 坑底土会发生大的塑性变形或者所能承受应力

大大降低的现象, 导致基坑底部土体产生塑性破坏, 承压水沿坑底裂隙涌出[6] [7]。坑底隔水层土体塑性破坏条件一般写为:

$$f^*(\sigma_{ij}) = k_f \quad (1)$$

其中, $f^*(\sigma_{ij}) = k_f$ 是应力分量的破坏函数; k_f 是实验确定的常数。

2.2. 坑底土塑性屈服准则和本构关系

对于坑底土, 假定土体塑性屈服符合 Drucker-Prager 准则, 其屈服表达式为[8] [9]:

$$\left. \begin{aligned} f &= \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \\ \alpha &= \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}, k = \frac{6C \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中, I_1 、 J_2 分别为应力张量和应力偏张量第二不变量; C 、 φ 分别为坑底土粘聚力和内摩擦角。

2.3. 基坑突涌塑性破坏指标

为了表征坑底土突涌塑性破坏程度, 对于服从 Drucker-Prager 准则的理想弹塑性材料, 根据屈服方程, 定义等效应力[10]

$$\sigma_e = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} \quad (3)$$

材料屈服参数 $N_\sigma > 1$, 等效应力 σ_e 与材料屈服参数 σ_y 之比称之为屈服应力比, 即 $N_\sigma = \frac{\sigma_e}{\sigma_y}$ 。由于

D-P 屈服准则是一种经过修正的 Mises 屈服准则, 它考虑了静水压力对屈服强度的影响, 静水压力越高, 其屈服强度越大。因此, 对于含承压水基坑, 当坑底土的屈服应力比 $N_\sigma > 1$ 时, 坑底土产生塑性屈服破坏; N_σ 越大, 塑性破坏分布区也越大, N_σ 的大小直接反映了坑底土突涌塑性破坏程度, 是评价坑底土突涌塑性破坏程度的一个重要指标[11] [12]。

3. 计算模型与计算参数

3.1. 工程概况

无锡地铁某车站为地下二层岛式车站, 位于富水软弱地层, 土层工程特性差, 抗剪强度低, 稳定性差; 车站地层中地下水丰富, 分别有潜水层、微承压含水层④ 1 粘质粉土和④ 2 粘质粉土夹粉砂层、第 I 承压水层砂性土⑥ 3 粘质粉土和⑦ 2 粘质粉土夹粉砂层。在这种富水软弱粉细砂地层中开挖施工地铁车站深基坑极易产生突涌、管涌、流砂或流土破坏, 易造成坑底隆起变形和围护结构变形增大, 影响基坑稳定。车站横剖面图如图 1 所示。

3.2. 计算模型

结合无锡地铁 3 号线某车站南端头井实际情况, 采用 ANSYS 计算软件模拟, 计算模型竖向范围取坑底至承压含水层顶面, 模型高度为 13.65 m, 水平范围为 23.2 m × 15.2 m, 计算模型图 2 所示。

计算模型中, 土体采用三维实体单元 SOLID45 模拟。在计算中, 仅考虑降承压水的情况, 通过在模型底部施加均布荷载等效承压水头压力。端头井的边界条件考虑约束承压水层顶面、坑底土与地连墙相连的 3 个侧面的水平位移和竖向位移, 约束坑底土与标准段相连的侧面、基坑底面的水平位移[13]。

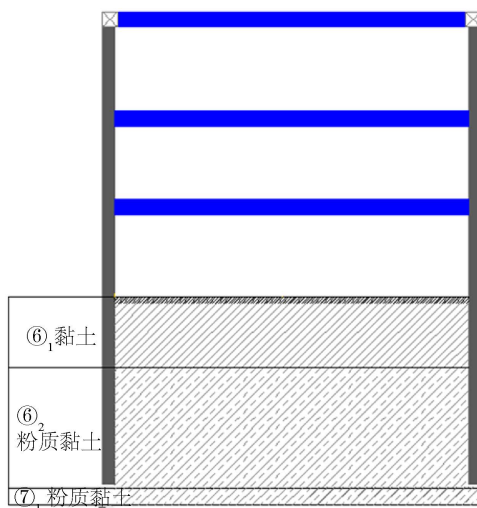


Figure 1. Cross section of station end shaft
图 1. 车站端头井基坑横剖面图

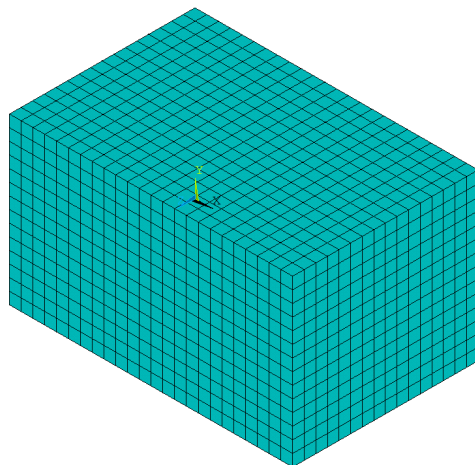


Figure 2. Computational model diagram
图 2. 计算模型图

3.3. 计算参数

根据规范资料, 计算中土体弹性模量取为压缩模量的 4 倍, 土体泊松比均取为 0.4, 南端头井承压水最终降深为 3.583 m, 各土层物理力学参数如表 1 所示[14] [15]。

Table 1. Physical and mechanical parameters of soil layer
表 1. 土层物理力学参数

土层	土层厚度(m)	天然密度(g/cm ³)	弹性模量(MPa)	粘聚力(kPa)	内摩擦角(°)
⑥ 1 粘土	4.65	2.03	30.96	66.08	15.71
⑥ 2 粉质粘土	7.85	1.98	29.08	58.06	14.43
⑦ 1 粉质粘土	1.15	1.91	23.24	23.67	12.62
加权平均值	-	1.99	29.24	57.89	14.71

4. 突涌破坏计算结果分析

4.1. 坑底土竖向位移分析

根据数值模拟分析研究结果，整理得到某车站南端头井在不降水的情况下开挖，坑底土的竖向位移如图 3 所示。靠近标准段的一面隆起位移最大，在垂直方向上从坑底至承压含水层顶面，竖向位移逐渐增大，最大值为 85.88 mm。

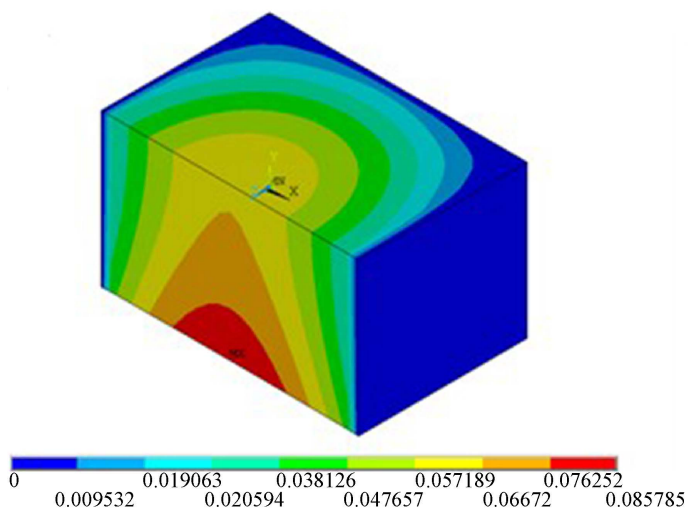


Figure 3. Vertical displacement nephogram of pit bottom soil

图 3. 坑底土竖向位移云图

4.2. 坑底土应力分析

图 4 是端头井在不降水的情况下开挖主应力云图，由图可见基坑开挖导致坑底土应力场产生了重新分布，该情况在端头井中部靠近标准段附近表现尤为突出，使得坑底土较周边产生应力突增的现象，最大应力为 70.3 kPa。

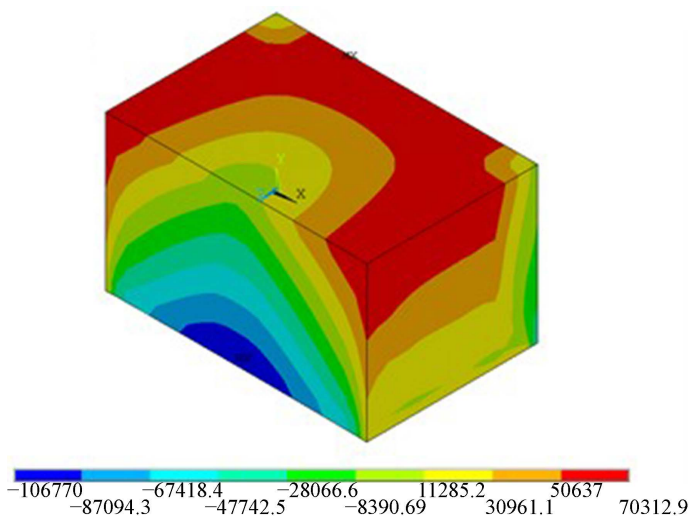


Figure 4. Maximum principal stress nephogram of pit bottom soil

图 4. 坑底土最大主应力云图

4.3. 坑底土塑性区分析

屈服应力比是表现土体应力状态的参数，当该值大于 1 时，则表示该单元进入塑性破坏的状态。根据数值模拟分析研究结果，整理得到车站南端头井在不降水的情况下，坑底土的屈服应力比如图 5 所示，坑底土塑性破坏分布如图 6 所示。

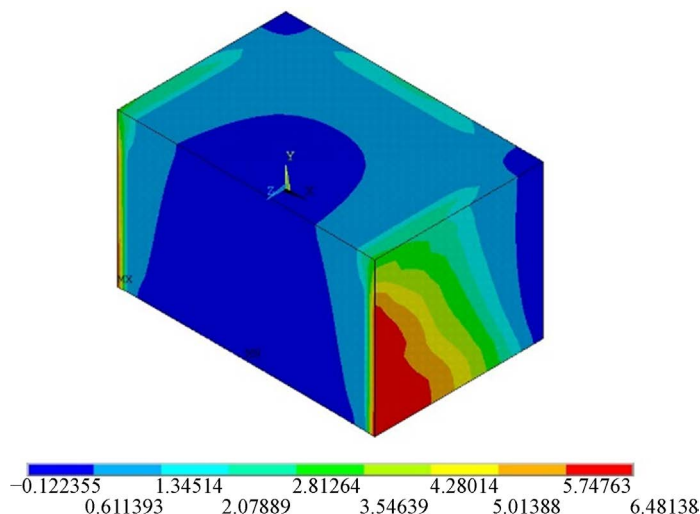


Figure 5. Yield stress ration ephogram of pit bottom soil
图 5. 坑底土屈服应力比云图

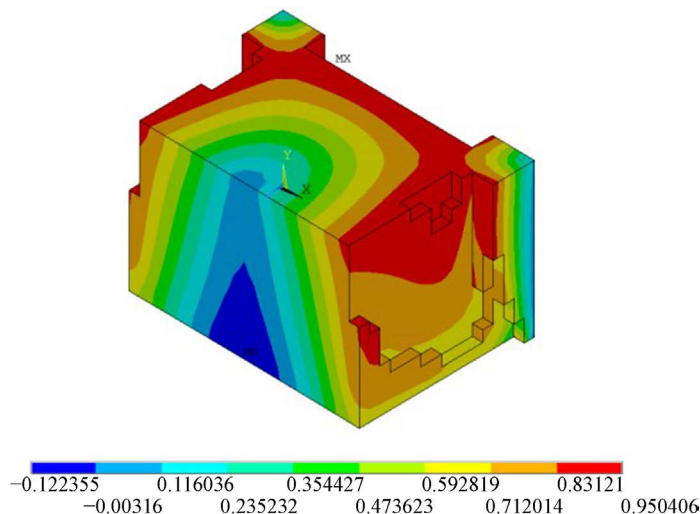


Figure 6. Axonometric map of plastic failure distribution of pit bottom soil
图 6. 坑底土塑性破坏分布图

由图 5 和图 6 分析可知，在靠近标准段两侧的坑底土底部的屈服应力比最大，说明端头井在承压含水层顶板处最先发生破坏，然后破坏范围自底向上扩展，直至基坑底部发生破坏。由于基坑突涌的发生是承压水的高水头压力引起的，所以应该认真分析工程场地的承压水特性，制定有效的承压水降水设计方案，采取有效的承压水降水措施，将承压水位严格控制在安全埋深以下。

5. 基坑突涌破坏影响参数分析

5.1. 承压水位降深对基坑突涌影响

为了研究承压水基坑水位降深对基坑突涌塑性破坏的影响,考虑基坑承压水位降深分别为 0 m (不降水)、1 m、2 m、3 m、3.583 m、4 m、5 m、6 m 八种工况下,根据数值计算结果整理得到坑底土最大竖向位移、屈服应力比与基坑承压水水位降深的关系如图 7、图 8 所示。

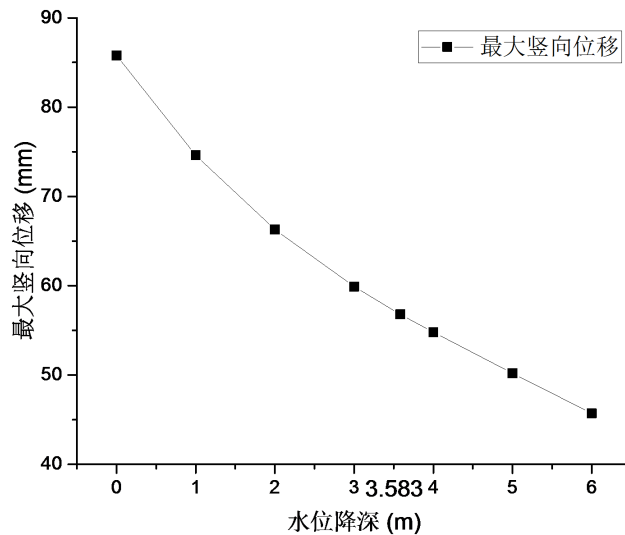


Figure 7. Maximum vertical displacement of pit bottom soil-drawdown curve of confined water level

图 7. 坑底土最大竖向位移 - 承压水水位降深曲线图

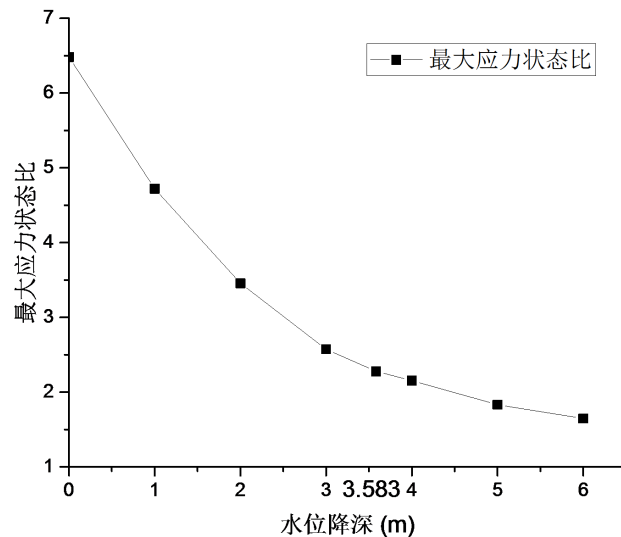


Figure 8. Maximum yield stress ratio of pit bottom soil-drawdown curve of confined water level

图 8. 坑底土最大屈服应力比 - 承压水水位降深曲线图

从以上计算结果可以看出,在未达到最终降深之前,基坑坑底土存在自下而上贯通的塑性破坏区域,这意味着坑底土会发生突涌破坏。在达到最终降深 3.583 m 时,坑底土的塑性破坏区域没有自下而上贯

通，所以不会发生突涌破坏。坑底土最大竖向位移随着承压水水位降深增加而逐渐减小，大致呈线性变化；坑底土最大应力比随着承压水水位降深增加而逐渐减小，刚开始变化幅度较大，随后趋于平缓。建议在降水过程中，要严格控制水位降深，确保基坑稳定。

5.2. 承压水基坑坑底土粘聚力对基坑突涌影响

为了研究承压水基坑坑底土粘聚力对基坑突涌塑性破坏的影响，在基坑不降承压水情况下，考虑坑底土粘聚力分别为： $c = 57.89 \text{ kPa}$ 、 70 kPa 、 80 kPa 、 90 kPa 、 100 kPa 、 110 kPa 、及 $c = 120 \text{ kPa}$ 七种工况下，坑底土的突涌塑性破坏计算结果如下(图 9、图 10)：

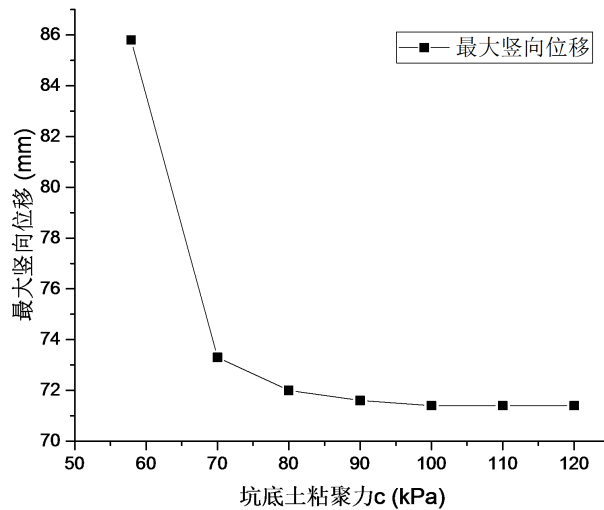


Figure 9. Maximum vertical displacement of pit bottom soil-cohesion curve of pit bottom soil

图 9. 坑底土最大竖向位移 - 坑底土粘聚力曲线

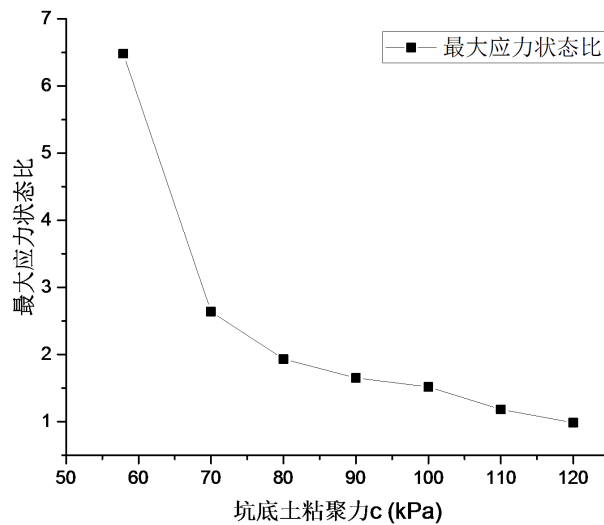


Figure 10. Max yield stress ratio of pit bottom soil-cohesion curve of pit bottom soil

图 10. 坑底土最大屈服应力比 - 坑底土粘聚力曲线图

从以上计算结果可以看出，坑底土最大竖向位移、坑底土最大应力比随着坑底土粘聚力增加而逐渐

减小, 粘聚力的增加对于基坑突涌稳定性的影响十分显著, 直到基坑不会发生突涌, 坑底土粘聚力的影响才逐渐减弱。当土的粘聚力提高至 80 kPa (大约提高了 30%) 时, 基坑不再出现自下而上贯通的塑性破坏区域, 即不会发生突涌破坏。建议基坑开挖时考虑坑底土加固, 可以有效提高基坑突涌稳定性, 确保安全施工。

6. 结论

结合无锡地铁 3 号线某车站南端头井实际情况, 采用 ANSYS 计算软件进行模拟计算, 研究富水软弱高承压水基坑突涌稳定性机理与影响参数。主要结论如下:

1) 在考虑不降承压水的情况下, 靠近标准段的一面隆起位移最大, 在垂直方向上从坑底至承压含水层顶面, 竖向位移逐渐增大, 最大值为 85.88 mm。基坑开挖导致坑底土应力场产生了重新分布, 该情况在端头井中部靠近标准段附近表现尤为突出, 使得坑底土较周边产生应力突增的现象, 最大应力为 70.3 kPa。在靠近标准段两侧的坑底土底部的屈服应力比最大, 说明端头井在承压含水层顶板处最先发生破坏, 然后破坏范围自底向上扩展, 直至基坑底部发生破坏。

2) 由高承压水引起的基坑突涌发生在与地连墙相连的 3 个侧面, 坑底土自下而上破坏范围越来越大。由于基坑突涌的发生是承压水的高水头压力引起的, 所以应该认真分析工程场地的承压水特性, 制定有效的承压水降水设计方案, 采取有效的承压水降水措施, 将承压水位严格控制在安全埋深以下。

3) 在未达到最终降深之前, 基坑坑底土存在自下而上贯通的塑性破坏区域, 这意味着坑底土会发生突涌破坏。在达到最终降深时, 坑底土的塑性破坏区域没有自下而上贯通, 所以不会发生突涌破坏。坑底土最大竖向位移随着承压水水位降深增加而逐渐减小, 大致呈线性变化; 坑底土最大应力比随着承压水水位降深增加而逐渐减小, 刚开始变化幅度较大, 随后趋于平缓。建议在降水过程中, 要严格控制水位降深, 确保基坑稳定。

4) 坑底土最大竖向位移、坑底土最大应力比随着坑底土粘聚力增加而逐渐减小, 粘聚力的增加对于基坑突涌稳定性的影响十分显著, 直到基坑不会发生突涌, 坑底土粘聚力的影响才逐渐减弱。当土的粘聚力提高了 30% 时, 基坑不再出现自下而上贯通的塑性破坏区域, 即不会发生突涌破坏。建议基坑开挖时考虑坑底土加固, 可以有效提高基坑突涌稳定性, 确保安全施工。

参考文献

- [1] 丁春林. 软土地区弱透土层承压水基坑突涌计算模型研究[J]. 工程力学, 2008, 25(10): 194-199.
- [2] 徐长节, 徐礼阁, 孙凤明, 於锦, 杨迪. 深基坑承压水的风险控制及处理实例[J]. 岩土力学, 2014, 35(S1): 353-358.
- [3] 胡云华. 临江高承压水超深基坑开挖抗突涌分析与对策——以南京纬三路长江隧道梅子洲风井基坑为例[J]. 隧道建设, 2015, 35(11): 1194-1201.
- [4] 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+679.
- [5] 张飞, 李镜培, 孙长安. 内撑式深基坑承压水抗突涌稳定数值模拟技术[J]. 地下空间与工程学报, 2017, 13(4): 1098-1105.
- [6] 崔永高. 悬挂式帷幕基坑底侧突涌的坑内水头抬升研究[J]. 工程地质学报, 2017, 25(3): 699-705.
- [7] 李瑛, 胡德军, 叶向前, 胡琦, 刘兴旺. 基于事故分析的深基坑承压水突涌机理研究[J]. 地下空间与工程学报, 2019, 15(3): 943-948.
- [8] 姜徐彬, 王立忠, 洪义. 基于扩展有限元方法的基坑突涌研究[J]. 低温建筑技术, 2019, 41(4): 88-92+119.
- [9] 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.

- [10] 刘胜利, 蒋盛钢, 曹成勇. 强透水砂卵地层深基坑地下水控制方案比选与优化设计[J]. 铁道科学与工程学报, 2018, 15(12): 3189-3197.
- [11] 程泽海, 于振帅, 金伟枫, 宋泽源. 考虑桩基影响的基坑突涌模型试验研究[J]. 科技通报, 2018, 34(8): 206-210.
- [12] 曾晋, 陈波. 基于 FLAC-(3D)的深基坑突涌事故数值分析及处置措施[J]. 工程勘察, 2018, 46(7): 11-15.
- [13] 高广运, 周奎, 姚哨峰. 承压水作用下基坑三维有限差分模型分析[J]. 结构工程师, 2017, 33(6): 146-154.
- [14] 郭晓强. 复杂地质条件下深大基坑降水技术[J]. 山西建筑, 2017, 43(32): 57-58.
- [15] 张飞, 李镜培, 沈广军. 承压水作用下深基坑突涌稳定性及其参数影响分析[J]. 结构工程师, 2015, 31(6): 129-136.