

基于强度折减法的圆形顶管井基坑变形及稳定性分析

高程鹏, 杨峰, 卢瀚, 李楠

[上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092]

摘要: 现行规范中有关圆形顶管井基坑的设计方法主要采用平面弹性支点法, 考虑到三维空间下环形基坑支护结构的拱效应和周边土体的土拱效应, 平面计算结果较实际偏于保守。为此, 基于强度折减法, 通过建立圆形顶管井基坑的二维、三维有限元计算模型, 得到了基坑安全系数和变形量, 并将计算结果与规范方法进行了比较分析。分析表明: 在深径比 $h/r > 0.9$ 时, 坑底土主要产生隆起变形; 当深径比 h/r 小于 0.9 并逐渐减小后, 坑底出现圆弧滑动面, 土体破坏呈整体滑移模式; 在三维模型下, 围护结构的拱效应阻隔了坑边超载对圆弧滑动面分布的影响, 周边土体的土拱效应减小了地表沉降量和围护结构变形量; 基于强度折减法的基坑安全系数是规范方法中坑底抗隆起安全系数的 2~3 倍。

关键词: 圆形顶管井基坑; 强度折减法; 稳定性分析; 有限元计算; 深径比

中图分类号: TU473.2

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2024)09-0257-07

1 研究背景

在顶管工程中, 圆形顶管井的平面形状能够适应井两侧管线的任意夹角, 且井内有足够的空间完成井内接管工作, 因此得以广泛应用。例如, 上海临港水厂 $2 \times \text{DN}1600$ 顶管工程的某圆形顶管井基坑直径为 14.6 m, 深度为 19.4 m; 南宁石埠水厂 $2 \times \text{DN}1400$ 顶管工程的某圆形顶管井基坑直径为 16 m, 深度为 12 m。同时, 圆形顶管井基坑在尺寸设计时仅需满足顶管始发或接收的空间需求及井内排水、检修等工艺功能井的布置需求, 因此尺寸要较其他工程中的圆形基坑(如圆形水池基坑、桥梁锚碇基坑等)小。按照《给水排水工程顶管技术规程》(CECS 246—2008)要求, 在没有特殊功能需求的情况下, 始发井的平面尺寸一般为 10~16 m, 接收井的平面尺寸一般为 8~14 m。

对于这一类平面尺寸较小的圆形顶管井基坑, 上述规程中的设计思路仍然采用弹性支点法平面模型, 要求验算的是按墙底地基承载力模式的墙底抗隆起稳定性和按圆弧滑动模式的坑底抗隆起稳定性, 并给出了统一的安全系数指标来控制设计尺度。例如, 现行《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—

2012)中, 对于安全等级为一级的基坑, 要求其墙底抗隆起安全系数不小于 1.8, 坑底抗隆起安全系数不小于 2.2。这种方法对极限状态的定义较为直观, 且计算方法非常简便。但是考虑到环形围护结构存在拱效应以及周边地层的土拱作用, 按此平面算法会导致设计偏于保守, 围护桩插入深度偏大, 造成工程投资的增加和浪费^[1]。

对圆形基坑三维空间效应的研究和设计优化, 一直是当下很多学者关心的热点问题。张明聚等^[2]在传统圆弧滑动模式的坑底抗隆起稳定性计算中, 考虑了支护结构的刚度和位移, 增加了滑移面环向应力的作用项, 推导了三维轴对称圆弧滑动面下的坑底抗隆起安全系数。王卫东等^[3]借助于强度折减法, 分析了圆形基坑在平面轴对称条件下强度折减后的滑裂面曲线和坑底抗隆起安全系数。孔德森等^[4]借助于强度折减法, 通过提取不同折减系数下的基坑隆起量, 与允许隆起量进行对比后提出了新的圆形基坑抗隆起安全系数。王洪新^[5]将极限状态下的开挖卸载值与实际开挖卸载值之比作为基坑抗隆起安全系数, 并在该系数中综合考虑了基坑平面形状、尺寸和插入深度的影响。

上述研究从有限元数值计算、强度折减法、解析解等多个角度分析了圆形基坑的抗隆起安全系数, 为圆形基坑的设计优化提供了一定的理论依据。对于直径较小、深度较深的圆形顶管井基坑而言, 围护结构

收稿日期: 2024-01-05

作者简介: 高程鹏(1993—), 男, 硕士, 工程师, 从事基坑及地下工程结构设计工作。

的拱效应和周边土体产生的土拱效应更为明显,因此在传统设计方法的基础上进行优化的空间会更大。本文以南宁石埠水厂 2×DN1400 顶管工程的某圆形顶管井基坑为例,通过建立同等条件下的圆形顶管井基坑二维、三维模型,分析了圆形基坑的三维空间拱效应对围护桩变形、土体变形的影响,以及围护桩插入深度与基坑半径之比对圆形基坑变形的影响,借助于强度折减法,得到了二维、三维空间下的基坑抗隆起安全系数,并与现行规程中弹性支点法平面模型的抗隆起安全系数进行对比,提出了对本工程圆形基坑的设计优化建议。

2 数值模拟分析

2.1 工程概况

本文的分析对象为南宁石埠水厂 2×DN1400 顶管工程的某圆形顶管井基坑,基坑开挖直径 16 m,深度 12 m。距离基坑 8 m 有一座现状 5 层住宅楼(浅基础)。基坑围护结构采用 $\phi 1\ 000@750$ 咬合式排桩,设 2 道环梁内支撑。顶管井基坑平面、剖面布置图见图 1,土层分布由上至下分别为①层填土、②层黏质粉土、③层粉质黏土、④层全风化泥岩。

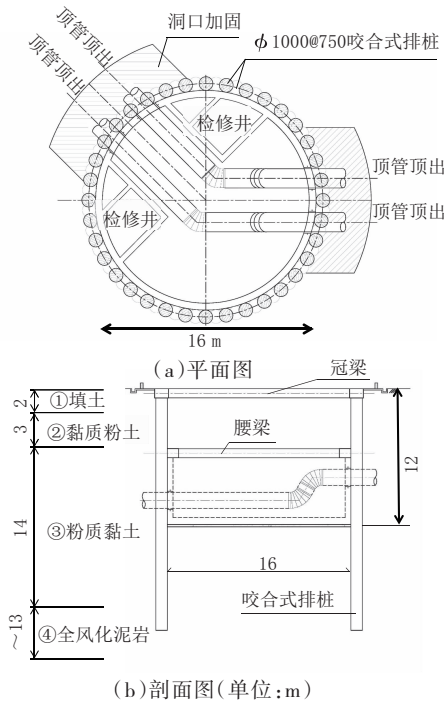


图 1 顶管井基坑平面和剖面布置图

咬合式排桩施工工艺流程见图 2。施工顺序为先施工 A 桩(素混凝土桩),后施工 B 桩(钢筋混凝土桩);A 桩桩身混凝土掺入缓凝剂,以确保在 A 桩终凝之前完成 B 桩的施工。A 桩与 B 桩之间预埋二次袖阀注浆管,待 B 桩施工完成后进行注浆堵漏,并可

根据施工期间止水情况进行局部二次注浆补强。

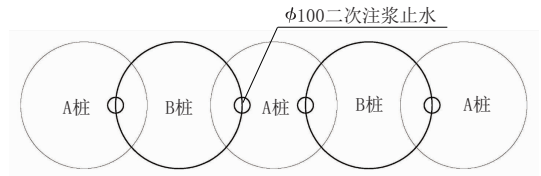


图 2 咬合式排桩施工工艺流程

由于咬合式排桩在受力上与地下连续墙相似,在三维有限元模型中,咬合式排桩通常会按照截面等刚度原则转换为地下连续墙进行近似模拟。以往已有大量文献和研究论证了该等效方法的可行性^[6-7]。根据这些研究成果, $\phi 1\ 000@750$ 咬合式排桩可等效为壁厚 800 mm 的地下连续墙。

2.2 有限元模型的建立

2.2.1 模型基本参数

本文通过岩土分析软件 MIDAS GTS NX,对本工程中顶管井基坑施工过程进行三维、二维数值模拟。

圆形顶管井基坑三维有限元模型、二维有限元模型见图 3、图 4。

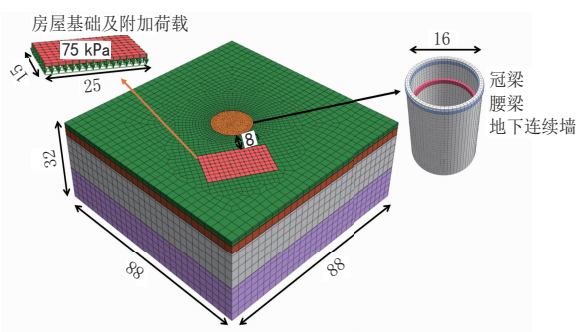


图 3 圆形顶管井基坑三维有限元模型(单位:m)

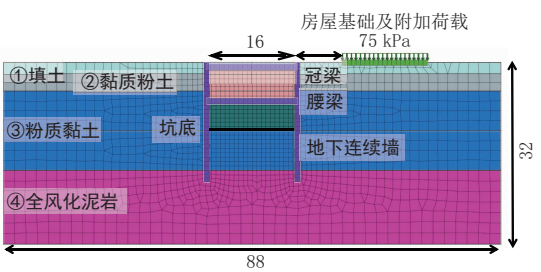


图 4 圆形顶管井基坑二维有限元模型(单位:m)

圆形顶管井基坑三维有限元模型中,模型长度、宽度均取 88 m,模型高度取 32 m。模型上边界为自由边界,侧向边界采用水平位移约束,底边界采用竖向位移约束。为减小边界效应产生的不利影响,模型边界距离顶管井基坑边缘 36 m,为 3 倍基坑开挖深度。模型包含节点 38 055 个,单元 55 657 个。为降低模型复杂程度,基坑一侧的现状房屋简化为地表的整块混凝土筏板基础,并在基础上施加均布荷载。因现状房屋为 5 层住宅,按照每层等效均布荷载为 15 kPa 考虑(其中楼板自重约 6.5 kPa,均布活载 3.5 kPa,砖

墙等其他等效均布荷载约 5 kPa),该房屋基础上的均布荷载为 75 kPa。筏板基础距离顶管井基坑 8 m,采用弹性实体单元进行模拟。基坑支护结构中,冠梁、腰梁、地下连续墙均为弹性实体单元,冠梁截面尺寸为 1.2 m×0.8 m,腰梁截面尺寸为 1 m×1 m,地下连续墙厚度为 0.8 m;冠梁单元与地下连续墙单元中心重合,腰梁单元向基坑内侧方向偏心 0.5 m。

圆形顶管井基坑二维有限元模型的尺寸与三维模型保持一致,包含节点 1 828 个,单元 1 790 个。筏板基础、冠梁、腰梁和地下连续墙均采用梁单元进行模拟。

2.2.2 模型材料参数

数值模型中,土体材料选用 HS 本构模型(土体硬化模型),土体主要计算参数见表 1。表 1 中的取值主要来自项目地勘报告,同时也参考了已有文献^[8]对于 HS 本构模型中参数取值的建议和分析。表 1 中: E_{50}^{ref} 为参考应力 $p_{ref}=100$ kPa 时 50%强度下的割线模量; E_{ur}^{ref} 为卸载/再加载模量; E_{oed}^{ref} 为主固结加载中的切线刚度。

表 1 土体主要计算参数表								
土层 编号	土层 名称	重度/ (kN·m ⁻³)	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/(°)	E_{50}^{ref} / MPa	E_{oed}^{ref} / MPa	E_{ur}^{ref} / MPa	p_{ref} / kPa
①	填土	16	5	10	5.50	2.75	16.50	100
②	黏质 粉土	17	5	20	10.75	5.38	32.25	100
③	粉质 黏土	18	12	20	7.75	3.88	23.25	100
④	全风化 泥岩	20	40	35	15.00	7.50	45.00	100

三维模型和二维模型中的筏板基础、冠梁、腰梁和地下连续墙单元材料参数保持一致。其中,筏板基础单元弹性模量为 25.5 GPa,泊松比为 0.2;冠梁、腰梁和地下连续墙单元弹性模量为 30 GPa,泊松比为 0.15。上述参数分别参考了 C20、C30 混凝土的材料参数取值。

因拟建场地地下水位较低,平均深度在地面 7 m 以下,且土层渗透系数较低,故计算中不考虑基坑降水的影响,水土压力采用水土合算的方式作用于围护结构上。

2.2.3 施工工况

基坑开挖过程计算工况表见表 2。基坑开挖至坑底后,进行强度折减计算,直至土体发生破坏。

2.3 强度折减法

有限元强度折减法最初被应用于边坡稳定性分析,之后逐渐引入基坑开挖稳定性分析中^[3-4]。其基本

表 2 基坑开挖过程计算工况表

计算工况	计算内容
工况 1	土体在自重下地应力平衡
工况 2	施加建筑物超载,位移清零
工况 3	施工地下连续墙
工况 4	开挖至冠梁底,施工冠梁
工况 5	开挖至腰梁底,施工腰梁
工况 6	开挖至坑底
工况 7	进行强度折减计算,直至破坏

原理是:将土体的抗剪强度参数进行折减,得到新的抗剪强度参数,再代入模型中进行迭代计算。抗剪强度参数折减计算式见式(1)、式(2)。

$$c' = \frac{c}{F_s} \tag{1}$$

$$\tan \theta' = \frac{\tan \theta}{F_s} \tag{2}$$

式中: c 、 $\tan \theta$ 和 c' 、 $\tan \theta'$ 分别为强度折减之前和强度折减之后的抗剪强度参数; F_s 为折减系数。

先由程序假定一个较小的折减系数 F_s ,得到折减后的 c' 、 $\tan \theta'$ 并代入模型中重新计算;再通过迭代的方式不断重复强度折减的过程并逐渐增大折减系数 F_s ,循环计算直到土体发生塑性破坏后计算停止。此时的折减系数 F_s 即为强度折减后的基坑抗隆起安全系数。

强度折减法不需要人为假定基坑中土体破坏面的位置,而是根据折减后的抗剪强度自动判断土体塑性区分布,不需要提前假定土体和支护结构的破坏模式,从而减少了计算中人为假定的主观因素影响。同时,采用强度折减法的有限元计算模型能够模拟围护结构与土体的相互作用,充分考虑圆形基坑支护体系对基坑抗隆起的影响,如:三维空间下支护结构的拱效应和周边土体的土拱效应、二维空间下基坑内外土体的相对滑移,以及土体强度和土体本构模型对基坑抗隆起的影响等。因此强度折减法要较现行规程中采用的弹性支点法更加贴合实际。

3 模拟结果分析

3.1 三维模型强度折减法计算结果

三维模型中,强度折减后基坑剖面土体塑性区分布云图见图 5。图 5 中: h 为围护桩插入坑底以下的深度, r 为基坑半径, h/r 称为深径比; F_s 为计算得到的安全系数。

由图 5 可知,在围护桩插入深度达 9 m($h/r=1.13$)时,强度折减后的塑性区主要发生在现状房屋基底

处,坑底土体内塑性区范围较小且集中于围护桩与坑底土接触区域。说明随着土体强度的降低,建筑物基底土先于基坑周边土体发生破坏,安全系数 $F_s=4.8$ 主要取决于建筑物荷载及其底部土体承载力。此时,基坑内土体发生圆弧滑动式破坏的趋势不明显,主要产生因坑内土开挖卸载而产生的隆起变形。

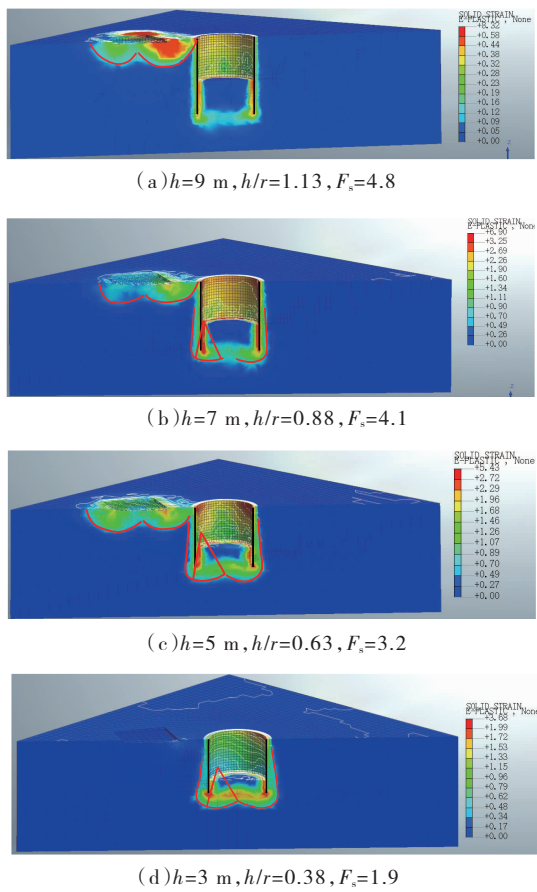


图5 三维模型中强度折减后基坑剖面土体塑性区分布云图

随着围护桩插入深度的降低,基坑周边塑性区逐渐显著,其分布区域逐渐从现状房屋基底处向基坑内部转移。当围护桩插入深度从7 m($h/r=0.88$)减小至3 m($h/r=0.38$)时,坑底圆弧滑动面逐渐明显,插入深度为3 m时现状房屋基底处已基本无塑性区分布,塑性区以基坑内部为主导区域,安全系数 F_s 也已降至1.9。圆弧滑动面通过围护桩下方的土体,滑动面的圆心指向坑底以上坑内的某一点,且圆弧滑动面与基坑圆心呈中心对称,与现有文献^[9]中提出的圆形基坑坑底滑动体通过基坑圆心的假定一致。

同时,随着围护桩插入深度和安全系数 F_s 的减小,塑性区的最大塑性应变也相应减小。按照常理来理解,围护桩插入深度减小后,坑底土体塑性变形应随之增大;同时,安全系数 F_s 减小后,土体抗剪强度参数的折减系数相应减小,此时坑底土体塑性变形应随之减小。这2种趋势相向发展,从结果来看,三

维模型下土体抗剪强度参数折减对坑底土体塑性应变的影响更大一些。

3.2 二维模型强度折减法计算结果

二维模型中,强度折减后基坑剖面土体塑性区分布云图见图6。

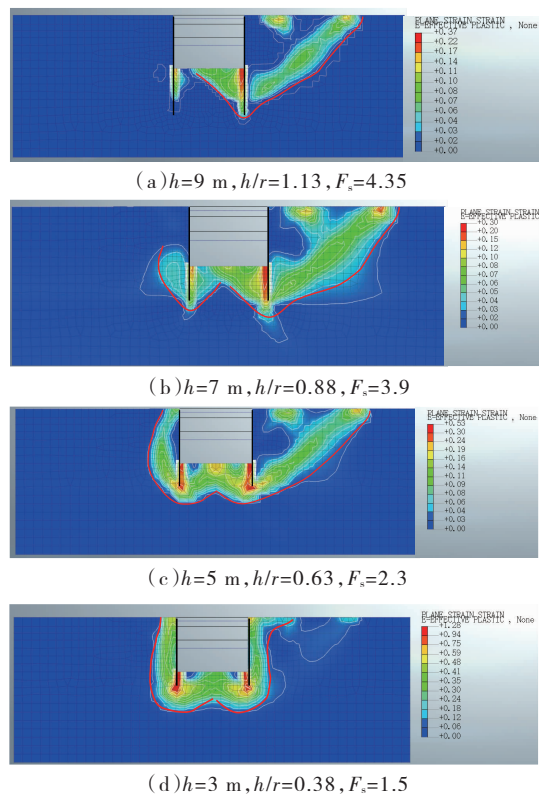


图6 二维模型中强度折减后基坑剖面土体塑性区分布云图

由图6可以看出,随着围护桩插入深度的减小,塑性区逐渐由建筑物基底转移至基坑坑底,这种表现与三维模型非常相似。主要不同点包括2处:(1)在三维模型下,在围护桩插入深度为5 m时坑底才出现明显的圆弧滑动面;而二维模型下,在围护桩插入深度达9 m时,在坑边超载的作用下,超载一侧的基坑内外土体中已经出现了较明显的圆弧滑动面。(2)二维模型下,圆弧滑动面是明显偏向坑边超载一侧的;而在三维模型下,圆弧滑动面是以基坑圆心为中心呈轴对称分布的,其分布范围几乎不受坑边超载的影响。

上述对比说明三维模型下围护结构的拱效应和周边土体的土拱效应提高了围护结构的整体刚度,从而阻碍了坑底圆弧滑动面的发展趋势,改变了建筑基底下附加应力的分布形式,从而阻隔了超载对圆弧滑动面的影响。在二维模型下,平面应变假定导致上述拱效应和土拱效应得不到体现,因此坑底圆弧滑动面发展趋势明显(与长条形基坑类似),建筑基底下附加应力仍沿45°角向下传递至围护结构。

同时,随着围护桩插入深度及安全系数 F_s 的减小,塑性区的最大塑性应变随之增大,这与三维模型计算结果中塑性应变发展趋势相反。如前所述,围护桩插入深度减小与土体抗剪强度参数折减对塑性应变的影响是相反的,由此可知二维模型下围护桩插入深度减小对塑性应变的影响更大。对比三维模型与二维模型可知,三维模型的塑性应变整体均大于二维模型,即强度折减后三维模型的坑底土体变形量大于二维模型,二维模型计算结果会低估基坑处于破坏临界点时的土体变形量。

3.3 对周边环境的影响分析

二维模型、三维模型下不同围护桩插入深度的地表沉降曲线见图 7、图 8。对比图 7、图 8 可知:(1)二维模型下,现状建筑物基底沉降明显,最大沉降量约 10.5 mm,而三维模型下,现状建筑物基底沉降较小,最大沉降量约 7 mm;(2)现状建筑物超载侧的地表沉降量较大,二维模型下基坑两侧沉降量之差最大值约 7 mm,而三维模型下基坑两侧沉降量之差最大值仅 1.6 mm;(3)相同围护桩插入深度下,三维模型下的地表沉降量整体小于二维模型。

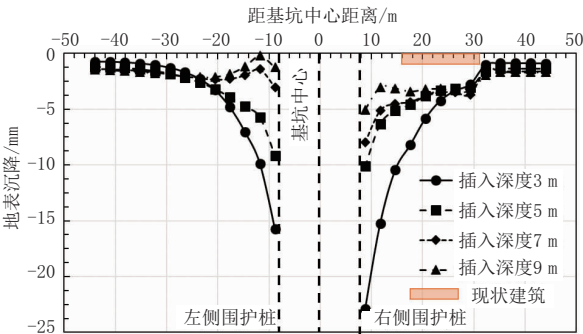


图 7 二维模型下不同围护桩插入深度的地表沉降曲线

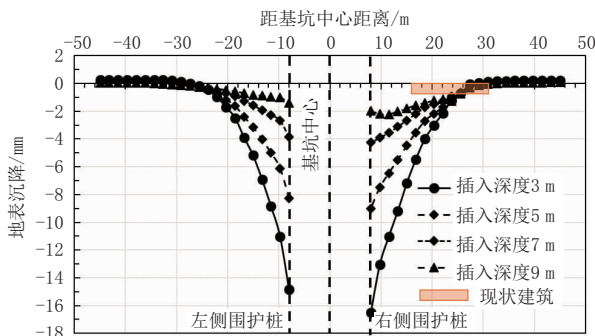


图 8 三维模型下不同围护桩插入深度的地表沉降曲线

以上 3 点说明:相比于二维模型,三维模型下基坑支护结构的拱效应和土拱效应能减小地表沉降量,降低超载对地表沉降的影响以及基坑开挖对建筑物沉降、倾斜的影响。需要说明的是,上述地表沉降、建筑物基底沉降量和倾斜量均未超过现行规范^[10-11]

要求的地表沉降预警值和地基变形允许值。

4 不同计算方法对比分析

上述分析对比了二维、三维有限元模型的计算结果。现行《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—2012)中对基坑支护结构的设计方法为弹性支点法(以下简称规范法),本文建立了与前述二维、三维有限元模型条件相同的规范法计算模型(见图 9)。图中: P_{ak} 为主动土压力,采用朗金(Rankine)土压力计算; F_{h1} 、 F_{h2} 为内支撑对挡土结构的约束,按弹性支座考虑; P_s 为坑内土反力,按均布弹性支座计算; b_a 为支护结构计算宽度; D 为支护结构嵌固深度。

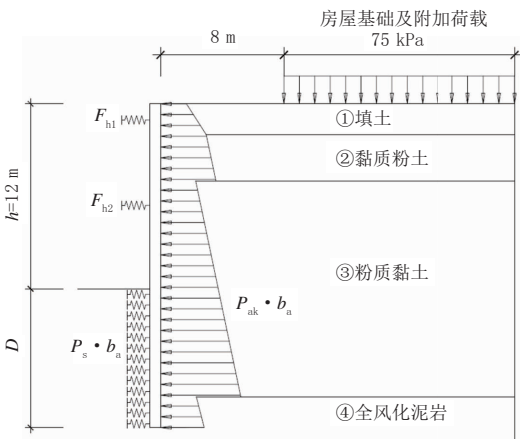


图 9 规范法计算模型

现行《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—2012)给出了 2 种基坑抗隆起稳定性计算方法,分别为地基承载力模式和圆弧滑动模式,其计算模型如图 10、图 11 所示。图中: q_0 为地面超载值; γ_{m1} 、 γ_{m2} 分别为基坑外侧、内侧支护结构底部以上土体天然重度; h 为基坑深度; D 为支护结构嵌固深度; h_1 为最下道支撑到坑顶的距离。

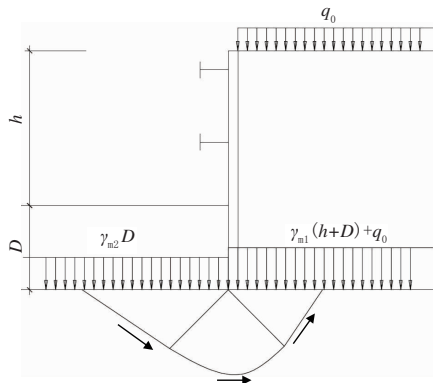


图 10 地基承载力模式下墙底抗隆起稳定性计算模型

地基承载力模式以支护墙底为基准面,将坑内外土体等效为超载,采用承载力模式计算基坑安全系数。圆弧滑动模式假定圆弧滑动面以最下道支撑为圆心,滑动面通过支护墙底,以抗滑动稳定系数为

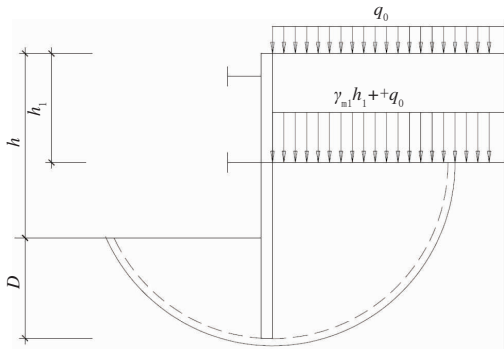


图 11 圆弧滑动模式下坑底抗隆起稳定性计算模型

基坑安全系数。

图 12 示出了不同计算方法下基坑安全系数与围护桩插入深度的关系。由图 12 可见,规范法墙底抗隆起安全系数均满足规范要求值,且在插入深度为 7、9 m 时,因桩底进入强度较高的全风化泥岩④中,墙底抗隆起安全系数接近 18,远大于规范要求值。故对本工程而言,该项指标不影响围护桩插入深度。规范法坑底抗隆起安全系数在插入深度为 9 m 时才刚好满足规范要求值。故按规范法设计,围护桩插入深度应不小于 9 m。

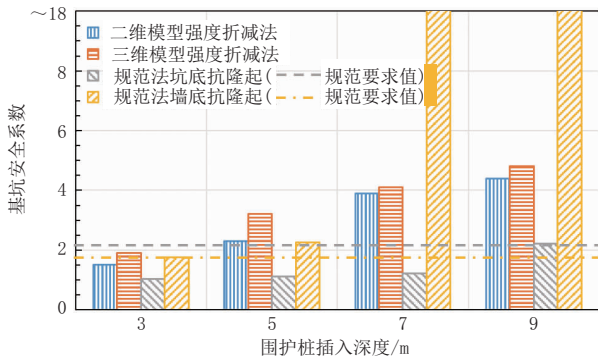


图 12 不同计算方法下基坑安全系数与围护桩插入深度的关系

对于强度折减法,三维模型的基坑安全系数整体大于二维模型;随着围护桩插入深度增大,基坑安全系数呈线性增加。各围护桩插入深度下的基坑安全系数均大于规范法坑底抗隆起安全系数,且三维模型下基坑安全系数是规范法坑底抗隆起安全系数的 2~3 倍,这与现有文献^[2]得到的计算结果规律是一致的。同时,在围护桩插入深度为 5 m 时,强度折减法基坑安全系数已满足规范要求。故按强度折减法设计,围护桩插入深度应不小于 5 m。

造成上述现象的原因,在于规范法安全系数的计算没有考虑三维空间下圆形基坑支护结构的拱效应和土拱效应,没有考虑圆形基坑坑内土环向挤压对圆弧滑动面抗滑的有利作用;其假定的圆弧滑动面小于三维模型下的圆弧滑动面,而根据前文计算结果,圆弧滑动面通过围护桩下方的土体且滑动面

的圆心指向坑底以上坑内的某一点。

上述分析说明,相比于三维模型强度折减法,采用二维模型计算会低估基坑围护结构安全系数,计算得到的围护桩插入深度安全余量较大。

不同计算方法下围护结构最大侧移、地表最大沉降量与围护桩插入深度的关系见图 13、图 14。

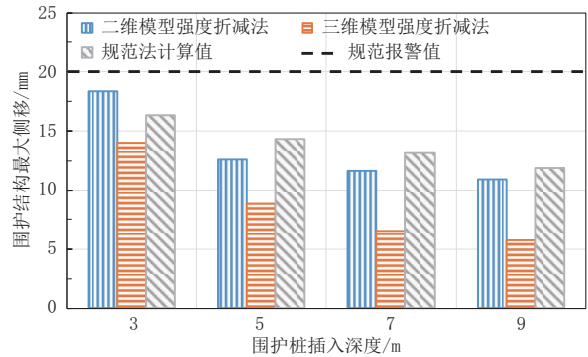


图 13 不同计算方法下围护结构最大侧移与围护桩插入深度的关系

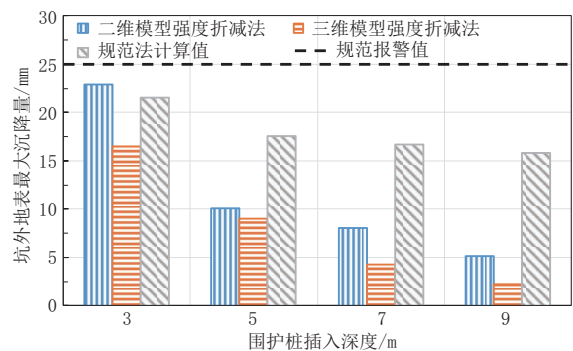


图 14 不同计算方法下地表最大沉降量与围护桩插入深度的关系

由图 13、图 14 可知,在各个围护桩插入深度下,三维模型的围护结构侧移值和地表沉降量均小于二维模型和规范法计算值;围护桩插入深度越大,三维模型计算结果与二维模型和规范法计算结果的差值越大。考虑到三维模型能更真实地反映土拱效应对土体和围护结构变形的控制作用,说明规范法和二维模型的计算结果放大了土体和围护结构的变形量,且随着围护桩插入深度的增加,变形放大量也相应增大。对本工程而言,3 种方法的围护结构侧移值和地表沉降量均小于规范报警值,即变形量不是设计围护结构的控制因素;但在其他工程中,以二维模型的围护结构变形量为设计控制因素时,可能会造成设计安全余量较大。

5 结 语

(1)围护结构的拱效应改变了建筑物基底下附加应力的分布形式,即使在超载下方圆弧滑动面仍与基坑圆心呈中心对称。

(2)围护结构的拱效应阻碍了坑底圆弧滑动面的发展趋势,体现在:在深径比 $h/r > 0.9$ 时,坑底无圆弧滑动趋势;当深径比 h/r 小于 0.9 并逐渐减小后,坑底才出现圆弧滑动面,圆弧滑动面通过围护桩下方的土体,滑动面的圆心指向坑底以上坑内的某一点。

(3)强度折减法下,三维模型的基坑安全系数大于二维模型的基坑安全系数,且是规范法中坑底抗隆起安全系数的 2~3 倍。

(4)强度折减后,三维模型的坑底土体变形量大于二维模型,即二维模型计算结果会低估基坑处于破坏临界点时的土体变形量。

(5)对于圆形顶管井基坑,采用强度折减法计算得到的围护桩插入深度小于规范法得到的围护桩插入深度;强度折减法可作为规范法的进一步补充。

参考文献:

[1] 王洪新.考虑基坑形状和平面尺寸的抗隆起稳定安全系数及异形基

坑的稳定性分析[J].岩石力学与工程学报,2015,34(12): 2559-2571.

[2] 张明聚,张振波.圆形基坑抗隆起稳定性分析的三维轴对称圆弧法[J].北京工业大学学报,2018,44(8): 1121-1128.

[3] 王卫东,徐中华.基于强度折减法的圆形深基坑坑底抗隆起稳定性分析[J].建筑结构学报,2010,31(5): 195-201.

[4] 孔德森,门燕青,张伟伟,等.软土深基坑坑底抗隆起稳定性数值分析[J].岩土工程学报,2010,32(增刊1): 186-190.

[5] 王洪新.考虑二维和三维尺寸效应的基坑抗隆起稳定安全系数[J].岩土工程学报,2013,35(11): 2144-2152.

[6] 陈秀辉.深大基坑咬合桩支护结构数值模拟研究[J].施工技术,2017,46(13): 72-76,109.

[7] 史立新,李忠.预应力锚索咬合桩深基坑支护三维数值模拟分析[J].甘肃科学学报,2018,30(1): 48-54.

[8] 黄鑫,樊秀峰,安亚洲.HS模型在基坑工程数值模拟中的适用性分析[J].水利与建筑工程学报,2018,16(2): 115-120.

[9] 黄绍铭,高大钊.软土地基与地下工程[M].2版.北京:中国建筑工业出版社,2005.

[10] GB 50497—2019,建筑基坑工程监测技术标准[S].

[11] GB 50007—2011,建筑地基基础设计规范[S].

(上接第 245 页)

形成的产物构成了网状结构,在添加剂的作用下,沥青各分子形成更为紧密的连接,有助于减少挥发组分的释放,达到了抑烟效果。

参考文献:

[1] 孙吉书,王亚萍,王鹏飞,等.抑烟环保型沥青性能试验分析[J].硅酸盐通报,2021,40(7): 2428-2436.

[2] 赖漠,蔡相连,高伟,等.阻燃抑烟沥青混合料研究进展[J].应用化工,2023,52(4): 1237-1242.

[3] 张梦茹,王丽丽,周建光,等.阻燃改性沥青物理性能和阻燃抑烟性能研究[J].山东交通科技,2022(1): 14-17.

[4] 孙吉书,穆欣悦,宋莹,等.抑烟复合改性沥青的性能研究[J].应用化工,2022,51(11): 3224-3229.

[5] 王海成,金娇,刘帅,等.环境友好型绿色道路研究进展与展望[J].

中南大学学报(自然科学版),2021,52(7): 2137-2169.

[6] 孙吉书,李文霞,王鹏飞,等.环境友好型复合抑烟沥青的制备及性能分析[J].环境工程,2022,40(1): 169-174,230.

[7] JTG E20—2019,公路工程沥青及沥青混合料试验规程[S].

[8] 王亚萍.温拌抑烟沥青制备及其混合料性能研究[D].天津:河北工业大学,2021.

[9] 王雪蓉,王倩倩,刘运传,等.基于热重分析法的苯基硅橡胶热分解行为研究[J].橡胶工业,2021,68(9): 699-704.

[10] 张春华,惠菊,王翔宇,等.差示扫描量热法和热重法评估植物油氧化稳定性的研究进展[J].粮食与油脂,2021,34(10): 8-11.

[11] 黄刚.高温条件下抑烟改性沥青开发及混合料性能研究[D].重庆:重庆交通大学,2013.

[12] 李宁利,王猛,赵新坡,等.废轮胎胶粉-废塑料复合改性沥青改性机理[J].塑料,2020,49(3): 17-20.