

DOI: 10.11779/CJGE20230718

# 局部超挖或超载作用下桩锚支护基坑连续垮塌试验研究

程雪松<sup>1,2</sup>, 张润泽<sup>2</sup>, 郑 刚<sup>\*1,2</sup>, 王若展<sup>2</sup>, 张 勇<sup>3</sup>, 涂 杰<sup>3</sup>, 马运康<sup>3</sup>

(1. 天津大学滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072; 2. 天津大学土木工程系, 天津 300072;  
3. 天津市地下铁道集团有限公司, 天津 300392)

**摘要:** 超挖或超载导致的基坑垮塌事故时有发生, 然而局部超挖超载情况下基坑连续垮塌的全过程演化机理仍缺乏深入研究, 限制了对此类基坑事故的针对性预防和控制。依托两起基坑垮塌案例, 设计了桩锚支护基坑连续破坏模型试验, 研究了局部超挖或超载对单道锚杆支护结构变形、土压力、锚杆轴力、支护桩及冠梁内力等的影响。结果表明, 基坑局部超挖后, 基坑外产生的土拱效应和冠梁荷载传递效应将导致邻近区域支护桩和锚杆内力大幅上升, 此情况下超挖区内锚杆局部失效将进一步加剧这两个效应, 引发邻近未失效锚杆连续破坏。支护桩嵌固深度较小时, 锚杆失效后桩身弯矩始终减小, 最终由于桩顶缺少约束而发生倾覆破坏; 相反, 当嵌固深度较大时, 被动区土体对支护桩约束作用较强, 最终支护桩的弯矩绝对值将显著提高, 更可能发生弯曲破坏导致基坑垮塌。基坑正常开挖深度越大, 超挖及锚杆失效产生的土拱效应越强, 触发锚杆连续破坏所需的初始破坏锚杆越少, 抗连续破坏能力越弱, 应考虑局部加强锚杆, 将局部破坏限制在一定范围。基坑顶部超载量过大将导致锚杆自超载范围中心向远端依次失效, 进而引发基坑垮塌。锚杆设置高度不同, 触发锚杆连续破坏的超载量不同, 连续破坏路径和为应对潜在的超载风险需重点验算的构件也可能不同。锚杆设置在腰梁上时, 超载情况下, 锚杆的荷载传递系数大于支护桩, 需优先考虑对锚杆进行局部加强设计; 锚杆设置冠梁上时, 触发锚杆连续破坏所需的超载量较腰梁工况更大, 超载情况下, 支护桩的荷载传递系数大于锚杆, 应优先对支护桩考虑附加荷载作用进行设计。

**关键词:** 模型试验; 桩锚支护基坑; 局部超挖; 超载; 连续破坏

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2024)10-2078-11

作者简介: 程雪松(1985—), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程的教学和研究。E-mail:cheng\_xuesong@163.com。

## Experimental study on progressive collapse of tied-back retaining system of excavations induced by partial over-excavation or surcharge loading

CHENG Xuesong<sup>1,2</sup>, ZHANG Runze<sup>2</sup>, ZHENG Gang<sup>1,2</sup>, WANG Ruozhan<sup>2</sup>, ZHANG Yong<sup>3</sup>, TU Jie<sup>3</sup>, MA Yunkang<sup>3</sup>

(1. MOE Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300457, China; 3. Tianjin Underground Railway Group Co., LTD., Tianjin 300392, China)

**Abstract:** Collapse accidents of tied-back excavations caused by over-excavation or overloading occasionally occur. However, the studies on the mechanism of progressive collapse under these conditions are still lacking, which limits the targeted prevention and control of such accidents. Based on two cases of excavation collapse, the model tests on the progressive failure of tied-back excavations are designed to investigate the influences of partial over-excavation or overloading on the deformation, earth pressure and internal forces of the anchors, piles and capping beam. The results show that after partial over-excavation, the soil arching effects generated outside the excavation and the load transfer effects of the capping beam cause a significant increase in the internal forces of the adjacent piles and anchors. Under this condition, the two effects are exacerbated by partial failure of anchors in the over-excavation area, leading to the progressive failure of the adjacent anchors. If their embedment depth is small, the bending moment of the piles decreases after the failure of the anchors, and finally the overturning failure occurs due to the lack of constraint on the pile top. On the contrary, the maximum bending moments will increase and eventually lead to bending failure and collapse. The deeper the normal excavation depth, the stronger the soil arching effects caused by over-excavation and anchor failure, and the worse the capability to resist progressive failure of excavations. Therefore, the reinforcement of the anchors should be given priority to prevent progressive failure in the partial component strengthening method. The excessive surcharge load will cause progressive

基金项目: 国家自然科学基金项目 (52178343)

收稿日期: 2023-07-28

\*通信作者 (E-mail: zhenggang1967@163.com)

failure of the anchors from the center of the overloading area. Different anchor placement heights lead to different surcharge loads required to trigger the progressive failure of the anchors, the progressive failure path and the components that need to be specially checked against potential surcharge loading risks may also be different. When the anchors are set on the waler beam, the load transfer coefficient of the anchors is greater than that of the piles under surcharge loading, and the priority needs to be given to the design of local reinforcement of the anchors. When the anchors are set on the capping beam, a greater surcharge load is needed to trigger the progressive failure, and the load transfer coefficient of the piles is greater than that of the anchors, and the priority should be given to the design of the piles.

**Key words:** model test; tied-back excavation; partial over-excavation; surcharge loading; progressive collapse

## 0 引言

随着城市化进程加快, 土地资源日渐紧缺, 导致基坑工程逐渐向超深、超长方向发展<sup>[1-2]</sup>。与此同时, 基坑周边环境的复杂程度也日益增加, 受场地和施工进度影响, 超挖超载现象难以避免, 由此造成的基坑垮塌事故时有发生。如深圳<sup>[3]</sup>, 上海<sup>[4-5]</sup>, 杭州<sup>[6]</sup>, 印度班加罗尔<sup>[7]</sup>等地发生的基坑垮塌案例中, 均存在坑内局部超挖或坑顶超载情况。掌握上述两种不利因素引发围护结构连续破坏的致灾机理, 对相关险情的预防和控制具有重要意义。

目前国内外已有关于局部超挖超载问题的研究, 主要集中在对基坑整体稳定性以及围护结构内力变形影响两方面。对于超挖问题, 苗领厚<sup>[8]</sup>依据实际工程案例, 利用有限差分法总结了大范围超挖对于基坑稳定性的影响规律。Yi 等<sup>[9]</sup>基于一起双排桩支护基坑坍塌事故, 分析了局部超挖对双排桩内力、位移的影响。对于超载问题, 谢秀栋<sup>[10]</sup>结合实测数据和有限差分法, 探索了邻近建筑物超载作用下深基坑周围土体的变形规律。高亿文等<sup>[11]</sup>和 Ye 等<sup>[12]</sup>研究了非对称基坑在超载作用下, 嵌固深度和超载位置对围护结构变形的影响。

2020 年 8 月, 杭州某单道桩锚支护基坑局部超挖后支护桩产生较大变形, 桩顶最大位移超过 50 cm, 如图 1 所示(后文称案例 1)。基坑所在土层上部为杂填土, 土质较软, 导致锚杆锚固力不足。事故发生后, 由于及时对桩后土体进行开挖卸载, 基坑未发生大规模坍塌。北京某多道锚杆支护基坑发生的坍塌事故, 如图 2 所示(后文称案例 2)。开挖过程中施工车辆紧邻基坑顶部形成超载, 事故发生时部分支护桩折断造成基坑坍塌。长沙某单道桩锚支护基坑垮塌事故<sup>[13]</sup>中, 基坑垮塌侧紧邻一栋居民楼, 事故发生时部分支护桩折断, 锚杆被拉出, 地面沉降最大达 50 cm。

上述案例表明, 围护结构产生的大变形往往不会仅限于局部超挖超载范围, 而是沿基坑长度方向发展, 最终导致围护结构破坏甚至基坑垮塌。而目前研究更多侧重于超挖超载对二维支护截面的受力和变形影响, 未对超挖超载情况下的基坑连续破坏机理开展深

入研究。

针对上述案例中存在的坑底局部超挖以及坑顶超载问题, 在既有研究<sup>[14-17]</sup>基础上设计了单道桩锚支护基坑模型试验, 对局部超挖或超载条件下围护结构的内力变化规律, 以及后续基坑连续垮塌的全过程演化机理进行了探索。在此基础上, 对比了不同开挖深度和锚杆设置高度的影响, 以期为存在相关问题的实际工程提供风险控制理论和参考。

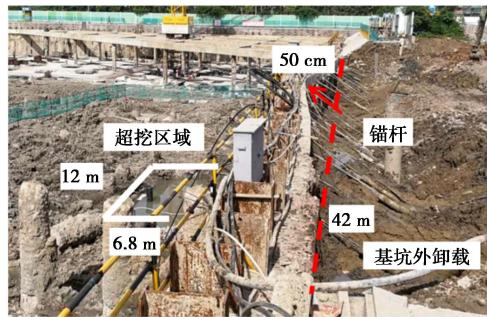


图 1 基坑底部局部超挖引起变形

Fig. 1 Deflections of excavation induced by partial over-excavation



图 2 基坑顶部存在超载问题后垮塌

Fig. 2 Collapse of excavation induced by surcharge loading

## 1 大型模型试验装置及试验材料

### 1.1 模型试验平台及土体参数

本文开展桩锚支护基坑局部超挖超载试验采用的试验平台, 与程雪松等<sup>[14-15]</sup>, 郑刚等<sup>[16-17]</sup>关于悬臂排桩及内支撑排桩基坑的试验相同, 如图 3 所示。模型

箱内部尺寸为  $2.47\text{ m} \times 2.2\text{ m} \times 1.40\text{ m}$  (长×宽×高), 土体选用干细砂, 具体物理参数如表 1 所示。

表 1 试验用干细砂的基本参数<sup>[14-15]</sup>

Table 1 Parameters of sand used in model tests

颗粒相对密度 $G_s$	平均粒径 $D_{50}/\text{mm}$	不均匀系数 $C_u$	最大孔隙比 $e_{\max}$	最小孔隙比 $e_{\min}$	峰值摩擦角 $\phi/(\text{°})$
2.67	0.23	2.25	0.85	0.43	33.5

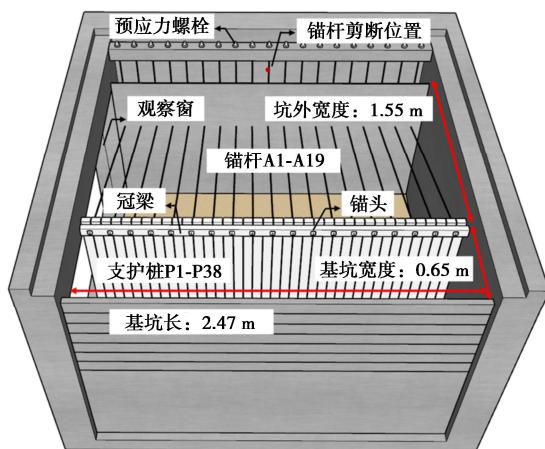


图 3 基坑试验平台示意图

Fig. 3 Platform of excavation model tests

## 1.2 支护模型材料参数

### (1) 支护桩及冠(腰)梁

试验采用的几何相似比为 1:16, 模型桩采用硬质 PVC 材料的空心矩形管, 有效桩长为 1.2 m, 截面尺寸为  $60\text{ mm} \times 40\text{ mm} \times 2.5\text{ mm}$  (长×宽×壁厚), 对应原型直径 0.8 m, 长 19.2 m 的 C30 混凝土钻孔灌注桩<sup>[14-15]</sup>。试验共设置 8 根监测桩, 每根监测桩内壁设置 8 个弯矩监测点。冠(腰)梁材料及截面尺寸与支护桩相同, 长度为 2.45 m, 内壁设有 16 个弯矩测点。

### (2) 锚杆

本次试验仅考虑锚杆自由段, 材料选用直径 0.4 mm 钢绞线, 根据抗拉刚度等效原则, 对应原型直径 25 mm 钢筋。锚杆倾角为  $15^\circ$ , 经多组拉伸测试得到锚杆模型的抗拉极限承载力约为 120.1 N。

## 1.3 基坑支护结构及监测点布置

如图 3 所示, 基坑长 2.47 m, 宽 0.65 m, 坑外宽度为 1.55 m, 基坑沿模型箱长度方向共设置 38 根支护桩, 部分支护桩桩顶及桩顶以上 40 cm 处布置位移计, 用于监测桩顶位移及倾角。基坑外侧设置若干土压力盒测点及两张膜式土压力传感器, 用于监测桩后主动区土压力变化。

参考案例支护设计方案, 基坑采用“两桩一锚”方式共布置 19 根锚杆, 相邻锚杆间距为 13 cm。如图 4 所示, 为保证连续破坏过程中钢绞线断裂位置处于

锚杆模型上, 锚杆模型末端与直径 1 mm 钢绞线连接, 固定于模型箱顶部的空心螺栓。开挖过程中, 通过向上旋转空心螺栓改变钢绞线长度施加预应力, 各组试验锚杆预应力值均为 39 N, 对应原型锚杆锁定力 160 kN。

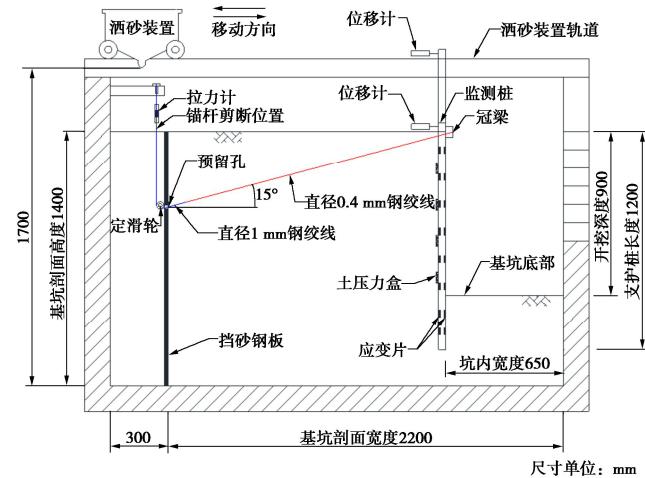


图 4 基坑剖面示意图 (以工况 1 为例)

Fig. 4 Profile of excavation model (Test 1)

## 2 超挖超载连续破坏试验设计

### 2.1 超挖情况下的连续破坏试验设计

超挖情况下连续破坏试验设计参考案例 1, 考虑了局部超挖和锚杆失效两种因素。在实际工程中, 局部锚杆失效可能由多种原因引发, 例如局部锚杆锚固区土体强度软弱, 管线渗漏或锚杆施工长度不够等。为了探究超挖对局部锚杆失效引发连续破坏的影响, 共设计 3 组试验, 工况 1 为基准工况, 未设置超挖区域, 正常开挖 90 cm 后, 采用剪断锚杆的方式模拟局部锚杆失效, 每根锚杆剪断后, 待基坑变形稳定后失效下一根锚杆, 断锚顺序按 A10→A9→A11→A8→A12→A7→A13→A6 进行, 最终失效 8 根锚杆后基坑垮塌。

工况 2 和工况 1 的区别在于基坑正常开挖 90 cm 后, 在预设位置继续局部超挖 10 cm。超挖范围长 78 cm, 对应 P13~P24 支护桩, 宽 40 cm, 超挖边界与土体采用挡板分隔。超挖过程中每步开挖 5 cm, 分两次完成超挖, 超挖后待围护结构变形稳定, 剪断 7 根锚杆后剩余锚杆连续破坏。工况 3 与工况 2 的区别在于正常开挖深度为 105 cm, 局部超挖 10 cm 后剪断 5 根锚杆基坑发生垮塌。

### 2.2 超载情况下的连续破坏试验设计

超载情况下连续破坏试验设计参考案例 2, 采用不断加载的方式诱发局部锚杆失效, 进而引发基坑连续垮塌。根据《建筑地基基础工程施工规范: GB51004—2015》规定<sup>[18]</sup>, 基坑开挖过程中临时堆土距离坑边

应大于3 m。考虑到案例2中施工荷载紧邻基坑顶部属于极端情况, 试验中超载区域与桩顶的水平距离选取为20 cm, 经相似比换算后, 相当于实际距离基坑3.2 m, 符合相关规范要求, 且该堆载距离在实际工程中也较为常见。为了保证附加荷载能够均匀向下传递, 基坑外顶部布置一块加载底板。加载范围长78 cm, 与局部超挖范围相同, 宽20 cm, 通过向底板逐级增加标准砝码实现加载, 标准砝码单块重25 kg, 每级加载两块, 对应原型中每级的附加荷载增量为25.6 kPa。工况4, 5分别为锚杆位于冠梁和腰梁上时, 坑外超载引发的基坑连续垮塌试验, 基坑开挖深度均为105 cm。工况4中顶部加载250 kg后基坑连续破坏, 对应原型的附加荷载为128.0 kPa。工况5中顶部加载150 kg后基坑连续破坏, 对应原型的附加荷载为76.8 kPa, 5种试验工况及对应连续破坏触发条件如图5所示。

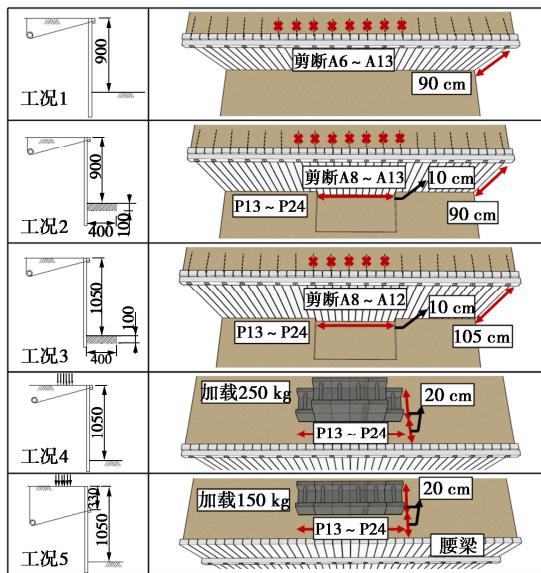


图5 试验工况及连续破坏触发点

Fig. 5 Test conditions and progressive collapse trigger point

### 3 超挖情况下锚杆连续破坏机理

#### 3.1 超挖阶段主动区土压力变化

工况1~3基坑正常开挖到90 cm后, 桩顶位移平均值分别为4.06, 4.21, 4.15 mm, 试验可重复性良好。超挖过程中主动区土压力变化主要由支护桩变形引起。且随超挖深度增加, 桩顶位移不断增大, 如图6所示。工况2, 3超挖后桩顶最大位移增量分别为0.87, 2.92 mm, 超挖范围以外的支护桩, 在冠梁变形协调作用下, 随着与超挖范围距离的增加, 桩顶位移增量逐渐减小。

土拱效应最早由Terzaghi通过trapdoor试验定义, 主要指土体卸荷或不均匀沉降产生的剪应变, 导致原本垂直围护结构方向的水平土压力向两侧偏转<sup>[19-21]</sup>。试验

中基坑局部超挖后, 超挖范围内的支护桩整体向基坑内移动。在竖直方向上, 受到冠梁和锚杆的约束作用, 桩身水平位移呈“弓形”, 而在沿基坑长度方向上, 由于超挖范围外的支护桩嵌固深度不同, 桩顶产生了不均匀的相对位移, 两者均引起主动区土体卸载, 进而在竖直和水平方向上产生了明显的土拱效应, 如图7所示。

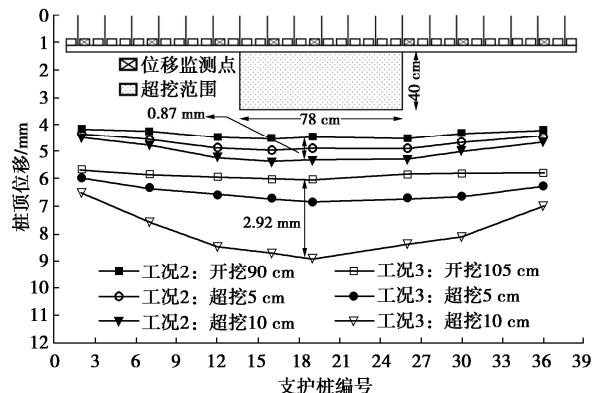


图6 超挖后桩顶位移变化

Fig. 6 Displacements of pile top after over-excavation

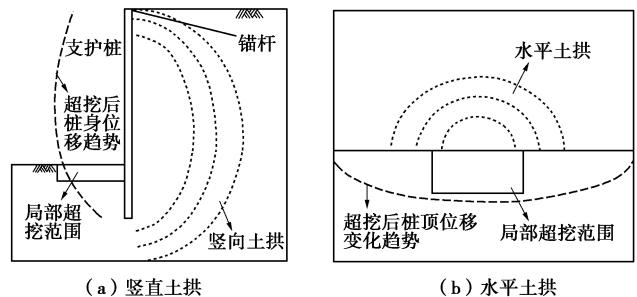


图7 超挖后土拱效应示意图

Fig. 7 Soil arching effects after over-excavation

结合土压力盒及膜式传感器监测数据分析, 超挖过程中主动区不同位置土压力的变化情况如图8所示。其中超挖范围内埋深60 cm以下区域的主动区土压力显著降低, 最大卸荷量为0.41 kPa, 而卸荷区域周围土体在土拱加载作用的影响下, 土压力明显上升, 最大增量达到0.88 kPa, 位于P19埋深40 cm处, 结合竖直和水平土拱的形成机理和范围判断, 此处土压力变化主要受桩身变形引起的竖向土拱影响。

#### 3.2 超挖阶段围护结构内力变化

超挖过程中P19桩身弯矩及位移变化如图9所示。基坑正常开挖后, 工况2和工况3中P19的最大弯矩分别为10.34, 14.76 N·m。由于桩顶冠梁和锚杆的约束作用, 支护桩始终保持基坑内侧受拉。随超挖深度增加, 被动区土体高度下降, 桩身剪力零点下移, 支护桩弯矩不断增大, 超挖10 cm后桩身最大弯矩分别为12.20, 18.68 N·m, 增大到正常开挖后的1.17, 1.26倍。结合桩顶位移和转角, 对桩身弯矩进行二次

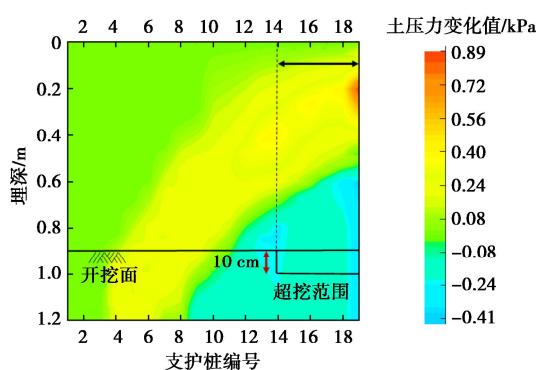


图 8 超挖后主动区土压力增量 (工况 2)

Fig. 8 Increments of active earth pressures after over-excavation

(Test 2)

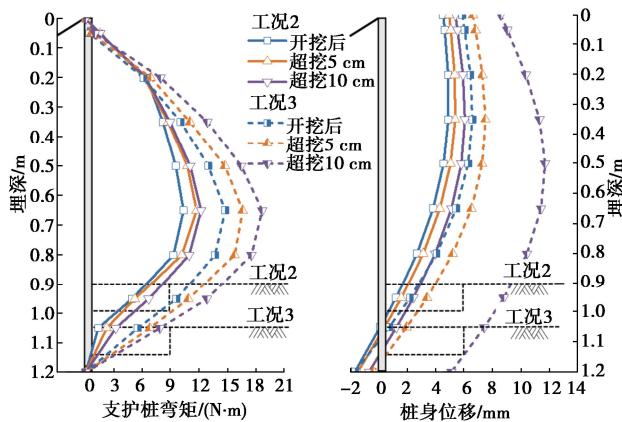


图 9 超挖过程中P19桩身弯矩及位移变化

Fig. 9 Moments and deflections of P19 during over-excavation

积分, 得到超挖过程中 P19 的桩身位移变化。工况 2 和工况 3 中超挖 10 cm 后桩身最大水平位移分别为 4.82, 6.51 mm, 增大到开挖后的 1.24, 1.78 倍。其中工况 3 中超挖范围内支护桩的嵌固深度仅为 5 cm, 此时被动区土体无法提供足够的抗力, 导致 P19 桩身整体出现大幅度侧移。初始大面积开挖深度越深, 超挖对支护桩变形和弯矩产生的影响越大, 在实际工程中更应避免出现超挖, 以防止支护桩失稳发生倾覆破坏。

工况 2 和工况 3 正常开挖后锚杆轴力平均值分为 63.7, 73.3 N。基坑超挖后, 由于被动区土体高度进一步减小, 此时围护结构的水平抗力主要由锚杆提供, 位于超挖范围中心的 A10 轴力分别增加 2.8, 13.5 N。

### 3.3 基坑锚杆局部破坏引发连续垮塌情况

基坑正常开挖或局部超挖后, 局部失效锚杆达到一定根数时, 剩余锚杆将依次发生连续破坏, 其中工况 2 和工况的 3 基坑垮塌情况如图 10 所示。工况 2 中 (正常开挖 90 cm) 基坑垮塌后, 仅位于超挖范围内的支护桩 (P13~P24) 向基坑内倾覆, 而在工况 3 中 (正常开挖 105 cm), 基坑破坏后支护桩则整体向

坑内侧移。由此推测, 对于同一围护结构, 支护桩的嵌固深度越小, 不利因素作用下引发基坑垮塌的程度和范围越大。此外, 工况 1~3 引发连续破坏的初始锚杆失效数量分别为 8 根, 7 根, 5 根, 说明存在局部超挖问题时, 锚杆失效更容易引发基坑连续垮塌, 而正常开挖深度越深, 基坑的防连续破坏能力也越弱。

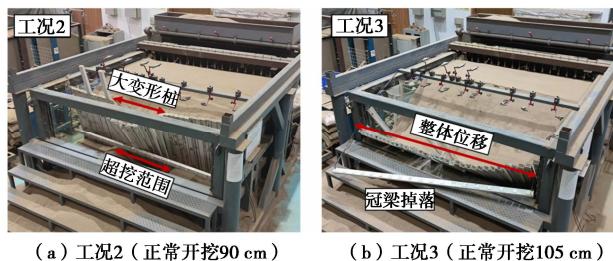


图 10 工况2和工况3基坑坍塌情况

Fig. 10 Collapse of excavation under Test 2 and Test 3

### 3.4 锚杆失效阶段主动区土压力变化

相较于正常开挖后, 局部失效 5 根锚杆后主动区土压力变化如图 11 所示。与超挖引起土拱效应的原理相同, 锚杆失效后围护结构的抗侧移刚度减小, 导致支护桩位移进一步增大, 产生的土拱效应更加显著。锚杆失效 5 根瞬间最大卸荷量达到 1.49 kPa, 位于 P19 埋深 80 cm 处, 而此时冠梁对支护桩仍起到明显的约束作用, 体现在超挖范围内埋深 20~40 cm 的主动区土压力持续增加, 最大增量达到了 2.29 kPa。

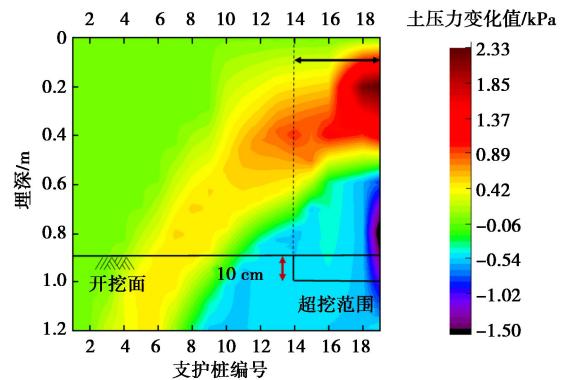


图 11 第 5 根锚杆失效瞬间主动区土压力增量 (工况 2)

Fig. 11 Increments of earth pressures under failure of 5th anchor

依据土压力盒监测数据, 工况 1~3 锚杆失效过程中 P19 桩后土压力的时程变化如图 12 所示。单根锚杆失效后, 桩后土压力变化呈现先陡降或陡增, 后缓慢回调的特点, 对应土体瞬时卸载加载和后续的应力重分布过程。超挖区内锚杆局部失效将进一步加剧土拱效应, 且大面积开挖深度越深, 产生的土拱效应也越明显, 对围护结构的内力和变形影响也更大, 进而导致基坑的防连续破坏能力被削弱。

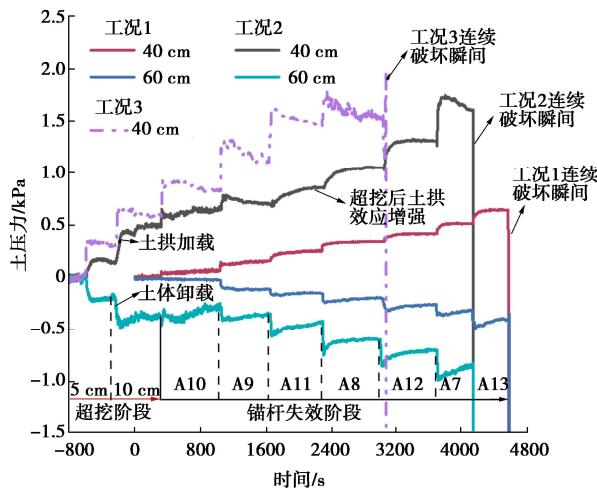


图12 局部锚杆失效过程P19桩后土压力变化

Fig. 12 Earth pressures at P19 under partial failure of anchors

### 3.5 锚杆失效阶段支护结构内力变化

#### (1) 锚杆轴力变化

以工况2为例, 图13揭示了超挖后局部锚杆失效引发基坑垮塌的荷载传递机理(为便于描述连续破坏过程, 仅取基坑对称轴一侧锚杆轴力变化情况分析)。局部失效A13瞬间, 超挖范围以外的A6轴力迅速增大, 达到强度极限后破坏, 进而引发相邻的剩余锚杆轴力迅速升高, 沿基坑长度方向依次破坏。

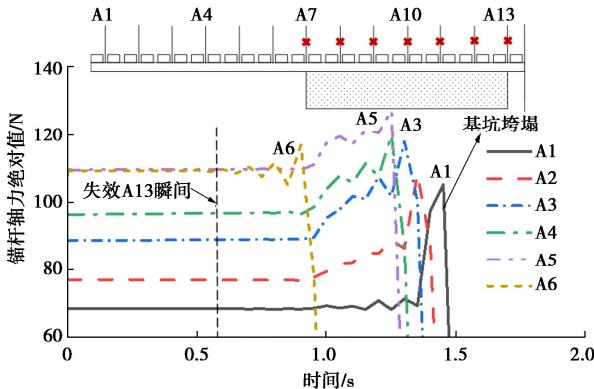


图13 剩余锚杆连续破坏瞬间轴力变化图(工况2)

Fig. 13 Axial forces of intact anchors at moment of progressive collapse (Test 2)

将锚杆失效后与失效前轴力最大值的比值定义为锚杆的荷载(轴力)传递系数 $I_t^{[17]}$ 。荷载传递系数的大小反映了围护结构的抗连续破坏能力不同。单根锚杆失效后, 失效荷载通过土体和冠梁传递给相邻锚杆, 局部失效根数相同时, 荷载(轴力)传递系数越大, 锚杆连续破坏的风险越高。工况1~3锚杆失效过程中A1~A10轴力变化如图14所示。工况1失效4根锚杆后A5~A7的轴力传递系数分别为1.32, 1.21, 1.28, 相应地, 工况2为1.37, 1.42, 1.53, 工况3为1.45, 1.52, 1.56, 当基坑存在超挖问题时, 且正常开挖深度越深, 局部失效后剩余锚杆的轴力传递系数越大, 为避免基坑发生连续垮塌, 应考虑采用局部锚杆加强

的设计方法, 局部加强后的锚杆将成为锚杆连续破坏发展过程中的阻断单元, 将锚杆连续破坏限制在一定范围。

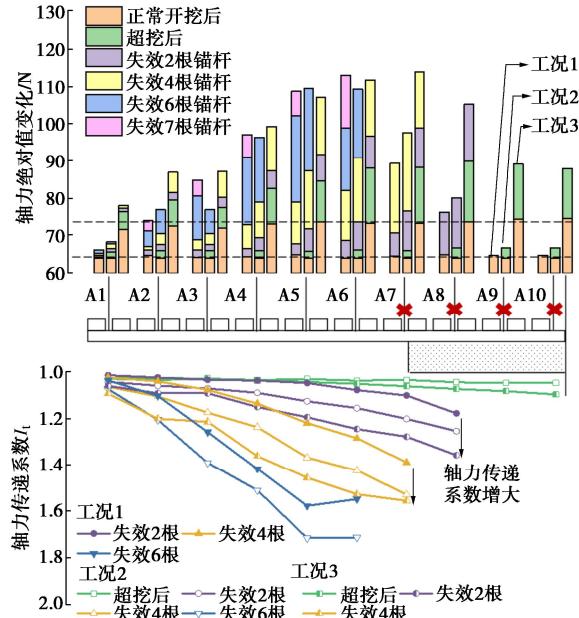


图14 局部失效过程中剩余锚杆轴力增量及荷载传递系数变化

Fig. 14 Increments of axial forces and load transfer coefficients of intact anchors under partial failure of anchors

#### (2) 冠梁内力变化

随局部锚杆失效数量增加, 冠梁水平位移及剪力持续增大, 如图15所示。工况2中, 失效2, 4, 6根锚杆后桩顶最大水平位移分别达到7.72, 13.02, 22.23 mm, 而工况1和工况3中失效4根锚杆后最大位移分别为11.31, 19.77 mm。将冠梁弯矩沿长度方向求导后, 得到冠梁沿基坑宽度方向的水平剪力分布

(向基坑外侧为负)。冠梁剪力最大值位于超挖范围边缘, 超挖范围内支护桩产生的不均匀位移越大, 冠梁剪力的增幅更明显, 体现在工况2失效4根锚杆后最大剪力为-107.4 N, 而相同失效根数时工况1和工况3中冠梁最大剪力分别为-98.2, -135.6 N。

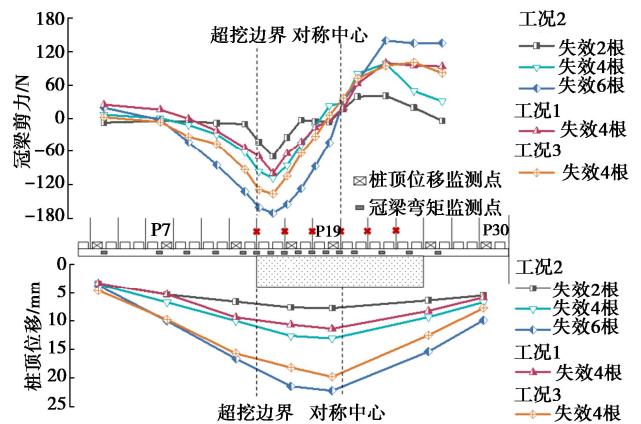


图15 局部锚杆失效过程冠梁剪力及变形图

Fig. 15 Shear forces and deflections of capping beams under partial failure of anchors

### (3) 支护桩弯矩变化

锚杆局部失效过程中,工况1和工况2中P4和P19的桩身弯矩变化如图16所示。对于工况1,受到水平土拱加载作用的影响,P4桩身弯矩不断增加,锚杆失效6根后最大弯矩由开挖后的 $10.13\text{ N}\cdot\text{m}$ 增长为 $11.15\text{ N}\cdot\text{m}$ ,而位于失效范围中心的P19,支护桩的受力模式逐渐近似为悬臂约束,导致桩身弯矩不断减小,最大弯矩由开挖后的 $10.65\text{ N}\cdot\text{m}$ 减小为 $8.14\text{ N}\cdot\text{m}$ 。在工况2中,由于超挖后锚杆失效产生的土拱效应更加显著,失效6根后P4的最大弯矩达到 $14.62\text{ N}\cdot\text{m}$ ,明显大于工况1,而P19在超挖和锚杆失效两个阶段,分别受到被动区土体高度减小以及主动区土体卸载的影响,桩身弯矩先增大,后减小,6根锚杆失效后桩身最大弯矩与正常开挖后相近。

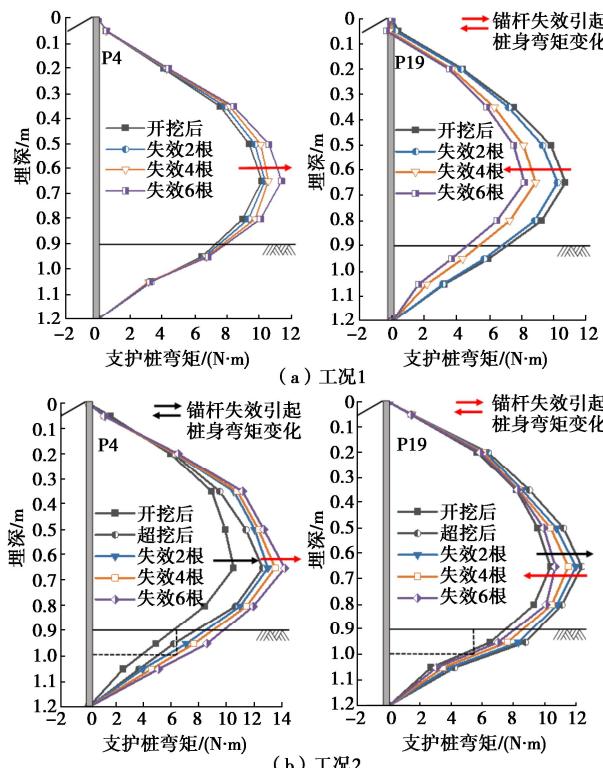


图16 局部锚杆失效过程桩身弯矩变化图

Fig. 16 Bending moments of piles under partial failure of anchors

基坑垮塌瞬间桩身弯矩的变化规律与锚杆失效阶段类似,依旧表现为P19桩身弯矩下降,而P4桩身弯矩增加,如图17所示。在既有锚杆支护基坑的数值模拟研究<sup>[22]</sup>中发现,当支护桩嵌固深度较大时,被动区土体对支护桩的约束作用较强,随锚杆失效根数增加,失效范围中心的支护桩逐渐转为基坑外侧受拉,导致桩身弯矩绝对值先减小,后大幅度提高,支护桩更可能发生受弯破坏。而在本试验被动区土体高度较小的情况下,锚杆失效过程乃至发生连续破坏瞬间,局部超挖区内的支护桩弯矩始终减小,最后支护桩发

生倾覆失稳导致垮塌。

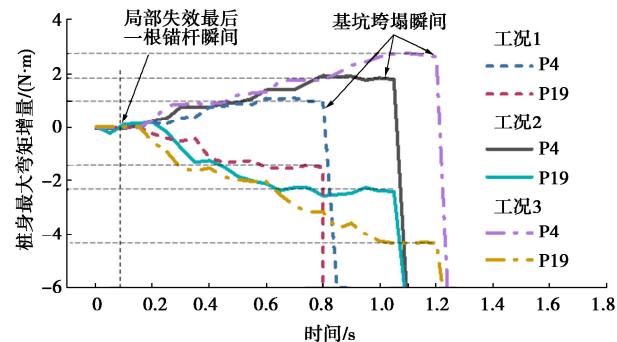


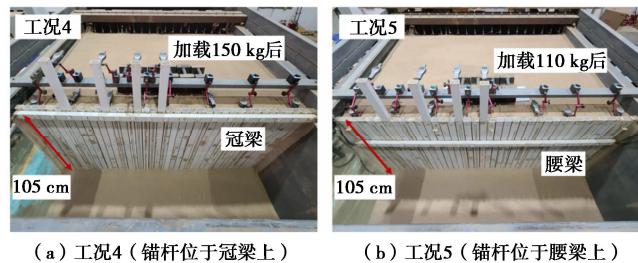
图17 基坑垮塌瞬间桩身最大弯矩变化图

Fig. 17 Maximum bending moments of piles at moment of progressive collapse

## 4 基坑顶部超载引发连续破坏研究

### 4.1 基坑超载及连续破坏情况

工况4和工况5为顶部超载引发的基坑连续破坏试验,基坑开挖深度均为 $105\text{ cm}$ ,区别在于锚杆分别设置在冠梁和腰梁位置,如图18所示。锚杆设置在冠梁上时,围护结构的抗侧移刚度更高,可以更有效地控制桩顶位移发展,体现在基坑开挖后,工况4中桩顶位移平均值为 $5.72\text{ mm}$ ,远小于工况5的 $14.64\text{ mm}$ ,且在逐级加载过程中,相同附加荷载作用下,工况5中的桩顶位移增量也大于工况4,如图19所示。锚杆设置高度不同,触发锚杆连续破坏的超载量也不同。工况4和工况5中加载砝码重量分别达到 $250, 150\text{ kg}$ 时(对应原型的附加荷载为 $128, 76.8\text{ kPa}$ ),锚杆发生破坏,进而导致基坑垮塌。



(a) 工况4 (锚杆位于冠梁上)

(b) 工况5 (锚杆位于腰梁上)

图18 基坑超载工况试验图

Fig. 18 Test conditions of excavations under surcharge loading

### 4.2 主动区土压力变化

当基坑顶部承受荷载时,根据朗肯土压力理论可以计算出附加荷载对支护桩的影响范围。试验中加载区域的宽度以及到桩顶的水平距离均为 $20\text{ cm}$ ,对应附加土压力的理论影响范围为埋深 $37\sim74\text{ cm}$ 。通过分析土压力盒及膜式压力传感器数据,工况4加载 $100\text{ kg}$ 后,附加土压力的实际影响范围与理论解基本吻

合, 如图 20 所示。在超载范围内, 埋深约 40 cm 处主动区土压力增量最大, 距离超载区域越远, 附加土压力的影响越小。

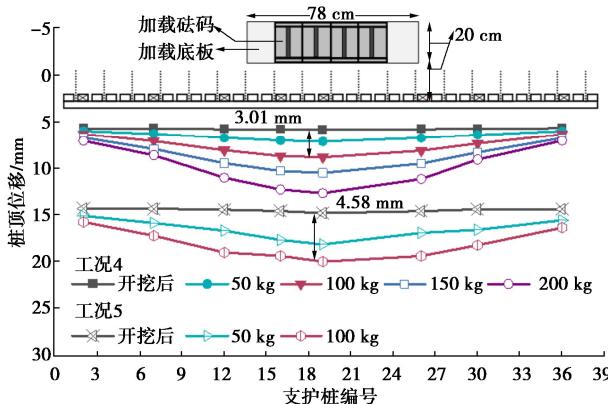


图 19 加载各阶段桩顶位移变化图

Fig. 19 Displacements of pile top under surcharge loading

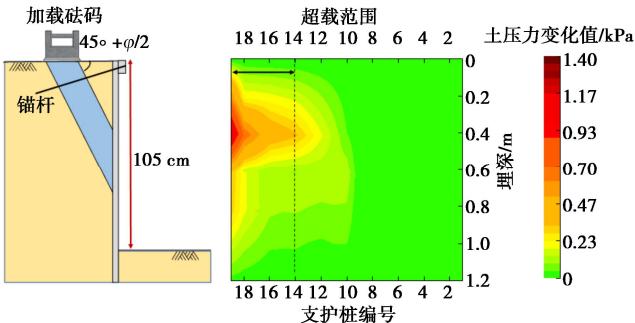


图 20 加载 100 kg 瞬间主动区土压力增量 (工况 4)

Fig. 20 Increments of earth pressures with loading of 100 kg  
(Test 4)

基坑顶部加载各阶段埋深 40 cm 处主动区土压力变化如图 21 所示。桩后土压力整体呈现先迅速上升, 后缓慢下降的趋势, 对应附加土压力作用于支护桩, 围护结构向坑内位移进而导致桩后土体卸载的过程。在加载初期, P4 的桩后土压力出现小幅度下降, 原因是此时附加土压力的影响范围有限, P4 桩后土压力变化主要受桩身变形影响。随附加荷载值升高, 支护桩位移持续增加, 土体卸荷更明显, 桩后土压力陡增后回落的幅度也更大。工况 4 加载 200 kg 后, P19, P14 和 P4 埋深 40 cm 处的土压力分别增加 1.83, 0.64, 0.06 kPa。工况 5 中的土压力变化规律与工况 4 相似, 但土压力增量明显小于工况 4, 主要是由加载过程中围护结构变形较大, 桩后土体卸荷抵消了部分附加土压力的影响。

#### 4.3 锚杆轴力变化

工况 5 中, 由于支护桩顶端缺少约束, 腰梁以上的主动土压力主要由锚杆承担, 开挖后锚杆的平均轴力为 76.2 N, 大于工况 4 的 73.2 N。图 22 揭示了超载

引发锚杆连续破坏的荷载传递机理。以工况 4 为例, 在逐级加载过程中, 位于超载范围内的 A7~A10 轴力增幅明显, 加载 250 kg 瞬间, A7~A10 的轴力进一步上升达到强度极限, 导致锚杆自加载范围中心处向远端依次发生连续破坏, 进而引发基坑垮塌。而相同超载量下, 工况 5 中锚杆轴力的增幅大于工况 4, 因此触发锚杆连续破坏所需的超载量更小。

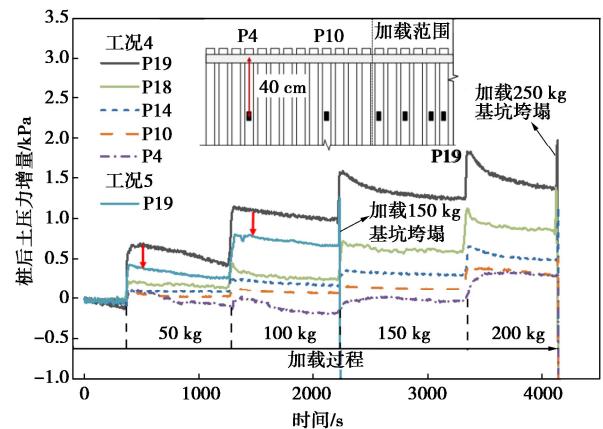


图 21 加载各阶段埋深 40 cm 处主动区土压力增量

Fig. 21 Increments of earth pressures at depth of 40 cm under surcharge loading

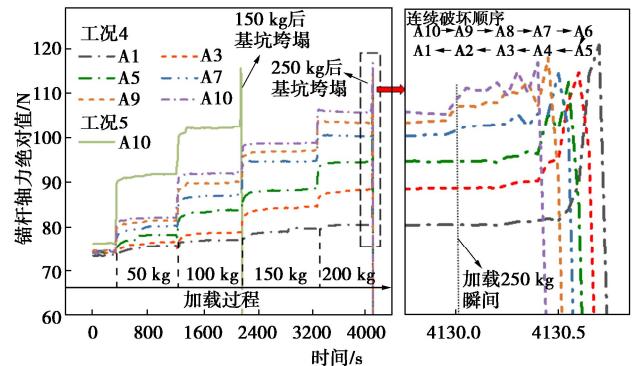


图 22 加载过程及连续破坏瞬间锚杆轴力时程变化

Fig. 22 Axial forces of anchors during surcharge loading and progressive collapse

加载过程中 A1~A10 轴力绝对值以及  $I_1$  变化如图 23 所示。加载 100 kg 后, 工况 4 中 A7 和 A10 的轴力上升到 86.2, 92.5 N, 对应的荷载(轴力)传递系数为 1.17, 1.24, 而工况 5 中轴力则分别升至 95.6, 103.0 N, 对应的荷载(轴力)传递系数为 1.23, 1.36。由 4.2 节可知, 在此加载条件下附加荷载的影响范围距离腰梁更近, 导致工况 5 中锚杆的轴力传递系数明显大于工况 4。由此说明, 在实际工程中, 当单道桩锚基坑顶部存在超载问题, 锚杆设置在腰梁上时发生连续破坏的风险更高, 需优先对锚杆考虑在附加荷载作用下进行设计。

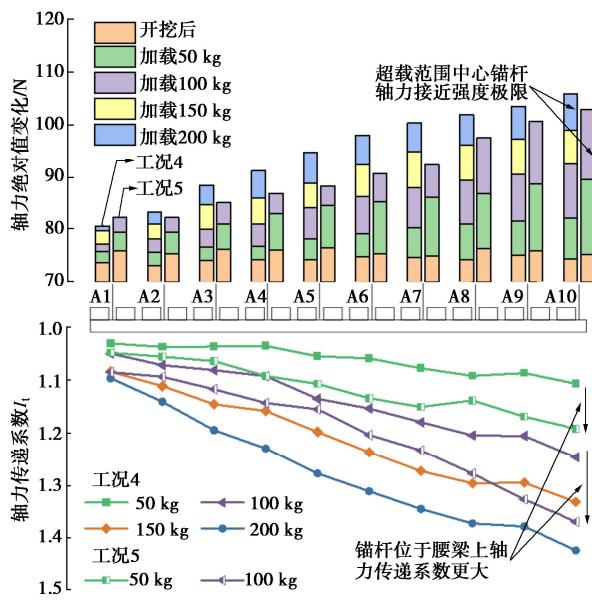


图 23 加载过程锚杆轴力增量及荷载传递系数变化

Fig. 23 Increments of axial forces and load transfer coefficients of intact anchors under surcharge loading

#### 4.4 冠梁弯矩变化

正常开挖过程中, 冠(腰)梁绕柱长方向的弯矩始终近似为0。在加载阶段, 随着附加荷载提高, 超载范围内冠(腰)梁的弯矩不断增大(以基坑内侧受拉为负), 如图24所示。工况5加载100 kg后, 腰梁最大弯矩达到了-14.52 N·m, 大于工况4中冠梁最大弯矩-11.53 N·m, 相同超载量下腰梁产生的弯矩更大, 其主要原因有两点: 一是腰梁位于埋深30 cm处, 更靠近附加土压力的影响范围, 导致超载范围外的锚杆轴力差更大, 二是锚杆设置在腰梁位置时围护结构的抗侧移刚度较低, 超载范围内外支护桩产生了更不均匀的水平位移。

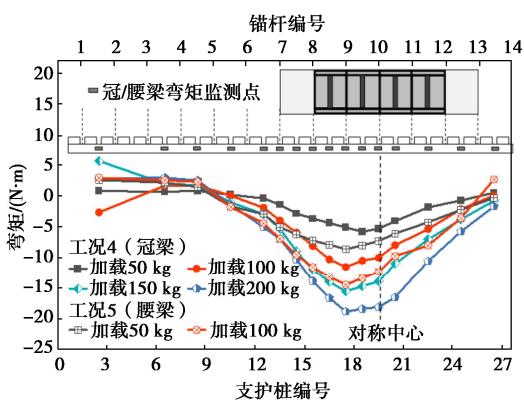


图 24 加载各阶段冠(腰)梁弯矩变化

Fig. 24 Bending moments of capping (waler) beam under surcharge loading

#### 4.5 支护桩位移及弯矩变化

对于单道锚杆支护基坑, 将锚杆设置于腰梁位置,

主要是考虑在基坑开挖过程中减小桩身弯矩, 节约支护桩施工成本, 但相应地, 对支护桩的位移约束作用也较差。加载过程中P19的桩身位移及弯矩变化如图25所示。工况4桩身最大位移位于埋深30 cm处, 加载100, 200 kg后最大位移值分别为10.56, 14.44 mm。而对于工况5, 加载后P19桩身整体绕腰梁向基坑内倾覆, 桩底向基坑外侧踢出, 加载100 kg后桩身最大水平位移到达21.90 mm。

基坑开挖后, 工况4和工况5中P19的桩身弯矩最大值分别为13.75, 7.36 N·m, 如图25(b)所示。锚杆设置在冠梁上时, 桩身弯矩分布近似呈“弓形”, 加载100 kg后, 桩身最大弯矩值为18.82 N·m。锚杆设置在腰梁上时, 由于桩顶缺少约束, P19在0~30 cm埋深范围内的弯矩近似为0, 加载100 kg后桩身最大弯矩仅为8.9 N·m。因此, 当单道锚杆设置在冠梁上时, 应优先考虑对支护桩在附加荷载作用下进行设计。

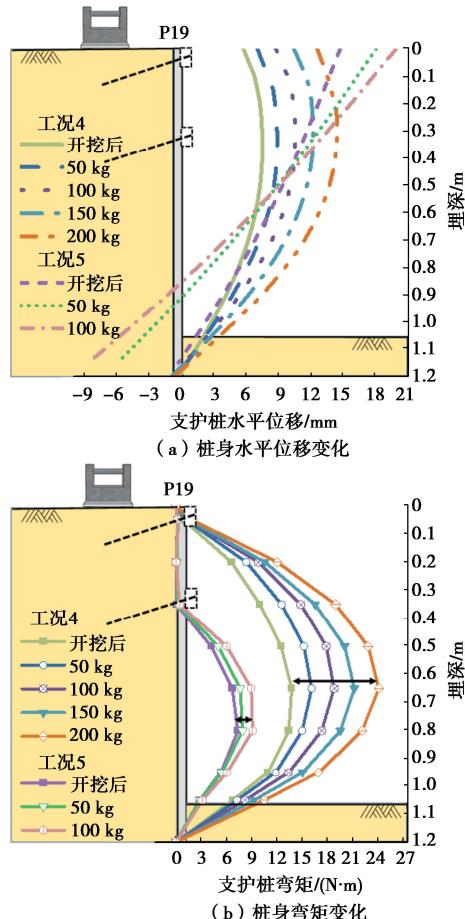


图 25 加载各阶段P19桩身位移弯矩变化图

Fig. 25 Bending moments and deflections of P19 under surcharge loading

与锚杆的轴力传递系数类似, 将加载过程中与加载前支护桩的最大弯矩比值定义为荷载(弯矩)传递系数  $I_p^{[14]}$ 。工况4, 5基坑垮塌前支护桩和锚杆的荷载传递系数如图26所示。锚杆设置在腰梁上时, 锚杆

的荷载传递系数大于支护桩, 更容易触发锚杆的连续破坏。与之相反, 锚杆设置在冠梁上时, 超载情况下, 支护桩的荷载传递系数大于锚杆。由于试验中支护桩模型的安全系数远大于锚杆, 两种工况引发基坑垮塌的直接原因均为锚杆连续破坏, 而在实际工程中如支护桩和锚杆设计采用的安全系数相同, 则超载条件下初始破坏更容易从支护桩弯曲破坏开始。锚杆设置高度不同, 为应对潜在的超载风险需重点验算的构件也不同。

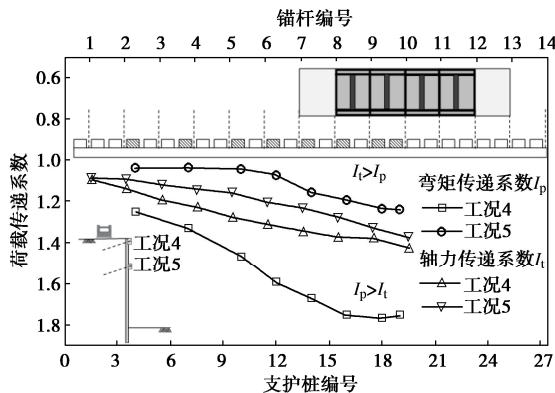


图 26 基坑垮塌前最后一级加载支护结构荷载传递系数对比  
Fig. 26 Load transfer coefficients at final stage of loading before excavation collapse

## 5 结 论

本文依托两起桩锚支护基坑垮塌案例, 通过设计模型试验研究了局部超挖或超载条件下单道桩锚支护基坑的连续破坏机理。在此基础上, 分别对比了局部超挖时基坑开挖深度和顶部超载时锚杆设置高度的影响, 并给出了防止连续垮塌事故发生的建议。主要得到以下 5 点结论。

(1) 对于单道桩锚支护基坑, 基坑局部超挖后, 基坑外产生的土拱效应和冠梁的荷载传递效应将导致邻近区域的支护桩和锚杆内力大幅上升。此情况下超挖区内锚杆局部失效将进一步加剧这两个效应, 引发邻近未失效锚杆发生连续破坏, 导致基坑垮塌。

(2) 对于单道桩锚支护基坑, 超挖区内锚杆失效后。由于试验中支护桩的嵌固深度较小, 锚杆失效过程中桩身整体发生大幅度侧移, 导致围护结构失稳发生倾覆破坏。若支护桩嵌固深度较大, 则锚杆失效过程中桩身最大弯矩的绝对值将先减小, 后显著增加, 最终更可能导致支护桩弯曲破坏引发垮塌。

(3) 对于单道桩锚支护基坑, 正常开挖深度越深, 超挖及锚杆失效引起的支护桩变形越大, 产生的土拱效应越强, 导致锚杆的荷载传递系数偏高, 基坑的抗连续破坏能力更差, 为避免基坑发生连续垮塌, 应考虑采用局部锚杆加强的设计方法, 局部加强后的锚杆

将成为锚杆连续破坏发展过程中的阻断单元, 将锚杆连续破坏限制在一定范围。

(4) 对于单道桩锚支护基坑, 基坑顶部超载后, 支护桩和锚杆的荷载传递系数均不断增大, 由于试验中支护桩模型的安全系数远大于锚杆, 因此当超载量过大时, 引发基坑垮塌的直接原因均为锚杆自加载范围中心处向远端依次达到强度极限而发生连续破坏。

(5) 对于单道桩锚支护基坑, 锚杆设置的高度不同, 为应对潜在的超载风险需重点验算的构件也不同。锚杆设置冠梁上时, 触发锚杆连续破坏所需的超载量更大, 超载情况下, 支护桩的荷载传递系数大于锚杆, 实际工程中如支护桩和锚杆采用的安全系数相同, 初始破坏更容易从支护桩弯曲破坏开始, 因此需优先对支护桩考虑在附加荷载作用下进行设计; 锚杆设置在腰梁上时, 超载情况下, 锚杆的荷载传递系数大于支护桩, 更容易触发锚杆发生连续破坏, 因此需优先对锚杆进行加强设计。

## 参考文献:

- [1] ZHANG W G, HOU Z J, GOH A T C, et al. Estimation of strut forces for braced excavation in granular soils from numerical analysis and case histories[J]. Computers and Geotechnics, 2019, **106**: 286-295.
- [2] GOH A T C, ZHANG R H, WANG W, et al. Numerical study of the effects of groundwater drawdown on ground settlement for excavation in residual soils[J]. Acta Geotechnica, 2020, **15**(5): 1259-1272.
- [3] 付文光, 杨志银, 刘俊岩, 等. 复合土钉墙的若干理论问题、兼论《复合土钉墙基坑支护技术规范》[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(11): 2291-2304. (FU Wenguang, YANG Zhiyin, LIU Junyan, et al. Some theoretical problems of composite soil nailing wall, and also on “technical specification for foundation pit support of composite soil nailing wall” [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(11): 2291-2304. (in Chinese))
- [4] 孙海忠. 关于上海某基坑坍塌事故的分析研究[J]. 地下空间与工程学报, 2012, **8**(增刊 2): 1743-1746. (SUN Haizhong. Research on one pit collapse in Shanghai[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2012, **8**(S2): 1743-1746. (in Chinese))
- [5] 钟 铮. 软土地区某大面积基坑工程险情分析与处理[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(增刊 1): 231-236. (ZHONG Zheng. Analysis and treatment for dangerous situations of a large foundation pit in soft soil areas[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(S1): 231-236. (in Chinese))

- [6] 张矿成, 李继民. 杭州地铁湘湖站“08.11.15”基坑坍塌事故分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 338-342. (ZHANG Kuangcheng, LI Jimin. Accident analysis for ‘08.11.15’ foundation pit collapse of Xianghu Station of Hangzhou metro[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S1): 338-342. (in Chinese))
- [7] NISHA J J, MUTTHARAM M, VINOTH M, et al. Design, construction and uncertainties of a deep excavation adjacent to the high-rise building[J]. Indian Geotechnical Journal, 2019, 49(5): 580-594.
- [8] 苗领厚. 大规模超挖对深大基坑稳定性影响的研究[D]. 沈阳: 东北大学, 2015. (MIAO Linghou. Stability Study on Massive Excavation to Deep and Large Foundation Pit[D]. Shenyang: Northeastern University, 2015. (in Chinese))
- [9] YI F, SU J, ZHENG G, CHENG X S, et al. Overturning progressive collapse mechanism and control methods of excavations retained by cantilever piles[J]. Engineering Failure Analysis, 2022, 140: 106-591.
- [10] 谢秀栋. 邻近建筑物超载时深基坑施工变形特性研究[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(增刊 1): 68-72. (XIE Xiudong. Construction deformation characteristics of foundation pits under adjacent overloading buildings[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(S1): 68-72. (in Chinese))
- [11] 高亿文, 李明广, 陈锦剑. 超载影响下围护结构非对称基坑的受力及变形特性分析[J]. 上海交通大学学报, 2020, 54(6): 643-651. (GAO Yiwen, LI Mingguang, CHEN Jinjian. Stress and deformation performance of deep excavation with asymmetrical retaining structures in adjacent surcharge[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University, 2020, 54(6): 643-651. (in Chinese))
- [12] YE J B, HE X L. Response of dual-row retaining pile walls under surcharge load[J]. Mechanics of Advanced Materials and Structures, 2022, 29(11): 1614-1625.
- [13] 王伟杰. 深基坑工程事故原因的分析及加固处理[J]. 居舍, 2018(19): 13, 65. (WANG Weijie. Analysis and reinforcement of the accident in a deep excavation engineering[J]. Residential Houses, 2018(19): 13, 65. (in Chinese))
- [14] 程雪松, 郑刚, 黄天明, 等. 悬臂排桩支护基坑沿长度方向连续破坏的机理试验研究[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(9): 1640-1649. (CHENG Xuesong, ZHENG Gang, HUANG Tianming, et al. Experimental study on mechanism of progressive collapse along length of excavation retained by cantilever contiguous piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2016, 38(9): 1640-1649. (in Chinese))
- [15] CHENG X S, ZHENG G, DIAO Y, et al. Experimental study of the progressive collapse mechanism of excavations retained by cantilever piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2017, 54(4): 574-587.
- [16] 郑刚, 雷亚伟, 程雪松, 等. 局部破坏对钢支撑排桩基坑支护体系影响的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(8): 1390-1399. (ZHENG Gang, LEI Yawei, CHENG Xuesong, et al. Experimental study on influences of local failure on steel-strutted pile retaining system of deep excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(8): 1390-1399. (in Chinese))
- [17] ZHENG G, LEI Y W, CHENG X S, et al. Experimental study on the progressive collapse mechanism in the braced and tied-back retaining systems of deep excavations[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2020, 58(4): 540-564.
- [18] 建筑地基基础工程施工规范: GB 51004—2015[S]. 北京: 中国计划出版社, 2015. (Code for Construction of Building Foundation Engineering: GB 51004—2015[S]. Beijing: China Planning Press, 2015. (in Chinese))
- [19] KARL T. Theoretical Soil Mechanics[M]. New York: J Wiley and Sons, Inc, 1943.
- [20] 雷华阳, 刘旭, 加瑞, 等. 考虑土拱渐进发展的松动土压力研究[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(8): 1434-1442. (LEI Huayang, LIU Xu, JIA Rui, et al. Loosening earth pressure considering progressive development of soil arching[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(8): 1434-1442. (in Chinese))
- [21] 徐超, 张兴亚, 韩杰, 等. 加载条件对土拱效应影响的Trapdoor模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(4): 726-732. (XU Chao, ZHANG Xingya, HAN Jie, et al. Trapdoor model tests on impact of loading conditions on soil arching effect[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(4): 726-732. (in Chinese))
- [22] 郑刚, 雷亚伟, 程雪松, 等. 局部锚杆失效对桩锚基坑支护体系的影响及其机理研究[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(3): 421-429. (ZHENG Gang, LEI Yawei, CHENG Xuesong, et al. Influences and mechanisms of anchor failure on anchored pile retaining system of deep excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(3): 421-429. (in Chinese))