DOI：10.3724/1000-6915.jrme.2025.0690

盾构隧道超深圆形竖井开挖变形承载特性分析

曹成勇[1, 2, 3*]，张寻龙[1]，陈湘生[1, 2, 3]，宋程鹏[4]，韩伟杰[5]

（1. 深圳大学 土木与交通工程学院，广东 深圳 518060；2. 深圳大学 极端环境岩土和隧道工程智能建养全国重点实验室，广东 深圳 518060；3. 矿山深井建设技术国家工程研究中心，北京 100013；4. 深圳市市政设计研究院有限公司，广东 深圳 518029；5. 深圳铁路投资建设集团有限公司，广东 深圳 518026）

摘要：为研究土岩复合地层盾构隧道超深圆形竖井的开挖变形与承载特性，以深圳机场至大亚湾城际铁路某盾构区间圆形竖井基坑工程为例，通过分析“一主两辅”共 3 个竖井（主井内径 36 m、辅助井内径 12.6 m）的现场实测数据与数值计算结果，对超深圆形竖井的开挖变形特性与内力响应进行了深入研究。结果表明：（1）在地下水位变化、土石方开挖以及邻近边坡的综合影响下，主井地连墙竖向上呈现“悬臂”与“肚凸”复合的变形特征，侧移极值达 0.52‰H_e（H_e为开挖深度），而辅助井地连墙呈现整体倾斜的变形特点，侧移极值为 0.18‰H_e；地表最大沉降值达到了 0.37‰H_e。（2）在非同步开挖下，主、辅助井最大环向正应力与最大竖向正应力之比分别为 4.8 和 4.4，最大竖向弯矩与最大环向弯矩之比分别为 6.9 和 1.9，且单位深度的地连墙处于压弯受力状态；各竖井内环梁支撑轴力在地下水位波动区及土岩交界附近较大，这主要是由局部超载、不均匀水土压力等综合因素导致的。（3）提出基于测斜数据的地连墙竖向弯矩的简便计算方法，并成功应用于工程实例中，计算得到主井竖向弯矩极值约为设计值的 78%，该方法可较好地对竖井施工阶段无布设钢筋计情况下地连墙承载情况进行量化评估。研究结果可为类似土岩复合地层圆形基坑工程提供参考。

关键词：隧道工程；深圆形竖井；开挖特性；现场实测；地连墙；竖向弯矩

中图分类号：U 45 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－6915(2026)03－0808－17

***通信作者**：曹成勇（1988－），现任助理教授，主要从事隧道与地下工程方面的教学与研究工作。E-mail：cy-cao@szu.edu.cn

Analysis of excavation deformation and bearing characteristics of ultra deep circular shafts for shield tunneling

CAO Chengyong[1, 2, 3*], ZHANG Xunlong[1], CHEN Xiangsheng[1, 2, 3], SONG Chengpeng[4], HAN Weijie[5]

(1. *College of Civil and Transportation Engineering*, *Shenzhen University*, *Shenzhen*, *Guangdong* 518060, *China*; 2. *State Key Laboratory of Intelligent Geotechnics and Tunnelling*, *Shenzhen University*, *Shenzhen*, *Guangdong* 518060, *China*; 3. *National Engineering Research Center of Deep Shaft Construction*, *Beijing* 100013, *China*; 4. *Shenzhen Municipal Design and Research Institute Co*., *Ltd.*, *Shenzhen*, *Guangdong* 518029, *China*; 5. *Shenzhen Railway Investment and Construction Group Co*., *Ltd.*, *Shenzhen*, *Guangdong* 518026, *China*)

Abstract: To investigate the excavation deformation and bearing characteristics of ultra-deep circular shafts for shield tunnels in soil-rock composite strata, this study focuses on the circular shaft foundation pits of a shield tunnel section along the Shenzhen Airport-Daya Bay Intercity Railway. By analyzing field measurement data and numerical calculation results from three adjacent shafts—one main shaft with an inner diameter of 36 m and two service shafts with inner diameters of 12.6 m—an in-depth examination of the excavation deformation characteristics and internal

收稿日期：2025－09－18；**修回日期**：2025－11－21

基金项目：国家自然科学基金资助项目（52208400）

Supported by the National Natural Science Foundation of China (Grant No. 52208400)

force responses of the ultra-deep circular shafts was conducted. The results indicate that: (1) Under the influence of groundwater level fluctuations, soil and rock excavation, and adjacent slopes, the diaphragm walls of the main shaft exhibit a composite deformation pattern characterized by “cantilever” and “bulging,” with a maximum lateral displacement of 0.52‰H_e (where H_e denotes the excavation depth). The diaphragm walls of the service shafts demonstrate overall tilting deformation, with a maximum lateral displacement of 0.18‰H_e, while the maximum surface settlement reached 0.37‰H_e. (2) During asynchronous excavation of the shafts, the ratios of the maximum circumferential normal stress to the maximum vertical normal stress for the main and service shafts are 4.8 and 4.4, respectively. In addition, the ratios of the maximum vertical bending moment to the maximum circumferential bending moment are 6.9 and 1.9, respectively. Furthermore, the diaphragm walls exhibit compressive bending per unit depth. The axial forces in the ring beam supports of each shaft are relatively high within the groundwater fluctuation zone or near the soil-rock interface due to various factors, including local overloading and uneven soil-water pressure. (3) A simplified calculation method for determining the vertical bending moment of the diaphragm wall based on inclinometer data was proposed and successfully applied in the engineering case. The calculated maximum vertical bending moment of the main shaft is 78% of the design value. This method can effectively and quantitatively assess the bearing capacity of diaphragm walls during shaft construction, particularly in cases where reinforcement meters are not installed. The findings of this research provide valuable insights for similar circular foundation pit engineering in soil-rock composite strata.

Key words: tunnel engineering; ultra-deep circular shaft; excavation characteristics; field measurement; diaphragm wall; vertical bending moment

***Corresponding author:** CAO Chengyong (1988–), assistant professor, is engaged in teaching and research in the field of tunnels and underground engineering. E-mail: cy-cao@szu.edu.cn

1　引　言

截至 2024 年底，中国铁路运营里程达 16.2 万 km，城际铁路作为区域交通骨干，在长三角、珠三角等城市群中形成密集网络。盾构竖井为城际铁路隧道施工提供必要条件，其稳定性直接影响施工安全及周边环境的变形控制[1]。传统盾构隧道竖井设计，多采用矩形结构形式。当采用多台盾构同时始发时，矩形竖井需要足够大的空间尺寸，特别在周边敏感建筑密集区，受限于场地条件难以实施。而圆形竖井因其环向拱效应明显，结构受力性能优越，在具有良好空间刚度的同时，内部作业空间较大[2-4]，在盾构工法中得到了广泛应用。然而单个圆形竖井难以满足多台盾构同时始发、出碴及物料输送的需求，因此“一主两辅”圆形近接超深竖井群得以投入到城际铁路隧道开挖的工程实践中。

长期以来，许多学者对深基坑受力特性和变形控制进行了广泛的研究：王卫东等[5-7]从结构优化设计、竖井变形以及支护结构力学分析等方面对华东软土地区的圆形竖井开挖响应进行分析；Y. Yan 等[8]采用固流耦合方法研究了上海中心大厦圆形基坑在多个含水层中开挖降水作用下的结构响应；对于尺寸效应对圆形基坑开挖的影响，赵一行等[9]系统分析了基坑尺寸对地连墙侧移、弯矩、沉降及坑底隆起的影响，进一步探讨了尺寸效应对圆形基坑拱效应的影响特性；在近接基坑开挖影响方面，陈小雨等[10]基于极限平衡理论和平面滑裂面理论，推导了可考虑多因素作用的相邻基坑间土压力的计算公式，并定义了基坑间土压力不变的安全距离；岳树桥等[11]采用薄层单元法，推导了相邻基坑间有限宽度土体的主动土压力计算公式；F. Y. Zeng 等[12]基于实测围护结构变形与地表沉降，揭示了先、后不同时期开挖基坑的协同变形特性；丁　智等[13]根据实测数据指出，相邻基坑在开挖后期往往会引起先序开挖基坑的支撑结构产生卸载并出现土体偏移的现象；S. Q. Lin 等[14]使用分布式光纤传感器研究了双圆形围堰与明挖隧道组成的异形基坑的变形承载特性，并应用有限元软件模拟了实际超载作用下隔墙拆除对围护结构内力的影响。

现有研究成果主要关注单一圆形基坑开挖受力变形特性，而对于超深圆形竖井，采用环梁－衬墙复合支护的工程案例有限[15]，且竖井直径较小。同时，多个竖井近期开挖所呈现的变形承载特性及其

相互作用影响与单一竖井具有明显不同。考虑到目前土岩复合地层多个超深圆形竖井开挖特性研究十分匮乏，因此有必要对小近距且不同直径的超深圆形竖井在开挖期间所呈现的变形特性与内力响应进行深入分析。依托深圳机场—大亚湾城际铁路某区间石龙 1#竖井工程，对现场实测数据进行分析，并遴选出竖井群中仅开挖单井的工况，定量分析单井开挖对其余竖井的影响作用；同时，考虑非水平地层，通过有限元精细化建模计算分析，揭示了“一主两辅”近接深圆形竖井群的变形承载特性；最后提出了基于测斜数据的围护结构竖向弯矩简便计算方法，并应用于本工程各竖井的开挖安全评估工作中。研究结果可为今后类似圆形竖井深基坑工程提供参考。

2　工程概况

石龙 1#竖井工程由设计深度为 63 m、内径为 36 m 的主井和 2 个深 59.5 m、内径 12.6 m 的辅助井组成(见图 1)。主井与辅助井 A，B 分别相距 29.5 和 19.7 m，辅助井之间相距 5.8 m，各竖井间切线所构成的区域为公共区。地下水埋深 10 m，无承压水层。施工场地西侧为岩质山体，高约 30 m，距离竖井基坑最近处 12 m；北侧有一高约 21 m 的土质边坡，距离基坑最近处 14 m；东侧有一高约 8 m 的土质边坡，距离基坑最近处 17 m。场地地势自 WS 向 EN 呈阶梯状下降，同时东南侧填土与土状强风化岩层较厚。为满足城际铁路双线双向 4 台盾构集中始发并降低盾构导洞的修筑成本，充分考虑施工场地紧张和工期紧等突出矛盾，本工程在城际铁路盾构隧道修建中首次采用“一主两辅”多个深圆形竖井的布置形式。

主井结合自身兼做变电所的远期规划，以及场地土岩复合地层区域地质特点，在竖井回填范围内采用吊脚地连墙－环梁支护，永久段采用逆筑衬墙支护。地连墙墙幅深度 54 m，厚度 0.8 m，共 24 幅，每层地连墙形状为折线，由 2 条轴线长度为 2 047 mm 的部分构成，夹角 173°。其所处地层在 0～51 m 深度范围主要由填土、粉质黏土和全、强风化岩构成，施工中采用挖掘机开挖到指定深度后浇筑对应的内支撑，待其达到强度后开挖下一层土方，采用井点降水方法控制竖井内地下水位始终位于开挖面以下 1 m。共布设 1 道冠梁(CB)和 11 道环梁(RB)，并在施作底环梁(RB－11)后打设长 3.5 m，

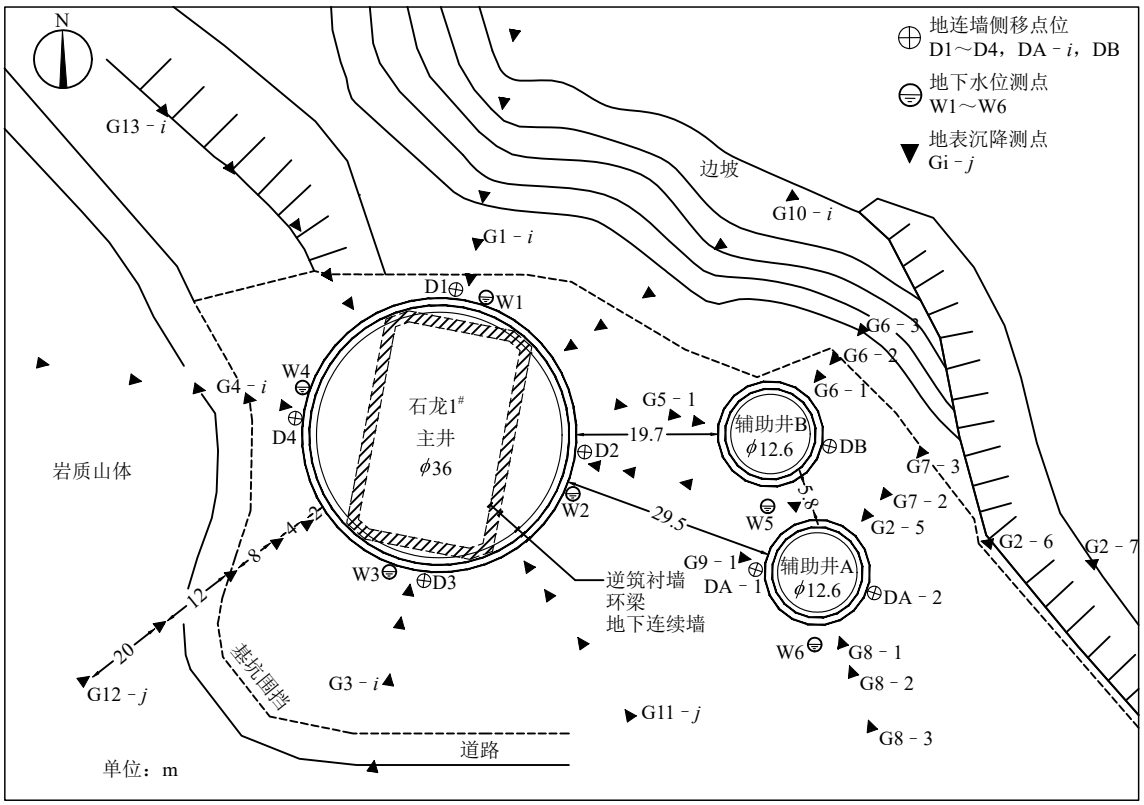


图 1　石龙 1#竖井群平面布置图

Fig.1　Layout plan of Shilong #1 shafts

倾角 12°的 ϕ28 mm 锁脚锚杆，以保证地连墙嵌固段的稳定性；中风化花岗岩及以下岩层采用裂岩机与液压破碎锤破碎后挖除，各个石方在开挖完毕后打设长 3.5 m，倾角 12°的 ϕ22 mm 砂浆锚杆并喷射 200 mm 厚的混凝土，随后逆筑 1.5 m 厚的衬墙(LW)。主井施工共分为 8 个阶段，开挖－支护共计 14 次，施工日志如表 1 所示。

表 1　石龙 1#竖井工程主井施工日志

Table 1　Construction log of main shaft for Shilong #1 shaft project

阶段 (phase)	施工内容 (construction content)	挖深 (depth)/m	日期 (date)
S0	施作地连墙 DW 冠梁 CB	0	2022/07/01～2022/09/30
S1	开挖并浇筑第一道环梁 RB－1	7.5	2022/10/01～2022/10/10
	开挖并浇第二道环梁 RB－2	13.5	2022/10/11～2022/10/21
S2	开挖并浇第三道环梁 RB－3	19.5	2022/10/22～2022/10/31
	开挖并浇筑第四道环梁 RB－4	24	2022/11/01～2022/11/11
S3	开挖并浇筑第五道环梁 RB－5	28.5	2022/11/12～2022/11/21
	开挖并浇筑第六道环梁 RB－6	33	2022/11/22～2022/12/02
S4	开挖并浇筑第七道环梁 RB－7	36.5	2022/12/03～2022/12/16
	开挖并浇筑第八道环梁 RB－8	40	2022/12/17～2023/02/21
S5	开挖并浇筑第九道环梁 RB－9	43.5	2023/02/22～2023/03/15
	开挖并浇筑第十道环梁 RB－10	47	2023/03/16～2023/04/07
S6	开挖、打设锁脚锚杆并浇筑第十一道环梁 RB－11	50.5	2023/04/08～2023/05/01
	开挖、喷锚并逆筑第一道衬墙 LW－I	54	2023/05/02～2023/05/29
S7	开挖、喷锚并逆筑第二道衬墙 LW－II	58.5	2023/05/30～2023/06/22
	开挖、喷锚并逆筑第三道衬墙 LW－III	63	2023/06/23～2023/08/06

用于出碴以及物料输送用途的辅助井自上而下采用地连墙－环梁支护。地连墙墙幅深度 62 m，厚度 0.8 m，共 10 幅，每层地连墙形状为折线，由 2 条轴线长度为 2 129 mm 的部分构成，夹角 162°。场地所在区域 0～58 m 深度范围内为非基岩地层，58 m 以下为基岩，其土/石方开挖与环梁支护的方式与主井完全一致，各岩土体物理力学参数如表 2 所示。各辅助井施工分为 6 个阶段(即 S1－A～S6－A，S1－B～S6－B)，开挖－支护共计 11 次，限于篇幅，本文不再单独展示辅助井具体的施工日志。竖井剖面及典型地层以及各竖井开挖－降水示意图如图 2，3 所示。

为充分掌握各竖井的开挖特性，场地内布置了大量测点，如图 1 所示。主井每隔 90°布置一条地连墙测斜管(D1～D4)及地下水位测点(W1～W4)；每隔 45°布置一个地表沉降测点(Gi－j)。限于施工要求，仅在辅助井 A 东、西侧和辅助井 B 井东侧布置了测斜管(DA－1，DA－2，DB)；并在辅助井间和辅助井 A 南侧布置了地下水位测点(W5，W6)；每隔 120°布置一个地表沉降测点。

由图 3 可知，基坑开挖前，W1 位置地下水位约为－12 m，其他部位地下水位正常，均在－10 m 左右，同时各点水位变化速率基本一致。赋存于井底中风化岩的裂隙水与井外地下水存在联系，从开挖伊始直到施作竖井下部第 1 节内衬墙期间，地下水位均在井点降水的影响下持续下降。此外，S5 阶段围护结构出现渗漏水，导致井外地下水位快速降低了 2 m。可见主井在开挖过程中承载了不均匀的水土压力。

表 2　石龙 1#竖井工程场地岩土体物理力学参数

Table 2　Physico-mechanical parameters of rock and soil for Shilong #1 shaft project

岩土名称 (type of rock & soil)	重度(unit weight) γ/(kN • m^{-3})	含水率 (moisture content) w/%	孔隙比 (void ratio) e_0	固快结内摩擦角 (friction angle) φ_{cu} /(°)	固快结黏聚力 (cohesion) c_{cu} /kPa	变形模量 (modulus of deformation) E_0/MPa	渗透系数 (coefficient of permeability) k/(cm • s^{-1})
填土	18.5	25.5	0.810	12	12	6	6×10^{-4}
粉质黏土	18.4	31.1	0.912	15	16	10	1×10^{-5}
全风化花岗岩	18.3	21.3	0.740	24	26	60	6×10^{-4}
强风化花岗岩(土状)	18.4	19.6	0.726	28	30	100	3×10^{-4}
强风化花岗岩(块状)	22.0	–	–	35	80	160*	2×10^{-3}
中风化花岗岩	25.5	–	–	40	1 000	2 500*	9×10^{-4}
微风化花岗岩	26.5	–	–	42	2 000	5 500*	6×10^{-4}

注：“*”为经验值。

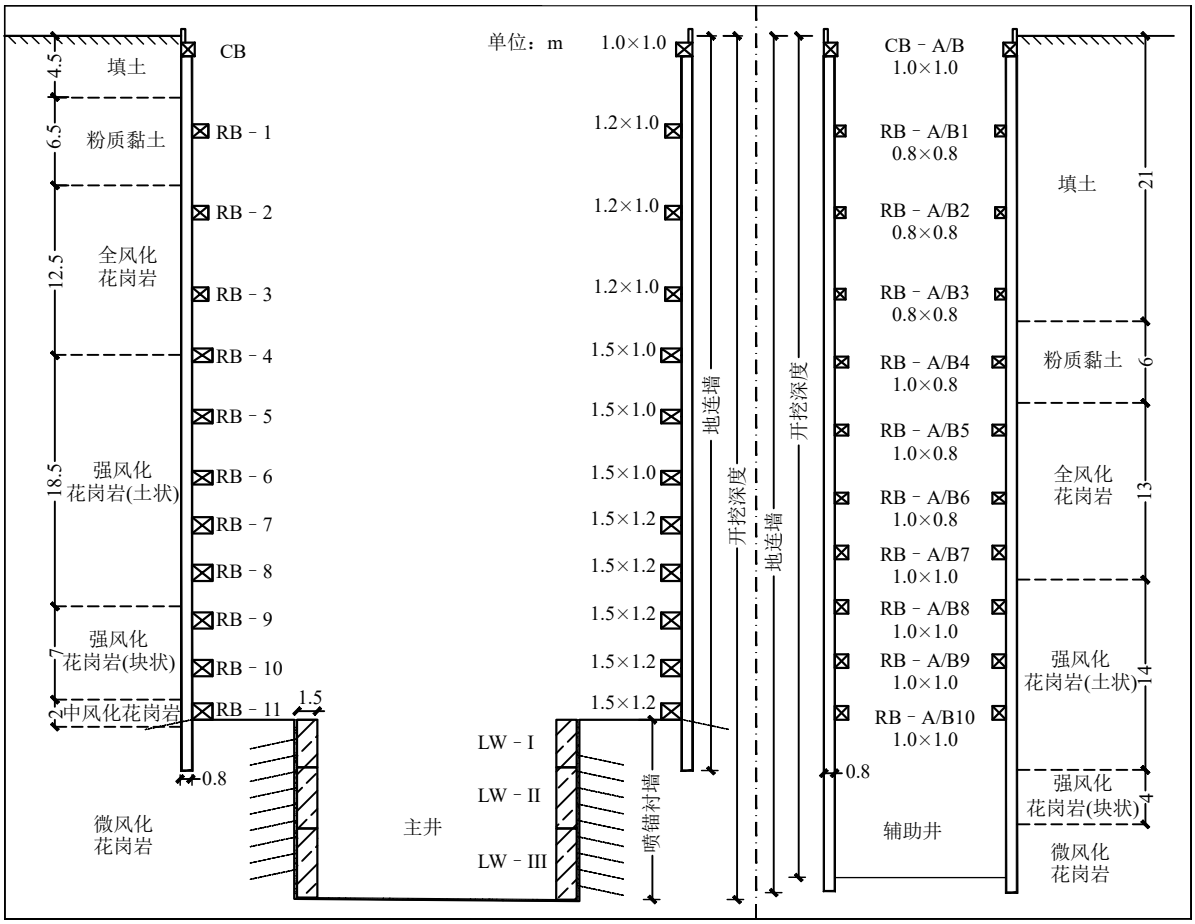


图 2　地层划分及竖井剖面图

Fig.2　Profile of shafts and stratigraphic division

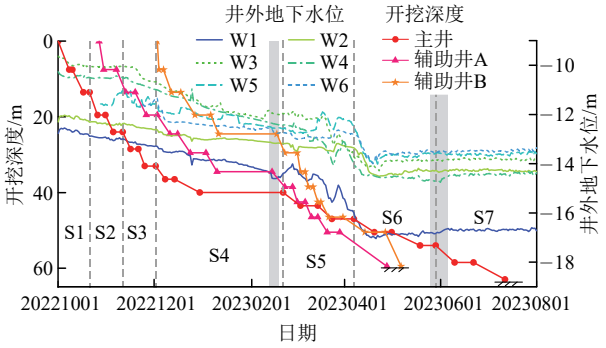


图 3　竖井群开挖深度和井外地下水位与时间关系曲线

Fig.3　Relation curves between excavation depth，external groundwater level and time for shafts

3　围护结构变形特性

3.1　分布模式

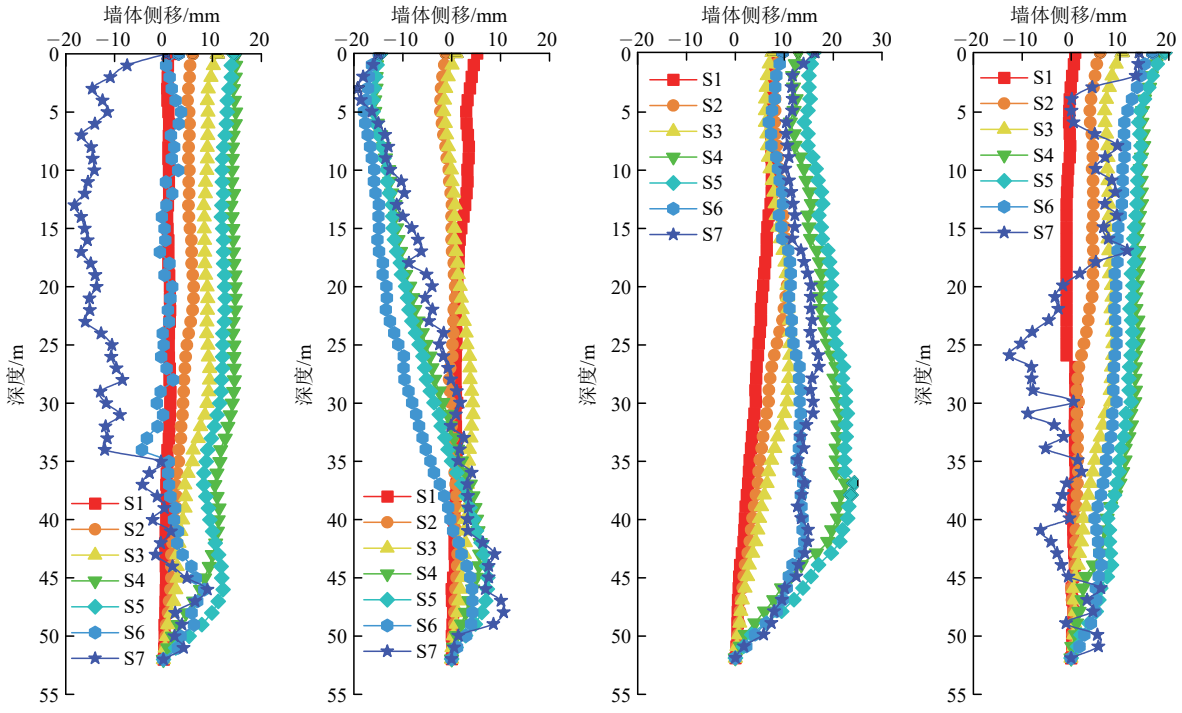
图 4～6 汇总了从施工开始至开挖到底板位置各阶段地连墙的侧移监测曲线(虚线为环梁所在位置)。由此可见，不同位置的围护结构侧移呈现出截然不同的分布模式：

(1) 主井侧移分析

由于测点 D1 附近的地下水位(W1)始终低于其他位置，并在 S5～S6 阶段快速降低，导致该处的向内变形在 S4 阶段达到最大；随后由于迎土侧水土压力的降低，且临近边坡坡顶，墙体有向边坡区域变形的趋势。当采用机械对深部岩体进行开挖时，破岩所产生的振动荷载与上述因素耦合作用使墙体产生了向外的变形。

D2 位于公共区一侧，在辅助井未开挖的 S1～S4 阶段，墙体各处均向内产生了一定变形；A，B 井均开挖后，单侧卸荷效应[16]开始凸显，墙体中、上部产生了向外(卸荷侧)的变形，呈现出“上大下小”倾斜分布的特点；而 40 m 以下的墙体受到的卸荷影响较弱，变形始终指向井内并逐步增大。

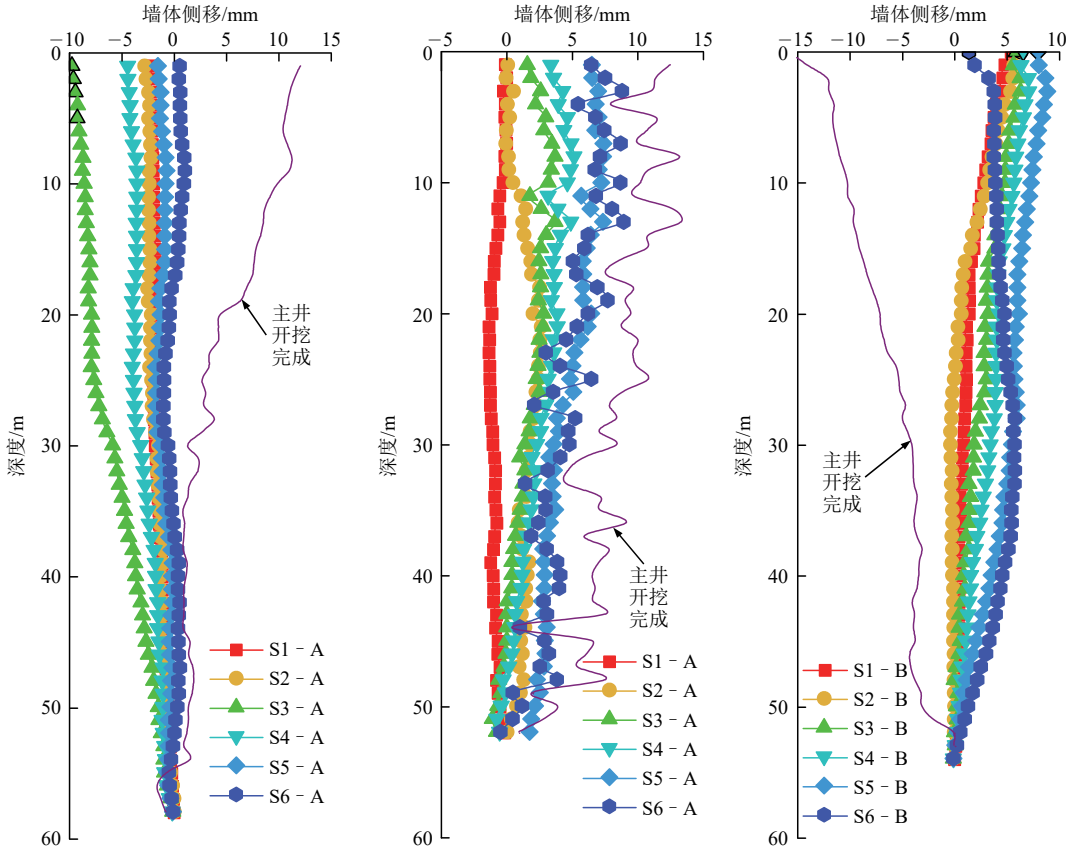
D3 在开挖全程中保持上、下部变形小，中部变形大的典型“肚凸”变形特点。这是由于其在 D1 对侧，地下水位下降对其影响有限，墙体侧移在 S6 阶段后才减小。需要指出，该处墙体顶部在辅助井开挖后产生了 15 mm 的向内变形，是该处南部 20 m 外的物料堆载导致的，与 D2 的变形机制不同。



(a) D1点位　(b) D2点位　(c) D3点位　(d) D4点位
(a) Point D1　(b) Point D2　(c) Point D3　(d) Point D4

图 4　主井地连墙墙体侧移曲线

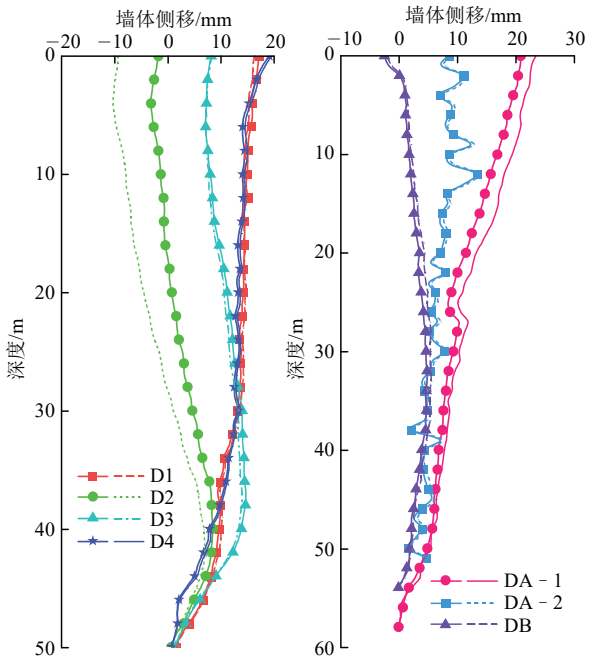
Fig.4　Lateral displacement curves of diaphragm wall structures for main shaft



(a) DA－1点位　(b) DA－2点位　(c) DB点位
(a) Point DA－1　(b) Point DA－2　(c) Point DB

图 5　辅助井地连墙墙体侧移曲线

Fig.5　Lateral displacement curves of diaphragm wall structures for service shafts



(a) 主井　(b) 辅助井
(a) Main shaft　(b) Service shaft

图 6　开挖影响下各类竖井墙体侧移曲线

Fig.6　Lateral displacement curves of wall structures for various shafts under excavation influence

D4 邻近山体，开挖伊始便受到 30 m 岩质山体的超载作用，导致该处墙体尽管在冠梁及上部环梁的支撑下，上部仍产生了较大变形。底部由于嵌固基岩，侧移较小，呈现出上大下小的“悬臂”变形特点。在 S7 阶段，最大变形出现在墙体中部，且中、下部墙体向外变形，这可能是在石方开挖期间，墙体中、下部受机械施工扰动所导致。

(2) 辅助井侧移分析

由于辅助井内径仅为主井的 35%，且无逆筑衬墙段，变形特性与主井相比有较大差别。可以看到，开挖深度小于 40 m 时，辅助井 A 在位于公共区一侧的 DA－1 处，墙体向外变形，而对侧的 DA－2 则向内变形，整体向主井方向倾斜；辅助井 B 也呈现出相似的整体倾斜特征，DB 处墙体向内变形。这是由于辅助井在主井开挖面位于地表以下 24 m 后才开始施工，公共区主井一侧的地应力小于辅助井一侧，后续开挖的辅助井始终受到开挖卸荷效应影响。

开挖深度超过土岩交界区后，辅助井不再整体倾斜，DA－1 与 DB 处墙体变形方向改变，同时 DA－2 处墙体侧移曲线出现波动。这可能是各竖井进行深部开挖时，地连墙嵌固段受破岩机械影响而松动导致的。值得注意的是，在辅助井开挖结束至主井开挖到底期间，仅导致墙体侧移值有所增大，侧移曲线的形态未出现明显改变。

(3) 邻近竖井开挖对地连墙侧移的影响分析

由于公共区(对各竖井外轮廓线互作切线后所围成的区域)地层与结构的相互作用十分复杂，有必要以某一竖井的开挖深度作为控制变量，研究其余竖井开挖对该竖井地连墙侧移的影响。限于篇幅，本文仅选取“主井挖深 40 m，辅助井 A，B 各从 29.5，19.5 m 向下开挖 5 m”这一阶段作为工况 1，“辅助井开挖结束，主井自 54 m 向下开挖 4.5 m”这一阶段作为工况 2(对应图 3 灰色区的施工进度)，分别讨论竖井开挖相互作用影响及其对地连墙侧移的影响。

图 6 中实线为开挖前的侧移曲线，开挖后的侧移曲线以虚线表示。从图 6(a)中可以看到，对于工况 1，D2 处侧移增大了 7.5 mm，达到了原来的 2 倍，其余位置的侧移无明显变化。可见，主井在公共区侧受到单侧卸荷效应影响，变形显著增加。

在工况 2 中，主井进行石方开挖后，已完工辅助井的变形增大了 1.1～2.9 mm，在原基础上增大了 21%～30%。

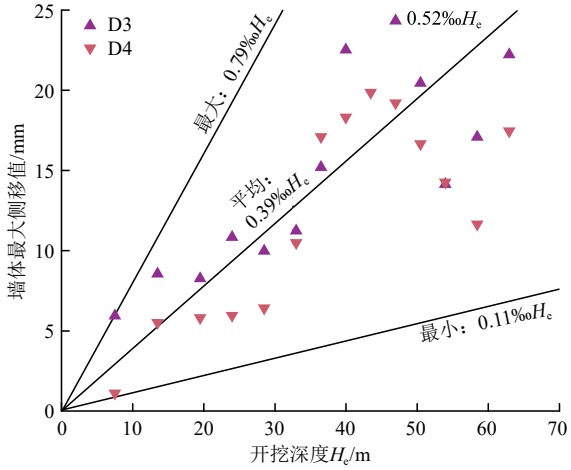
上述讨论表明，本工程中，任一基坑向下开挖 4.5～5 m 时，将对其他未同步开挖的基坑围护结构变形产生一定影响，而实际中基坑群经常采用同步开挖，这势必会放大该影响。故类似工程中应增加监测频率，并有必要实时监测已完工基坑在后续基坑开挖过程中的变形情况，同时重视邻近基坑深部开挖对先序基坑的影响。

3.2　侧移极值变化规律

由于 D1 邻近边坡，D2，DA－1 处受到竖井相互开挖卸载的影响，边界条件与影响因素较为特殊，相应数据对于其他实际工程的借鉴意义有限。故图 7(a)给出了 D3，D4 测点的地连墙最大变形与开挖深度(H_e)的散点图。可以看到，主井开挖开始时地连墙侧移极值增长迅速；随着开挖不断进行，侧移极值与 H_e 呈正相关关系，开挖后期，侧移极值达到了 0.52‰H_e。同时，地下水位下降使得各点位侧移极值在挖深介于 40～60 m 期间有不同程度的减小。

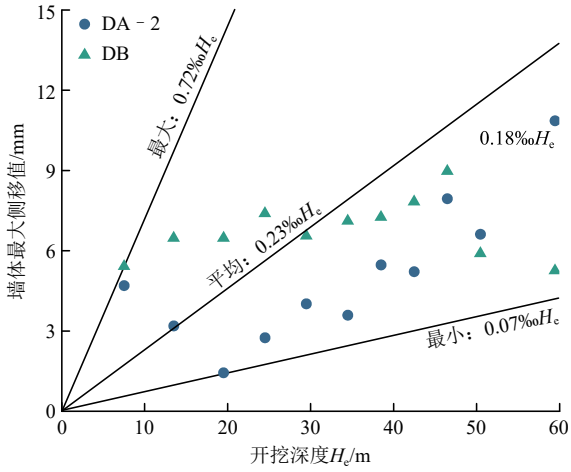
对于辅助井，从图 7(b)可发现侧移极值同样在开挖深度 H_e＜10 m 增长迅速；随后经历了先增加后回落的过程，开挖到底时，侧移极值达到了 0.18‰H_e。

主、辅井侧移极值在开挖 0～15 m 深度范围的地层时增长较快，达到了(0.72～0.79)‰H_e，随后增



(a) 主井

(a) Main shaft



(b) 辅助井

(b) Service shafts

图 7　竖井最大侧移值与开挖深度的散点图

Fig.7　Scatter diagram of shafts′ maximum deflection and excavation depth

速放缓，最终主井最大侧移(23.3 mm)是辅助井最大侧移(10.8 mm)的 2.2 倍，这主要由于主井内径是辅助井内径的 2.9 倍，受圆形竖井开挖尺寸效应[17]影响所导致的。

4　内支撑承载特性

4.1　主井环梁轴力分析

环梁作为类圆形围护结构的内支撑，与地连墙构成的支护体系承载了竖井开挖过程中绝大部分的水土压力，对其轴力进行监测分析是评估支护结构服役性态的重要内容。通过统计开挖全程各个环梁轴力值，绘制了图 8 所示的直方图。其中收敛轴力指开挖到底后 10 d 的轴力平均值，旨在对竖井围护结构完工后其内支撑承载情况进行评估。

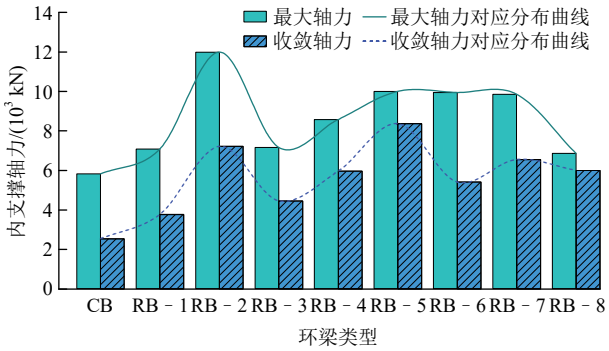


图 8　主井环梁轴力直方图

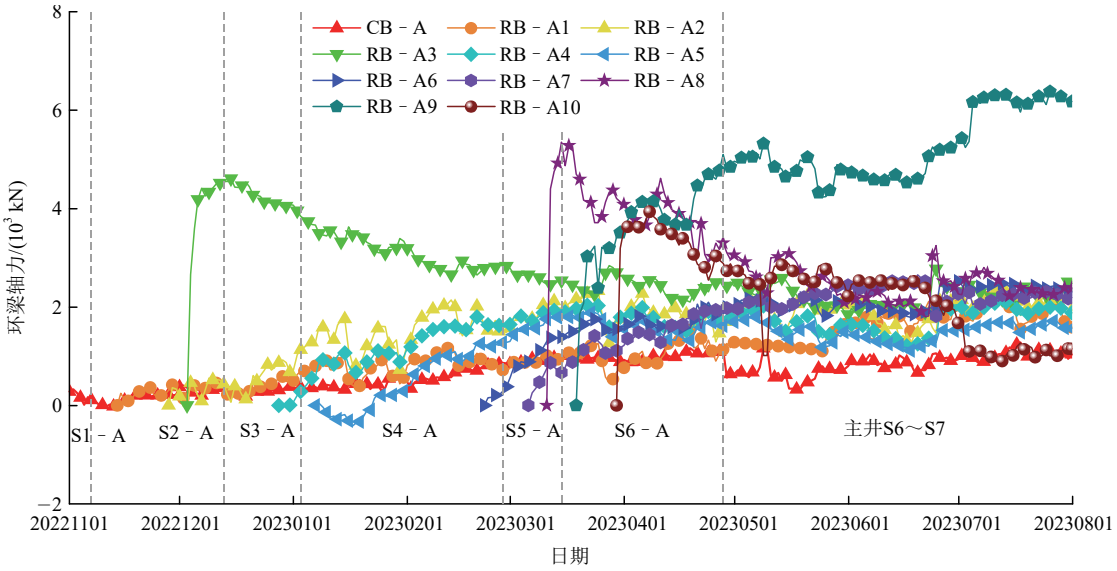
Fig.8　Axial force histogram of main shaft′s ring beams

由图 8 可知，各内支撑的收敛轴力均小于最大轴力，与最大轴力在深度上的分布类似，呈双峰状。仅冠梁轴力低于 6 000 kN，其余环梁轴力可分为 3 类：(1) RB－2 轴力最大，达到了 12 000 kN，这是地连墙位移趋势、不均匀水土压力分布共同导致的。(2) RB－1，RB－3，RB－4 及 RB－8 轴力水平在 7 000～8 500 kN，前三者作为浅部环梁的组成部分，紧邻 RB－2(轴力最大)，共同约束地连墙上部变形并承担地表超载；而 RB－8 位于土岩交界区，与 RB－1，RB－3，RB－4 相比，即使深度相对较深，但由于部分稳定性强的岩块导致其轴力数值并未过大。(3) RB－5～RB－7 轴力约为 10 000 kN，该处地连墙变形较大，且“肚凸”变形的最大值分布在该区域内，所以环梁支撑承受了较大的轴力。

4.2　辅助井环梁轴力分析

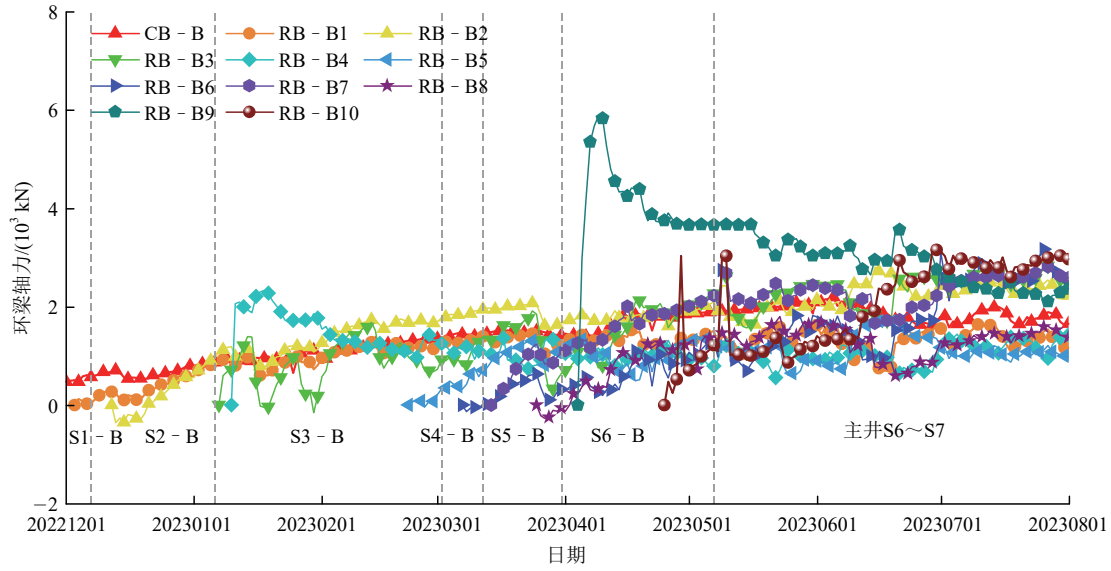
从辅助井环梁的轴力时程曲线(见图 9)可发现，位于 19.5～24.5 和 42.5 m 以下的环梁在施作完成后，其承受的轴力在下一开挖步中快速增加，达到峰值后有所下降最终趋于稳定；其余环梁轴力则随着开挖推进逐步上升。结合施工安排，认为轴力快速增大的原因如下：(1) 辅助井 A 开挖至 19.5 m 时，辅助井 B 开始施工，此时 RB－A3 承受了主井及辅助井 B 开挖应力释放的叠加作用。(2) 辅助井 B 开挖至 24.5 m 时，主井已暂停施工 1 个月左右，而辅助井 A 施工进度较快，各井开挖面卸载回弹程度不一，复杂地应力的变化导致 RB－A8 及 RB－B4 产生了较大内力。(3) 42.5 m 以下的环梁处于土岩交界区，在非均匀地层压力作用下，导致其投入使用后轴力快速增大。

根据上述各竖井环梁受力特性的分析，对环梁支护设计时应注意以下方面：(1) 应重视冠梁对竖井顶部变形的约束作用，设计时可加大其刚度以抵御施工阶段超载及单侧卸荷影响。(2) 应结合开挖进度及地层情况，有针对性地加强竖井重点区域的支撑刚度，并重视周边地层失水对支撑轴力的影响。



(a) 辅助井 A

(a) Service shaft A



(b) 辅助井 B

(b) Service shaft B

图 9　不同辅助井环梁轴力时程曲线

Fig.9　Time-history curves of ring beam axial forces of different service shafts

5　场地沉降分析

竖井开挖全过程水位－地表沉降变化如图 10 所示，其中沉降测点的数据以散点形式给出，图中实线为井外平均地下水位。由图可知，在辅助井开挖前，地表仅产生了不到 5 mm 的沉降；随着辅助井开始施工，沉降及水位变化值开始持续增加，并在地下水位下降后达到峰值；辅助井开挖结束后，主井进入逆筑衬墙阶段，沉降及水位最终趋于稳定。

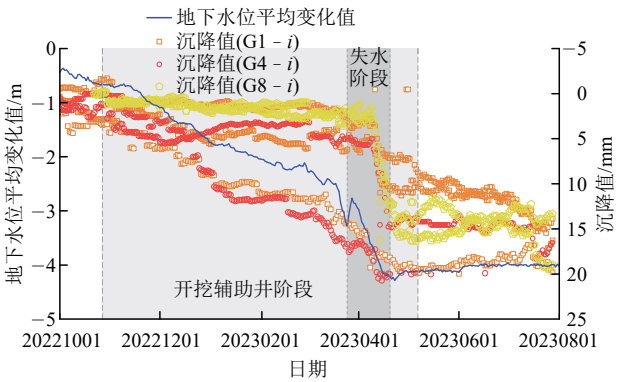
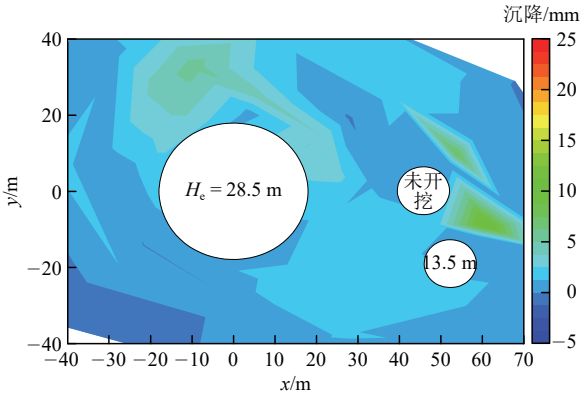


图 10　地下水位－地表沉降时程曲线

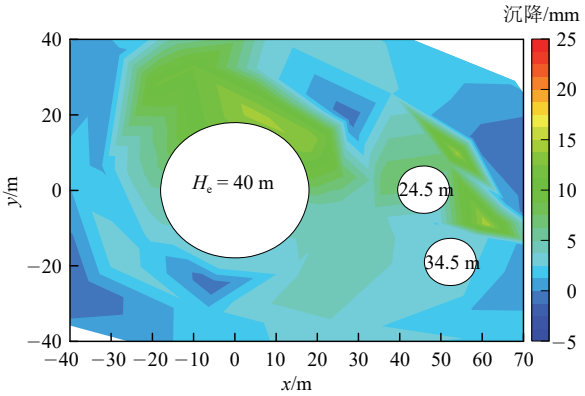
Fig.10　Time-history curves of ground water level versus surface subsidence

地层沉降的发展与各竖井和场地的相对位置有关。除去数据不足的 S1～S2 阶段，图 11 为各阶段场地地表沉降云图。可以看到在 S3 阶段，邻近边坡的主井上侧，以及出碴井右侧岩性较差区域(素填土层厚度达到 23 m，同时基岩面深度更大)沉降较大，沉降极值为 10.9 mm；各竖井依次开挖后，上述区域的范围逐渐扩大，使得公共区的沉降在 S5 阶段快速增大，同时 D1 侧的沉降值最大，达到了 19.7 mm，云图中出现明显的沉降槽；最终 D1 侧土体的沉降值达到了 23.4 mm，达到 0.37‰H_e，场地其他位置的沉降值也有所增大。



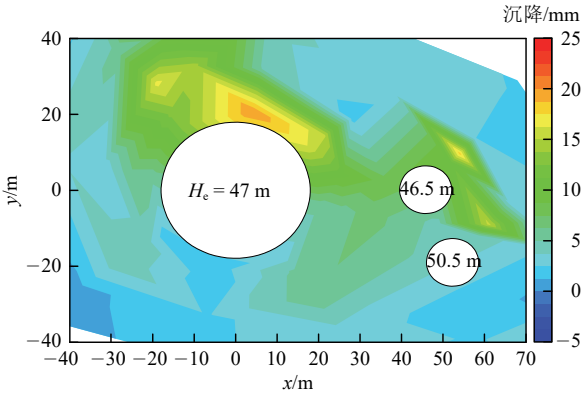
(a) 阶段 S3

(a) Phase S3



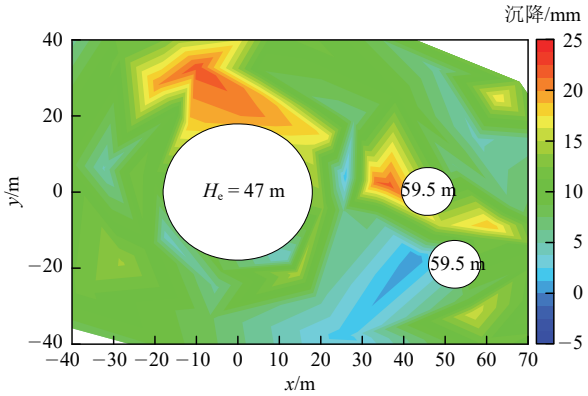
(b) 阶段 S4

(b) Phase S4



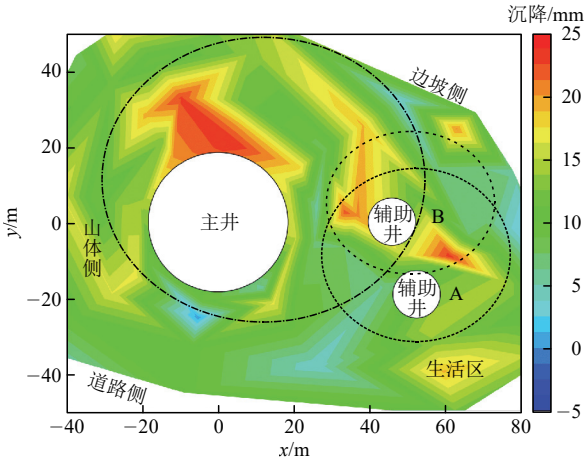
(c) 阶段 S5

(c) Phase S5



(d) 阶段 S6

(d) Phase S6



(e) 阶段 S7

(e) Phase S7

图 11　各工况下地表沉降云图及区域划分

Fig.11　Cloud charts of surface subsidence and regional division

图 11(e)给出了基于各竖井开挖相对沉降值划分的椭圆沉降范围示意图。在开挖结束后，地表沉降极值主要分布在边坡、土层过厚区域以及公共区。地表沉降的分布模式很大程度上取决于地形、地层及各竖井的相对位置关系。岩质山体一侧由于先期固结作用，该处土体相比边坡区域更为密实，故该处沉降值的变化幅度显著小于受单侧卸荷及边坡影响区域，且极值仅为后者的 50%。此外，可以发现，由于出碴井右侧岩性较差，该区域地表沉降在出碴井完工而主井继续开挖的过程中(阶段 S6～S7)增大了 25%。

根据 S7 阶段的地表沉降云图，由于山体侧沉降变化较缓(开挖全程仅增加了 10 mm 左右)，综合考虑各竖井开挖相互作用及山体沉降值小于 5 mm 的区域，得到各竖井的开挖影响范围(见表 3)，其中 d_i 为各竖井的内部直径。

表 3　竖井群地表沉降统计

Table 3　Surface subsidence statistics of shafts

类型 (type of shaft)	尺寸 (size)/m	井边沉降 (settlement around the shaft)	最大沉降 (maximum settlement)
主井	$H_e=63$ $d_1=36$	(0.14～0.36)‰H_e	0.37‰H_e
辅助井	$H_e=59.5$ $d_2=12.6$	(0.12～0.32)‰H_e	0.35‰H_e

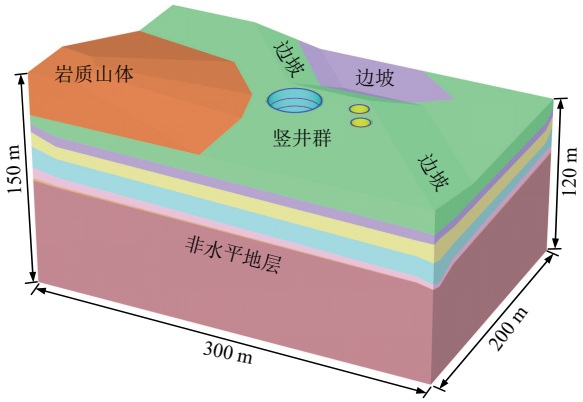
可见，本工程中竖井群在开挖过程中受到了多因素的耦合影响，但开挖影响范围与沉降极值皆低于软土地区的类似工程[18]。

6　竖井开挖安全评估

6.1　数值模型的建立

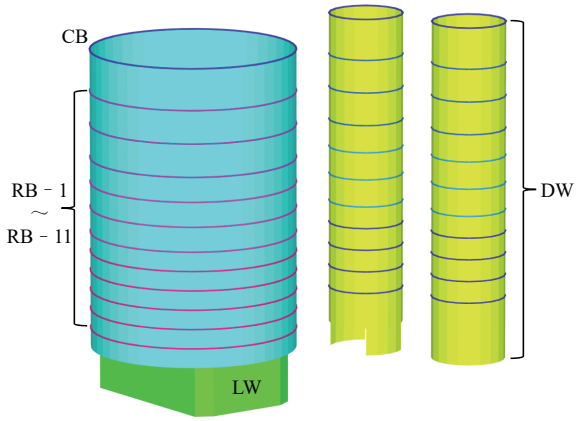
限于有限的监测点位，实测数据无法全面体现各竖井的变形承载特性，本节将使用 PLXIS 3D 有限元软件建立竖井群的精细化模型，对数值计算结果进行深入讨论分析。注意到，根据工程经验，地面堆载及施工机械以大小为 35 kPa 的均布面荷载布置代替，分别位于 D3 一侧以及竖井外 5 m 范围内；而对于地下水位下降影响，采用在对应工况将目标地层中的地下水位设置为 0 后进行渗流计算的方法模拟。

建立的数值计算模型如图 12 所示，采用梁、板单元模拟内环梁与地连墙，实体单元模拟内衬墙，根据设计图纸采用对应型号的混凝土；岩体、砂性土采用莫尔－库仑(MC)本构，黏性土采用小应变土体硬化(HSS)本构，根据地勘报告中的固结快剪实验得到的总应力指标作为岩土体的强度参数，具体参数如表 4～6 所示。



(a) 模型示意图

(a) Schematic diagram of the model



(b) 竖井结构示意图

(b) Schematic diagram of the shafts

图 12　地层－结构法计算模型示意图

Fig.12　Schematic diagram of the strata-structure method model

根据崔剑峰等[19]的研究成果，在假设接缝宽度为 3 mm，泥皮刚度 15 MPa 时，计算得到主、辅助井理论上的环向刚度折减系数分别为 0.43，0.39。考虑到主井内径 36 m，地连墙围护结构直径较大，地连墙墙幅数量多，施工质量难以保证，故对其系

表 4　莫尔－库仑本构模型参数

Table 4　The parameters of Mohr-Coulomb constitutive model

地层(stratum)	重度(unit weight) γ/(kN·m^{-3})	黏聚力 (cohesion)c/kPa	内摩擦角 (friction angle) φ/(°)	泊松比 (Poisson's ratio) ν	弹性模量 (elastic modulus)E/MPa
填土	18.5	12	12	0.30	10
强风化花岗岩(块状)	22.0	80	35	0.22	250
中风化花岗岩	23.5	1 000	40	0.20	3 500
微风化花岗岩	25.5	2 000	42	0.18	6 500

表 5　小应变土体硬化本构模型参数

Table 5　The parameters of HSS constitutive model

地层(stratum)	重度 (unit weight) γ/(kN·m^{-3})	黏聚力 (cohesion)c/kPa	内摩擦角 (friction angle) φ/(°)	刚度参数 (stiffness parameter) E_{50}/MPa	刚度参数 (stiffness parameter) E_{oed}/MPa	刚度参数 (stiffness parameter) E_{ur}/MPa	剪切模量 (shear modulus) G_0/MPa
粉质黏土	18.6	16	15	3.5	3.9	19	50
全风化花岗岩	18.0	26	24	6.5	6.5	24	95
强风化花岗岩(土状)	18.5	30	28	12.0	12.0	40	150

表 6　线弹性本构模型参数

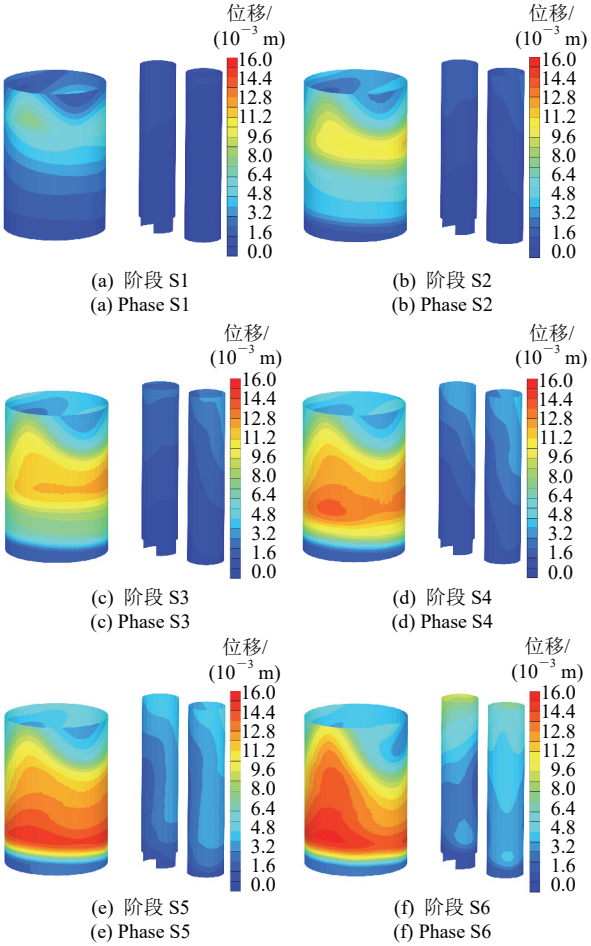
Table 6　Parameters of linear elastic constitutive model

结构(structure)	混凝土强度等级 (strength grade of concrete)	环向刚度 (circumferential stiffness)/GPa	竖向刚度 (vertical stiffness)/GPa	泊松比 (Poisson's ratio)
冠梁、环梁	C30	30.0		0.2
内衬墙	C35	31.5		
主井地连墙	C35	10.710	25.2	
辅井地连墙	C35	12.285	25.2	

数进一步进行了折减，最终取主井环向刚度折减系数为 0.34，辅助井为 0.39。计算模型中以各向异性板单元模拟地连墙，主井、辅助井地连墙竖向刚度折减系数均为 0.8。

6.2　变形承载特性

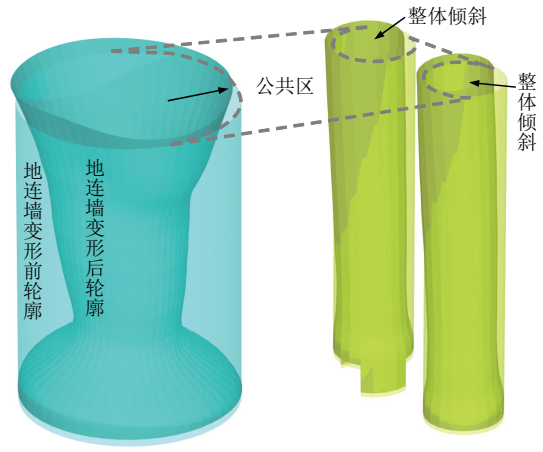
不同开挖阶段各竖井群侧移云图如图 13 所示。可以看出：主井各处的变形值均大于辅助井，且主井变形极值及其所在深度随着开挖深度的增大而增大，这与现场实测数据的发展趋势是一致的；由于辅助井墙幅接缝数量仅为主井的一半，其围护结构的整体刚度较大，使得墙体变形值及其随开挖的变化率较低，并呈现出整体倾斜的趋势。可见本模型较准确地体现出各竖井在地下水位下降前后的变形特性。



(a) 阶段 S1　(a) Phase S1　(b) 阶段 S2　(b) Phase S2

(c) 阶段 S3　(c) Phase S3　(d) 阶段 S4　(d) Phase S4

(e) 阶段 S5　(e) Phase S5　(f) 阶段 S6　(f) Phase S6



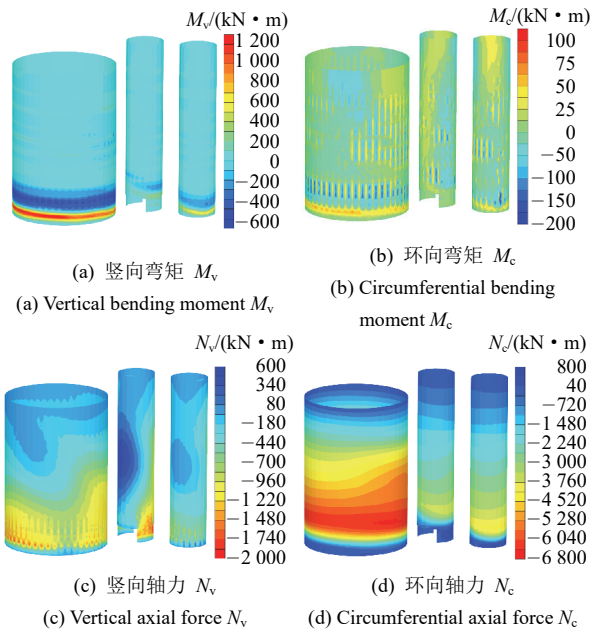
(g) 竖井变形示意图

(g) Schematic diagram of shafts' deformation

图 13　不同开挖阶段各竖井群侧移云图

Fig.13　Cloud diagrams of lateral displacement of shaft groups at different excavation phases

圆形竖井在开挖过程中，周围土拱效应会对地层的应力释放产生影响，对提高围护结构的承载力与稳定性起到了积极作用。图 14 为竖井群全部开挖结束时地连墙的弯矩、轴力云图。需要指出的是，正方向的竖向弯矩使单位宽度板单元向外弯曲；正方向的环向弯矩使单位深度板单元向外弯曲；轴力以受压为正。



(a) 竖向弯矩 M_v　(a) Vertical bending moment M_v

(b) 环向弯矩 M_c　(b) Circumferential bending moment M_c

(c) 竖向轴力 N_v　(c) Vertical axial force N_v

(d) 环向轴力 N_c　(d) Circumferential axial force N_c

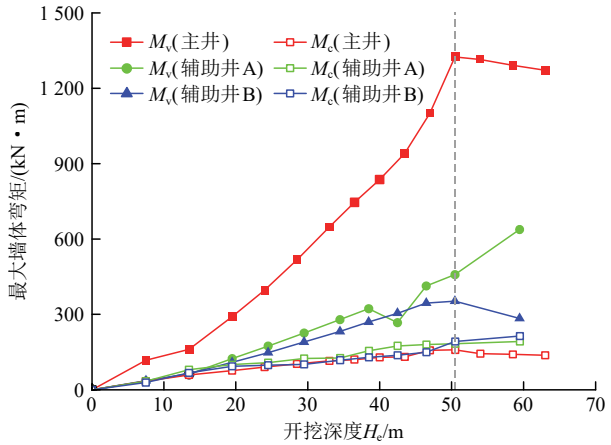
图 14　不同开挖阶段各竖井群弯矩与轴力云图

Fig.14　Cloud diagrams of bending moment and axial force of shaft groups at different excavation phases

从图 14 中可以看到，各竖井具有类似的内力分布模式：围护结构竖向弯矩(M_v)极值主要分布在地连墙下部，且弯矩方向在基岩面附近发生突变，体现了复合地层交界区域围护结构的受力特征；单位

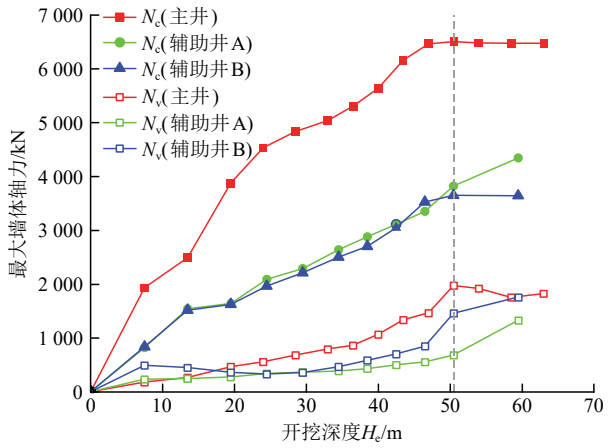
深度的墙幅在环向弯矩(M_c)的作用下，在中部向内弯曲，角点处为负弯矩区，这是相邻墙幅相互支撑造成的；竖向轴力(N_v)呈上小下大分布，并受到非水平地层影响，岩性差异较大区域的轴力值更高；环向轴力(N_c)呈现出相同的分布规律，轴力极值主要分布在土岩交界区以及开挖面附近，拉应力仅出现在墙体顶部及嵌固段。

图 15(a)给出了各竖井弯矩与 H_e 的关系图。主井竖向弯矩极值在辅助井 A 开挖后，即 H_e>20 m 时随开挖增长迅速，最终达到了 1 330 kN • m；环向弯矩极值始终没有超过 160 kN • m，在开挖全程中，前者平均是后者的 6.9 倍。辅助井 A，B 的弯矩极值在地下水位下降前(图中虚线以左区域)较为接近，与 H_e 呈正相关关系，其竖向弯矩极值平均为环向弯矩极值的 1.9 倍。



(a) 最大墙体弯矩与开挖深度的关系

(a) Relationship between maximum bending moment and excavation depth



(b) 最大墙体轴力与开挖深度的关系

(b) Relationship between maximum axial force and excavation depth

图 15　竖井群内力极值与开挖深度的关系

Fig.15　Relationship between maximum internal force of shafts and excavation depth

由图 15(b)可知，各竖井承载的地层压力主要由其内部的环向轴力所平衡，开挖全程主井环向轴力极值平均为竖向轴力极值的 4.8 倍，围护结构最大环向正应力达到了 6.3 MPa，而最大竖向正应力仅 2.0 MPa；辅助井在开挖中的最大环、竖向正应力分别为 4.3 和 1.8 MPa，平均环、竖向轴力极值之比为 4.4。

计算结果表明，开挖过程中，各井围护结构的受力状态以环向受压为主，竖向受弯为辅，单位深度围护结构处于压弯受力状态，有利于结构承载力的提高。同时，本模型的计算表明，在地下水位下降与非水平地层的叠加影响下，各竖井在开挖推进过程中的结构响应不尽相同，工程实践中应结合工程和水文地质条件，对基坑群的布置形式进行合理设计。

6.3　开挖安全评估

鉴于类圆形地连墙的承载特点，其竖向弯矩的变化是评估竖井开挖安全评估的重要指标之一，因此需要寻求一个高效、可行且较准确计算竖向弯矩的方法。

在常规的基坑设计与施工中，数值模拟方法无法实时得到开挖中的结构响应，监测元件也无法直接得到围护结构的弯矩。对此，毛朝辉[20]论证了基于材料力学中曲率与弯矩的关系，根据墙体侧移曲线计算墙幅弯矩的合理性；顾雷雨和黄宏伟[21]采用上述理论对多个矩形基坑进行了开挖评估。本节将推导一种基于测斜数据的地连墙竖向弯矩计算方法，并论证该方法对“一主两辅”超深圆形竖井群进行安全评估的适用性。

(1) 基于测斜数据的地连墙竖向弯矩计算方法

假设测斜管所记录的数据拟合得到的变形－深度曲线光滑，则该数据可表示为以下函数：

$$\omega = f(z) \tag{1}$$

式中：ω 为变形值，z 为围护结构深度。

不考虑竖向轴力及相邻墙幅间的影响，根据高等数学中曲率与变形的关系，以及材料力学中纯弯曲弹性梁的弯矩与曲率的关系可得

$$\varphi = f''(z) = 1/R \tag{2}$$

$$M = EI/R = EI\varphi \tag{3}$$

式中：φ 为曲率，R 为曲率半径，M 为对应深度区间的平均弯矩，EI 为计算截面的抗弯刚度。

施工阶段结构达到承载能力极限状态的可能性较小，根据规范[22]中正常使用极限状态及裂缝宽度验算的有关要求，混凝土梁在带裂缝工作下的短期刚度可由下式计算：

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0}{1.15\psi + \dfrac{\alpha_E \rho}{\zeta}} \tag{4}$$

式中：E_s为钢筋的弹性模量，A_s为单侧配筋面积，h_0 为地连墙截面有效高度(忽略环梁对其所在区域截面高度的贡献)，ψ 为裂缝间纵向受拉钢筋的应变不均匀系数，α_E为钢筋与混凝土的弹性模量比值，ρ 为配筋率，ζ 为受压区边缘混凝土平均应变综合系数。ψ 与ζ 的计算公式如下：

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_s} \tag{5}$$

$$\zeta = \frac{\alpha_E \rho}{0.2 + 6\alpha_E \rho} \tag{6}$$

式中：f_{tk}为混凝土轴心抗拉强度标准值；ρ_{te}为按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率，矩形截面下其值为$A_s/(0.5bh)$；σ_s为受拉钢筋应力，可按单侧配筋受弯构件裂缝处应力的计算公式计算：

$$\sigma_s = \frac{M}{0.87 h_0 A_s} \tag{7}$$

综上，得到短期刚度 B_s的表达式：

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15 \cdot \left(1.1 - \dfrac{0.65 f_{tk} 0.5bh 0.87 h_0}{M}\right) + 0.2 + \dfrac{6E_s A_s}{E_c bh}} \tag{8}$$

以短期刚度作为计算截面的抗弯刚度，将式(8)代入式(3)，整理并引入以下计算系数：

$$\alpha = E_s A_s h_0^2 \tag{9}$$

$$\beta = 1.465 + (6E_s A_s)/(E_c b h_0) \tag{10}$$

$$\gamma = 0.325 f_{tk} b h h_0 \tag{11}$$

令 $K = \alpha/\beta$，$B = \gamma/\beta$，可得到竖向弯矩表达式：

$$M = K\varphi + B \tag{12}$$

可见，得到围护结构的变形曲率后，采用该方法可以较方便地得到墙幅弯矩。毛朝辉等[20-21]建议对实测变形数据进行拟合处理，随后求二阶导函数得到$\varphi(z)$。但由于拟合算法繁多、拟合参数的选择常常受人为影响，且需要对数据进行分段处理并涉及高阶导数计算，时效性较低不利于工程应用。本文建议以测斜管在相邻深度读数的二阶数值差分结果作为对应深度区间的曲率φ：

$$\varphi = f''(z_i) \approx \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{h^2} \tag{13}$$

式中：y_i为计算截面处的测斜管读数值；h 为计算截面与相邻上、下 2 个侧斜值 y_{i+1}，y_{i-1}之间相等的深度差值。需要指出，由于本方法未考虑环梁“环箍效应”对单位宽度地连墙竖向刚度的影响，计算结果将偏保守。

通过将式(13)的计算结果代入式(12)，计算效率将大大提高。值得注意的是，若测斜数据受“噪声”影响严重，可采用 Savitzky-Golay 平滑算法优化数值差分结果。

(2) 对比验证分析

根据数值模型中围护结构弯矩及变形随开挖推进不断增大的特点，选取各竖井开挖到底时的侧移数据，计算得到的换算弯矩与数值计算的模拟弯矩进行对比，结果如图 16 所示。可以看到，基于侧移数据换算得到的竖向弯矩与数值计算结果较为吻合，弯矩最大值出现在围护结构的中下部，各竖井的换算弯矩曲线包络了模拟弯矩曲线。

此外还注意到，主井弯曲方向沿深度周期变化，竖向弯矩在 2 个方向上均出现极值；辅助井的弯矩曲线虽存在波动，但绝大部分深度的弯矩使围护结构向内弯曲。需要说明的是，地连墙上部的换算弯矩远大于模拟值，主、辅助井分别达到了 1 000 和 300 kN • m，这是因为数值模型中无法还原实际施工超载及破岩机械的影响，而根据测斜管侧移数据换算得到的弯矩可以实时评估施工扰动对结构响应的影响。

综上所述，在本工程案例中采用基于地连墙侧移数据的竖向弯矩计算方法具有可行性，能够较准确、全面地反映不同地连墙墙幅的弯矩分布规律。

(3) 竖井群安全评估

由于本工程涉及地面超载、山体偏压、边坡影响、破岩机械扰动及竖井间开挖的相互作用，场地条件复杂，本节将选取具有代表性的地连墙测斜数据，计算其竖向弯矩，并对各竖井的开挖性能进行评估分析，如图 17 所示。

如节 3.1 所述，主井 D1 侧邻近边坡。从图 17(a)可以看到，围护结构竖向弯矩的分布曲线出现了较大波动。地下水位快速下降前，墙体弯矩曲线波动较小，最大弯矩不超过 500 kN • m；在经历渗、漏水后，墙体顶部及中下部弯矩快速增大，达到 1 000 kN • m 左右；最终在破岩机械的扰动下，弯矩极值增至 1 120 kN • m。

主井 D2 侧上部变形值在辅助井开挖后持续增大，与辅助井的变形方向一致，均指向公共区；在公共区地层压力的作用下，变形曲线呈“悬臂”型，弯曲程度较低，故弯矩方向一致且波动较小；开挖深部地层时，与 D1 侧类似，石方开挖不可避免地导致弯矩急剧增大，达到了 742 kN • m。

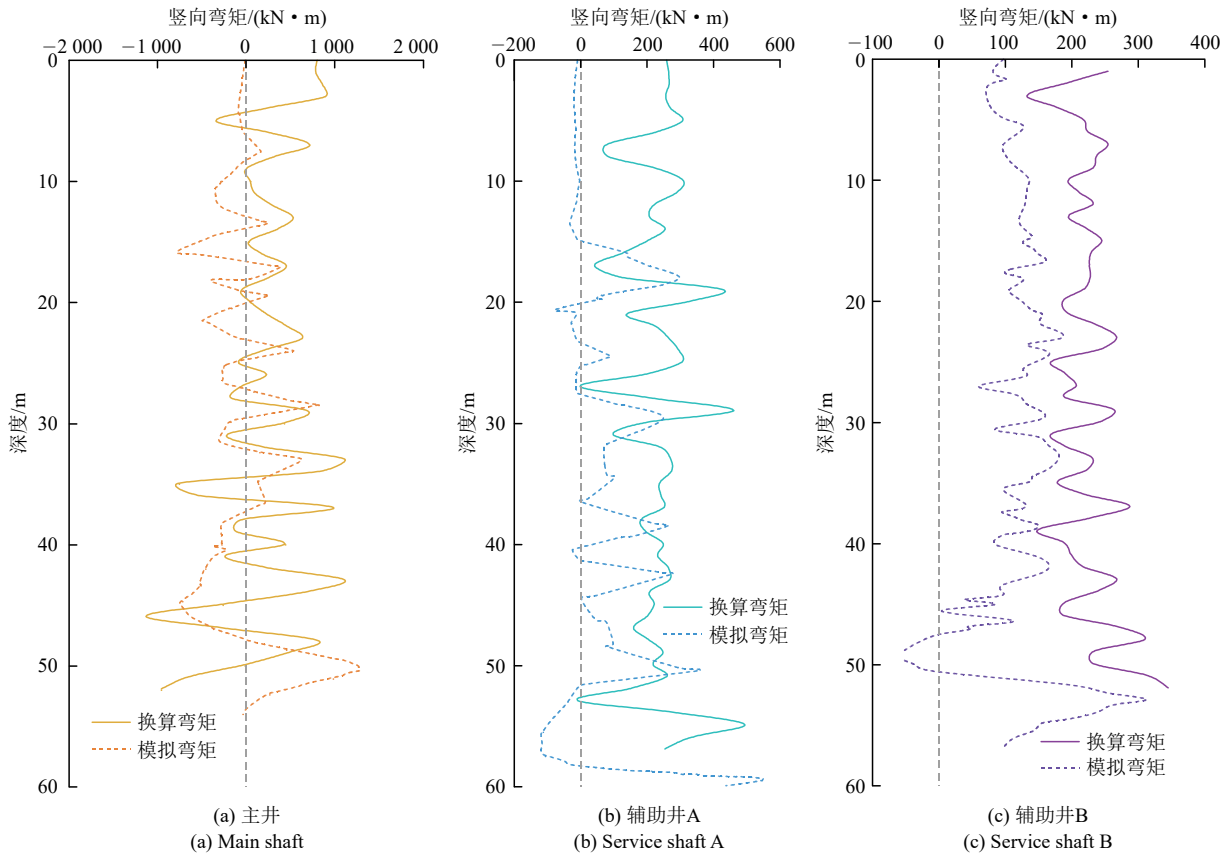


图 16　各类竖井竖向弯矩计算结果对比

Fig.16　Comparison of vertical bending moment calculation results for various shafts

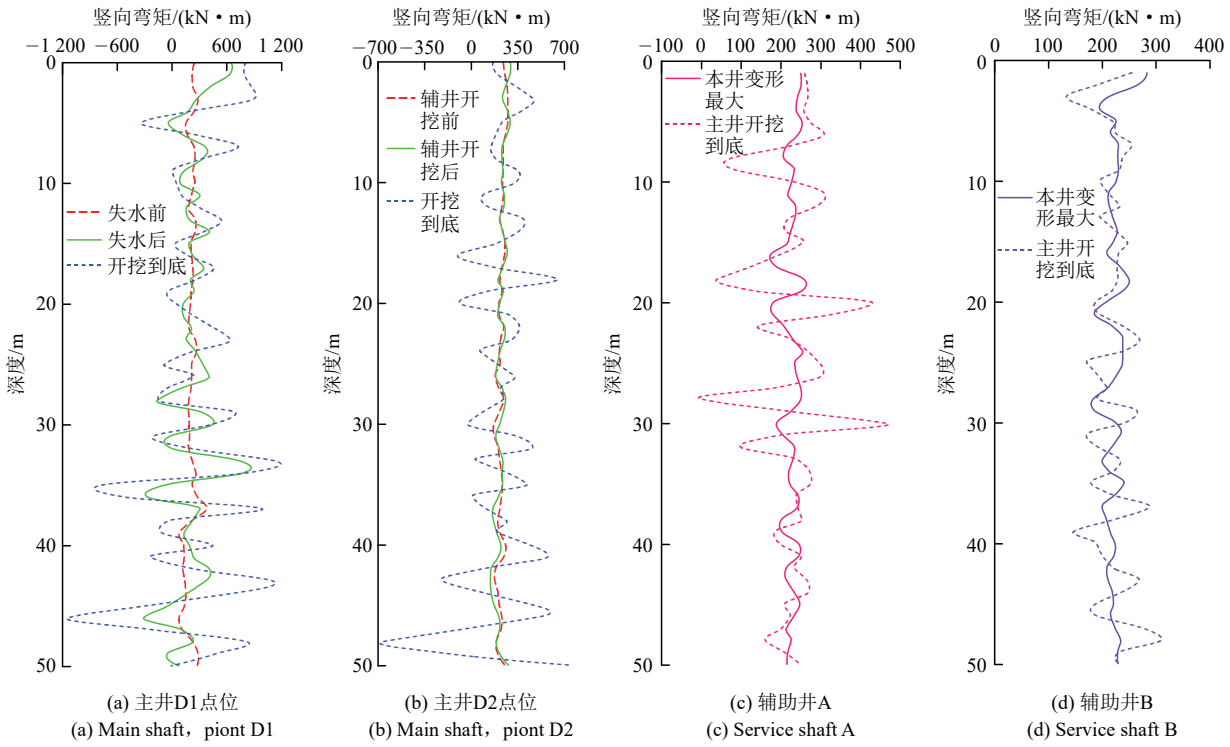


图 17　不同时期各类竖井竖向弯矩分析

Fig.17　Analysis of vertical bending moments of various shafts in different periods

由图 17(c)，(d)可知，施工结束时辅助井最大竖向弯矩为 497 kN • m，仅为主井的 44%～67%。可见，最大竖向弯矩与墙体侧移极值的特点相似，在尺寸效应的作用下，大尺寸主井在承受开挖应力释

放后的变形与内力均大于小尺寸辅助井。此外，主井深部开挖导致辅助井弯矩产生了剧烈波动。

上述分析表明，开挖相互作用对变形的影响较大，对弯矩影响较小。地下水位的快速变化及石方开挖会显著增大墙体弯矩值，并使变形、弯矩曲线产生波动。此外，地连墙最大变形与最大弯矩的分布位置不同，且弯矩极值的出现滞后于变形极值。最后，主井承受了 1 120 kN • m 的竖向弯矩，为设计值的 78%，满足施工期间的安全要求。可见，本文提出的基于地连墙测斜数据的弯矩简便算法可以为圆形基坑施工阶段围护结构的承载情况进行量化评估。

7　结　论

通过分析深圳机场至大亚湾城际铁路石龙 1#竖井工程的现场监测数据，从围护结构侧移、内支撑轴力、地表沉降等方面总结了由 1 个内径 36 m、深 63 m 的主井与 2 个内径 12.6 m、深 59.5 m 的辅助井构成的近接超深圆形竖井基坑开挖特性，结合数值模拟及弯矩反演结果，揭示了各竖井的承载变形特性，主要结论如下：

(1) 在地下水位变化、土石方开挖以及邻近边坡的影响下，主井侧移呈现“悬臂”与“肚凸”复合的变形特征，最大侧移值达 0.52‰H_e；辅助井侧移极值仅为 0.18‰H_e，变形模式为整体倾斜。毗邻公共区的地连墙在地下水位快速下降前后均存在向该区域变形的趋势。地表沉降的时空演化主要受开挖、地下水位变化及场地地形主导，边坡一侧地表最大沉降达 0.37‰H_e。

(2) 主井第一至第四道环梁的轴力水平维持在 7 500～12 000 kN，共同分担了地表超载并控制了地连墙的上部变形；绝大部分的辅助井环梁在施作后，承受的轴力在下一步开挖中快速增加，充分发挥了支撑作用。同时数值模拟表明，不同内径的类圆形围护结构均体现了拱效应，各竖井平均环向正应力为竖向正应力的 3.5～5.4 倍，主、辅助井平均最大竖向弯矩与最大环向弯矩之比分别为 6.9 和 1.9，单位深度的地连墙处于压弯受力状态。

(3) 提出了基于测斜数据反演围护结构竖向弯矩的计算方法，以二阶数值差分结果作为二阶导数值，不仅简化了计算，同时使该方法在工程中更具有实用性。通过计算得出主井的最大弯矩达 1 120 kN • m，为设计允许值的 78%，满足施工安全要求；辅助井最大竖向弯矩为 497 kN • m，仅为主井的 44%～67%。

综上所述，圆形竖井结构承载性能表现十分优越，本文“一主两辅”多个圆形竖井方案可为类似复杂条件下多台盾构同期双向始发竖井设计提供重要参考。

参考文献(References)：

[1] 郭　亮，胡瑞青，相　旭. 盾构始发与接收对竖井围护结构的影响研究[J]. 城市轨道交通研究，2024，27(2)：141－146.(GUO Liang，HU Ruiqing，XIANG Xu. Influence of shield launching and receiving on working shaft retaining structure[J]. Urban Mass Transit，2024，27(2)：141－146.(in Chinese))

[2] 宋越鹏，范晓锋，梁　禹，等. 城际铁路隧道深大圆形竖井开挖阶段变形监测分析[J]. 现代隧道技术，2024，61(5)：219－226.(SONG Yuepeng，FAN Xiaofeng，LIANG Yu，et al. Deformation monitoring and analysis during the excavation of deep circular shafts in intercity railway tunnels[J]. Modern Tunnelling Technology，2024，61(5)：219－226.(in Chinese))

[3] 占　城，杨国富，尹　超. 城际铁路盾构竖井断面形式比选分析[J]. 广东土木与建筑，2023，30(8)：84－88.(ZHAN Cheng，YANG Guofu，YIN Chao. Analysis and selection of cross-section form of shield working well of intercity railway[J]. Guangdong Architecture Civil Engineering，2023，30(8)：84－88.(in Chinese))

[4] 马　飞. 基于数值模拟的群洞式圆形深基坑稳定性研究[硕士学位论文][D]. 石家庄：石家庄铁道大学，2022.(MA Fei. Stability study of group-round foundation pits based on numerical simulation[M. S. Thesis][D]. Shijiazhuang：Shijiazhuang Tiedao University，2022.(in Chinese))

[5] 王卫东，徐中华，宗露丹，等. 软土地区 56 m 深圆形基坑的优化设计与实践[J]. 建筑结构，2022，52(10)：1－10.(WANG Weidong，XU Zhonghua，ZONG Ludan，et al. Optimal design and practice of a 56 m ultra-deep circular excavation in soft soils[J]. Building Structure，2022，52(10)：1－10.(in Chinese))

[6] QIAO Y F，XIE F，BAI Z W，et al. Deformation characteristics of ultra-deep circular shaft in soft soil：A case study[J]. Underground Space，2024，16：239－260.

[7] 宗露丹，王卫东，徐中华，等. 软土地区 56 m 超深圆形竖井基坑支护结构力学分析[J]. 隧道建设(中英文)，2022，42(7)：1 248－1 256.(ZONG Ludan，WANG Weidong，XU Zhonghua，et al. Mechanical properties of a 56 m deep circular shaft foundation pit support structure in soft soils[J]. Tunnel Construction，2022，42(7)：1 248－1 256.(in Chinese))

[8] YAN Y，LI M，XU Z. et al. Effect of stratum distribution on deep circular excavation with dewatering above a multi-aquifer system by hydro-mechanical coupled numerical analysis[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University (Science)，2024，(1)：1 – 11.

[9] 赵一行，詹刚毅，石钰锋，等. 某超深圆形基坑受力变形的尺寸效应分析[J]. 华东交通大学学报，2021，38(5)：23 – 29.(ZHAO Yixing，ZHAN Gangyi，SHI Yufeng，et al. Analysis of the size effect of a ultra-deep circular foundation pit under stress and deformation[J]. Journal of East China Jiaotong University，2021，38(5)：23 – 29.(in Chinese))

[10] 陈小雨，袁　静，胡敏云，等. 相邻深大基坑安全距离理论分析与数值模拟[J]. 地下空间与工程学报，2019，15(5)：1 557 – 1 564.(CHEN Xiaoyu，YUAN Jing，HU Minyun，et al. Theoretical analysis and numerical simulation of safe distance of adjacent deep foundation pits[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering，2019，15(5)：1 557 – 1 564.(in Chinese))

[11] 岳树桥，左人宇，陆　钊. 相邻基坑有限宽度土条主动土压力的计算[J]. 岩土力学，2016，37(7)：2 063 – 2 069.(YUE Shuqiao，ZUO Renyun，LU Zhao. A method for calculating active earth pressure of soil piece with a finite width between adjacent foundation pits[J]. Rock and Soil Mechanics，2016，37(7)：2 063 – 2 069.(in Chinese))

[12] ZENG F Y，ZHANG Z J，WANG J H，et al. Observed performance of two adjacent and concurrently excavated deep foundation pits in soft clay[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities，2018，32(4)：04018040.

[13] 丁　智，王金艳，周　勇，等. 邻近基坑同步施工相互影响实测分析[J]. 土木工程学报，2015，48(增 2)：124 – 130.(DING Zhi，WANG Jinyan，ZHOU Yong，et al. Monitoring analysis of the interrelationship of synchronous construction in adjacent foundation pit[J]. China Civil Engineering Journal，2015，48(Supp.2)：124 – 130.(in Chinese))

[14] LIN S Q，TAN D Y，LEUNG Y F，et al. Fiber-optic monitoring of a twin circular shaft excavation：Development of circumferential forces and bending moments in diaphragm walls[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering，2023，149(12)：04023117.

[15] XU Q W，XIE J L，ZHU H H，et al. Supporting behavior evolution of ultra-deep circular diaphragm walls during excavation：Monitoring and assessment methods comparison[J]. Tunnelling and Underground Space Technology，2024，143：105495.

[16] 邱澔玲，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.(QIU Yanling，DING Wenqi，ZHAO Tengteng，et al. Asymmetrical deformation characteristics and mechanisms of deep excavations induced by one-side unloading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering，2024，46(1)：199 – 206.(in Chinese))

[17] 韩伟杰，杨国富，曹成勇，等. 轨道交通深圆形工作井基坑尺寸效应分析[J]. 都市快轨交通，2024，37(6)：99 – 105.(HAN Weijie，YANG Guofu，CAO Chengyong，et al. Size effect of deep circular working shaft excavation for rail transit construction[J]. Urban Rapid Rail Transit，2024，37(6)：99 – 105.(in Chinese))

[18] 王卫东，徐中华，王建华. 上海地区深基坑周边地表变形性状实测统计分析[J]. 岩土工程学报，2011，33(11)：1 659 – 1 666.(WANG Weidong，XU Zhonghua，WANG Jianhua. Statistical analysis of characteristics of ground surface settlement caused by deep excavations in Shanghai soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering，2011，33(11)：1 659 – 1 666.(in Chinese))

[19] 崔剑峰，胡建华，贺　炜，等. 圆形地下连续墙的环向刚度折减效应及修正方法研究[J]. 岩土工程学报，2017，39(11)：2 132 – 2 138.(CUI Jianfeng，HU Jianhua，HE Wei，et al. Hoop stiffness and its reduction factor of diaphragm wall panels for circular excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering，2017，39(11)：2 132 – 2 138.(in Chinese))

[20] 毛朝辉. 基于监测数据的围护墙弯矩反分析及安全评估研究[硕士学位论文][D]. 上海：同济大学，2006.(MAO Zhaohui. Study on back analysis for bending moment of retaining wall and safety evaluation based on monitoring data[M. S. Thesis][D]. Shanghai：Tongji University，2006.(in Chinese))

[21] 顾雷雨，黄宏伟. 基于监测数据的围护墙弯矩计算方法及其与基坑安全相关性研究[C]// 2010 力学与工程应用学术研讨会论文集. 上海：[s. n.]，2010：202 – 213.(GU Leiyu，HUANG Hongwei. Method of calculating bending moment of the retaining structure based on themonitoring data and application to the relationship of excavation safety[C]// Proceedings of the 2010 Academic Symposium on Mechanics and Engineering Applications. Shanghai：[s. n.]，2010：202 – 213.(in Chinese))

[22] 中华人民共和国国家标准编写组. GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2015.(The National Standards Compilation Group of People's Republic of China. GB 50010—2010 Code for design of concrete structures[S]. Beijing：China Architecture and Building Press，2015.(in Chinese))