

DOI: 10.11779/CJGE201609011

# 悬臂排桩支护基坑沿长度方向连续破坏的机理试验研究

程雪松<sup>1,2</sup>, 郑刚<sup>1,2</sup>, 黄天明<sup>1,2</sup>, 邓楚涵<sup>1,2</sup>, 聂东清<sup>1,2</sup>, 刘杰<sup>1,2</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)

**摘 要:** 大长度基坑发生了一些沿长度方向上由局部破坏引发数 10 m 至 100 m 以上的连续破坏事故, 然而基坑连续破坏的发生及终止机理却少有研究。设计了悬臂排桩支护基坑局部支护桩破坏倒塌的模型试验, 对局部破坏引发的土压力和支护结构内力变化等规律等进行了研究, 在此基础上进行了局部破坏引发支护桩连续破坏的试验。结果表明, 基坑局部垮塌会引起邻近桩的土压力和桩身内力瞬间增大, 随后坑外土体滑塌进基坑内, 造成邻近支护结构主动区卸载, 但此卸荷过程相对滞后。当局部垮塌引发的荷载传递系数大于邻近桩的承载力安全系数时, 将会导致基坑连续破坏。连续破坏发生后, 随着破坏范围增大, 土体滑塌引发的卸荷使得土拱效应不足以继续导致支护桩出现破坏时, 连续破坏将自然终止。试验还表明, 在一定局部破坏长度范围内, 局部垮塌长度越大, 荷载传递系数和影响范围越大; 围护桩嵌固深度越小, 即支护桩抗侧移刚度越低时, 荷载传递系数越小, 但局部破坏影响范围较大。

**关键词:** 基坑; 排桩; 连续破坏; 局部垮塌; 荷载传递

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2016)09 - 1640 - 10

**作者简介:** 程雪松 (1985 - ), 男, 河北人, 博士, 博士后, 从事基坑工程及地下工程稳定性的研究工作。

E-mail:cheng\_xuesong@163.com.

## Experimental study on mechanism of progressive collapse along length of excavation retained by cantilever contiguous piles

CHENG Xue-song<sup>1,2</sup>, ZHENG Gang<sup>1,2</sup>, HUANG Tian-ming<sup>1,2</sup>, DENG Chu-han<sup>1,2</sup>, NIE Dong-qing<sup>1,2</sup>, LIU Jie<sup>1,2</sup>

(1. MOE Key Laboratory of Coastal Civil Engineering Structure and Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** Progressive collapse of deep excavations along the longitudinal direction induced by partial failure may extend to tens of meters or even more than one hundred meters. However, the researches on the initiation and termination mechanism of progressive collapse are limited. The model tests on partial collapse caused by the breakage of some retaining piles are designed. The changing rules of earth pressures and internal forces of adjacent piles are analyzed. Furthermore, the model tests on progressive collapse induced by partial collapse are conducted. The test results show that the partial collapse can cause sudden increase of earth pressures and structural internal forces of adjacent piles. Afterwards, the soil outside the excavation flows into the excavation, which is an unloading effect for the adjacent piles. However, the unloading effect lags behind the loading effect. If the load transfer coefficient of partial collapse is larger than the safety factor of bearing capacity of the adjacent piles, the progressive collapse will occur. During the process of progressive collapse, when the soil arching effect is mitigated by the unloading effect and cannot cause further breakage of the retaining structures, the progressive collapse ceases naturally. Within a certain extent, the larger the partial collapse is, the larger the load transfer coefficient and the influenced area are. Additionally, when the lateral stiffness of piles is low, the load transfer coefficient will be small, but the influenced area will be large.

**Key words:** excavation; contiguous pile; progressive collapse; partial failure; load transfer

## 0 引 言

已有的案例表明, 基坑的连续倒塌多是由局部构件的破坏所引发<sup>[1-3]</sup>。在基坑支护体系的某一点出现局部破坏的情况下, 破坏结构体释放所承担的荷载, 进而导致其他结构体受力增大而破坏, 导致连续破坏可沿基坑深度与宽度以及长度等方向发展。基坑连续破

坏在长度方向上的发展产生的影响更为严重, 特别是地铁车站深基坑, 其具有大长度、大深度的特点, 沿长度方向的连续坍塌可达 40~100 m<sup>[4-9]</sup>, 在造成巨大的

**基金项目:** 国家科技支撑计划课题项目 (2012BAJ01B02-03); 中国博士后科学基金项目 (2014M561186)

**收稿日期:** 2015 - 06 - 26

生命与财产损失的同时可使整条线的地铁通车时间拖延一年以上。

基坑事故频发和基坑工程的特殊性是密不可分的,一方面岩土工程本身有其天然的不确定性、复杂性及偶然性<sup>[1]</sup>,加之基坑支护体系被按照临时结构进行设计,安全储备相对较低。在这种情况下,目前基坑支撑体系设计却是基于构件进行设计,而没有考虑整个体系的鲁棒性及冗余度,这使得按目前方法设计的基坑支护体系可能在冗余度方面存在缺陷,在基坑发生局部构件失效时可能由局部破坏产生连续破坏,最终导致基坑整体崩溃,造成非常严重的后果。

目前基坑传统的稳定分析方法多以相对简化的、基于基坑剖面的二维失稳破坏模式为基础<sup>[10-18]</sup>,无法反映基坑复杂的连续破坏模式,不能考虑沿基坑长度方向上的破坏传递问题,无法反映基坑失稳破坏在时间和空间上发展的物理过程与机理,同时也就无法为基坑连续破坏控制方法的研究提供足够的支撑。

程雪松等利用显式有限差分法对悬臂排桩支护基坑发生局部围护桩破坏进行了模拟<sup>[19]</sup>,结果表明,在基坑局部破坏后瞬间,邻近主动区土体在水平方向上形成土应力拱,使得邻近桩桩身弯矩上升。其定义基坑局部破坏引起的邻近未失效桩的桩身内力增大倍数为荷载传递系数,并指出此系数是决定基坑是否发生连续破坏的重要因素<sup>[19]</sup>。另外,在实际工程中,支护结构的连续垮塌不会沿基坑长度方向无限制的发展下去,即基坑连续破坏存在自然终止现象。然而,有限差分法无法实现对基坑局部破坏引发连续破坏直至自然终止的全过程模拟,因此,有必要继续对深基坑连续破坏的产生、发展及终止机理进行深入研究。

本文采用模型试验对悬臂式排桩支护的基坑在长度方向连续破坏的机理进行了研究。在模型试验中,在排桩支护结构中设置了可接受指令发生破坏的围护桩(本文称其为失效桩),监测了基坑局部垮塌引发邻近未失效桩的桩顶位移、桩身弯矩及主动区土压力的变化。在此基础上,设计了在试验条件下可因局部破坏引发弯曲破坏的桩,成功模拟了局部破坏引起相邻桩在基坑长度方向的连续破坏发生、发展及终止,提出了连续破坏发生的条件,并初步揭示了连续破坏的发生、发展及终止机理。

## 1 大型模型试验装置及试验材料

### 1.1 模型试验平台

本文为了研究基坑局部破坏在长度方向上的传递从而导致连续破坏的机理建设了一个大型的模型试验平台,平台主要包括试验槽、洒砂设备、储砂槽及

可移动式螺旋输送机,如图1所示。试验槽的内部尺寸为2.50 m×2.46 m×1.40 m(长×宽×高),单组试验砂土用量达8.75 m<sup>3</sup>(约14 t)。在试验槽内部未安装玻璃观察窗的水泥墙面上,粘贴摩擦系数较低的钠化聚四氟乙烯(特氟龙、PTFE)薄膜,用以减小土体与试验槽内壁的摩擦从而尽可能消除边界效应。

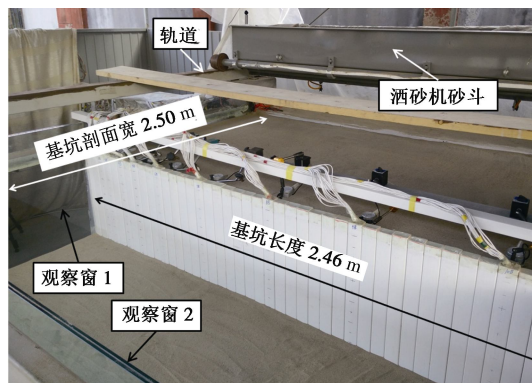


图1 大型模型试验装置及基坑模型示意

Fig. 1 Platform of large-scale model tests and excavation model

### 1.2 试验土体

此次试验的土体采用干细砂,平均粒径 $D_{50}$ 为0.23 mm,不均匀系数 $C_u$ 为2.25,具体参数如表1。

表1 试验用干细砂的基本参数

Table 1 Parameters of sand used in model tests

参数	比重 $G_s$	平均粒 径 $D_{50}$	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 $\phi$
数值	2.67	0.23 mm	2.25	0.783	0.531	33.5°

洒砂设备出砂口高度固定,距试验槽底部1.70 m,因此对于模型槽中的土体来说,不同深度处的砂土下落高度不同,其密实度也不相同。经测定,砂土的孔隙率和下落高度的关系如图2所示。由图可见,随着下落高度的增加,砂土孔隙比整体趋势为逐渐变小。

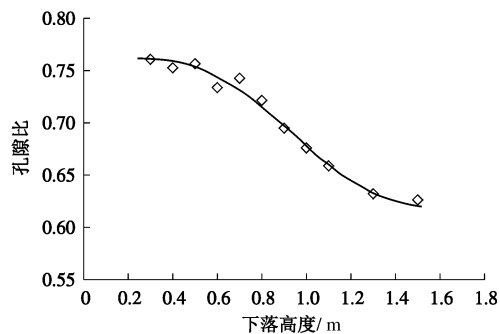


图2 砂土下落高度与孔隙比的关系

Fig. 2 Relationship between falling height and void ratio

### 1.3 模型桩

模型桩采用硬质PVC矩形管模拟,矩形管断面

规格为  $60\text{ mm} \times 40\text{ mm} \times 3\text{ mm}$  (长 $\times$ 宽 $\times$ 壁厚), 有效桩长  $1.2\text{ m}$ 。支护桩在沿排桩布置方向的截面宽度为  $60\text{ mm}$ , 垂直于排桩布置方向的截面宽度为  $40\text{ mm}$ 。在宽  $2.46\text{ m}$  的试验槽中共布置  $40$  根桩形成排桩。

### (1) 监测桩

在  $40$  根支护桩中, 设置  $8\sim 10$  根监测桩, 每根监测桩设置  $8$  个监测断面, 用以监测断面弯矩。监测桩同样由 PVC 矩形管制成, 在桩内壁监测断面位置的受拉受压侧各设置一片应变片。经简支梁加载试验, 测得支护桩的抗弯刚度  $EI$  为  $560\text{ N}\cdot\text{m}^2$ , 断面受到单位弯矩 ( $1\text{ N}\cdot\text{m}$ ) 作用时单侧 (受拉或受压侧) 应变片应变值为  $29\mu$  应变。

### (2) 初始局部失效桩

为了模拟基坑初始局部支护结构破坏, 需要在局部设置若干根能够在控制下出现破坏的支护桩, 因此自主设计了可以接受指令发生折断的失效桩, 其装置及工作原理如图 3 所示。将完整桩在预设断面截断 (可认为是实际工程中桩的局部缺陷处, 本试验预设断面位于桩身中部, 即距桩底  $60\text{ cm}$  处)。在基坑局部破坏前, 上下两截桩通过钢轴传递弯矩, 其受力性状与完整桩类似。在基坑开挖到底后, 假设失效桩的受力达到极限状态, 钢轴被拉进下截桩, 上下两截桩断开, 以此模拟基坑局部支护桩达到极限强度而破坏。

### (3) 后续破坏桩

完整的 PVC 模型桩强度较高, 无法在此模型试验中所受到的荷载范围内发生破坏。为了模拟由于初始局部支护桩破坏引发邻近支护桩的破坏, 实现连续破坏模拟, 进一步设计了后续破坏桩, 根据预试验中测得的局部破坏引发相邻桩的弯矩增加值, 设定后续破坏桩的破坏弯矩, 使其能够在局部破坏发生后, 桩身弯矩可达到破坏弯矩而发生破坏, 如图 4 所示。

与失效桩类似, 将完整桩在预设断面位置 (距桩底  $60\text{ cm}$  处) 截断。如图 4 所示, 将两段桩的受压侧利用铰链连接, 此铰链既可承担断面处的剪力, 又可以在此断面达到极限弯矩、产生破坏时自由转动, 模拟桩折断。两段桩的受拉侧采用细钢丝绳连接。此后后续破坏桩在受弯时, 钢丝绳受拉, 在达到极限抗拉强度时即被拉断, 支护桩随即折断发生破坏。本次试验采用的钢丝绳直径为  $0.6\text{ mm}$ , 抗拉强度平均值为  $208.75\text{ N}$ 。采用悬臂梁试验, 测得此支护桩的破坏弯矩平均值为  $8.70\text{ N}\cdot\text{m}$  (纯弯、无轴力时)。

在上述不同功能的支护桩中, 将未设置预设断面的支护桩统称为完整桩, 包括未经处理的 PVC 矩形管桩和设置了应变监测断面的监测桩。经测试, 在纯弯情况下, 完整桩的破坏弯矩约为  $147\text{ N}\cdot\text{m}$ , 远大于本系列试验中可达到的最大弯矩 (约  $30\text{ N}\cdot\text{m}$ )。

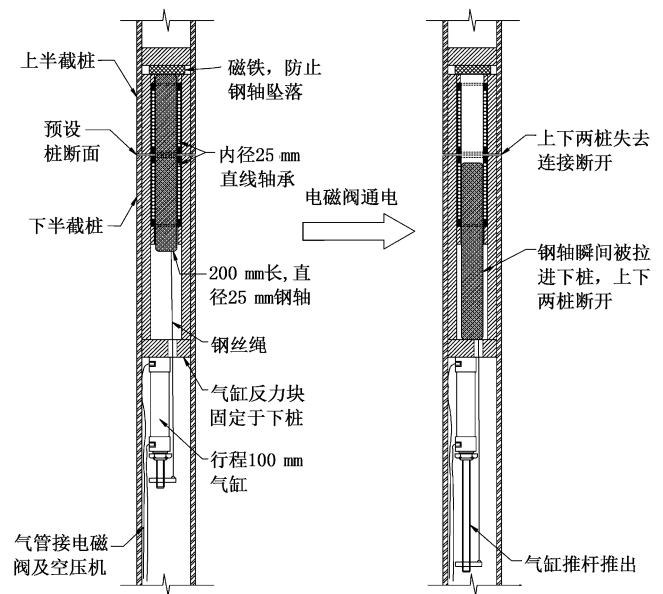


图 3 失效桩装置及工作原理

Fig. 3 Device and working mechanism of breakable pile

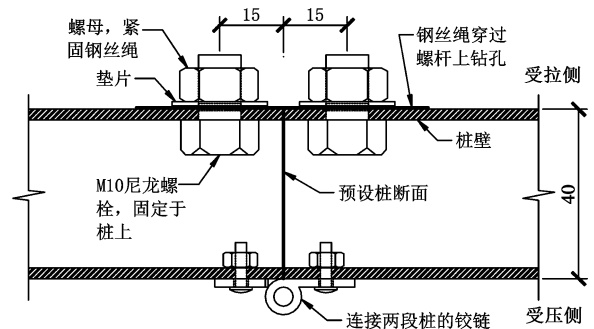


图 4 后续破坏桩装置及工作原理

Fig. 4 Device and working mechanism of progressive collapse piles

## 2 基坑模型及试验工况

### 2.1 基坑模型

整个模型的尺寸为  $2.50\text{ m} \times 2.46\text{ m} \times 1.40\text{ m}$  (长 $\times$ 宽 $\times$ 高), 桩垂直于观察窗 1 布置, 如图 1 所示。基坑剖面方向宽为  $2.5\text{ m}$ , 其中开挖范围宽度为  $0.9\text{ m}$ , 基坑外范围为  $1.6\text{ m}$ 。将观察窗 1 作为沿基坑支护结构布置方向 (基坑长向) 的对称面。

### 2.2 模型试验工况

本研究共进行了  $4$  种工况的试验, 其中工况 1~ 工况 3 为局部破坏试验, 未设置后续破坏桩; 工况 4 为局部破坏引发连续破坏试验, 邻近初始局部失效桩布置后续破坏桩, 研究局部支护结构破坏引发的连续破坏及其自然终止现象。4 种工况具体如下:

(1) 工况 1: 设置  $2$  根初始局部失效桩。40 根支护桩依距对称面的距离依次编为  $1\sim 40$  号,  $1, 2$  号桩为失效桩, 其余桩为完整桩, 其中第  $3, 4, 6, 8,$

11, 16, 23, 28 号桩为监测桩, 如图 5 所示。监测桩上除设置 8 个应变监测断面外, 还在桩顶设置百分表, 监测桩顶水平位移, 在其主动区设置土压力盒, 监测地表下 40 cm 处作用在桩上的土压力。试验过程中应变片和土压力盒采用 DH3820 高速静态应变仪进行连续不断的实时监测, 在基坑破坏阶段, 采样频率设为 100 Hz。

基坑开挖深度 60 cm, 分步开挖, 每步开挖 10 cm, 每步开挖完成待桩顶位移稳定后, 继续进行下一步开挖, 开挖到底后控制 2 根失效桩使其在基坑底面位置处瞬间折断, 模拟基坑局部垮塌。

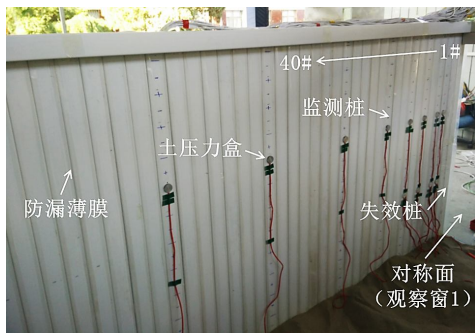


图 5 工况 1 支护桩和监测桩的布置

Fig. 5 Arrangement of retaining piles and monitoring piles for test No. 1

(2) 工况 2: 支护桩及监测装置的布置与工况 1 类似, 基坑开挖深度 60 cm, 初始局部破坏的桩数增加为 4 根, 以研究初始破坏范围对荷载传递的影响。

(3) 工况 3: 初始局部破坏的桩数同样为 2 根, 但基坑开挖深度增加为 75 cm。在开挖 60 cm 深度之内时每步开挖 10 cm, 之后每步开挖 5 cm。依据现行规范<sup>[20]</sup>计算得到工况 1 及工况 3 在开挖到底时基坑的嵌固稳定安全系数分别为 1.50, 0.63, 分别对应着嵌固稳定安全系数满足及不满足时的情况。

(4) 工况 4: 此工况以工况 2 为基础设计, 由对称面开始依次设置 4 根初始局部失效桩、32 根后续破坏桩、3 根监测桩, 如图 6 所示。在支护桩主动侧设置 22 个土压力盒, 在桩顶设置 12 个百分表。在 32 根后续破坏桩中, 第 5, 13, 26 号桩的下半段桩中设置 5 个等间距的应变监测断面。基坑开挖深度 60 cm, 开挖到底后, 控制 4 根失效桩使其瞬间折断, 试验支护结构是否会由局部破坏引发连续破坏。

### 3 基坑开挖及局部垮塌试验结果

#### 3.1 正常开挖阶段

(1) 桩顶位移随开挖深度的变化

图 7 为 4 个试验工况中桩顶平均位移随开挖深度的变化曲线。工况 1 基坑开挖到底 (60 cm) 时, 不同

位置监测桩桩顶位移在 11.45~12.12 mm, 最大差异为 5.5%, 平均值为 11.74 mm, 由此可见, 本试验中不同位置支护桩变形较为一致, 空间效应不明显。工况 1 开挖完成后的基坑剖面如图 8 (a) 所示。

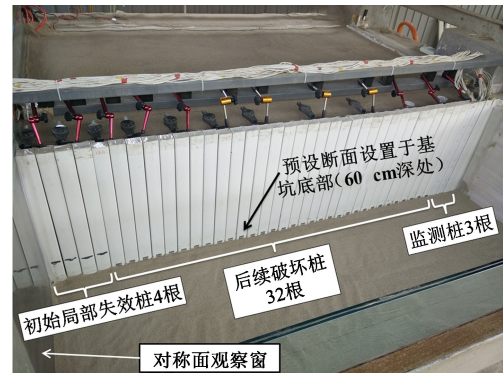


图 6 工况 4 支护桩的布置

Fig. 6 Arrangement of retaining piles for test No. 4

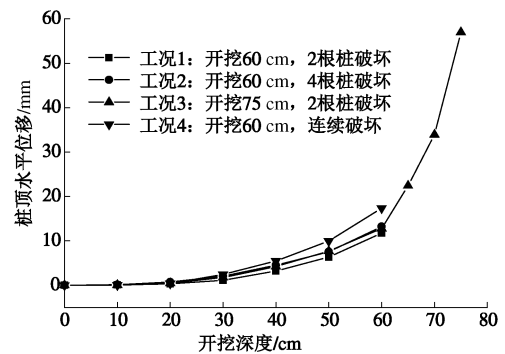


图 7 桩顶平均位移随开挖深度的变化

Fig. 7 Average displacements of pile tops for different tests



(a) 工况 1 开挖 60 cm

(b) 工况 3 开挖 75 cm

图 8 开挖后基坑剖面

Fig. 8 Profile of model after excavation

由图 7 可见, 工况 2 及工况 3 中桩顶位移随开挖深度的变化曲线与工况 1 较为接近, 开挖到底后桩顶位移平均值分别为 13.20 及 12.79 mm。由工况 1~3 的桩顶位移对比可知本模型试验可重复度较好。工况 3 中开挖深度大于 60 cm 后, 每步开挖 5 cm, 桩顶位移随开挖深度增加急剧上升, 说明此时基坑稳定性已较低, 开挖到底 (75 cm) 后支护桩向坑内倾斜, 桩顶平均位移达到了 56.97 mm, 如图 8 (b) 所示, 根据蓝色标记线, 排桩后主动区土体中形成了滑动面。

工况 4 中多数桩为后续破坏桩, 预设断面处抗弯刚度较完整桩小, 因此其桩顶位移比工况 1~3



略大。开挖到底后, 桩顶平均水平位移为 17.37 mm, 比工况 1~工况 3 大约 24%~32%。

### (2) 桩身弯矩随开挖深度的变化

开挖过程中, 工况 1 及工况 3 中监测桩平均桩身弯矩曲线随开挖深度的变化情况如图 9 所示, 另两个工况的弯矩曲线与此类似。由图可见, 此试验中桩身弯矩曲线呈现典型的悬臂桩弯矩形式, 最大弯矩位置随着开挖深度逐渐下移并始终位于开挖面以下一定位置处, 开挖 60 cm 时, 最大弯矩位于深 80 cm 处, 开挖 75 cm 时, 最大弯矩位于深 95 cm 处。工况 1~工况 4 在开挖到 60 cm 处时最大弯矩分别为 12.38, 11.36, 11.12 和 10.47 N·m, 平均值为 11.33 N·m。工况 3 开挖到底时 (75cm) 最大弯矩达到 25.22 N·m。

利用各工况的桩身弯矩曲线可以估算出工况 1~工况 4 在开挖至 60 cm 时桩身中部的弯矩分别为 7.3, 7.5, 6.1, 6.0 N·m, 平均值为 6.7 N·m, 将此值近似作为后续破坏桩开挖至 60 cm 时预设断面处的弯矩值, 由此可知后续破坏桩在开挖至 60 cm 时预设断面的抗弯承载力安全系数为 1.3 ( $=8.7 \text{ N}\cdot\text{m}/6.7 \text{ N}\cdot\text{m}$ )。

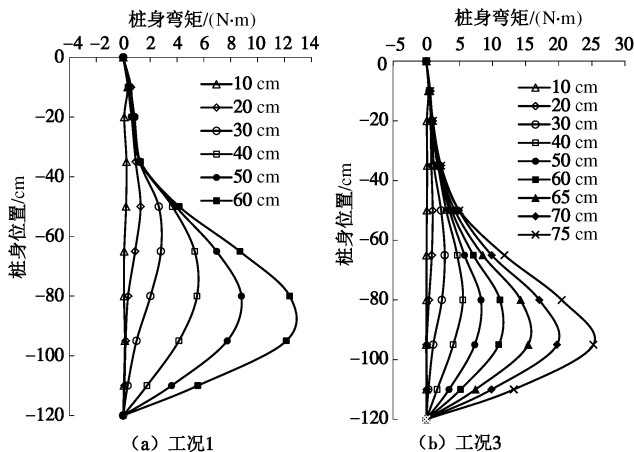


图 9 桩身弯矩曲线随开挖深度的变化

Fig. 9 Moment curves of pile for different tests

### (3) 支护桩主动侧土压力变化

几种工况下, 主动区地表以下 40 cm 处作用在桩上的水平土压力在填土完成后平均为 3.32 kPa, 对应静止土压力系数  $K_0=0.52$ , 与经验值  $K_0=1-\sin\varphi=0.45$  较为接近。开挖完成后, 作用在桩上的土压力降为 2.12 kPa, 对应主动土压力系数  $K_a=0.33$ , 与经验值  $K_a=\tan^2(45^\circ-\varphi/2)=0.29$  较为接近。

## 3.2 支护桩局部破坏及连续垮塌情况

(1) 工况 1: 工况 1 中, 开挖到底至 60 cm, 待桩顶位移与桩身弯矩等稳定后, 指令两根失效桩在基坑底面位置处瞬间折断。失效桩破坏后, 其后土体由局部破坏处滑塌进基坑内, 直至形成一个稳定的土坡, 如图 10 (a) 所示。局部垮塌在基坑外形成一个深约 30 cm 的塌陷区。地表塌陷范围的轮廓呈圆弧形, 在

基坑剖面方向上长为 43.5 cm, 在基坑支护结构布置方向上长为 45.5 cm, 即到达第 8 号桩位置处。由于未设置后续破坏桩, 局部破坏引起的相邻完整模型桩弯矩增量远不能使相邻完整桩破坏。

(2) 工况 2: 工况 2 中, 开挖到底至 60 cm 后指令 4 根失效桩瞬间折断。由于局部破坏范围增大, 基坑内稳定土坡和坑外塌陷区的范围均较工况 1 增大, 如图 10 (b) 所示。

(3) 工况 3: 工况 3 中, 开挖到底至 75 cm, 指令两根失效桩使其在坑底以上 15 cm 处瞬间折断。桩后土体在局部破坏完成后在基坑内形成的土坡如图 10 (c) 所示。由于基坑开挖深度较大, 基坑外的塌陷区深 37 cm, 塌陷程度显著大于工况 1。

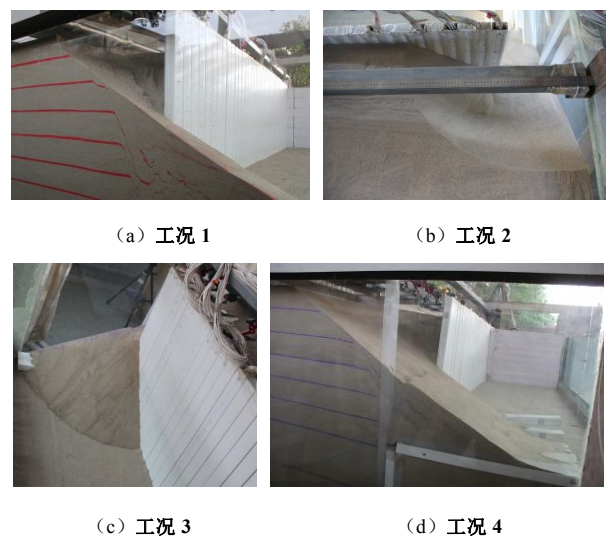


图 10 垮塌完成后形成的稳定土坡及塌陷区

Fig. 10 Steady state after collapse

(4) 工况 4: 工况 4 中, 开挖到底至 60 cm 后指令 4 根失效桩瞬间折断, 整个破坏过程如图 11 (a)~(h) 所示。由图可见, 在 4 根失效桩折断后, 邻近第 1 根后续破坏桩随之折断, 继而邻近第 2, 3, 4 根桩相继折断、倒塌, 之后支护桩的破坏终止。由此可见, 局部支护桩的破坏导致了邻近支护桩相继的连续破坏, 并且在连续破坏达到一定范围后自然终止。由于共 8 根桩倒塌, 破坏范围较大, 基坑外的塌陷区较大, 如图 10 (d) 所示。

## 4 基坑局部垮塌荷载传递机理分析

### 4.1 工况 1 荷载传递分析

#### (1) 土压力变化分析

如图 12 所示为工况 1 基坑局部破坏后, 即两根桩瞬间折断后, 整个破坏过程中监测桩后 40 cm 深处水平土压力增长倍数随时间的变化曲线, 横坐标中失效桩突然破坏的时刻为 0 s。可以发现, 在局部破坏后,

临近局部破坏一定范围内(约 9 根以上)的桩后土压力迅速增长, 一定时间后逐渐稳定, 不再变化。距破坏位置越近, 土压力增加越快越多, 15 号桩之后的桩完全不受影响。

分布, 形成土拱效应<sup>[19]</sup>, 进而将局部破坏区域的水平土体荷载几乎是瞬间就转移至邻近未失效桩上。

图 12 中, 作用在 3~8 号桩上的土压力在局部垮塌开始瞬间有短暂的下降现象, 经分析造成此现象的原因主要为: 1, 2 号桩倒塌时, 桩顶附近土体(埋深较浅土体)首先发生变形, 形成土拱作用在邻近桩上, 使这些桩产生向坑内的变形, 而此时埋深 40 cm 处土拱尚未充分形成, 桩身向坑内的位移导致了此处土压力短暂下降。但随后随着局部破坏区域土体位移的进一步加大, 土拱效应增强, 埋深 40 cm 处的水平土压力总体呈现为增长趋势。

在图 12 中还可以观察到作用在 3 号和 4 号桩(即邻近破坏的第 1 和第 2 根桩)上的土压力在上升的过程中有几次明显的小幅下降。通过对垮塌过程的分析发现, 土压力出现明显下降的时刻对应着失效桩后砂土垮塌过程中相对较为快速、大规模的土体滑塌时刻, 即显著的坑外卸载时刻。与此同时, 随着失稳土体的变形, 塌陷区周边的土拱进一步发展。

由上述分析可见, 在基坑局部垮塌过程中失效桩两侧的相邻桩上存在着加荷、卸荷的现象。在局部支护桩破坏后瞬间, 失效桩后土体的变形使得周围土体中产生水平土拱, 迅速增大了作用在邻近未失效桩上的土压力; 随后失效桩后土体出现滑塌, 垮塌范围延伸至邻近未失效桩后, 造成未失效桩后土体卸载, 降低作用在其上的土压力。值得指出的是, 局部破坏发生后, 邻近桩上由土拱效应造成的加荷作用出现迅速, 相对来讲, 土体垮塌造成的卸荷作用显著滞后。

由图 10 (a) 可知, 在垮塌结束后, 临近局部破坏位置的未失效桩(3 号桩至 8 号桩)后存在明显的卸载, 其中第 3 号桩后土体缺失高度约 30 cm, 原地表下 40 cm 处竖向土压力必然大幅降低, 但是此处的水平土压力最终增长了 1.86 倍, 由此可见局部破坏引起的水平土拱效应非常显著。

### (2) 支护桩内力变化分析

如图 13 所示为基坑局部破坏后, 各监测桩桩身最大弯矩增长倍数随时间的变化曲线。由图可见, 在局部破坏后, 邻近局部破坏一定范围内的桩(约 9 根桩)桩身弯矩瞬间快速增大, 在 0.2 s 内即可达到最大值。达到最大值后, 3, 4 号桩, 即邻近第 1, 2 根桩桩身弯矩缓慢下降了不到 1 s 后开始快速下降, 之后又开始缓慢下降, 直至 5 s 后几乎不再变化。

3, 4 号桩的弯矩在达到最大值后之所以显著下降便是由于未失效桩后的土体大量垮塌, 卸载效应较为明显。6 号桩桩身弯矩在达到最大值后稳定了一段时间, 之后略有下降并逐渐稳定, 卸载效应较小。而 8 号桩及更远处的桩在达到最大值之后便几乎保持稳



图 11 工况 4 中 4 根桩失效后引发连续垮塌过程

Fig. 11 Collapse process of test No. 4 after failure of 4 piles

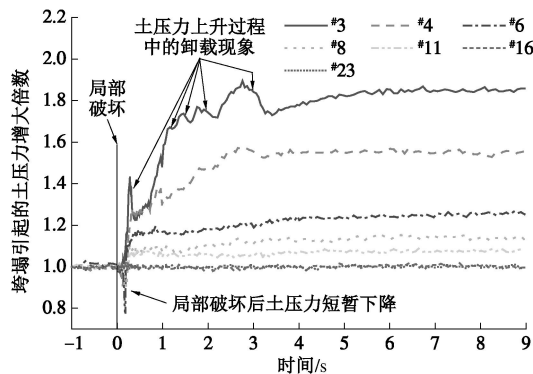


图 12 工况 1 中桩顶以下 40 cm 处水平土压力变化曲线

Fig. 12 Curves of horizontal earth pressure at 40 cm deep versus time in test No. 1

图 12 中作用在邻近桩上土压力的增长说明, 由于失效桩倒塌造成其后土体在极短的时间内发生应力重

定,未表现出卸载效应。桩身弯矩出现卸载效应的范围与坑外塌陷区的范围相吻合(到达8号桩位置)。

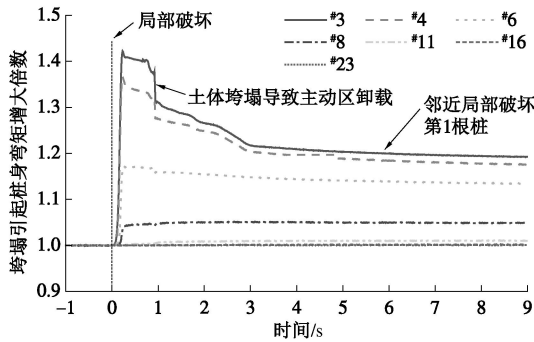


图 13 工况 1 局部破坏情况下未失效桩的弯矩变化曲线

Fig. 13 Curves of moments of intact piles versus time in test No. 1

(3) 荷载(弯矩)传递系数

如图 14 为工况 1 在两根桩破坏情况下邻近各桩的荷载传递系数,下文工况 2 和工况 3 中的荷载传递系数同样标示于图中作为对比。由图可见,荷载传递系数随着距局部破坏距离的增加逐渐减小,说明距离基坑局部破坏位置越远的桩所受影响越小。

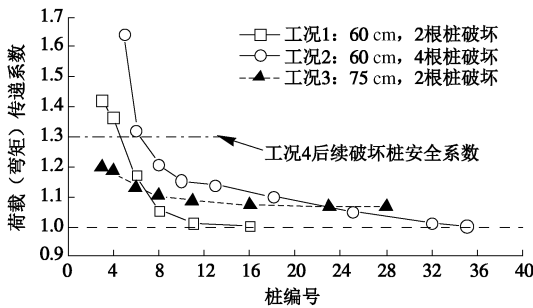


图 14 工况 1~工况 3 中荷载(弯矩)传递系数

Fig. 14 Load transfer coefficients in test No. 1~No. 3

4.2 工况 2 荷载传递分析及与工况 1 对比

(1) 土压力变化分析

如图 15 所示为工况 2 基坑局部破坏后,即 4 根桩瞬间折断后,水平土压力增长倍数随时间的变化曲线。可以发现,工况 2 的土压力变化过程与工况 1 类似。图 15 中,局部垮塌后瞬间,邻近土压力同样出现了短暂下降后上升的现象,并且在局部垮塌后 4 s 内,土压力在整体上升的同时同样伴随着个别下降阶段。垮塌结束后,第 5 号桩后土体平均缺失高度约 32 cm,原地表下 40 cm 处的水平土压力却增长了 1.80 倍。

工况 2 中,邻近局部破坏第 4, 6, 9 根桩上的土压力增长倍数显著大于工况 1,由此可见,当局部破坏范围较大时,基坑垮塌区周围形成的土拱效应大于局部破坏范围较小时的情况。同时,由于工况 2 中土拱效应较强,局部破坏发生后,邻近桩顶位移增加量也远大于工况 1,如图 16 所示。

(2) 支护桩内力变化分析

如图 17 所示为工况 2 基坑局部破坏后,各监测桩桩身最大弯矩增长倍数随时间的变化曲线。由图可见,工况 2 中的桩身弯矩变化规律与工况 1 类似。但是相对于工况 1,工况 2 中局部破坏后,桩身弯矩增大的桩的数量显著增加。

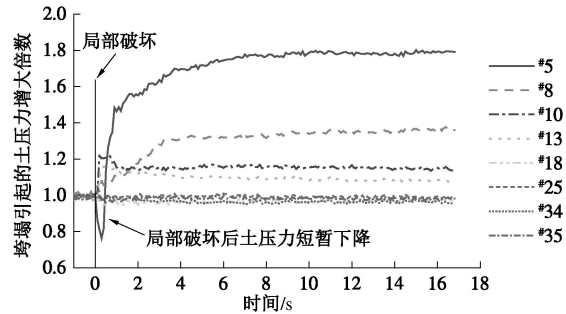


图 15 工况 2 中桩顶以下 40 cm 处水平土压力变化曲线

Fig. 15 Curves of horizontal earth pressure at 40 cm deep versus time in test No. 2

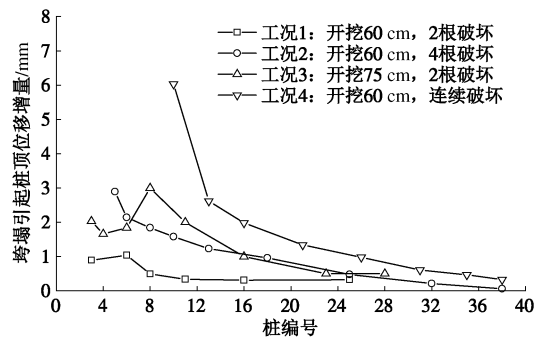


图 16 局部垮塌引起的桩顶位移增量对比

Fig. 16 Increment of displacement of pile top induced by partial failure for different tests

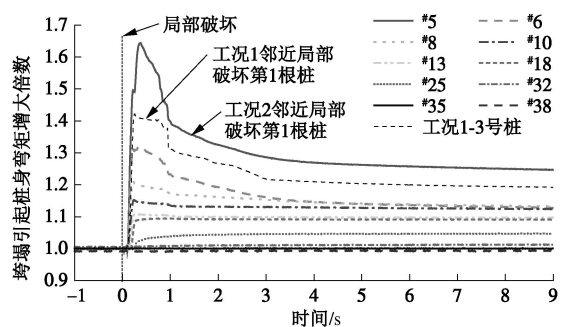


图 17 工况 2 局部破坏情况下未失效桩的弯矩变化曲线

Fig. 17 Curves of moments of intact piles versus time in test No. 2

(3) 荷载(弯矩)传递系数

由图 14 可见,工况 2 的荷载传递系数与工况 1 的规律类似,但与工况 1 不同的是,工况 2 最大的荷载传递系数(#5 桩, 1.64)较工况 1 (1.42) 大,同时荷载传递的范围更广,影响范围可以达到 20 根桩以上。与前述工况 1, 2 的土压力对比分析结果相同,图 14 可以进一步说明,当局部破坏的范围增大时,失去



支护的土体荷载较大, 土压力重分布形成的土拱效应更加显著, 影响范围也更大。但需要指出的是, 根据已有数值模拟结果<sup>[19]</sup>, 当局部破坏范围增大到一定程度后, 荷载传递系数和影响范围将不再随局部破坏范围增大而增大。

### 4.3 工况 3 荷载传递分析及与工况 1 对比

#### (1) 土压力变化分析

图 18 为工况 3 中基坑局部垮塌后, 邻近桩后地表下 40 cm 处土压力的变化曲线。工况 3 垮塌规模大, 坑外砂土滑塌流动至稳定所需时间较长。

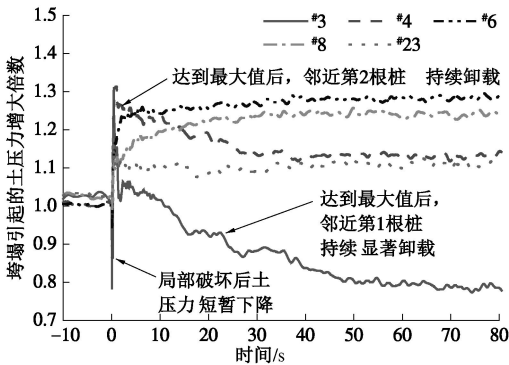


图 18 工况 3 桩顶以下 40 cm 处水平土压力变化曲线

Fig. 18 Curves of horizontal earth pressure at 40 cm deep versus time in test No. 3

如图 10(c) 所示, 3 号桩后土体缺失 37 cm 左右, 土压力盒中心处的覆土深度仅剩 3 cm。如图 18 所示, #3 桩后的土压力在短暂下降后快速上升至 1.32 倍, 之后由于桩后砂土大规模缺失卸载, 土压力又迅速下降, 之后土压力同样有加荷、卸荷共同作用的现象, 但由于桩后土体缺失过多, 土压力总体呈下降趋势, 最终土压力降至原有土压力的 0.78 倍左右。#4 桩后土压力与 #3 桩类似, 同样在短暂下降后快速上升, 随后逐渐下降。#6, #8, #23 桩后土压力在基坑局部破坏后均表现为上升, 且距局部破坏越近上升越多。

本节分析的仅为地表下 40 cm 处的土压力变化情况, 并不能全面反映邻近桩后土压力的整体变化情况。与之相对, 邻近桩的桩身内力变化更能间接但全面的反映其所受土压力变化造成的影响。

#### (2) 支护桩内力变化分析

如图 19 所示为工况 3 中基坑局部垮塌后桩身最大弯矩随时间的变化曲线。与工况 1 相比, 工况 3 中距离局部破坏最近的桩所受影响减小, 但是支护桩的受影响范围明显增大。

#### (3) 荷载(弯矩)传递系数

由图 14 可见, 工况 3 的荷载传递系数与工况 1 不同的是, 工况 3 最大荷载传递系数(#3 桩, 1.20) 较工况 1(1.42) 小, 并且随距离局部破坏位置的变远, 荷载传递系数的降低速度较慢。由此说明, 工况 3 中

土压力重分布形成的土拱效应影响范围较工况 1 大为增加, 局部支护桩失效卸下的荷载向更远的位置传递。

造成上述现象的原因主要是在开挖较深时, 未失效桩的入土深度相对较小, 抗侧移刚度较低, 在受到局部垮塌引起的土压力增量作用下将产生较大位移, 如图 16 所示, 进而使主动区土体产生进一步的应力重分布, 将土压力向更远处转移与传递。

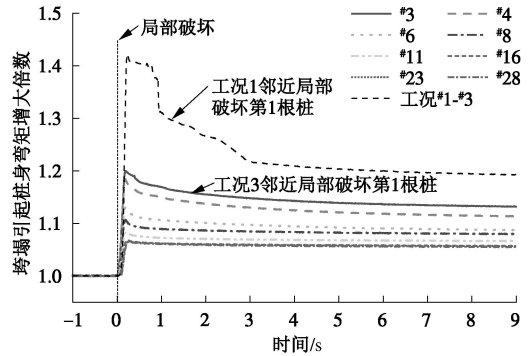


图 19 工况 3 中局部破坏情况下未失效桩的弯矩变化曲线

Fig. 19 Curves of moments of intact piles versus time in test No. 3

### 4.4 工况 4 荷载传递与连续破坏机理分析

#### (1) 土压力变化分析

图 20 为工况 4 中基坑局部 4 根失效桩破坏后 3 s 内邻近桩后埋深 40 cm 处土压力的变化曲线。#5~#8 后续破坏桩破坏的时间分别在 4 根初始局部失效桩破坏后 0.51, 0.73, 0.79, 0.86 s。进一步分析表明, #5 桩破坏倒塌至基坑底面的时间为 1.03 s。在图 20 中, #5 桩倒塌接触到基坑底面的瞬间, #5 桩上土压力由于受到振动, 出现突变, #6~#8 桩倒塌接触基坑底面的瞬间也有类似现象。总体来讲, 基坑的连续破坏过程非常迅速, 1~2 s 时间即完成整个连续破坏过程。

#10, #13 及 #16 桩后土压力在局部破坏后总体表现为上升。另外, 在 #5~#8 桩相继破坏后, #10 桩上的土压力进一步快速上升, 说明 #5~#8 桩的破坏使得作用在 #10 桩上的土拱效应进一步增强。

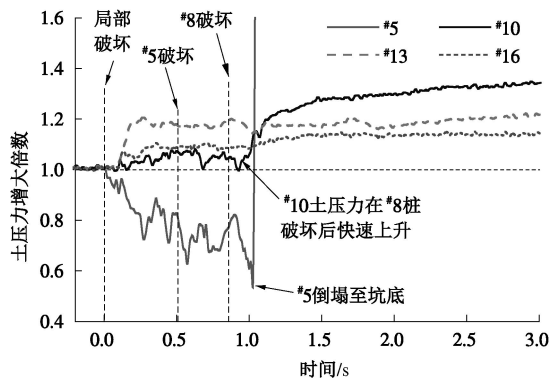


图 20 工况 4 桩顶以下 40 cm 处水平土压力变化曲线

Fig. 20 Curves of horizontal earth pressure at 40 cm deep versus time in test No. 4

#### (2) 桩身弯矩变化分析



图 21 为 4 根失效桩局部破坏后, 部分其他支护桩的桩身最大弯矩变化曲线。与工况 1~3 类似, 在局部破坏发生后, 邻近支护桩弯矩相继上升。其中#5 桩在局部破坏发生后 0.5 s 左右破坏, 此时#5 桩最大弯矩上升比例约为 1.39, 预设断面处弯矩上升比例据推断同样大于 1.3 (后续破坏桩安全系数), 如图 22 所示。因此导致受拉侧钢丝绳拉断, 上半段桩倾覆。在 1 s 左右, #5 桩倒塌接触到基坑底面使得弯矩发生剧烈震荡。#13 桩及#26 桩弯矩同样出现不同程度的上升, 但是并未发生破坏。

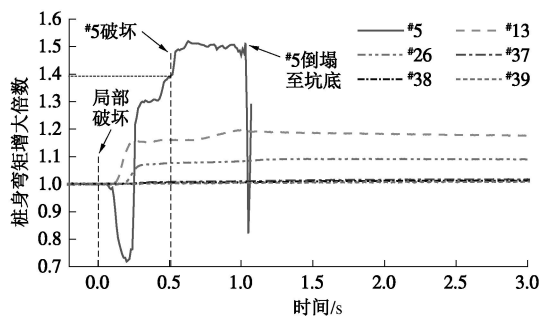


图 21 工况 4 中局部破坏情况下其他桩的弯矩变化曲线

Fig. 21 Curves of moments of intact piles versus time in test No. 4

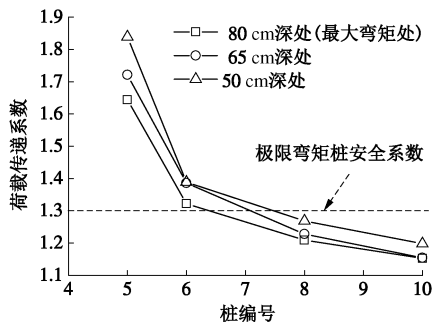


图 22 工况 2 中 4 根桩失效后不同深度处荷载传递系数

Fig. 22 Coefficients of load transfer at different depths after failure of 4 piles in test No. 2

### (3) 连续破坏及其自然终止分析

当 4 根失效桩破坏后, 邻近第 1 根桩 (即#5 桩) 在土拱效应作用下弯矩急剧上升, 首先达到预设断面处的极限抗弯承载力, 使得#5 桩折断、倾覆; 随后, #6 桩成为邻近破坏第 1 根桩, 受到最大的土拱作用, 最终达到极限抗弯承载力发生断裂; #7, #8 桩破坏过程与#5, #6 桩相同。然而, 在#5~#8 桩相继发生破坏导致破坏范围不断增大的同时, 大量砂土滑塌进基坑内, 使得邻近已破坏范围的未失效桩主动区出现大规模卸载。在#8 桩破坏后, #9 桩在土拱效应和主动区卸载的双重作用下, 预设断面处的弯矩未能达到极限抗弯承载力, 因此连续破坏在#9 桩处终止。由此可知, 基坑局部垮塌对邻近桩产生的卸荷作用, 虽然显著滞后于加荷作用, 但却决定了连续破坏的发展范围, 是造成基坑连续破坏自然终止的主要原因。

## 5 结 论

本文设计了基坑局部垮塌及局部垮塌引发连续垮塌的模型试验, 重点研究了基坑局部破坏导致的土压力转移和支护结构内力变化等荷载传递规律, 揭示了基坑沿长度方向的连续破坏机理, 主要结论如下:

(1) 对排桩支护基坑, 当局部排桩发生倾覆破坏而失效时, 可对相邻桩产生加荷作用和卸荷作用。加荷作用是由土拱效应导致, 在局部破坏发生后的瞬间即完成。卸荷作用是由于失稳土体向基坑内滑塌, 造成邻近未失效桩的主动区土压力减小, 其显著滞后于加荷作用。加荷作用的大小及相邻桩的安全储备决定了连续破坏是否发生, 卸荷作用决定了连续破坏的发展范围, 即自然终止。

(2) 对悬臂排桩支护结构, 在一定初始局部破坏长度范围内, 初始局部破坏范围越大, 产生的土拱效应越显著, 荷载传递系数和影响范围也越大。

(3) 相同桩长情况下, 当基坑开挖深度越大时, 围护桩的嵌固深度越小, 抗侧移刚度越低, 在局部破坏引起的土拱效应作用下可发生更大的侧移, 导致主动区土体发生更大范围的应力重分布, 因此土压力向更远处转移与传递, 进而使紧邻局部破坏一定范围内桩的荷载传递系数相对较低。反之, 当相邻桩受到嵌固深度范围土体的约束作用越强、抗侧移刚度越大时, 局部破坏产生的加荷作用越显著, 在相邻桩身强度安全储备一定时, 则越易发生连续破坏。

(4) 当邻近局部破坏处的第 1 根桩的荷载传递系数大于其安全系数时, 基坑将发生连续破坏。但随着破坏范围增大, 土体滑塌引发的卸荷效应逐渐增强, 使得土拱效应不足以继续导致更多支护桩出现破坏时, 连续破坏将自然终止。对于类似于本文中的悬臂排桩支护基坑, 围护桩破坏后坑外土体的滑塌卸载是造成基坑连续破坏自然终止的主要原因。

### 参考文献:

- [1] 郑 刚, 程雪松, 张 雁. 基坑环梁支撑结构的连续破坏模拟及冗余度研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(1): 105 - 117. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, ZHANG Yan. Progressive collapse simulation and redundancy study of ring-beam supporting structures of excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(1): 105 - 117. (in Chinese))
- [2] ZHENG G, CHENG X S, DIAO Y, et al. Concept and design methodology of redundancy in braced excavation and case histories[J]. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 2011, 42(3): 13 - 21.
- [3] 郑 刚, 程雪松, 刁 钰. 基坑垮塌的离散元模拟及冗余

- 度分析[J]. 岩土力学, 2014, **35**(2): 573 - 583. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, DIAO Yu. DEM simulation and redundancy analysis of excavation collapse[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(2): 573 - 583. (in Chinese))
- [4] HAACK A. Construction of the north-south-metro line in Cologne and the accident on March 3rd, 2009[C]// International Symposium on Social Management Systems (SSMS). 2009.
- [5] 李广信, 李学梅. 软黏土地基中基坑稳定分析中的强度指标[J]. 工程勘察, 2010(1): 1 - 4. (LI Guang-xin, LI Xue-mei. The shear strength in stability analysis of subway pit in soft clay[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2010(1): 1 - 4. (in Chinese))
- [6] 张旷成, 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 Kuang-cheng, LI Ji-min. 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] COI(2005). Report of the Committee of Inquiry into the incident at the MRT circle line worksite that led to collapse of Nicoll Highway on 20 April 2004[R]. Singapore: Ministry of Manpower, 2004.
- [8] ARTOLA J. A solution to the braced excavation collapse in Singapore (Master thesis)[D]. Boston: Massachusetts Institute of Technology, 2005.
- [9] WHITTLE A J, DAVIES R V. Nicoll Highway collapse: evaluation of geotechnical factors affecting design of excavation support system[C]// International Conference on Deep Excavations. Singapore, 2006.
- [10] 黄茂松, 宋晓宇, 秦会来.  $K_0$  固结黏土基坑抗隆起稳定性上限分析[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(2): 250 - 255. (HUANG Mao-song, SONG Xiao-yu, QIN Hui-lai. Basal stability of braced excavations in  $K_0$ -consolidated soft clay by upper bound method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(2): 250 - 255. (in Chinese))
- [11] BJERRUM L, EIDE O. Stability of strutted excavations in clay[J]. Géotechnique, 1956, **6**(1): 32 - 47.
- [12] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. (LIU Jian-hang, HOU Xue-yuan. Excavations engineering manual[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1997. (in Chinese))
- [13] DG/TJ08—61—2010 J11575—2010 基坑工程技术规范(上海)[S]. 上海, 2010. (DG/TJ08—61—2010 J11575—2010 Technical code for design of excavation engineering[S]. Shanghai, 2010. (in Chinese))
- [14] CHANG M. Basal stability analysis of braced cuts in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, **126**(3): 276 - 279.
- [15] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 2版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009: 121 - 146. (LIU Guo-bin, WANG Wei-dong. Excavations engineering manual[M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009: 121 - 146. (in Chinese))
- [16] 章杨松, 陈新民. 多支撑挡墙边坡稳定性的强度参数折减有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(11): 1952 - 1956. (ZHANG Yang-song, CHEN Xin-min. Finite element analysis for slope stability with multi-braced retaining wall through reduction of strength parameters[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(11): 1952 - 1957. (in Chinese))
- [17] HSIEN P G, OU C Y, LIU H T. Basal heave analysis of excavations with consideration of anisotropic undrained strength of clay[J]. Can Geotech J, 2008, **45**: 788 - 799.
- [18] UKRITCHON B, WHITTLE A J, SLOAN S W. Undrained stability of braced excavations in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, **8**: 738 - 755.
- [19] 程雪松, 郑刚, 邓楚涵, 等. 基坑悬臂排桩支护局部失效引发连续破坏机理研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(7): 1249 - 1263. (CHENG Xue-song, ZHENG Gang, DENG Chu-han et al. Study of the mechanism of progressive collapse induced by partial failure of cantilever contiguous retaining piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(7): 1249 - 1263. (in Chinese))
- [20] JGJ120—2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012. (JGJ120—2012 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2012. (in Chinese))