

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2026.01.005

富水圆砾层狭长深基坑变形性状 实测与数值模拟分析

于连平¹, 邱明明², 闫自海³, 王建望², 赵海峰², 王法帝²

(1. 青岛交通发展集团有限公司, 山东 青岛 266000; 2. 延安大学 建筑工程学院, 陕西 延安 716000;
3. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 311122)

摘要: 合理评估并控制基坑变形是富水地层深基坑工程面临的重要难题。为研究富水圆砾层狭长深基坑开挖变形性状, 依托某城市公路明挖隧道基坑工程实例, 采用现场监测和数值模拟方法系统研究了富水圆砾层狭长形深基坑开挖所引起的挡墙侧向位移、深层土体水平位移、墙后地表沉降、坑外地下水位和内支撑轴力动态变化规律。研究表明: 挡墙侧向位移和深层土体水平位移曲线分布随开挖深度增加由上大下小的“斜线”形向“鼓肚”形发展, 挡墙最大侧向位移位置范围为3~4 m, 墙后地层水平位移影响范围约为基坑开挖深度的3.5~4.0倍; 墙后地表沉降时程曲线呈先快速增加而后趋于稳定的非线性发展趋势, 地表沉降曲线沿横向水平距离呈现“勺形”分布, 开挖深度越大, 沉降槽加大变深, 距基坑边沿0~20 m范围为沉降槽敏感影响区; 内支撑轴力随基坑开挖支护过程动态调整以协调变形发展, 基坑开挖引起的侧向土压力荷载主要由第一道混凝土支撑承担。

关键词: 公路隧道; 富水圆砾层; 狭长基坑; 现场实测; 变形性状; 数值模拟

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2026)01-0041-09

Field Performance and Numerical Simulation Analysis of Narrow-long Deep Foundation Pit in Water-rich Circular Gravel Layer

YU Lianping¹, QIU Mingming², YAN Zihai¹, WANG Jianwang², ZHAO Haifeng², WANG Fadi²

(1. Qinhdao Transportation Development Group Corporation Limited, Qingdao, Shandong 266000, China;
2. School of Architectural Engineering, Yan'an University, Yan'an, Shaanxi 716000, China;
3. Power China Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou, Zhejiang 311122, China)

Abstract: It has become a challenge to accurately estimate and reasonably control foundation pit deformations induced by deep excavation in water-rich strata. To analyze the deformation characteristics of narrow-long foundation pit caused by deep excavation in water-rich circular gravel layer, a certain open-cut tunnel foundation pit of an urban highway was taken as the research object. The dynamic variation rules of lateral displacement of retaining wall, horizontal displacement of deep soil, ground settlement behind wall, groundwater level outside the pit and axial force of internal support caused by deep excavation of narrow-long deep foundation pit in water-rich circular gravel layer were investigated by field monitoring and numerical simulation method. The results show that the lateral displacement of retaining wall and the horizontal displacement curve of deep soil develops from a "diagonal" shape to a "bulge" shape with the increase of excavation depth. The maximum lateral displacement of retaining wall ranges from 3 to 4 m, and the influence range of horizontal displacement behind the wall is about 3.5 to 4.0 times of the excavation depth. The time-history curves of ground settlement show a nonlinear development trend of rapidly increasing at first and then stabilizing. The ground settlement curves present a "spoon-shaped" distribution along the horizontal distance, and the larger the excavation

收稿日期: 2025-09-26

修稿日期: 2025-10-31

基金项目: 陕西省自然科学重点研发计划项目(2020ZDLSF06-03); 陕西省教育厅科研计划资助项目(21JC035); 延安大学十四五中长期重大科研项目(2023KXJ-010, 2021ZCQ011); 国家级大学生创新创业训练计划项目(202410719004)

作者简介: 于连平(1975—), 男, 高级工程师, 主要从事道路与桥梁工程等方面工作。E-mail: ylp3169@sina.com

通讯作者: 邱明明(1985—), 男, 博士, 副教授, 主要从事岩土与地下工程等方面工作。E-mail: sxdfqiuming@163.com

depth, the larger and deeper the settlement trough. The range of 0 ~ 20 m from the edge of the foundation pit is the sensitive affected area of the settlement trough. The axial force of the inner support is dynamically adjusted with the process of foundation pit excavation to coordinate the development of deformation and the lateral earth pressure loads caused by foundation pit excavation is mainly borne by the first concrete support.

Keywords: highway tunnel; water-rich circular gravel layer; narrow-long foundation pit; field monitoring; deformation behavior; numerical simulation

近年来,随着我国城市建设高速发展,交通堵塞与市政用地等问题日益突出,为缓解城市用地紧缺难题,地下空间开发利用不断提升,越来越多的城市开始将城市交通主干道修建于地面以下。与此同时,大量的深、大、长基坑工程不断涌现,加之多数地铁、公路周边通常建筑物密集分布,一旦发生基坑塌陷、渗漏等工程事故^[1-4],将带来巨大经济损失与人员伤亡。因此,保证基坑施工过程变形稳定可控显得至关重要。

目前,国内外学者通过现场实测、数值模拟等方法对基坑开挖引起的挡墙侧移、地层变形以及支撑受力等开展了一系列研究工作。在现场实测方面,乔世范等^[5]、徐飞等^[6]对大型深基坑施工现场进行实地动态监测,深入研究了基坑开挖过程中不同施工工况对基坑支护结构、地表沉降、挡墙变形、外侧土体压力等的变化规律,认为地表纵向沉降最大值位于基坑中部附近,墙体变形则主要发生于第 2、3 层土体开挖阶段。Zhang^[7]以中国安阳市某深基坑为例,验证了深基坑开挖过程中的变形规律符合时空效应的特点。邱滢玲等^[8]基于受邻近超深竖井单侧卸荷影响的深基坑工程,统计分析现场监测数据,揭示了群基坑工程施工中的单侧卸载诱发的深基坑不均匀变形及其诱发机制。梅源等^[9]对 20 个地铁深基坑工程变形特征进行了统计,分析了深基坑施工过程中深层土及围护结构的变形规律并提出了预测变形曲线。在数值分析方面,曹亮等^[10]运用 ABAQUS 有限元模型,分析深基坑开挖过程的围护墙以及基坑周围土体的变形特征,发现围护墙最大水平位移集中于开挖面附近,而竖向变形最大回弹值则出现在基坑的阳角,且土体沉降模式随开挖深度增加逐渐由三角形转变为槽形状;熊一帆等^[11]结合 PLAXS 3D 软件和蠕变模型并引入互补误差函数、三折线模型,利用数值分析结果对既有互补误差函数进行修正,提出并深入分析了时空效应组合因素对围护墙侧移、地表沉降及二者关系的影响。考虑现场监测影响因素繁多,所得数据往往并不全面,加之对单一数值模拟结果的不确定性,大量学者将两者结合起来,使用较为完整的某一部分现场数据

来验证自己的模拟结果。李宇杰等^[12]、韩健勇等^[13]根据现场实测数据,采用有限元分析软件开展了深基坑支护体系力学特性研究,并深入探究得到深基坑开挖过程中基坑支护结构与临近建筑物间的相互影响,得到基坑开挖期间地表沉降水平影响区域约为基坑深度的 2.5 ~ 3 倍的规律;Li 等^[14]、张誉津等^[15]结合工程全过程监测数据,分别将非线性复合地基、流固模型与三维有限元模型相耦合,分析了基坑分层降水开挖过程中的时空演化变形;刘畅等^[16]则重点研究分析了不同位置桩身受基坑开挖受力变形特征。

综上所述,既有研究主要集中于软黏土、砂土层深基坑开挖引起的变形性状,而对于透水性强、压缩性弱的卵石及圆砾层基坑变形特性的相关研究较少。鉴于此,以某城市公路明挖隧道狭长基坑为研究对象,通过对基坑开挖过程挡墙侧向位移、深层土体水平位移、墙后地表沉降、坑外地下水位和内支撑轴力进行系统现场监测,并结合数值模拟方法对采取分层降水开挖的富水圆砾层深基坑变形性状进行分析,为富水地层深基坑设计和变形控制提供参考。

1 工程概况

某城市双向 4 车道公路隧道工程,设计速度 60 km/h,隧道全长 510 m,其中敞开段 305 m,暗埋段 205 m。隧道采用明挖顺作法施工,基坑开挖宽度 20.4 ~ 30.8 m,深度 1.8 ~ 11.6 m,基坑长宽比为 20.3。拟建场地地层由上至下依次为填筑土、粉质黏土、圆砾、卵石、强风化泥岩、中风化泥岩,各土层主要物理力学参数详见表 1。基坑开挖范围主要为粉质黏土、圆砾或卵石土层,地层地下水位位于地表下 1.00 ~ 6.20 m,为典型的富水圆砾层狭长深基坑。

2 现场监测设计

2.1 支护方案

拟建明挖隧道基坑围护结构主要采用钻孔灌注桩和咬合桩两种型式(表 2),其中 K8 + 092—K8 + 260 和 K8 + 402—K8 + 507 施工段,采用钻孔灌注桩($\varphi 800 @ 1000$) + 高压旋喷桩($\varphi 600 @ 1000$)止水帷

幕组合挡墙;K8 + 260—K8 + 402 施工段,采用咬合桩($\varphi 1000@750$)挡墙。基坑内支撑采用混凝土支撑和钢支撑。

2.2 基坑开挖

结合隧道的实际施工条件,严格按照“时空效应”理论分层、分段、分块开挖土方。开挖过程中,

按规范要求纵向放坡,严禁超挖。基坑坑内采用深井管井疏干降水,坑内水位降至坑底下不小于 1.0 m。坑外不设置降水井点,仅设置水位观测孔,施工时严格控制坑外水位变化幅度,如有异常及时采取措施确保周边环境安全,基坑开挖至坑底,施作底板时,在井点位置设置泄水孔。

表 1 各土层主要物理力学参数

类别	土层名称	h/m	$\gamma/(kN \cdot m^{-3})$	$\gamma_{sat}/(kN \cdot m^{-3})$	c/kPa	$\varphi/(\circ)$	$K_h/(cm \cdot s^{-1})$	$K_v/(cm \cdot s^{-1})$	E/MPa	ν
	填筑土	1.0	22.5	23.0	5.0	12.0	5.0×10^{-3}	4.5×10^{-3}	3.5	0.28
	粉质黏土	1.2	19.2	19.5	32.0	13.6	5.0×10^{-6}	4.5×10^{-6}	5.0	0.34
岩土	圆砾	5.8	22.5	22.5	5.0	30.0	2.0×10^{-2}	1.5×10^{-2}	12.0	0.30
	强风化泥岩	3.6	22.5	22.5	21.0	24.0	2.0×10^{-4}	1.5×10^{-4}	15.0	0.32
	中风化泥岩	18.4	24.6	24.6	140.0	32.0	2.0×10^{-6}	1.5×10^{-6}	450.0	0.30

注: h 为厚度, γ 为岩土体重度, γ_{sat} 为岩土体饱和重度, c 为黏聚力, φ 为内摩擦角, K_h 为水平方向渗透系数, K_v 为竖直方向渗透系数, E 为弹性模量, ν 为泊松比。

表 2 基坑支护结构类型及设计参数

起止里程	围护结构型式	开挖深度/m	桩长/m	混凝土支撑	钢支撑
K8 + 092—K8 + 260	钻孔灌注桩($\varphi 800@1000$) + 高压旋喷桩($\varphi 600@1000$)止水帷幕	1.8~8.0	6~10.5	1道 C30, 0.8 m × 0.8 m	1道, $\varphi 609$, $t=16$
K8 + 260—K8 + 402	咬合桩($\varphi 1000@750$)	8.0~11.6	11~13.5	1道 C30, 0.8 m × 0.8 m	2道/3道, $\varphi 609$, $t=16$
K8 + 402—K8 + 507	钻孔灌注桩($\varphi 800@1000$) + 高压旋喷桩($\varphi 600@1000$)止水帷幕	2.5~8.0	9.5~10	1道 C30, 0.8 m × 0.8 m	1道, $\varphi 609$, $t=16$

注: $\varphi 800@1000$ 表示直径 800 mm,间距 1 000 mm; $\varphi 609$ 表示直径 609 mm; t 表示钢管壁厚,单位 mm。

2.3 测点布设

为全面掌握施工阶段基坑开挖变形动态变化,分别对挡墙侧向位移、深层土体水平位移、墙后地表沉降、坑外地下水位和内支撑轴力进行监测,测点平面布置如图 1 所示。其中,挡墙侧向位移布设 28 个测斜点,分别记为 ZC1—ZC28;深层土体水平位移布设 28 个测斜点,分别记为 SC1—SC28;沿基坑周边

间隔 10 m 布设 56 个墙后地表沉降监测断面,每个断面设 5 个监测点(间距 2、3、5、5、8 m),分别记为 DB1— i —DB56— i (i 为测点编号);沿基坑周边间隔 30 m 布设 28 个坑外地下水位监测点,分别记为 SW1—SW28;在坑内设置 7 个内支撑水平轴力监测断面,分别记为 ZL1— m —ZL7— m (m 为支撑层数)。

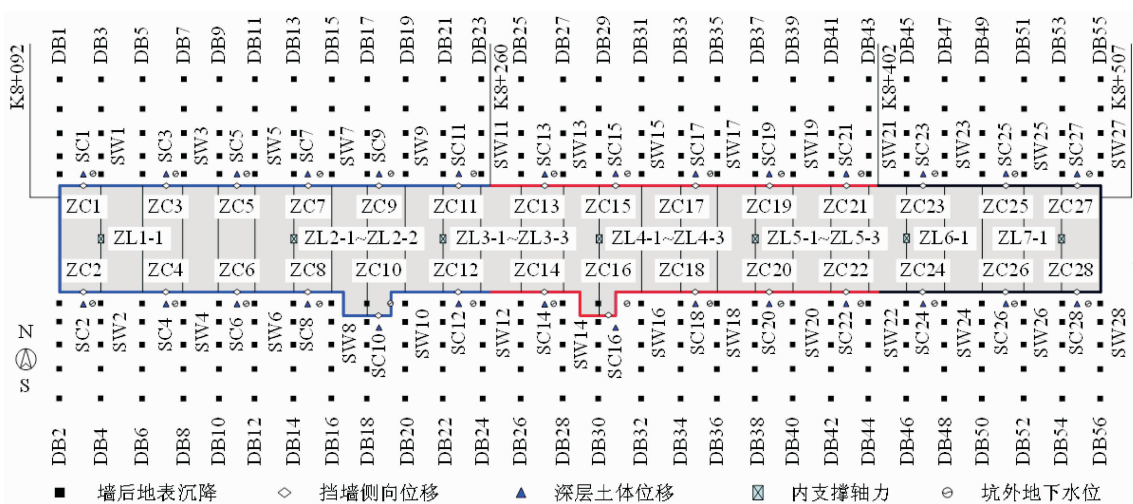


图 1 基坑监测点布设

3 测试结果与分析

3.1 挡墙侧向位移

图 2 为排桩挡墙侧向位移曲线。由图 2 可知,随着基坑开挖深度增加,挡墙侧向位移显著增大,其分布曲线呈“鼓肚”形。开挖初期,坑内土体开挖卸载引起的侧向土压力逐渐增大,致使挡墙持续产生侧向位移;随着开挖深度加深,内支撑施加和坑底土体对挡墙的约束作用在一定程度上限制了侧移的加剧,故而侧移曲线呈现出先增后减的趋势。各测点

处最大侧移区段集中分布于深度 2~4 m,且最大侧向位移依次为 3.92、4.06、4.92、5.45、4.64、3.55 mm。该现象主要源于基坑开挖过程中对原始土层应力、应变平衡状态的破坏,随着内支撑的介入和坑底土体对挡墙的嵌固作用的逐步发挥,促使挡墙变形协调和墙后土压力动态调整。此外,由表 1 可知,由于各测点处所挡墙桩长、开挖深度、支撑层数均不同,坑底土层地质也不尽相同,引起各测点挡墙侧向位移曲线分布差异明显。

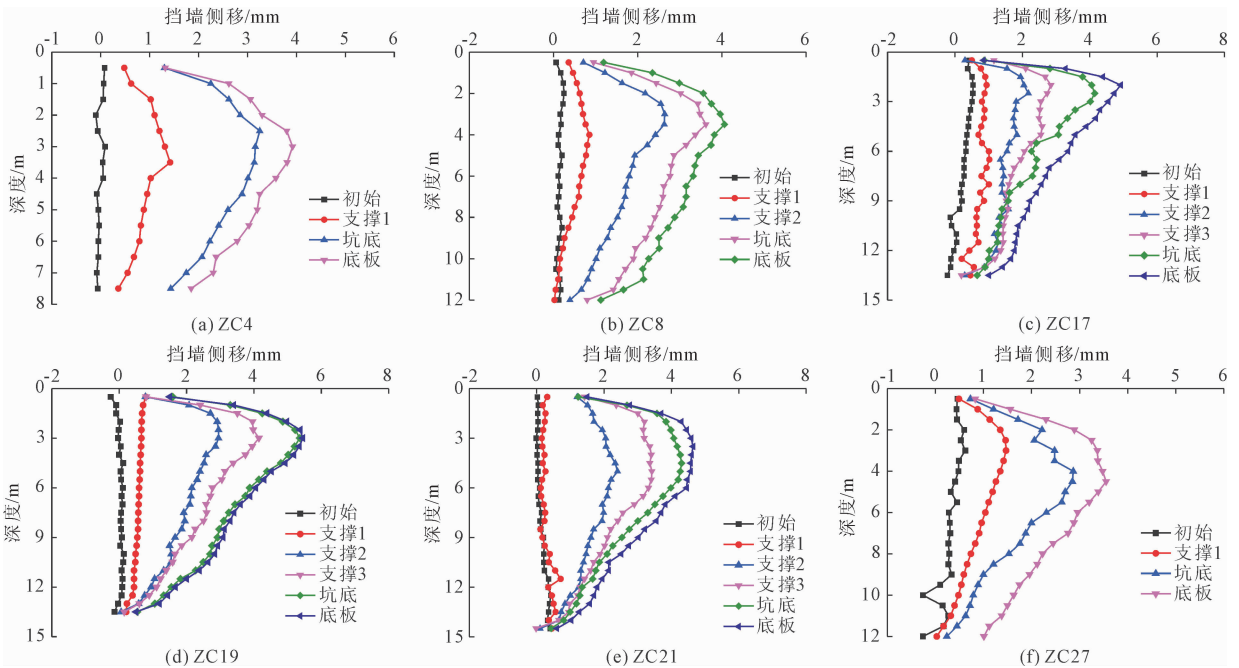


图 2 排桩挡墙侧向位移曲线

3.2 深层土体水平位移

图 3 为基坑外深层土体水平位移曲线。由图 3 可知,坑外深层土体水平位移随开挖深度的增加显著增长,分布曲线呈现“鼓肚”形;各测点在开挖至底板时达到其最大水平位移,依次为 3.66 mm(深度 4 m)、4.46 mm(深度 4 m)、4.95 mm(深度 5 m)、9.55 mm(深度 3.5 m)、5.31 mm(深度 3.5 m)、4.48 mm(深度 4 m),测点 SC17、SC19、SC21 的深层土体水平位移量高于其它测点。对比发现,基坑开挖深度越大,深层土体水平位移最大值越大,且最大深层土体水平位移位置随开挖深度逐渐下移。发生上述现象的原因是,基坑开挖深度的积累使墙后土压力逐渐释放,改变了土体整体应力平衡状态,加之内支撑的支撑作用,促使土体侧向位移增加并动态调整。

3.3 墙后地表沉降

图 4 为墙后地表沉降随时间变化曲线。由图 4 可知,墙后地表沉降随开挖过程呈现缓慢增长、快速增长和逐渐稳定的三阶段发展趋势,说明基坑开挖阶段是地表沉降增加的主要诱因,稳定后的最大地表沉降范围为 -5.87 ~ -10.22 mm;此外,不同测点的地表沉降量存在一定的差异,结合各测点的沉降曲线以及其分布位置、开挖深度、土层物理属性,此差异主要与测点距基坑边缘距离、地下水位分布、支护结构施加实践等密切相关。基坑开挖初期,地表沉降近似呈线性增长,随后逐步减缓,最终趋于稳定,该变化趋势反映了基坑开挖过程中土体的应力释放和重新分布过程;测点 DB35、DB37 由于监测时长有限,未能反映沉降稳定阶段,而其它测点则较完整的表现出上述变化规律。

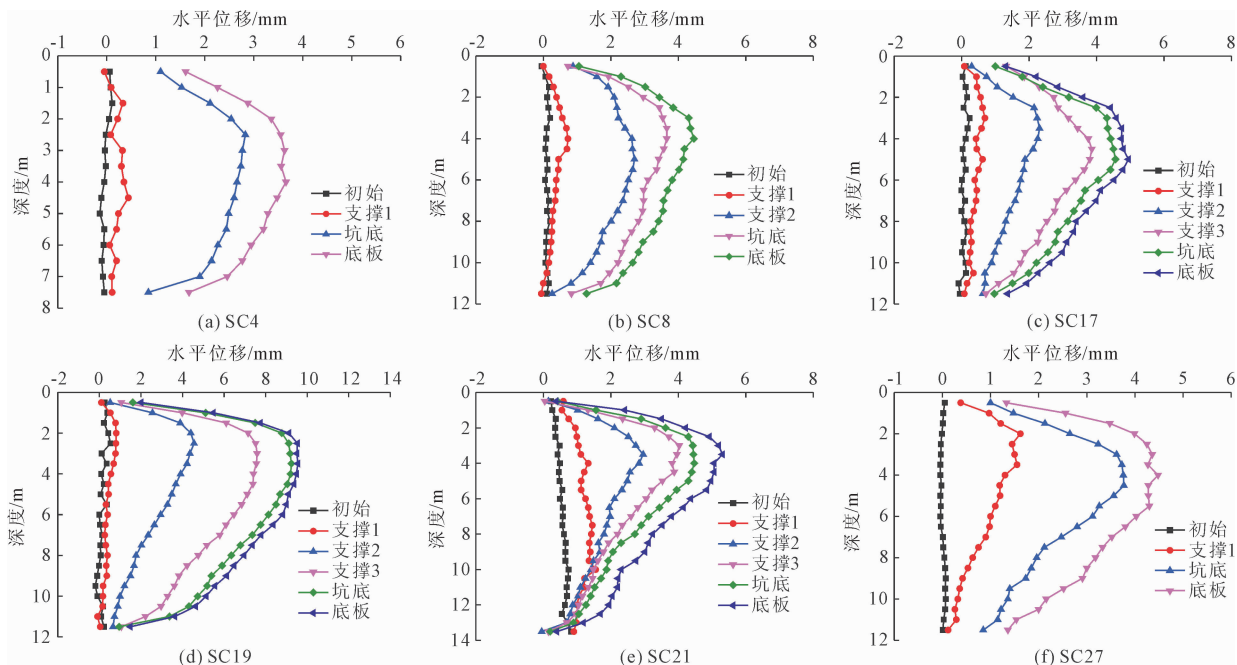


图 3 深层土体水平位移曲线

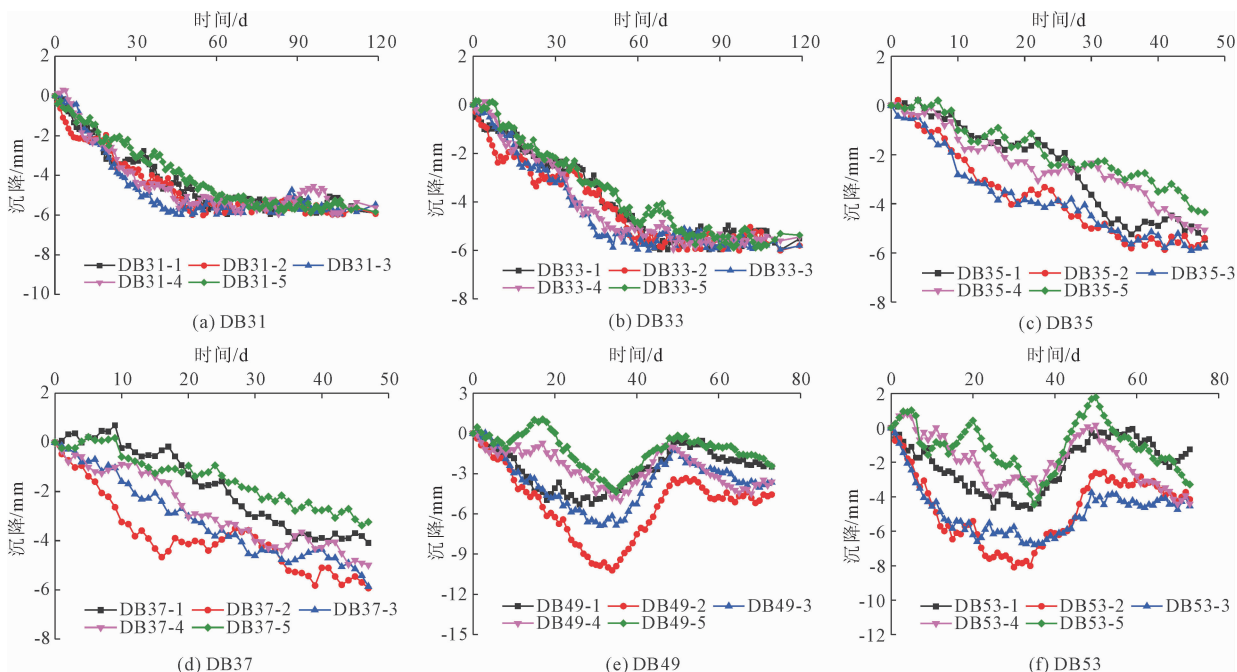


图 4 墙后地表沉降随时间变化曲线

3.4 坑外地下水位

在基坑施工过程中,坑内降水措施会改变围护结构内外水力梯度平衡,进而引发坑外地下水的渗流作用,长期作用影响其周边土体发生沉降变形。为探究基坑开挖及降水施工对坑外地下水位的影响,在基坑外围布设多处地下水位监测点,连续监测得出地下水位沉降动态变化曲线如图 5 所示。由图 5 可知,在施工阶段,坑外地下水位累计变化量随时

间延续表现出明显的波动起伏变化特征,测点 SW26 尤为显著,地下水位累计变化量在短期内急速下降,但未超出监测预警值 ± 1.0 m。此外,地下水位累计变化总体表现出先快速增长或下降而后逐渐趋于稳定两个阶段,但各测点处两阶段持续时间差异较大;各测点地下水位变化速率在 ± 0.2 m/d 范围波动变化,未超过监测报警值 ± 0.5 m/d。

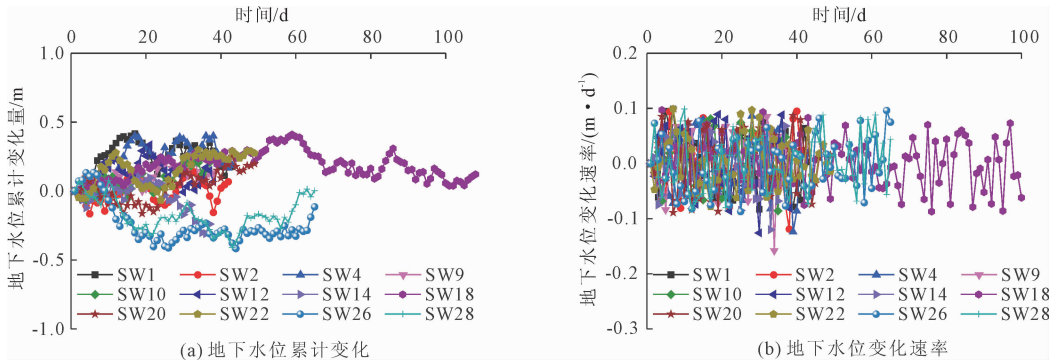


图 5 坑外地下水位随时间变化曲线

3.5 内支撑轴力

图 6 为坑内支撑结构随时间变化曲线。由图 6 可知,随着基坑开挖工程的进行,基坑四周主动土压力持续上升,在侧向荷载和内支撑结构的共同作用下,支撑轴力随时间推进呈现阶梯式增长,随后逐渐趋于平稳;各级支撑轴力变动范围依次为:第一道支撑为 $-381.90 \sim 3\,525.90$ kN,第二道支撑为 $25.62 \sim 512.03$ kN,第三道支撑 $95.76 \sim 531.76$ kN,第一、二和第三道支撑轴力最大值分别约为设计值的 59.8%、20.5% 和 21.3%,可见原设计具有较高的安全储备度;各层轴力对比可知,第一道混凝土支撑轴力变动幅度较大,轴力增长可分为快速增长、缓慢增长、趋于稳定三个阶段,至 50 d 之后才趋于稳定,而第二、三道钢支撑轴力增长则较为平缓,约 20 d 之后已基本已无大幅度变化。上述轴力变化可知,基坑开挖卸载所引起侧向土压力荷载主要由第一道混凝土支撑承担,第二、三道钢支撑仅承担部分残余侧向土压力与坑底回弹所引起的应力增长。

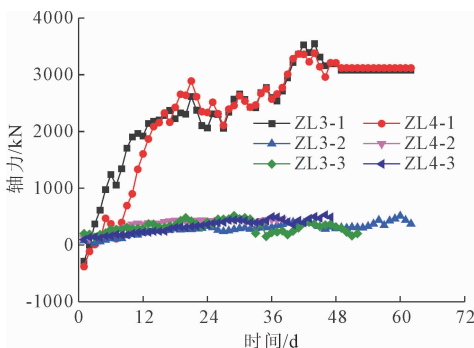


图 6 内支撑轴力随时间变化曲线

4 数值模拟分析

4.1 计算模型及材料参数

根据本工程实际,取基坑最大开挖深度 11.6 m、宽度 20.0 m 断面进行计算分析(图 7(a)),考虑

模型的对称性后取 1/2 模型进行计算,建立的有限元模型(图 7(b))尺寸宽高分别为 60.0 m 和 30.0 m,模型共划分 1 828 个单元,14 841 个节点。所建模型岩土体材料按均质弹塑性考虑,服从莫尔-库仑(Mohr-Coulomb)屈服准则,其计算参数根据表 1 取值。基坑支护结构采用弹性本构关系,其中:咬合桩挡墙和混凝土支撑重度为 25.0 kN/m³,弹性模量为 30.0 GPa,泊松比为 0.2;钢管支撑重度为 78.0 kN/m³,弹性模量为 210.0 GPa,泊松比为 0.3。基坑开挖采用分层降水分步开挖方式模拟,各工况坑内地下水位降至开挖深度底下 1.0 m,且先施作支护结构再进行坑内土体开挖。地下水位取地表以下 2.0 m,考虑地面施工荷载作用,地面超载取 35.0 kPa。

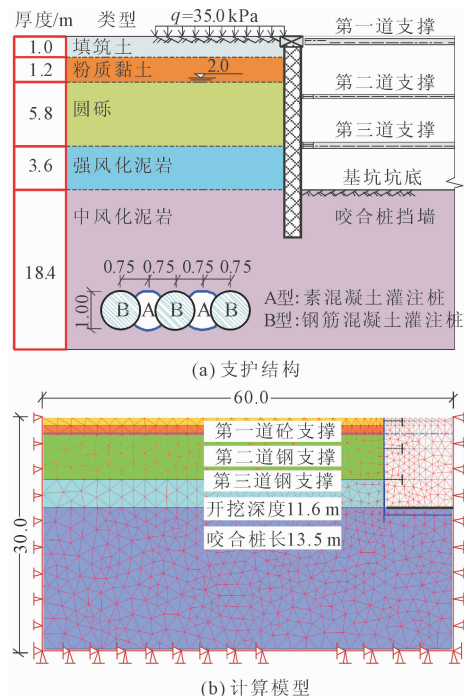


图 7 有限元模型(单位:m)

4.2 降水开挖过程模拟

为有效模拟分层降水过程中渗流作用对基坑施工变形的影响,基坑采用分层降水分步开挖方式模拟。具体施工步骤如下:①施作咬合桩挡墙,初始地应力平衡;②基坑开挖至 -0.4 m,并施作第一道混凝土支撑(工况 1);③降水至 -5.0 m,基坑开挖至 -4.0 m,并施作第二道钢管支撑(工况 2);④降水至 -9.0 m,基坑开挖至 -8.0 m,并施作第三道钢管支撑(工况 3);⑤降水至 -12.6 m,基坑开挖至坑底 -11.6 m(工况 4)。

4.3 计算结果对比分析

4.3.1 水平位移分布特征

图 8 为不同工况条件下基坑周围地层水平位移等值线图。由图 8 可知,基坑开挖初期($h_e = 0.4$ m),土体水平位移最大为 2.27 mm 且集中于基坑顶部,因此时仅施加了第一道混凝土支撑,位移受到浅层土体卸载影响,分布较为均匀且涉及范围较小,横向距离不足 10 m;随着开挖深度增加($h_e = 4.0$ m),挡墙中下部位移显著增大,最大位移达 5.97 mm,降水至 -5.0 m 导致圆砾层孔隙水压力降低,进而土体有效应力增加,但圆砾层渗透性较高,易发生局部流砂现象,加剧位移发展;持续开挖进行($h_e = 8.0$ m),第二、三道钢支撑的防护限制作用较强,外加之圆砾层与强风化泥岩交界面处土体刚度差异较大,

故挡墙水平位移增幅较小,最大位移仅增长至 8.01 mm,但影响区间显著扩增,横向水平距离影响范围已扩展至 20 m;待基坑开挖至坑底后($h_e = 11.6$ m),挡墙侧移逐渐趋于稳定,墙后地层水平位移随开挖深度的增加大致呈现先增后减趋势,基坑开挖对墙后地层水平位移的影响范围约为基坑开挖深度的 $3.5 \sim 4.0$ 倍。

图 9 为基坑开挖诱发的挡墙侧向位移曲线对比。由图 9 可得,各工况下挡墙水平位移曲线计算值与实测值变化趋势基本一致,数值模拟方法能较好地反映基坑降水开挖与支护过程挡墙水平位移变化规律;随着基坑开挖和支撑的施加,挡墙水平位移曲线由初期的“斜线”形向“浅鼓肚”、“深鼓肚”形发展,开挖至坑底后挡墙水平位移逐渐趋于稳定;随着开挖深度的增加,挡墙水平位移逐渐增大,挡墙最大水平位移位置出现下移;各工况下挡墙最大水平位移计算值分别为 2.27 、 5.97 、 8.01 、 8.05 mm,实测值分别为 0.79 、 2.95 、 4.15 、 5.36 mm,可见挡墙最大水平位移计算值略高于实测值,且计算的挡墙最大水平位移位置发生在第三道支撑附近,而实测结果在第二道支撑附近。引起上述差异的可能原因是,本数值模拟是对基坑降水开挖和支护过程的简化计算,与实际施工过程中施工工序、内支撑预加力施加大小、地层分布等因素有所差异所导致。

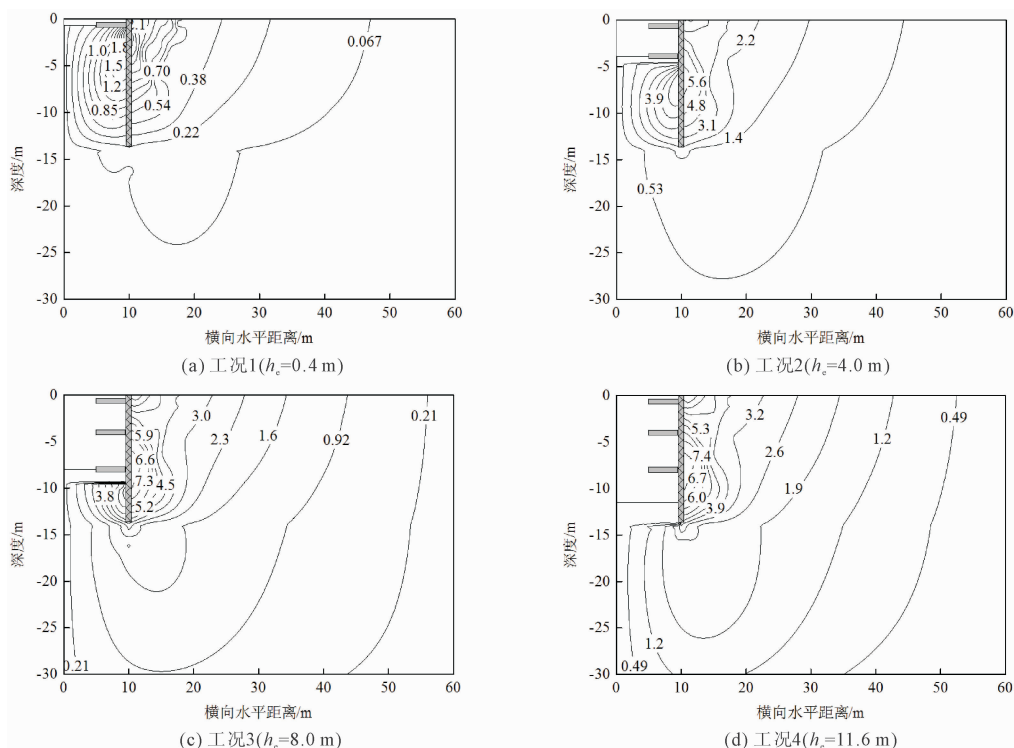


图 8 不同工况条件下基坑周围地层水平位移等值线图(单位:mm)

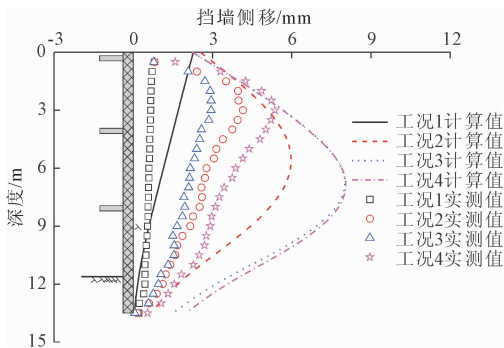


图9 基坑开挖诱发的挡墙侧向位移曲线对比

4.3.2 竖向位移分布特征

图 10 为不同工况条件下基坑周围地层竖向位移等值线图。基坑开挖初期 ($h_e = 0.4 \text{ m}$), 开挖深度较浅, 且第一道混凝土支撑有效限制了坑外地层水平变形, 故地层竖向位移较小, 仅有 1.25 mm , 变形敏感影响区主要集中在距坑边 $10 \sim 20 \text{ m}$ 范围, 坑内土体在卸荷作用下产生 5.52 mm 的隆起变形; 随着开挖深度增加 ($h_e = 4.0 \text{ m}$), 周围地层最大竖向位移增加至 3.35 mm , 变形敏感影响区内竖向位移量明显增加, 坑内土体隆起变形增加至 18.71 mm ; 进一步开挖 ($h_e = 8.0 \text{ m}$) 卸载, 坑外地层最大竖

向位移为 4.25 mm , 坑内土体最大隆起变形为 5.86 mm ; 基坑开挖至坑底后 ($h_e = 11.6 \text{ m}$), 坑外地层最大竖向位移为 4.12 mm , 变形敏感影响区范围扩展至 $10 \sim 30 \text{ m}$, 坑内土体隆起变形为 3.25 mm , 坑底隆起变形明显降低, 主要原因是坑底地层为中风化泥岩弹性模量远大于其上部圆砾和强风化泥岩层, 故坑底隆起变形较小。

图 11 为基坑开挖诱发的墙后地表沉降曲线对比。由图 11 可知, 各工况下墙后地表沉降曲线计算值与实测值变化趋势基本一致, 沿横向水平距离呈先增加后逐渐减小的“勺形”分布; 随着基坑开挖深度增加, 墙后地表沉降量呈增加趋势, 地表沉降槽由“浅勺形”向“深勺形”分布转变, 沉降槽敏感影响区为 $10 \sim 30 \text{ m}$; 对比发现, 各工况下墙后地表沉降计算值分别为 -1.25 、 -3.35 、 -4.25 、 -4.35 mm , 实测值分别为 -1.02 、 -3.24 、 -4.40 、 -5.22 mm , 墙后地表沉降计算结果与实测结果基本一致; 根据墙后地表沉降槽分布特征, 地表沉降敏感区域可分为距坑边 $0 \sim 1.0H$ 范围为显著影响区, $1.0H \sim 2.0H$ 范围为过渡影响区和大于 $2.0H$ 范围为轻微影响区, 且在显著影响区内地表沉降量最大。

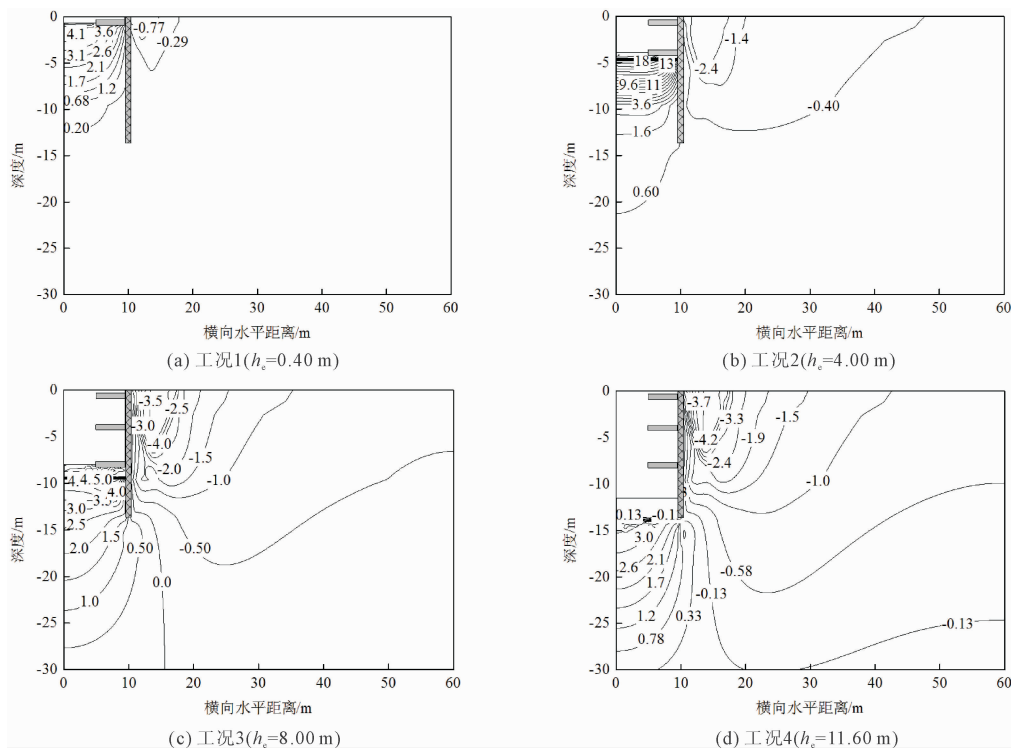


图 10 不同工况条件下基坑周围地层竖向位移等值线图 (单位: mm)

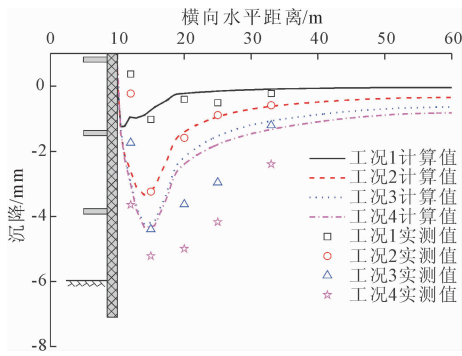


图11 基坑开挖诱发的墙后地表沉降曲线对比

5 结论

(1) 挡墙侧向位移和深层土体水平位移均随开挖深度显著增大,峰值位置逐渐下移,其曲线分布由上大下小的“斜线”形向“鼓肚”形发展,开挖完成后挡墙最大侧向位移位置范围为3~4 m,墙后地层水平位移影响范围约为基坑开挖深度的3.5~4.0倍。

(2) 基坑开挖引起坑外地层竖向位移表现为沉降,坑底土体表现为隆起;墙后地表沉降时程曲线呈先快速增加而后趋于稳定的非线性发展趋势,最大地表沉降范围为-5.87~-10.22 mm;地表沉降曲线沿横向水平距离呈现“勺形”分布,距基坑边沿0~20 m范围为沉降槽敏感影响区。

(3) 分层降水开挖施工过程中,坑外地下水位累计变化量随时间延续表现出明显的波动起伏变化特征,地下水位累计变化量在 ± 1.0 m范围波动变化,地下水位变化速率在 ± 0.2 m/d范围波动变化,且均未超过监测报警值。

(4) 内支撑轴力随基坑开挖支护过程动态调整,以协调变形发展,其发展过程可分为快速增长、缓慢增长、稳定发展三个阶段,其中混凝土支撑轴力在50 d后趋于稳定,而钢支撑轴力在20 d后趋于稳定;基坑开挖引起的侧向土压力荷载主要由第一道混凝土支撑承担,第二、三道钢支撑仅承担部分残余侧向土压力与坑底回弹所引起的应力增长。

参考文献:

[1] Liu Juncheng, Tan Yong. Review of through-wall leaking incidents during excavation of the subway stations of Nan-tong metro line 1 in thick water-rich sandy strata[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2023, 135:105056.

[2] 郑刚,程雪松,周海祚,等. 岩土与地下工程结构韧性评价与控制[J]. 土木工程学报,2022,55(7):1-38.

[3] 邱明明,李晓敏,杨果林,等. 挡墙渗漏对富水砂层基坑变形性状的影响[J]. 水文地质工程地质,2025,52(1):85-96.

[4] 李泽文,谭勇,廖少明,等. 上海超深基坑地下连续墙的空间变形特性实测分析[J]. 岩土工程学报,2024,46(11):2380-2390.

[5] 乔世范,蔡子勇,张震,等. 南沙港区软土狭长深基坑围护体系性状[J]. 浙江大学学报(工学版),2022,56(8):1473-1484.

[6] 徐飞,王渭明,张乾青,等. 黄河冲积平原地区超大型深基坑开挖现场监测分析[J]. 岩土工程学报,2014,36(S2):471-478.

[7] Zhang Q. Deformation analysis of deep foundation pit excavation in China under time-space effect[J]. Geotechnical Research, 2020,7(3):146-152.

[8] 邱滢玲,丁文其,赵腾腾,等. 单侧卸荷诱发深基坑的不对称性变形特性与机制[J]. 岩土工程学报,2024,46(1):199-206.

[9] 梅源,张苗苗,周东波,等. 西安湿陷性黄土地区狭长深基坑变形分析[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版),2024,43(7):17-25.

[10] 曹亮,李云鹤,陈帅,等. 基坑开挖变形特征和影响规律研究[J]. 测绘通报,2024(8):160-164.

[11] 熊一帆,应宏伟,张金红,等. 考虑时空效应的杭州软黏土超深基坑地表沉降分析方法[J]. 上海交通大学学报,2025,59(1):48-59.

[12] 李宇杰,冯思居,朱彦鹏. 红砂岩区某深基坑支护体系力学特性分析[J]. 应用基础与工程科学学报,2025,33(5):1550-1559.

[13] 韩健勇,赵文,李天亮,等. 深基坑与邻近建筑物相互影响的实测及数值分析[J]. 工程科学与技术,2020,52(4):149-156.

[14] Li Jujun, Zhou Zhiwu, Alcalá J, et al. Research on spatial deformation monitoring and numerical coupling of deep foundation pit in soft soil[J]. Journal of Building Engineering, 2025,99:111636.

[15] 张誉津,刘俊城,谭勇. 深厚富水砂性地层深基坑开挖降水变形特性研究[J]. 隧道建设(中英文),2023,43(9):1511-1522.

[16] 刘畅,郭悦,郑刚,等. 深基坑开挖对坑底桩受力变形特性的影响研究[J]. 建筑结构学报,2021,42(5):177-186.