



软硬交替地层超深竖井围护结构受力和变形特性

许访坤¹, 周王鹏², 王 旭¹, 陈保国²

(1. 中国水利水电第七工程局有限公司, 四川 成都 610081;

2. 中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074)

摘要:研究区地层条件以“硬岩”(泥质粉砂岩、岩屑砂岩)与“软岩”(泥岩)互层为特征,形成了明显的软硬交替地层,使竖井的受力与变形尤为复杂。采用Flac^{3D}数值模拟方法对竖井开挖施工全过程进行研究,详细分析了施工过程中圆形地连墙和内衬的受力及变形特性,结果表明:1)在基坑开挖过程中,当开挖深度高于或处于“硬岩”时,地连墙在该软硬分界面位置处产生反弯点,向坑外发生弯曲变形,而当坑内“硬岩”被挖除后,整体向坑内产生水平位移。2)地连墙的环向应力和水平位移变形规律为“E”型,地连墙的最大环向应力和水平位移总是集中在“软岩”深度范围内,而在“硬岩”深度范围内环向应力和水平位移最小;同时,地连墙的最大弯矩总是出现在软岩岩层交界面深度附近。3)内衬的环向应力和水平位移变形规律为“阶梯”型增长,但在“硬岩”深度处出现减小;内衬受坑内岩体隆起影响明显,最大弯矩总是出现在内衬底部,同时向坑外产生位移。

关键词:超深竖井; 地连墙; 软硬交替地层; 受力特性; 变形规律

中图分类号:TV551.4

文献标识码:A

文章编号:1673-8993(2024)02-0001-06

doi:10.13402/j.gcjs.2024.02.015

Stress and deformation characteristics of super deep shaft enclosure structures in soft-hard alternating strata

XU Fangkun¹, ZHOU Wangpeng², WANG Xu¹, CHEN Baoguo²

(1. Sinohydro Bureau 7 Co., Ltd., Chengdu 610081, Sichuan, China; 2. Faculty of Engineering,

China University of Geosciences, Wuhan 430074, Hubei, China)

Abstract: The stratigraphic conditions in the study area are characterized by “hard rock” argillaceous siltstone, lithic sandstone and “soft rock” mudstone interbedded, forming obvious soft-hard alternating strata, which makes the force and deformation of the shaft particularly complicated. The construction process of shaft excavation is studied by Flac3D numerical simulation research, the stress and deformation characteristics of circular diaphragm wall and lining are analyzed in detail, which found that: 1) In the process of excavation, when excavation depth above or in a “hard rock”, diaphragm wall produces an inverse bending point at the position of the hard and soft interface and deforms outward from the pit, when the “hard rock” in the pit is excavated, diaphragm wall produces horizontal displacement into the pit. 2) The deformation law of the circumference stress and horizontal displacement of the diaphragm wall is “E” type. The maximum circumference stress and horizontal displacement of the diaphragm wall always concentrate in the depth range of “soft rock”, while the minimum is in the depth range of “hard rock”. The maximum bending moment of the diaphragm wall always appears near the interface depth of soft rock strata. 3) The circumference stress and horizontal displacement

收稿日期:2023-01-03

基金项目:中国水利水电第七工程局有限公司科技攻关项目(LT-02-ZY-2022-[科研]-01)

作者简介:许访坤(1990—),男,工程师,从事地下工程方面的管理工作。

通信作者:周王鹏(1997—),男,硕士研究生,从事岩土工程领域相关研究工作。

deformation of the inner lining increase in a “step” pattern, but decrease at the depth of “hard rock”. The lining is obviously affected by the uplift of the rock mass in the pit, and the maximum bending moment always appears at the bottom of the lining, while the displacement is generated outside the pit.

Key words: ultra-deep working shaft; diaphragm wall; soft-hard alternating strata; stress characteristics; deformation characteristics

竖井作为一种直通地面的圆形管道常用于水利水电、隧道、采矿等工程。为满足建设发展需要,竖井逐渐向超深、超大发展,超深竖井开挖深度大、开挖过程中穿越多套地层,面临更为复杂的地层条件,这对竖井的安全施工提出了更高的要求。

LIONCO 等^[1]研究了岩石的非线性应力-应变行为,发现与线弹性分析有很大不同。周晓敏等^[2]通过模型试验和数据分析,了解了高水压基岩井壁的位移和应变规律。贾波等^[3]通过研究竖井施工对周边建筑的影响,提出了注浆加固措施。TAN 等^[4]对上海软黏土中的竖井深基坑进行监测,发现土体开挖引起的坑底隆起范围远远超过之前的报道。徐前卫等^[5]通过监测发现,在某超深竖井开挖过程中,圆形地连墙的受力变形远低于规范要求。

本文针对超深竖井工程中软硬交替地层条件下“地下连墙+混凝土内衬”支护方式的大直径竖井动态开挖过程进行模拟分析,以 80 m 深的罗田水库-铁岗水库输水隧洞工程公明检修排水井为研究对象,利用 Flac^{3D} 三维数值模拟软件,详细研究地连墙和内衬的受力和变形特征规律,旨在为复杂地层条件下超深竖井的设计和施工提供参考。

1 工程背景

1.1 工程概况

公明检修排水井在施工期被用作 TBM 工作井,运营期被用作检修井、排水井。公明检修排水井直径约为 35 m,深度约为 80 m,采用“地下连续墙+钢筋混凝土内衬墙”支护方案。由于公明检修排水井地下水位高且岩土性质较差,为保证地连墙成槽时槽壁稳定,在地连墙成槽前,先施工直径 1.2 m 的高压旋喷桩,桩长为 20.39~32.10 m。其具体的基坑支护结构设计:地下连续墙厚度为 1.2 m,深度为 80 m;逆作法内衬墙厚度分别为 1.2、1.5 m,深度为 72 m,衬砌施工后竖井内直径分别为 29.5、30.1 m。公明检修排水井剖面如图 1 所示。

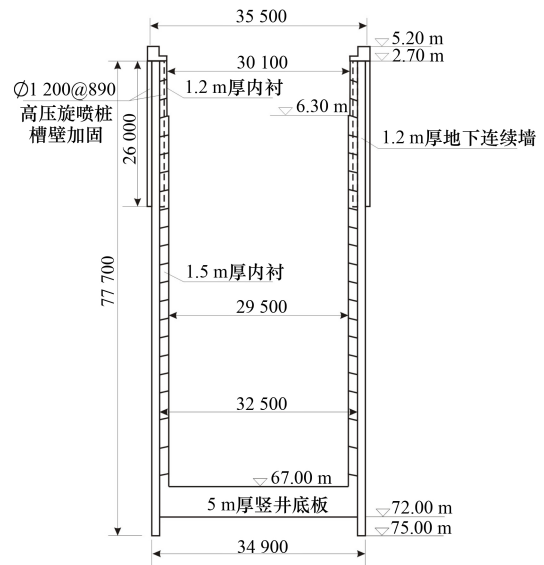


图 1 公明检修排水井剖面图

mm

1.2 工程地质条件

公明检修排水井地面高程为 4.5~7.3 m。勘察具体揭露地层如图 2 所示。研究区具有明显的软硬地层交替分布特征,在土层中砂砾相对于其余土层为“坚硬”土层;在岩层中弱风化、微风化的泥质粉砂岩和岩屑砂岩为“硬岩”层,其余岩土层为“软岩”或“软土”层。



图 2 公明检修井地质纵剖面简图

m

地下水位埋深约为 6.5 m，砂层中的地下水具承压性，承压水头高度为 1~2 m，可能与地表水存在联系。工程区第四系黏性土具微~弱透水性，砂性土具中等~弱透水性，泥岩（粉砂质泥岩）一般具微透水性，砂岩具弱透水性。

2 数值模拟

2.1 计算模型

通常基坑开挖影响范围为基坑开挖深度的 3~5 倍^[6]，公明检修排水井开挖深度为 77 m，且采用“圆形地连墙+内衬”的支护形式，工程实践表明该种支护形式对周边地层变形控制较好^[7]，因此建立 Flac^{3D} 三维数值模型尺寸为 200 m×200 m×180 m。初始地应力平衡选用 Mohr-Coulomb 本构模型^[8]，并根据实际地层分布进行了简化，地层模型如图 3 所示。

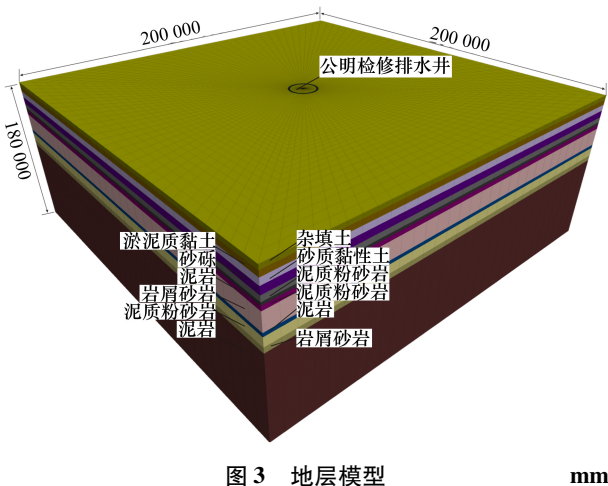


图 3 地层模型

基坑开挖前先施工了钻孔灌注桩(∅1.2 m)及地连墙(1.2 m 厚)，具有很好的防渗作用，隔绝了坑内土与外界的水力联系，因此在进行地应力平衡时不考虑水的渗透作用。岩土体物理力学参数取自现场勘察报告，如表 1 所示。

2.2 基坑围护结构模拟

2.2.1 高压旋喷桩

为保证圆形地下连续墙成槽时槽壁稳定，在地连墙成槽前采用高压旋喷桩加固地连墙两侧槽壁。模拟时忽略了地层起伏，统一高压旋喷桩桩长为 29 m，插入强风化泥岩 3 m。高压旋喷桩主要承受土体的侧向荷载及竖向摩擦，考虑土体与桩的相互作用，采用 pile 单元进行模拟^[9]。

2.2.2 圆形地下连续墙及内衬

圆形地下连续墙深度为 80 m，内衬深度为 72 m，两种围护结构使用实体单元进行模拟，采用 Mohr-Coulomb 本构模型，并对地连墙和内衬进行网格加密处理，最后考虑到混凝土结构与土体的摩擦作用，在地连墙与土体间设置了接触面。

2.3 施工过程模拟

为了研究开挖过程中竖井围护结构的受力变形特征，主要模拟竖井的开挖及内衬的施工过程。主要步骤：1) 施工 238 根高压旋喷桩；2) 施工地下连续墙；3) 基坑开挖 3 m 深，并施工 1.2 m 厚内衬，计算一次平衡。重复开挖 3 m 并施工内衬共 4 次，开挖 12 m 深；4) 基坑开挖 3 m 深，

表 1 地层物理力学参数

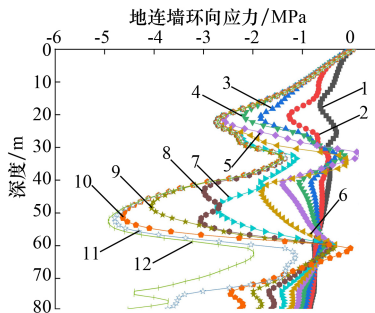
地层编号	地层名称	弹性模量/MPa	泊松比	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	密度/(kg·m ⁻³)
④-4	人工填土	10.5	0.34	10	5	1 850
⑤-1	淤泥质黏土	7.2	0.33	4	4	1 800
⑤-2	砂质黏性土	11.7	0.34	16	20	1 920
⑤-3	砂砾	30.9	0.32	29	0	2 070
⑤-1	全风化泥质粉砂岩	12.6	0.34	18	23	1 940
⑤-2	强风化泥岩	210.0	0.21	38	160	2 250
⑤-3	弱风化泥质粉砂岩	2 500.0	0.29	34	600	2 530
⑤-4	弱风化岩屑砂岩	4 500.0	0.32	40	900	2 500
⑤-5	弱风化泥岩	600.0	0.35	38	300	2 400
⑤-6	微风化泥质粉砂岩	4 000.0	0.34	40	650	2 530
⑤-7	微风化岩屑砂岩	9 000.0	0.30	50	950	2 560
⑤-8	微风化泥岩	900.0	0.33	38	330	2 500

并施工 1.5 m 厚内衬, 计算一次平衡。重复开挖 3 m 并施工内衬共 16 次, 开挖 57 m 深; 5) 基坑开挖 4.5 m 深, 并施工 1.5 m 厚内衬, 计算一次平衡。重复开挖 4.5 m 并施工内衬共 3 次, 开挖至 70.5 m 深; 6) 基坑开挖 2 m 深, 并施工 1.5 m 厚内衬; 7) 基坑开挖底板 5 m 深。

3 围护结构受力特征分析

3.1 地连墙受力特征

图 4 为开挖过程中圆形地连墙的环向应力变化规律。其中, 环向应力取自地连墙及内衬横截面沿径向方向的应力平均值, 开挖深度表示基坑分步开挖到该深度, 而不是一次性开挖至该深度。

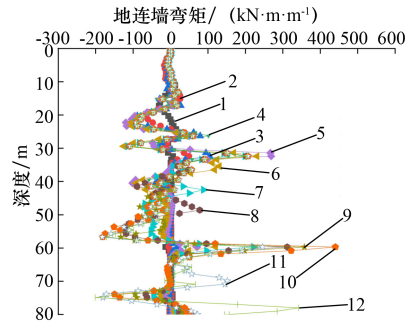


开挖深度/m: 1—6; 2—12; 3—18; 4—24; 5—30; 6—36;
7—42; 8—48; 9—54; 10—61; 11—70; 12—77。

图 4 地连墙环向应力变化规律

由图 4 可知: 在开挖过程中地连墙环向应力沿深度分布呈“E”型; 在开挖深度低于 36 m 时, 地连墙最大环向应力主要集中在 23 m 深度附近, 处于“软岩” $<25-1>$ 全风化泥质粉砂岩层内, 该深度范围内最大环向压应力为 2.72 MPa; 当开挖深度超过 36 m 时, 地连墙的最大环向压应力集中在 55 m 深度附近, 处于“软岩” $<25-5>$ 弱风化泥岩地层内, 该深度范围内最大环向压应力为 4.93 MPa。地连墙最大环向拉应力出现在 33 m 深度附近, 该处位于“硬岩” $<25-3>$ 弱风化泥质粉砂岩层内。

图 5 为基坑开挖过程中圆形地连墙的弯矩变化规律。其中, 弯矩使地连墙向坑外凸出为正, 使地连墙向坑内凸出为负。由图 5 可知: 当基坑开挖深度在 60 m 附近时, 在地连墙 59.70 m 深度处出现最大正弯矩为 440 $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$, 该位置处于“软岩” $<25-5>$ 风化泥岩的底面; 当基坑开挖



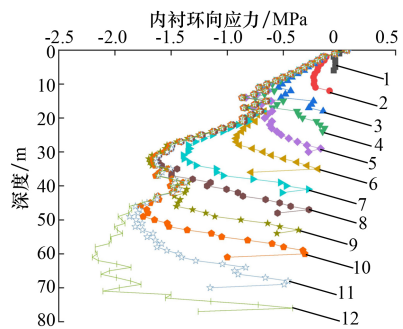
开挖深度/m: 1—6; 2—12; 3—18; 4—24; 5—30; 6—36;
7—42; 8—48; 9—54; 10—61; 11—70; 12—77。

图 5 地连墙弯矩变化规律

深度在 77 m 附近时, 在地连墙 74.90 m 出现最大负弯矩为 $-202 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$, 该深度范围处于“软岩” $<25-8>$ 微风化泥岩的顶面。

3.2 内衬受力分析

图 6 为基坑开挖过程中内衬环向应力变化规律。内衬施工前, 首先在内衬墙与地连墙连接缝面进行凿毛处理, 然后再施工内衬墙, 使内衬与地连墙连接为一个整体, 因此考虑内衬与地连墙为刚性接触。内衬环向应力呈阶“阶梯”增长, 开挖到 77 m 深时, 内衬环向压应力最大, 为 2.18 MPa; 在 11 ~ 18 m 深度内和 32 ~ 40 m 深度内, 出现环向应力减小, 两部分深度范围恰好对应较“坚硬”土层 $<5-3>$ 砂砾层和较“硬岩” $<25-3>$ 泥质粉砂岩。同时在内衬底部总是出现了一次应力增长。

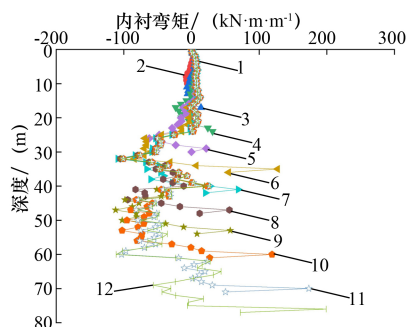


开挖深度/m: 1—6; 2—12; 3—18; 4—24; 5—30; 6—36;
7—42; 8—48; 9—54; 10—61; 11—70; 12—77。

图 6 内衬环向应力变化规律

图 7 为基坑开挖过程中内衬弯矩变化规律。由图可知, 内衬最大正弯矩为 199 $\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$, 且最大弯矩总是出现在内衬底部, 这是由于基坑开挖后, 基底土体卸载回弹, 对内衬底部产生了向上的土压力, 使内衬底部出现应力集中产生较大弯矩。在图 6 中内衬环向应力变化规律中, 在内衬

底部出现的应力突增, 也反映了这一现象。



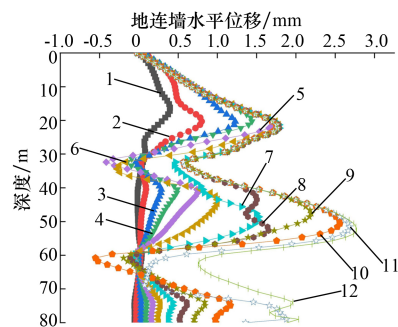
开挖深度/m: 1—6; 2—12; 3—18; 4—24; 5—30; 6—36;
7—42; 8—48; 9—54; 10—61; 11—70; 12—77。

图 7 内衬弯矩变化规律

4 围护结构变形规律分析

4.1 地连墙变形规律

图 8 为基坑开挖过程中地连墙的水平位移变化规律。图中位移负值表示地连墙向坑外发生水平位移, 位移正值表示地连墙向坑内发生水平位移。地连墙的变形规律是受力特征的外在体现, 地连墙水平位移整体变化规律类似环向应力, 整体表现为“E”型, 地连墙的最大水平位移随开挖深度增加而增大。在开挖深度小于 48 m 时, 地连墙最大水平位移为 1.75 mm, 出现在 21 m 深度处, 在“软岩” <25-1> 全风化泥质粉砂岩层范围内。在开挖深度超过 48 m 以后, 地连墙最大水平位移位置转移到了 53 m 深度处, 为 2.76 mm, 处于“软岩” <25-5> 弱风化泥岩层范围内。



开挖深度/m: 1—6; 2—12; 3—18; 4—24; 5—30; 6—36;
7—42; 8—48; 9—54; 10—61; 11—70; 12—77。

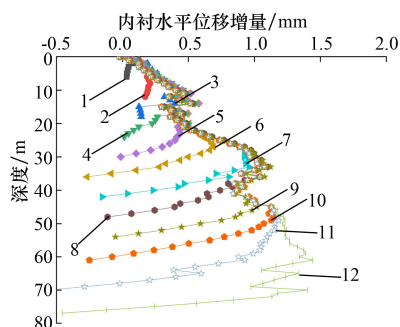
图 8 地连墙的水平位移变化规律

当基坑开挖面大于或处于坚硬岩层时, 基坑内外的“硬岩”对地连墙起到较好的约束作用, 使地连墙在该位置出现反弯点, 表现为地连墙在该位置出现坑外方向水平向位移, 同时地连墙环向应力表

现为拉应力; 而当开挖面到“硬岩”层以下时, 由于坑内“硬岩”缺失, 地连墙侧向约束刚度骤减, “硬岩”深度范围的地连墙负水平位移转变为正水平位移, 且由于硬岩具有较好的自稳能力使地连墙最终正水平位移也较小。在开挖面为 61 m 时, 地连墙最大坑外水平位移为 0.55 mm, 处于“硬岩” <25-6> 微风化泥质粉砂岩。

4.2 内衬变形规律

图 9 为基坑开挖过程中内衬的水平位移增量变化规律。内衬为分段施工, 在基坑分层开挖时, 地连墙已发生水平向变形, 并在此基础上再施工内衬。由于内衬与地连墙黏结紧密, 为考虑内衬的真实变形情况, 忽略了地连墙对内衬初始位移的影响, 通过内衬水平位移增量来分析内衬的水平变形规律。



开挖深度/m: 1—6; 2—12; 3—18; 4—24; 5—30; 6—36;
7—42; 8—48; 9—54; 10—61; 11—70; 12—77。

图 9 内衬水平位移增量变化规律

由图 9 可知: 内衬的整体水平位移增量表现为“阶梯”型增长, 水平位移增量在“坚硬”土层 <5-3> 砾岩和“硬岩” <25-3> 弱风化泥质粉砂岩、<25-4> 弱风化岩屑砂岩范围内出现减小。当开挖到 77 m 时, 内衬出现最大坑内水平位移增量, 为 1.44 mm。当开挖深度超过 30 m 时, 随着卸荷作用越加明显, 内衬底部受坑内土体回弹隆起影响越大, 内衬底部开始向地连墙侧挤压, 在每道内衬施工完后, 底部都将产生向坑外的水平位移增量, 最大坑外水平位移增量为 0.5 mm。

在数值模拟过程中每施工一步便计算一次平衡收敛, 而在实际开挖过程中, 岩土体与建筑结构的变形关系表现为动态平衡, 在钢筋混凝土结构达设计强度的 80% 时, 坑内岩土体的隆起变形往往还未到达最终变形量。因此本文数值模拟中

坑内土体隆起对内衬的受力影响较实际相比偏大,但也更能反映内衬变形规律。

5 结 论

(1) 在基坑开挖过程中,当开挖深度在硬岩面以上时,坑内硬岩岩体对地连墙约束较强,因此地连墙在该软硬分界面位置处位移出现骤变,积累了较大正弯矩;当开挖深度位于硬岩下时,坑内硬岩被挖除,该深度处地连墙向坑外的弯曲变形减小,弯矩减小,整体向坑内产生水平位移。

(2) 地连墙的环向应力与水平位移变形规律表现一致,整体均为“E”型,受软硬地层分布影响明显。地连墙的最大环向压应力和最大坑内水平位移出现在软岩 $<25-5>$ 泥岩层内。地连墙弯矩主要集中在软硬岩的分界面附近。弯矩整体变化趋势随开挖深度增加而增大,反弯点出现在软硬地层分界面。

(3) 内衬施工在地连墙之上,内衬的受力和变形特征本质上反映的是地连墙的应力和水平位移增量。内衬的环向应力与水平位移增量变形规律相似,为“阶梯”型增长,整体上随开挖深度增加而增大,而在硬土、硬岩范围内出现减小。内衬在软岩 $<25-5>$ 弱风化泥岩范围内出现最大环向应力和最大坑内水平位移增量。

参考文献:

- [1] LIONCO A, ASSIS A. Behaviour of deep shafts in rock considering nonlinear elastic models[J]. Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research, 2000, 15(4): 445-451.
- [2] 周晓敏, 周国庆, 胡启胜, 等. 高水压基岩竖井井壁模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(12): 2514-2522.
- [3] 贾波, 刘干斌, 徐立, 等. 地铁竖井施工对周边建筑影响及加固措施[J]. 工业建筑, 2011, 41(8): 121-125.
- [4] TAN Y, WANG D. Characteristics of a Large-Scale Deep Foundation Pit Excavated by the Central-Island Technique in Shanghai Soft Clay. I: Bottom-Up Construction of the Central Cylindrical Shaft[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139(11): 1875-1893.
- [5] 徐前卫, 龚振宇, 孙梓栗, 等. 滇中引水工程超深圆形基坑施工变形和内力监测结果分析[J]. 土木工程学报, 2022, 55(6): 102-111.
- [6] 任建喜, 王东星, 王江, 等. 全盖挖法地铁车站基坑及周边变形规律研究[J]. 铁道工程学报, 2016, 33(5): 82-88.
- [7] 廖文来, 张君禄, 陈晓文, 等. 湛江湾厚砂层深挖竖井结构施工监测分析[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(S2): 460-465.
- [8] 刘继国, 曾亚武. FLAC ~ (3D) 在深基坑开挖与支护数值模拟中的应用[J]. 岩土力学, 2006(3): 505-508.
- [9] 陈瑞春. FLAC ~ (3D) 中 pile 单元模拟钢筋混凝土桩的参数研究[J]. 科技创新导报, 2014(3): 22-23.
- [1] LIONCO A, ASSIS A. Behaviour of deep shafts in rock