

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20210905002

# 地下空间向下增层既有-新增双层排桩支护结构 鲁棒稳定性研究\*

孔德森<sup>1,2</sup>, 侯迪<sup>2,3</sup>, 赵新媛<sup>2,4</sup>, 孙添娇<sup>2,5</sup>, 王晓敏<sup>2</sup>

(1. 山东科技大学山东省土木工程防灾减灾重点实验室, 山东 青岛 266590; 2. 山东科技大学土木工程与建筑学院, 山东 青岛 266590; 3. 山东省冶金设计院股份有限公司, 山东 济南 250101; 4. 中冶东方工程技术有限公司, 山东 青岛 265000; 5. 湖州房总地产开发集团有限公司, 浙江 湖州 313000)

**摘要:**以既有建筑物地下空间向下增层改造为背景,通过物理模型试验和有限元数值计算的方法对基坑开挖过程中既有-新增双层排桩支护结构鲁棒稳定性进行了分析研究。结果表明:既有支护结构的破坏过程是循序渐进的,失稳破坏前会发生预警现象,最先发生失稳破坏的地方是随机产生的,这体现了基坑工程施工过程中不确定因素对支护结构变形有较大的影响。既有支护桩与两排桩之间土体的作用类似于重力式挡土墙,开挖至极限开挖深度时二者发生整体式倾覆破坏。既有支护结构失稳破坏时,滑裂面从开挖面附近开始穿过排间土体沿新增支护桩延伸至土体表面。基坑边坡中部滑裂面的影响范围最大,坑角位置处滑裂面的影响范围最小。既有支护桩排局部失稳破坏对支护体系鲁棒稳定性的影响较小,既有支护桩排整体失稳破坏对支护体系鲁棒稳定性的影响较大。

**关键词:** 地下空间; 向下增层; 既有-新增排桩支护; 鲁棒稳定性

**中图分类号:** TV551.4<sup>+</sup>2 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2023)04-0787-10

## Study on Robust Stability of Double Row Piles Supporting Structure Composed of Existing and Newly Added Piles under the Condition of Underground Space Downward Story-adding

KONG Desen<sup>1,2</sup>, HOU Di<sup>2,3</sup>, ZHAO Xinyuan<sup>2,4</sup>, SUN Tianjiao<sup>2,5</sup>, WANG Xiaomin<sup>2</sup>

(1. Shandong Key Laboratory of Civil Engineering Disaster Prevention and Mitigation, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China; 2. College of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China; 3. Shandong Province Metallurgical Engineering Co., Ltd., Jinan 250101, China; 4. BERIS Engineering and Research Corporation, Qingdao 265000, China; 5. Huzhou Real Estate Development Group Co., Ltd., Huzhou 313000, China)

**Abstract:** Taking the condition of underground space downward story-adding as background, the existing-added double-layer row pile support structure was taken as the research object. Robust stability of the existing-added double-layer row pile support structure during foundation pit excavation was analyzed by physical model test and finite element numerical calculation method. The conclusions are listed as follows. The destruction process of the existing support structure is gradual and there will be ear-

\* 收稿日期:2021-09-05;修回日期:2021-11-19

基金项目:山东省自然科学基金(ZR2019MEE027)、国家自然科学基金项目(41372288)资助

作者简介:孔德森(1977-),男,教授,博士。主要从事基坑工程、桩基工程等方面的研究。E-mail:dskong828@163.com

ly warning before destabilization. The place that fails first in the existing support structure occurs randomly, which reflects that the uncertain factors have a great impact on the deformation of the support structure in the process of foundation pit construction. The soil between the two newly added rows of piles and the existing supporting piles acts like a gravity retaining wall. When the excavation reaches the critical depth, the integral overturning failure occurs. When the existing support structure is unstable, the sliding surface starts near the excavation surface, passes through the soil between the two rows of piles, and extends to the soil surface along the newly added support piles. The influence range of the sliding surface is the largest in the middle of the foundation pit slope and is the smallest at the pit corner. The local failure of the existing support row pile has little impact while the overall failure of the existing support row pile has a great impact on the robust stability of the support system.

**Keywords:** underground space; increasing layer downward; piles supporting structure composed of existing and newly added piles; robust stability

## 0 引言

城市老城区有许多建筑受当时经济条件或建筑技术的制约只设计了一层地下室或停车场,这些建筑已经无法满足现在人们的生活需求<sup>[1]</sup>。对既有建筑在原位进行地下增层改造,增加其使用面积和使用功能是对老城区进行升级改造的一条重要途径<sup>[2]</sup>。充分利用既有建筑周围原有的支护桩对基坑进行支护,可以有效降低工程成本,缩短工程周期<sup>[3]</sup>。在既有支护桩外围增设一排较长的新增支护桩,形成既有一新增双层排桩支护结构,该结构具有稳定性好、施工方便的特点,适用于既有建筑地下增层改造工程<sup>[4]</sup>。

鲁棒性是控制系统中的概念,指的是系统的健壮性,系统的鲁棒性是在异常和危险情况下系统生存的关键<sup>[5]</sup>。在土木工程建筑领域,鲁棒性的概念多应用于结构设计中,在岩土工程中的应用还处于探索阶段。岩土工程中多采用可靠度设计方法对基坑边坡的支护结构进行设计,该设计方法建立在岩土力学参数具有明确的统计规律的基础上,然而黏聚力、内摩擦角等岩土参数的变异性较强,无法获得准确的统计规律<sup>[6]</sup>。为克服这个问题,C. Juang等<sup>[7]</sup>考虑了土力学参数统计特征的不确定性提出一种适用于岩土工程的通用鲁棒性设计方法,并在边坡挡土墙、钻孔桩基、基坑支护等领域进行了应用。黄宏伟等<sup>[8]</sup>基于结构失效概率置信水平提出了岩土工程鲁棒性设计方法,并对某重力式挡土墙的几何尺寸进行了优化设计。C.J.Xu等<sup>[9]</sup>采用模糊数评估了统计参数的不确定性,对某深基坑边坡进行了优

化设计。张法<sup>[10]</sup>提出了基于鲁棒性的隧道锚喷支护结构优化设计方法,并通过工程实例验证了该方法的可行性,为隧道支护结构的优化设计提供了参考和借鉴。方召欣<sup>[11]</sup>则基于能量的观点提出了一个新的鲁棒性评价指标 $I_{rob}$ ,分析了支护结构构件极限应变与屈服应变比值之间的关系,并针对不同的支护结构总结出5个提高支护体系鲁棒性的方法。X.Peng等<sup>[12]</sup>利用蒙特卡洛模拟评估岩土参数统计不确定性导致的支护系统失效概率变化,用来评价边坡支护系统的鲁棒性,该方法结合了可靠度理论和鲁棒性理论,可应用于边坡的支护工程。林佳秀<sup>[13]</sup>针对基坑工程的支护结构设计了一个内外循环嵌套式鲁棒性优化设计流程,应用非支配算法完成了鲁棒性、成本双目标优化,给出了最优的排桩支护方案。李赞等<sup>[14]</sup>针对地下空间向下增层改造工程中双层排桩支护体系建立了理论计算模型,以排桩的重要性系数作为指标评估了支护体系中既有支护结构的失效对基坑围护体系的影响。

在地下空间向下增层改造工程中,由于基坑的超深开挖会使得既有支护桩失稳破坏,这种局部性的损伤对整个支护体系稳定性的影响是不确定的。本文通过物理模型实验和有限元数值计算的方法对既有支护桩的失效给支护体系鲁棒稳定性产生的影响进行了研究,并得出一些结论。这些工作将会对地下空间向下增层时支护结构的施工提供参考。

## 1 物理模型试验

实验中采用的模型试验槽净尺寸为 $3\text{ m}\times 3\text{ m}\times$

1.6 m,为减小侧壁与土体之间的摩擦,槽体内壁贴有瓷砖。采用PVC管模拟支护桩,既有支护桩桩长为0.65 m,桩距为0.06 m,新增支护桩桩长为1.05 m,桩距为0.12 m,桩径均为0.032 m,两排桩之间的排距为0.12 m,模型试验槽如图1所示,支护桩的布置位置如图2所示。



图1 模型试验槽

Fig.1 Model experiment tank

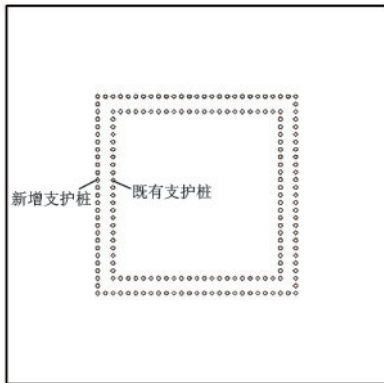


图2 支护桩的布置

Fig.2 Arrangement of support piles

### 1.1 试验过程

在试验槽内均匀地撒入试验用土,填至0.9 m(既有支护桩桩底)时,测量标出既有支护桩的位置。将既有支护桩固定,继续将土样填埋至距既有支护桩顶5 cm位置处。采用从中间向四周推进的方式开挖出20 cm( $H_1=20$  cm)深的既有地下空间。测量放线确定新增支护桩的位置,采用隔一根打一根的方式依次将支护桩打入土体,试验模型制作完成,其初始状态如图3所示。

采用分层开挖的方式对基坑进行开挖,基坑开挖深度 $H_2 \leq 20$  cm时,每层开挖深度为10 cm;基坑开挖深度 $H_2 > 20$  cm时,每层开挖深度为5 cm;开挖



图3 试验模型的初始状态

Fig.3 The initial state of the experimental model

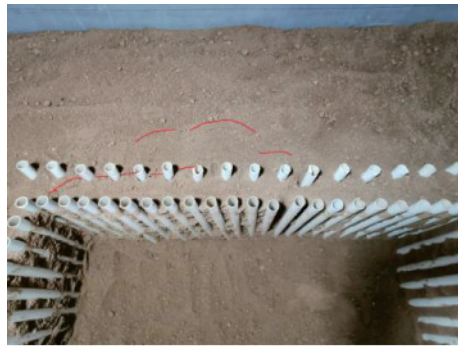
至既有支护桩全部失稳破坏。

### 1.2 既有支护结构破坏过程

随着基坑开挖深度的不断增大,既有支护结构逐渐失稳破坏,其破坏过程如图4所示。当基坑开挖深度 $H_2=30$  cm时,既有支护桩和新增支护桩之间土体表面首先出现弧形的细微裂缝。在该层基坑开挖结束后,土体沉降稳定的过程中土体表面的裂缝发育越来越明显,两排桩之间的土体开始与新增支护桩发生脱离,裂缝发育过程如图4(a)和图4(b)所示。由于基坑开挖深度的增大,既有支护桩嵌固深度变浅,其桩身变形开始大于新增支护桩,两排桩之间的土体和既有支护桩开始产生整体滑移的趋势,排间土体与新增支护桩脱离,滑移破坏面沿新增支护桩延伸至基坑土体表面。

当基坑开挖深度 $H_2=35$  cm时,开挖过程中基坑一侧既有支护桩整体向坑内倾覆。两排桩之间的土体在既有支护桩的支撑作用下整体性较好,二者在既有-新增双层排桩支护体系中发挥的作用类似于重力式挡土墙<sup>[15]</sup>。在基坑内外高差和重力作用下,既有支护桩和排间土体整体向基坑内部移动,发生整体倾覆破坏,其破坏形态如图4(c)所示。基坑另外两侧的新增支护桩与桩周土体之间的裂缝越来越宽,有土体从桩间流出,中间位置处和边角位置处既有支护桩发生局部失稳,即既有支护桩失稳破坏的位置是不确定的。这种局部性的失稳并未向两侧扩散,基坑边坡变形积攒的荷载通过支护结构局部破坏释放出来,使得其他位置的支护结构可以继续保持相对稳定的状态。

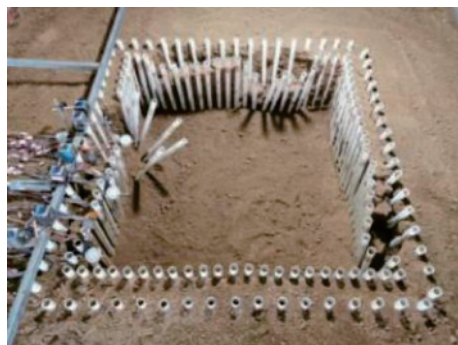
当基坑开挖深度 $H_2=40$  cm时,正好开挖至既有支护桩桩底,开挖过程中既有支护桩全部失效,



(a)  $H_2=30$  cm



(b)  $H_2=30$  cm(土体沉降稳定后)



(c)  $H_2=35$  cm



(d)  $H_2=40$  cm

图4 既有支护结构渐进破坏过程

Fig.4 Progressive destruction process of existing support structure

两排桩之间的土体坍塌到坑内。清理完倒塌的既有支护桩和土体后,新增支护桩后土体仍处于稳定状态,如图4(d)所示。

## 2 鲁棒稳定性的定义

为了方便对比分析不同位置处既有支护桩的失效对支护体系鲁棒稳定性的影响,提出一种基于支护体系局部损伤前后基坑边坡稳定性安全系数变化的鲁棒稳定性指标:

$$I = \frac{F_{\text{dam}}}{F_{\text{int}}} \quad (1)$$

式中,  $F_{\text{dam}}$  为支护结构局部损伤时基坑边坡稳定性安全系数;  $F_{\text{int}}$  为支护结构完整时基坑边坡稳定性安全系数。

通常情况下支护结构鲁棒稳定性指标  $I$  取值为  $0 \sim 1$ , 越接近 1 说明支护结构的局部损伤对基坑边坡稳定性安全系数影响越小, 对支护体系鲁棒稳定性的影响越小; 越接近 0 说明支护结构的局部损伤对基坑边坡稳定性安全系数的影响越大, 甚至导致整个支护体系垮塌, 对支护体系鲁棒稳定性的影响越大。

### 2.1 基坑边坡稳定性安全系数的确定

近年来发展起来的有限元强度折减法可以充分考虑桩土共同作用, 能较为准确地计算出基坑边坡稳定性安全系数<sup>[16]</sup>。在分析基坑边坡稳定性时, 用有限元计算软件得到相应工况下的应力场后, 将土体强度参数(黏聚力  $c$  和内摩擦角的正切值  $\tan\varphi$ )按一定的比例系数逐步折减, 当基坑边坡达到极限状态时, 强度参数的折减倍数即稳定性安全系数  $F$ 。

$$F = \frac{c_{\text{int}}}{c_{\text{dam}}} = \frac{\tan\varphi_{\text{int}}}{\tan\varphi_{\text{dam}}} \quad (2)$$

式中,  $c_{\text{int}}$  为初始状态下土体的黏聚力;  $\varphi_{\text{int}}$  为初始状态下土体的内摩擦角;  $c_{\text{dam}}$  为折减后土体的黏聚力;  $\varphi_{\text{dam}}$  为折减后土体的内摩擦角。

### 2.2 基坑边坡失稳的判断准则

将强度折减运用于有限元法计算基坑边坡稳定性安全系数时, 不同学者对基坑边坡极限状态的确定有所差异<sup>[17]</sup>。目前, 边坡极限状态的判别方法主要有以下三种:

(1) 认为数值计算不收敛时边坡就处于极限状态, 即给定非线性迭代次数和极限, 最大位移或不平衡力的残余值不能满足所需的收敛条件, 此时的折减系数即为基坑边坡的稳定性安全系数。

(2) 假定土体的塑性区连通时基坑边坡达到极限状态,即当广义塑性应变或等效塑性应变从基坑坑壁连通至桩后土体表面时作边坡破坏的标志。在有限元数值计算软件中,通过观察土体的塑性应变云图来判断塑性区是否贯通。

(3) 把基坑边坡特征点的位移突变作为达到极限状态的标准,通过数值计算得出计算域中某一部分或某一特征点的位移与折减系数之间关系的变化特征,确定基坑边坡是否稳定。如当缩减因子增加到一定值时,边坡某个部位或某个特征点的位移突然增加很多,则认为此时边坡发生失稳。

在非线性有限元数值计算中常用的迭代收敛准则有位移准则,失衡力准则和能量准则三种收敛性判别准则<sup>[18]</sup>。在采用有限元法求解非线性方程组时,必须给出迭代的收敛准则,否则就无法终止迭代计算。收敛准则选取不合适,会使计算结果不精确或多浪费时间。Midas GTS NX 提供的收敛性判别准则有位移( $U$ )、内力( $P$ )、能量( $W$ )三种,为了兼顾精确度和计算效率,程序默认勾选内力准则和能量准则。根据边坡失稳的判断依据,如果模拟过程中计算不收敛,那么可以判断计算模型中出现了塑性流动,基坑边坡失稳<sup>[19]</sup>。

### 3 有限元数值计算

选用有限元数值计算软件 Midas GTS NX 对物理模型实验进行模拟,PVC管桩选用弹性模型,土体选用修正莫尔-库伦模型,建模过程如图 5 所示。土体、桩体的物理力学参数见表 1、表 2。



图 5 数值计算建模过程

Fig.5 Modeling process of numerical calculation

表 1 土体模型物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil model

土层	重度 $\gamma$ / ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	泊松比 $\nu$	割线刚度 $E_{50}^{\text{ref}}$ / MPa	切线刚度 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ / MPa	卸载弹性模量 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ / MPa	内摩擦角 $\varphi$ / ( $^{\circ}$ )	黏聚力 $c$ / kPa
素填土	15.37	0.35	50	50	150	18	12

表 2 支护桩模型物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical parameters of support pile model

结构名称	重度 $\gamma$ / ( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	泊松比 $\nu$	弹性模量 $E$ /MPa
PVC管桩	12	0.4	4 000

通过“激活”和“钝化”相应的网格单元来模拟基坑开挖的过程。首先将原有的地下空间对应的网格钝化,并进行位移清零,构造出模型的初始状态。然后激活新增支护桩,通过钝化相应土层网格的方式模拟基坑的开挖。基坑开挖深度  $H_2 \leq 20$  cm 时,每次开挖 10 cm;基坑开挖深度  $H_2 > 20$  cm 时,每次开挖 5 cm,直至开挖深度  $H_2 = 35$  cm,最后创建分析工况并进行求解,有限元数值计算模型如图 6 所示。

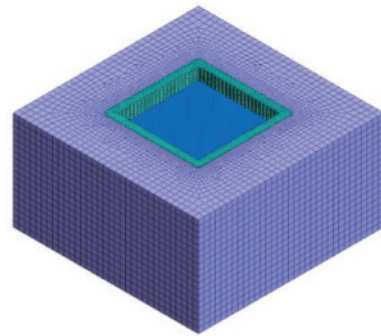


图 6 有限元数值计算模型

Fig.6 Finite element numerical calculation model

#### 3.1 既有支护桩排稳定时基坑边坡稳定性分析

在物理模型试验中,当基坑开挖深度  $H_2 = 35$  cm 时,既有支护结构发生局部失稳破坏。由于试验的局限性,无法直接观察到基坑边坡滑裂面的发展过程。采用有限元计算软件 Midas GTS NX 建立既有—新增双层排桩支护结构三维模型,分析基坑开挖过程中基坑边坡的稳定性变化规律。基坑开挖过程中部分工况下基坑土体塑性应变的发展规律如图 7 所示。塑性应变值增大到一定程度后,基坑边坡将无法继续承受重力荷载进入塑性流动状态发生失稳破坏,在 Midas GTS NX 中表现为计算不收敛<sup>[20]</sup>。

每个工况下均有两张塑性应变云图,第一张为基坑的整体图,第二张为基坑中间位置处的剖面图。从基坑整体塑性应变云图可以看出,每个工况

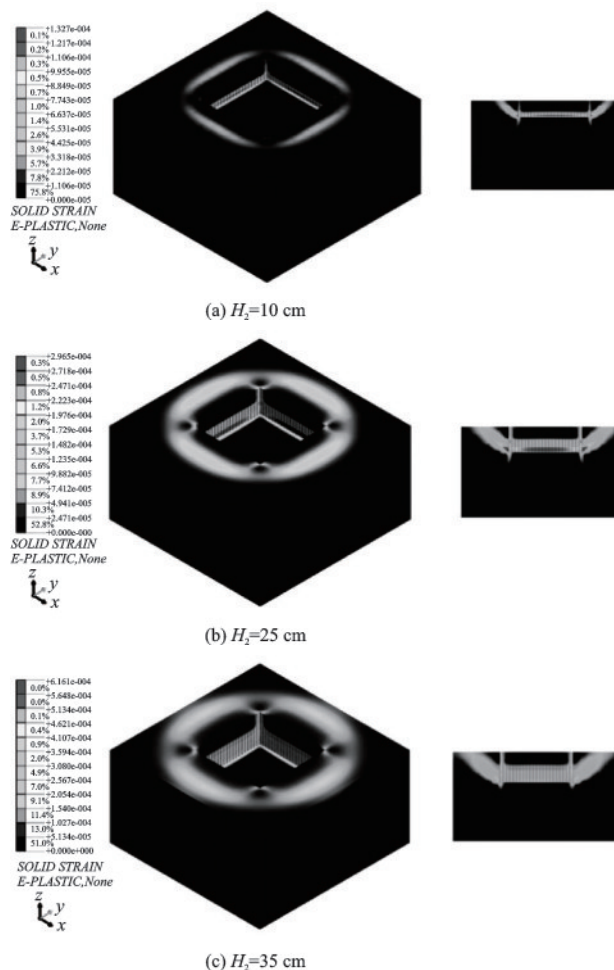


图7 部分工况下土体塑性应变发展云图

Fig.7 Soil plastic strain development contour under some working conditions

下基坑外围土体表面产生塑性应变的区域均呈圆环型分布,即基坑边坡中部产生塑性应变的范围较大,坑角部位范围较小,这是因为基坑坑角对基坑边坡的变形有较强的抑制作用,基坑开挖对周围环境的影响呈现出较强的空间效应。随着基坑开挖深度的不断增加土体表面产生塑性应变的范围逐渐增大。从基坑剖面的塑性应变云图可以看出,基坑边坡产生塑性应变最大的位置为坡脚位置,塑性区域从坡脚处开始发展出一条圆弧状塑性带一直延伸至基坑土体表面,且塑性带的范围随开挖深度的增大而逐渐变宽。这就解释了物理模型试验中边坡失稳破坏前坡脚位置处有土体从支护桩桩间流出,而且地表土体的开裂带呈现出圆环状。

数值模拟在整个计算过程中收敛性较好,即基坑边坡的稳定性较好,土体并未进入塑性流变状态发生失稳。而在物理模型试验中,当基坑开挖深度  $H_2=35$  cm 时既有支护桩和两排桩之间的土体已经

开始发生局部失稳破坏。显然,数值模拟计算结果与物理模型试验之间还是有较大差异的,分析其原因主要是数值模拟中将实验土体假设为均匀土体,而且没有考虑基坑开挖过程中人工挖土的扰动。

基坑边坡是否失稳由土体内部剪应力和抗剪强度的相对大小决定。当土体内部的剪应力小于抗剪强度时,基坑边坡开始失稳,产生塑性流变。为了让计算模型产生塑性流变,基坑边坡产生失稳破坏,方便观察基坑边坡滑裂面的形成。利用强度折减法对土体模型的黏聚力和摩擦角进行等比例折减,使土体的抗剪强度逐渐减小,计算得到不同强度折减系数下土体模型的塑性应变云图,如图8和图9所示。当强度折减系数小于1.5时土体的塑性应变区域及塑性应变大小变化不大,未在图中列出。由土体的塑性应变发展云图可知,当强度折减系数从1开始逐渐增加到2.3227时,基坑边坡土体的抗剪强度逐渐达到极限状态,基坑边坡产生塑性

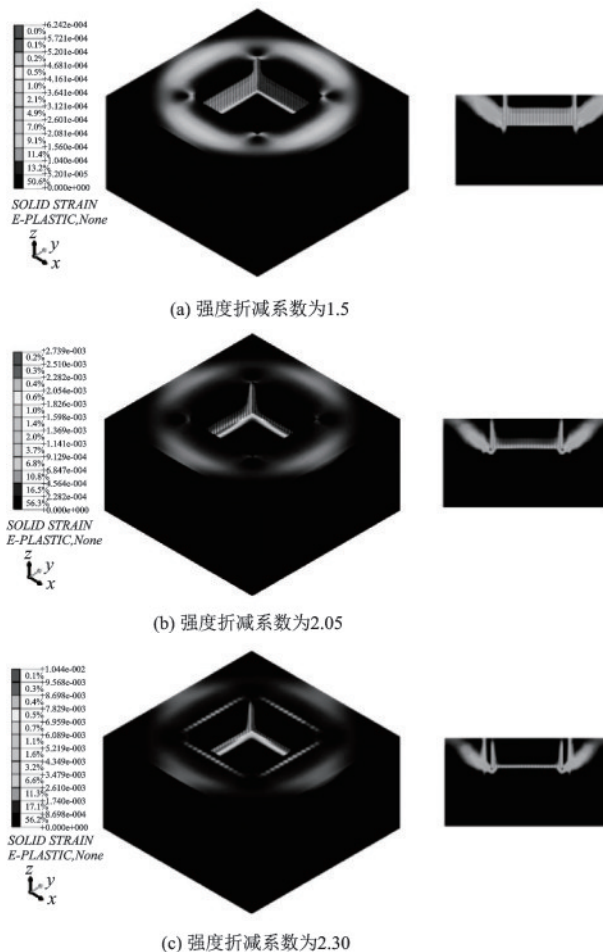


图8 部分强度折减系数下土体塑性应变发展云图

Fig.8 The contour of plastic strain development of soil under partial reduction coefficient



图9 基坑失稳时土体塑性应变云图

Fig.9 Plastic strain contour of soil mass during foundation pit destabilization

流变,发生失稳。此时的基坑边坡稳定性安全系数为2.322 7。

从不同强度折减系数下的基坑边坡塑性应变云图的发展过程反映出基坑边坡渐进失稳破坏的过程。由图8可知,随着强度折减系数的增大,土体产生的塑性应变值逐渐增大,基坑表面土体产生塑性应变的区域逐渐变小,塑性应变最大值出现在边坡的坡脚位置。这是因为随着土体强度折减系数的增大,基坑边坡在重力作用下坡顶产生张应力并出现裂缝,坡脚产生强烈的剪应力,开始出现剪切破坏带。当强度折减系数增大至2.05时,新增支护桩桩周土体开始发生塑性应变,既有支护桩开挖面附近土体的塑性应变也更加明显。随着强度折减系数的继续增大,新增支护桩桩周土体的塑性区逐渐沿桩体向桩顶发展,最后塑性应变区贯通至基坑土体表面。

当强度折减系数为2.322 7时,计算开始不收敛,基坑边坡开始发生失稳破坏,滑裂面的形态如图9所示。基坑边坡的失稳形式为既有支护桩和两排桩之间的土体一起向基坑内部倾覆,倾覆范围几乎包括了整个基坑边坡,只有在4个坑角位置处的边坡还处于相对稳定状态,这与物理模型试验中基坑边坡的破坏模式类似,如图4(c)所示。这是因为随着强度折减系数的增大,土体的黏聚力和抗剪强度逐渐降低,既有支护桩桩前土体提供的土反力已经无法与桩后的土体平衡,既有支护桩桩前开始产生塑性区。由于既有前排支护桩的支挡作用,两排桩之间的土体能保持较好的整体性内部不易产生剪切破坏,二者组成一个重力式挡土墙。在重力荷载和内外高差作用下,两排桩之间的土体与新增支护桩脱离,和既有支护桩一起向坑内移动,产生整体倾覆破坏。

物理模型试验和数值模拟计算结果表现出许

多差异性,这是因为物理模型试验中受到许多外在因素的影响,比如人为误差、试验设备的精度等;数值模拟计算中也会受到许多因素的影响,比如操作者的建模水平、网格划分精度、本构模型的选取、材料参数的确定等,这些因素都会导致物理模型试验和数值模拟计算结果产生较大的差异性。虽然二者之间在数值上存在较大的差异性,但对结果进行定性分析得出的结论对工程实践有很大的参考价值。

由物理模型试验可知,当基坑开挖深度 $H_2=35$  cm时,开挖过程中既有支护桩会产生局部破坏,破坏位置可能会出现在基坑边坡中间位置,也可能出现在坑角位置。通过有限元计算软件Midas GTS NX将局部既有支护桩“钝化”模拟支护桩的破坏,然后对土体模型的强度指标进行等比例折减,计算基坑边坡的稳定性安全系数,进而得到支护结构的鲁棒稳定性指标,对比分析不同位置处既有支护桩局部失稳对剩余支护结构鲁棒稳定性的影响。

### 3.2 既有支护桩排中部失稳时剩余支护结构鲁棒稳定性分析

在基坑开挖深度 $H_2=35$  cm的工况下,“钝化”既有支护桩排中间位置处的支护桩,然后对土体模型的黏聚力和内摩擦角进行等比例折减。当强度折减系数增大到2.287 5时计算开始不收敛,此时基坑边坡的塑性应变云图如图10所示。在该工况下,计算所得的基坑边坡稳定性安全系数为2.287 5,即剩余支护结构的鲁棒稳定性指标 $I=2.287 5/2.323=0.985$ 。由此可知,既有支护桩排中间位置处支护桩的失效对剩余支护结构鲁棒稳定性的影响不大。

图10可知,基坑边坡支护桩后的滑裂带并未一直沿弧形轨迹延伸上去,而是穿过两排桩之间的土体沿着新增支护桩延伸至土体表面。既有支护桩



图10 既有支护桩排中部失稳时土体塑性应变云图

Fig.10 Plastic strain contour of soil mass during failure of middle part of existing support row pile

和两排桩之间的土体的破坏形式表现为整体破坏。与既有支护桩排稳定时的工况相比,在该工况下边坡的失效范围集中于基坑边坡的中间位置,坑角位置处保持相对稳定状态的边坡范围较大。这是因为支护桩的失效使得支护结构产生薄弱部位,基坑边坡会首先从此处失稳。局部边坡的失稳将内部积攒的能量释放出来,减轻了其他支护桩的土压力荷载,剩余支护结构继续保持稳定。这与物理模型试验中既有支护桩排的破坏模式类似,其破坏过程是一个逐渐终止的过程,局部支护桩的失效并没有导致整个支护结构的破坏。

### 3.3 既有支护桩排边角位置失稳时剩余支护结构鲁棒稳定性分析

将计算模型中的既有支护桩排边角位置处支护桩“钝化”后对土体的强度参数进行等比例折减,计算所得的安全系数为2.278 1,即剩余支护结构的鲁棒稳定性指标 $I=2.278 1/2.323=0.981$ 。由此可知,不论是中间位置处还是边角位置处,既有支护桩排的局部破坏对支护结构鲁棒稳定性的影响都较小。相对而言,既有支护桩排边角位置处支护桩的失稳对支护结构鲁棒稳定性的影响要略大于中间位置处支护桩。

既有支护桩排边角位置处支护桩失稳时,土体塑性应变云图如图11所示。在该工况下,整个基坑边坡的开挖面附近均发生了较大塑性变形,基坑边坡破坏从此处开始,塑性区穿过两排桩之间的土体沿新增支护桩延伸至土体表面。与既有支护桩排中间位置处支护桩失稳后基坑边坡的破坏模式类似,二者都呈现出既有支护桩整体倾覆破坏。但既有支护桩排边角位置处支护桩失稳时基坑边坡的失稳范围更广,整个基坑边坡均呈现出失稳状态。



图11 既有支护桩排边角处失稳时土体塑性应变云图  
Fig.11 Plastic strain contour of soil mass during failure at corner position of existing support row pile

### 3.4 既有支护桩排整体失稳时剩余支护结构鲁棒稳定性分析

在物理模型试验中,当基坑开挖深度 $H_2=40$  cm时既有支护桩整体失稳。利用有限元数值分析软件对该工况下的应力场进行计算,然后对模型土体的强度参数进行等比例折减,得到该工况下的基坑边坡塑性应变云图如图12所示。

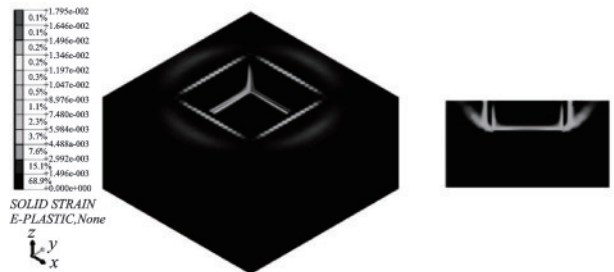


图12 既有支护桩排整体失稳时土体塑性应变云图  
Fig.12 Plastic strain contour of soil mass during integral destabilization of existing support row pile

计算得到,既有支护桩整体失稳时基坑边坡的稳定性安全系数为2.212 5,剩余支护结构的鲁棒稳定性指标 $I=2.212 5/2.323=0.952$ 。在该工况下边坡的稳定性安全系数和剩余支护结构的鲁棒稳定性指标均小于既有支护桩排局部失稳时的工况。由此可知,既有支护桩排整体失稳对支护结构鲁棒稳定性的影响最大。由图12可知,在该工况下基坑边坡的失稳破坏模式与局部既有支护桩排失稳时类似,都表现为整体倾覆式破坏。

## 4 结 论

针对既有建筑物增扩地下空间这一特殊工况,以既有-新增双层排桩支护结构为研究对象,通过物理模型试验、有限元数值计算的方法对基坑开挖过程中支护体系鲁棒稳定性的影响进行分析研究,得出以下主要结论:

(1) 既有支护桩的破坏过程是循序渐进的,失稳破坏前会发生预警现象,比如桩后土体表面出现裂缝并快速发育、土体从桩间流出等。既有支护桩最先失稳破坏的地方是随机产生的,这体现了基坑工程施工过程中不确定因素对支护结构变形有较大的影响。

(2) 既有支护桩与两排桩之间土体的作用类似于重力式挡土墙,开挖至极限开挖深度时二者发生

整体式倾覆破坏。既有支护桩失稳破坏时,基坑边坡的滑裂面是从开挖面附近开始发育的,滑裂面穿过两排桩之间的土体沿新增支护桩延伸至土体表面。滑裂面与基坑土体表面的交线为圆弧形,基坑边坡中部滑裂面的影响范围最大,坑角位置处滑裂面的影响范围最小。

(3) 通过计算鲁棒稳定性指标  $I$ , 评价了既有支护桩失效对支护结构鲁棒稳定性的影响。既有支护桩排局部失稳破坏对支护体系鲁棒稳定性的影响较小, 既有支护桩排整体失稳破坏对支护体系鲁棒稳定性的影响较大。

### 参考文献:

- [1] 贾强, 张鑫, 刘磊. 既有建筑地下增层技术的发展与展望[J]. 施工技术, 2018, 47(6):84-87,102.  
Jia Q, Zhang X, Liu L. Development and Prospect of underground storey adding technology for existing buildings[J]. Construction Technology, 2018, 47(6): 84-87,102. (in Chinese)
- [2] 杨学林, 祝文畏, 周平槐. 某既有高层建筑下方逆作开挖增建地下室设计关键技术[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(增1):3775-3786.  
Yang X L, Zhu W W, Zhou P H. Key technology for design of additional basement under an existing high-rise building by reverse excavation[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37 (Sup1): 3775-3786. (in Chinese)
- [3] 程元晖, 胡立锋, 谢征兵, 等. 既有建筑下增层开挖排桩支护体系研究[J]. 山西建筑, 2017, 43(13): 49-51.  
Cheng Y H, Hu L F, Xie Z B, et al. Study on row pile support system for excavation of additional layers under existing buildings[J]. Shanxi Jianzhu, 2017, 43 (13): 49-51. (in Chinese)
- [4] 郑曙光, 唐德琪, 傅林峰, 等. 既有建筑地下增层既有-新增双层排桩支护体系有限元分析[J]. 建筑结构, 2019, 49(增2): 716-721.  
Zheng S G, Tang D Q, Fu L F, et al. Finite element analysis of existing and newly added double-layer row pile supporting system in existing buildings[J]. Building Structure, 2019, 49 (Sup2): 716-721. (in Chinese)
- [5] 王哲, 李建华, 康东, 等. 复杂网络鲁棒性增强策略研究综述[J]. 复杂系统与复杂性科学, 2020, 17(3): 1-26,46.  
Wang Z, Li J H, Kang D, et al. Review of robustness enhancement strategies for complex networks[J]. Complex Systems and Complexity Science, 2020, 17 (3): 1-26, 46. (in Chinese)
- [6] 肖特. 边坡岩土体空间变异性表征及协同式风险评估方法[D]. 武汉: 武汉大学, 2018.  
Xiao T. Characterization of spatial variability of rock and soil mass of slope and collaborative risk assessment method[D]. Wuhan: Wuhan University, 2018. (in Chinese)
- [7] Juang C, Wang L, Hsieh H S. Robust geotechnical design of braced excavations in clays[J]. Structural Safety, 2014, 49(7): 37-44.
- [8] 黄宏伟, 龚文平, 庄长贤, 等. 重力式挡土墙鲁棒性设计[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2014, 42(3): 377-385.  
Huang H W, Gong W P, Zhuang C X, et al. Robust design of gravity retaining wall[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2014, 42 (3): 377-385. (in Chinese)
- [9] Xu C J, Wang L, Yong M T. Robust design of rock slopes with multiple failure modes: modeling uncertainty of estimated parameter statistics with fuzzy number[J]. Environmental Earth Sciences, 2014, 72(10): 2957-2969.
- [10] 张法. 隧道锚喷支护结构的鲁棒性优化设计[D]. 石家庄: 石家庄铁道大学, 2018.  
Zhang F. Robust optimization design of tunnel bolting and shotcreting structure[D]. Shijiazhuang: Shijiazhuang Railway University, 2018. (in Chinese)
- [11] 方召欣. 基于消能观点的结构鲁棒性分析与实现[D]. 武汉: 华中科技大学, 2008.  
Fang Z X. Analysis and Realization of structural robustness based on energy dissipation[D]. Wuhan: Huazhong University of Science and Technology, 2008. (in Chinese)
- [12] Peng X, Li D Q, Cao Z G, et al. Reliability-based robust geotechnical design using Monte Carlo simulation[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2017, 76(3): 1217-1227.
- [13] 林佳秀. 基坑工程岩土鲁棒性仿真分析与优化研究[D]. 石家庄: 石家庄铁道大学, 2019.  
Lin J X. Simulation analysis and optimization of geotechnical robustness of foundation pit engineering[D]. Shijiazhuang: Shijiazhuang Railway University, 2019. (in Chinese)
- [14] 李赞, 俞峰. 基于构件重要性的增层排桩支挡结构鲁棒性评价研究[J]. 科技通报, 2020, 36(4): 84-90.  
Li Y, Yu F. Study on Robustness Evaluation of adding layer row pile retaining structure based on component

- importance[J]. Science and Technology Bulletin, 2020, 36 (4): 84-90.(in Chinese)
- [15] 唐德琪, 俞峰, 陈奕天, 等. 既有-新增排桩双层支挡结构开挖模型试验研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(3): 1039-1048.
- Tang D Q, Yu F, Chen Y T, et al. Model test study on excavation of existing-new row pile double-layer retaining structure[J]. Geotechnical Mechanics, 2019, 40 (3): 1039-1048. (in Chinese)
- [16] 徐斌. 抗滑桩加固边坡的可靠度评价与设计优化[D]. 杭州: 浙江大学, 2019.
- Xu B. Reliability evaluation and design optimization of slope reinforced by anti slide piles[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2019.(in Chinese)
- [17] 戚值斌. 基于有限元强度折减法非均质边坡稳定性的数值研究[D]. 南昌: 南昌航空大学, 2016.
- Qi Z B. Numerical study on the stability of heterogeneous slope based on finite element strength reduction method[D]. Nanchang: Nanchang Aviation University, 2016.(in Chinese)
- [18] 王乾坤. 开挖土坡渐进破坏机理及稳定性分析方法研究[D]. 合肥: 合肥工业大学, 2019.
- Wang Q K. Study on progressive failure mechanism and stability analysis method of excavated soil slope[D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2019.(in Chinese)
- [19] 许胜才. 水泥土桩加固边坡变形破坏机理与稳定性研究[D]. 南宁: 广西大学, 2016.
- Xu S C. Study on deformation failure mechanism and stability of slope reinforced by cement soil pile[D]. Nanning: Guangxi University, 2016.(in Chinese)
- [20] 袁久彬. 基于MIDAS-GTS软土区深基坑支护的数值模拟分析[D]. 淮南: 安徽理工大学, 2019.
- Yuan J B. Numerical simulation analysis of deep foundation pit support in soft soil area based on MIDAS-GTS[D]. Huainan: Anhui University of Technology, 2019.(in Chinese)

(本文编辑: 赵霞)



(上接第 786 页)

- [16] 刘晶波, 谭辉, 宝鑫, 等. 土-结构动力相互作用分析中基于人工边界子结构的地震波动输入方法[J]. 力学学报, 2018, 50(1): 32-43.
- Liu J B, Tan H, Bao X, et al. Seismic wave input method based on artificial boundary substructure in soil structure dynamic interaction analysis[J]. Journal of Mechanics, 2018, 50(1): 32-43. (in Chinese)
- [17] 郭胜山. 基于并行计算的混凝土坝—地基体系地震损伤破坏过程机理和定量评价准则研究[D]. 北京: 中国水利水电科学研究院, 2013.
- Guo S S. Study on mechanism and quantitative evaluation criteria of seismic damage and failure process of concrete dam foundation system based on parallel computing[D]. Beijing: China Academy of Water Resources and Hydropower, 2013. (in Chinese)
- [18] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [19] 张令心, 孙柏涛, 刘洁平, 等. 建(构)筑物地震破坏等级划分标准有关问题研究[J]. 地震工程与工程振动, 2010, 30(2): 6.
- Zhang L X, Sun B T, Liu J P, et al. Study on the classification standard of seismic damage grade of buildings (structures) [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, 30(2): 6. (in Chinese)
- [20] 蒋利学, 王卓琳, 张富文. 多层砌体结构的损坏程度与层间位移角限值[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(增2): 270-277.
- Jiang L X, Wang Z L, Zhang F W. Damage degree and limit value of inter story displacement angle of multi-storey masonry structure[J]. Journal of building structures, 2018, 39 (Sup2): 270-277. (in Chinese)