

DOI: 10.11779/CJGE201705002

# 基坑分级支护的模型试验研究

郑刚<sup>1,2</sup>, 聂东清<sup>1,2</sup>, 程雪松<sup>1,2</sup>, 刁钰<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:** 对大面积基坑, 条件适当时采用多级支护可以取消水平支撑, 目前已经有一些应用。而针对多级支护工作机理的研究却相对较少。进行了大型模型试验, 研究了两级支护间土体水平距离  $B$  及第二级支护桩长  $L_2$  这两个主要参数对多级支护变形、受力及破坏模式的影响。根据  $B$  的不同, 多级支护存在整体式、关联式和分离式三种破坏模式, 3种破坏模式的主要区别在于破坏面的范围及两级支护间土体的应力状态不同。第一级桩的桩顶位移及桩身弯矩分别随  $B$  的增加而减小, 基坑稳定性增加。而  $L_2$  的增加会导致第二级桩转变为主要受力结构, 即第二级桩承受更大的弯矩, 两级桩桩身弯矩分配更加均匀,  $L_2$  的增加同样有利于减小第一级桩桩顶位移。

**关键词:** 模型试验; 基坑; 多级支护; 变形; 土压力; 破坏模式

中图分类号: TU473.2

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)05-0784-11

**作者简介:** 郑刚(1967-), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 从事土力学及岩土工程教学与科研工作。E-mail: zhenggang1967@163.com。

## Experimental study on multi-bench retaining foundation pit

ZHENG Gang<sup>1,2</sup>, NIE Dong-qing<sup>1,2</sup>, CHENG Xue-song<sup>1,2</sup>, DIAO Yu<sup>1,2</sup>, LIU Jie<sup>1,2</sup>

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

**Abstract:** In deep excavations with a large area of soft soil, the multi-bench retaining method, which has a short construction period and doesn't need any horizontal reinforced concrete struts, can be used to replace the method with reinforced concrete struts. This method has been used in some regions of China. Because of the lack of researches on the multi-bench retaining method, a series of model tests are designed to learn its work and failure mechanism. The main parameters, width of the bench between retaining piles  $B$  and length of the second retaining pile  $L_2$ , are studied. The test results show that the multi-bench retaining structure has three kinds of failure modes, the overall overturning failure, the mutual-effect failure and the separate failure, according to different widths of the bench between retaining piles. The main differences of these failure mechanisms are the range of the slip surface and the stress condition of the soil between retaining piles. As the width of the bench increases, the deformation and moment of the retaining piles decrease and have better stability. The second retaining pile will become the main retaining structure, which means that the second retaining pile bears a larger moment than the first one, with a long second retaining pile. The increase of  $L_2$  can also decrease the displacement of the first retaining pile and improve the stability.

**Key words:** model test; foundation pit; multi-bench retaining; deformation; earth pressure; failure mechanism

## 0 引言

对于大面积深基坑来说, 可以采用无支撑的多级支护结构, 避免设置常规支护方式所需的大面积水平支撑, 有效地缩短基坑及建筑物地下结构部分的施工工期, 并减少工程造价。目前, 国内已经有不少工程采用了这种支护形式<sup>[1-4]</sup>。

针对于基坑多级支护技术的研究已有一些成果。郑刚等<sup>[1,4]</sup>采用有限元法、MPM (material point method) 等方法研究了多级支护的破坏机理。任望东等<sup>[3]</sup>对多级支护结构进行了参数分析, 研究了各级支

护间的距离、支护桩(墙)长度等对基坑稳定性及破坏模式的影响。郑刚等<sup>[1]</sup>进一步提出了多级支护的3种破坏模式, 即整体式、分离式、关联式。

多级支护结构中, 两级支护结构间的土体属于有限范围土体, 其土压力计算是多级支护的难点之一。Frydman等<sup>[5]</sup>和Take等<sup>[6]</sup>分别采用谷仓土压力公式计

**基金项目:** 国家科技支撑计划项目(2012BAJ01B02-03); 国家自然科学基金项目(51308389); 国家自然科学基金重点项目(41630641); 天津市自然科学基金项目(14CQNJC0750)

**收稿日期:** 2016-02-21

算了临近基岩面挡土墙的主动和静止土压力;应宏伟等<sup>[7-8]</sup>、赵琦等<sup>[9]</sup>分别提出了计算临近既有地下室的挡土墙主动土压力计算方法。金亚兵等<sup>[10]</sup>、申明亮等<sup>[11]</sup>采用叠加法,对坑中坑的坑间区有限土体的土压力计算方法进行了探讨。胡辉等<sup>[12]</sup>根据土拱效应理论提出了坑中坑被动土压力计算方法。上述分析多是有限土体的其中一侧是地下室(或基岩),或假定其中一侧结构不发生移动而得到的结论。多级支护结构中,两级支护结构均会产生位移,因此其土压力分布更为复杂。目前有关多级支护的研究多是采用数值计算或理论推导的方法探索其变形、稳定及土压力计算方法等,缺乏对实际工程的监测数据或相关实验研究。

对于模型试验的方法,国内外已有很多有意义的研究。例如 Iai<sup>[13]</sup>推导了在 1 倍重力条件下模型试验中各物理量需要满足的相似关系。不少学者则采用模型试验对特殊挡土结构或基坑开挖进行了研究,如陆培毅等<sup>[14]</sup>通过室内模型试验研究了悬臂、单支撑支护的土压力分布形式;刘国楠等<sup>[15]</sup>则采用模型试验研究了衡重式桩板墙的受力特性并提出了建议计算方法。

本文设计了 4 组试验研究基坑无支撑多级支护结构的工作机理及破坏模式, 分别研究了多级支护基坑在开挖过程中的变形、桩身弯矩及土压力的变化情况。通过改变各组试验中两级支护间的距离及第二级支护桩桩长, 研究了这两个主要参数的影响。试验结果验证了文献[1]提出的多级支护破坏模式, 进一步分析了各种破坏模式的特征。

## 1 试验设备及试验材料

### 1.1 试验槽

模型试验槽如图1所示,试验槽为尺寸2.5 m×2.46 m×1.4 m(长×宽×高)。为便于观察,在试验槽两个侧面安装了钢化玻璃观察窗。根据理论计算及试验观察,钢化玻璃在试验过程中的变形可以忽略。试验槽内壁粘贴聚四氟乙烯薄膜以减小侧壁与土体间的摩擦。



图 1 模型试验槽

Fig. 1 Photo of model test box

## 1.2 支护桩模型

支护桩模型采用 PVC 塑料管模拟, 塑料管截面形状为矩形, 其截面尺寸为  $60\text{ mm} \times 40\text{ mm} \times 3\text{ mm}$  (长  $\times$  宽  $\times$  壁厚)。模型基坑第一级模型桩桩长为  $105\text{ cm}$ , 实际使用长度  $100\text{ cm}$ , 有  $5\text{ cm}$  高出地表, 以便布置监测设备; 第二级桩采用了两种规格, 长度分别为  $50$ ,  $70\text{ cm}$ 。模型桩在布置时, 为避免砂从桩体间的缝隙漏出, 在基坑非开挖侧的桩身布置了防漏砂的薄膜。

为采集桩身弯矩,在部分模型桩内布置了应变片。将模型桩沿桩身纵向剖开,在桩身截面对应高度的两侧(60 mm 侧)粘贴对称的两块应变片,连接在一起形成半桥电路,应变片布置如图 2 所示。每级支护各选取 4 根桩作为应变采集桩。采用简支梁加载试验对模型桩的抗弯刚度进行了标定。标定试验表明,应变采集桩与普通模型桩的加载试验结果基本没有区别,模型桩抗弯刚度约  $560 \text{ N}\cdot\text{m}^2$ 。为避免试验槽边界的影响,采集应变的模型桩均布置在试验槽中间的部位。

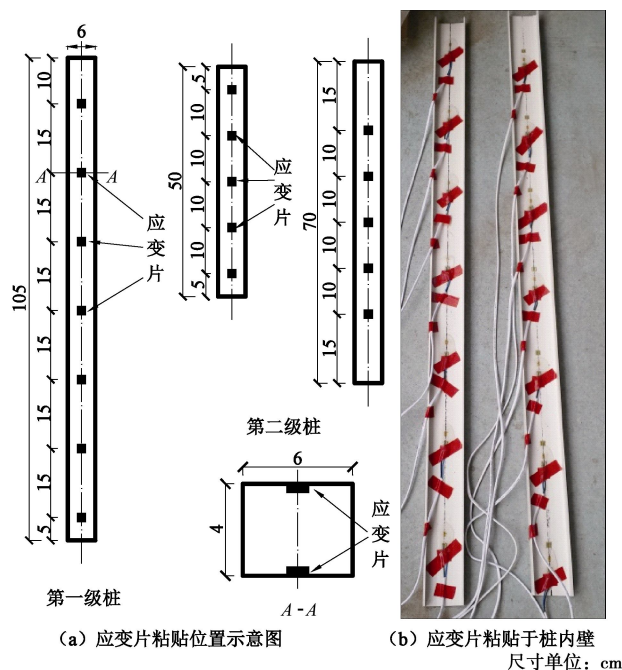


图 2 模型桩身应变片布置

Fig. 2 Instrumented model pile

### 1.3 试验土样

模型试验用砂为过 2 mm 筛的细砂, 其黏聚力  $c$  为 0, 内摩擦角  $\varphi$  为  $31^\circ$ , 砂填入模型槽时的平均干密度  $\rho_d$  约  $1.55 \sim 1.6 \text{ g/cm}^3$ 。粒径分布见表 1。试验中采用与试验槽等宽的撒砂设备将砂均匀撒入槽中。

表 1 试验用砂土颗粒级配

Table 1 Grain composition of test sand

粒径/mm	2	1	0.5	0.25	0.1	0.075
小于粒径颗粒的质量百分数/%	0	0.06	1.05	8.45	96.73	97.27

重复开挖试验表明, 由于采用砂雨法铺填的砂的



以后, 每步开挖深度减小为 5 cm。直至最终破坏。

### 3 试验结果

模型试验结果分析分为两个部分, 基坑开挖过程分析和破坏模式分析。其中, 基坑开挖过程分析主要研究基坑开挖过程中的位移、弯矩及土压力变化, 以及模型几何参数  $B$  与  $L_2$  的影响。破坏模式分析则主要针对基坑破坏形态, 达到破坏的开挖深度及各破坏模式的变形, 受力状况进行分析。

#### 3.1 基坑开挖过程分析

##### (1) 桩顶位移变化规律

图 6 为 MG1~MG4 的第一级桩桩顶位移随基坑开挖深度的变化曲线。4 组试验中, 第一级开挖深度为 40 cm, 而第二级开挖深度则因超挖深度不同而各不相同。由于 MG1、MG2 在开挖 70 cm 以后桩顶位移过大, 超出百分表量程, 因此未在图 7 中绘出。

由图 6 可看到, 对于第一级开挖, 虽然开挖深度、第一级桩参数完全相同, 但各组试验之间仍然显示出了一定的差别。第一级开挖完成时, 第一级桩桩顶位移分别为 2.70 mm (MG1)、2.92 mm (MG2)、3.45 mm (MG3)。随着两级支护间距离  $B$  的增大, 第一级桩桩顶位移增大。造成这一结果的主要原因是当  $B$  较小的时候 (MG1), 第二级桩由于处于第一级桩的被动区, 在第一级开挖阶段起到了提高被动区土反力的作用<sup>[16]</sup>。而当  $B$  较大时 (MG3), 则加固作用较小。

通过 MG1 与 MG4 的对比发现, MG4 在第一级开挖阶段产生的位移 (2.14 mm) 明显小于 MG1 在第一级开挖阶段产生的位移 (2.70 mm)。说明坑内第二级桩长度增加有利于减小第一级桩的位移。

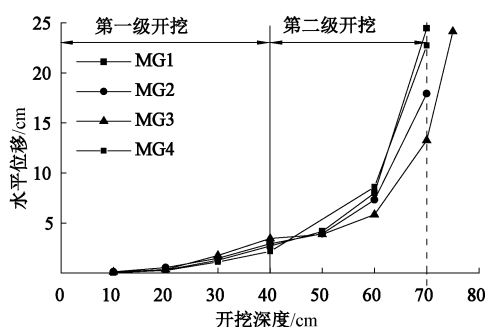


图 6 第一级支护桩桩顶水平位移

Fig. 6 Displacements at head of first retaining pile

对于第二级开挖, 初始阶段 (开挖 50 cm) 时, 桩顶位移变化缓慢, 位移增幅甚至小于第一级开挖阶段。证明此时的第二级支护桩很好地抑制了第一级支护桩的变形。随着进一步的开挖, 第二级桩位移增大, 两级桩间土体逐渐松动, 第一级桩顶位移迅速增加。到开挖 70 cm 时, 第一级桩桩顶位移分别为 24.46 mm (MG1)、17.93 mm (MG2)、13.27 mm (MG3)。结

果表明,  $B$  的增大极大地限制了支护结构在第二级开挖过程中的变形。MG4 开挖 70 cm 时的位移 (22.75 mm) 比 MG1 小,  $L_2$  增加同样可减小第二级开挖引起的第一级桩的变形。

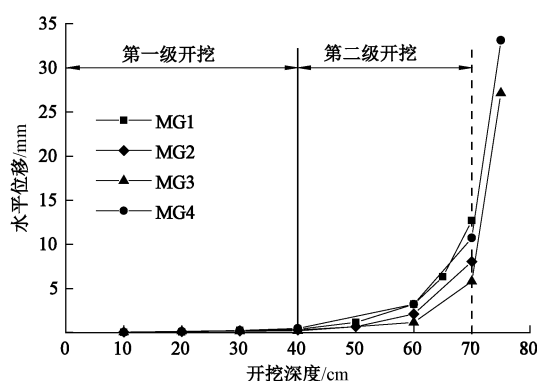


图 7 第二级支护桩桩顶水平位移

Fig. 7 Displacements at head of second retaining pile

第二级支护桩顶位移图 7。第一级开挖引起的第二级桩水平位移很小, 开挖 40 cm 时的位移均不到 1 mm。第二级开挖阶段的第二级桩桩顶位移与第一级桩桩顶位移类似,  $B$  的增大极大地减小了第二级桩桩顶位移, 而  $L_2$  的增加也可以对减小位移有所帮助。

##### (2) 桩身弯矩变化规律

基坑开挖过程中第一级支护桩桩身弯矩变化见图 8。弯矩数据为 4 根应变采集桩的平均结果。对于 MG1, 第一级开挖阶段的弯矩与一般悬臂开挖的桩身弯矩一致, 随着开挖深度增加, 桩身弯矩数值不断增长且增长幅度越来越大。第二级开挖时, 第一级桩桩身弯矩继续增加, 但是弯矩增幅相对于第一级开挖显著减小, 说明第二级桩对第一级桩起到明显的支挡作用。

两级支护间距离  $B$  对第一级桩弯矩的影响可以通过图 8 (a) ~ (c) 的对比得到。第一级开挖过程中, 三者弯矩变化趋势一致, 随着开挖深度增加, 最大弯矩值随之增大。第一级桩最大弯矩随开挖深度变化如图 10。开挖深度达到 40 cm 时, 3 组试验的弯矩最大值都出现在 -65 cm 的测点位置, 分别为 5.36 N·m (MG1)、4.33 N·m (MG2)、4.22 N·m (MG3)。随着  $B$  的增加, 第一级桩的弯矩有小幅下降。

第二级开挖阶段时, MG1~MG3 弯矩变化差别明显。如图 9 所示, 当  $B$  较大时, 最大弯矩的增长显著放缓。MG1 在第二级开挖初始阶段 (50, 60 cm) 的第一级桩弯矩增幅较第一级开挖大幅减小。MG2 与 MG3 在这一阶段的弯矩最大值甚至有所减小。至开挖 70 cm 完成时, 3 组试验弯矩最大的测点均在 -80 cm 处, 其数值分别为 9.31 N·m (MG1)、4.60 N·m (MG2)、4.10 N·m (MG3)。可以发现, MG2、MG3 的弯矩值相对第一级开挖完成时变化很小, 说明在  $B$  增大时, 第二级开挖对第一级桩弯矩的影响逐渐减小, 直至可

忽略。虽然 MG3 ( $B=40\text{ cm}$ ) 的第二级开挖对第一级桩的弯矩值影响较小,但其最大弯矩的位置仍然向下移动了约  $10\text{ cm}$  (图 8 (c))。说明即使  $B$  很大,第二级开挖对桩间土仍有一定影响。

对比图 8 (a)、(d) 及图 9 可以发现,  $L_2$  的增加极大地减小了第一级支护桩的弯矩。第一级开挖时, MG1 与 MG4 的规律一致,但 MG4 的最大弯矩值更小。当开挖深度为  $40\text{ cm}$  时, MG4 的最大弯矩( $-65\text{ cm}$  测点) 为  $3.85\text{ N}\cdot\text{m}$ , 比 MG1 的最大弯矩小  $12.3\%$ 。第二级开挖阶段, MG4 的第一级桩弯矩呈减小趋势。这与正常悬臂基坑的结果截然相反。

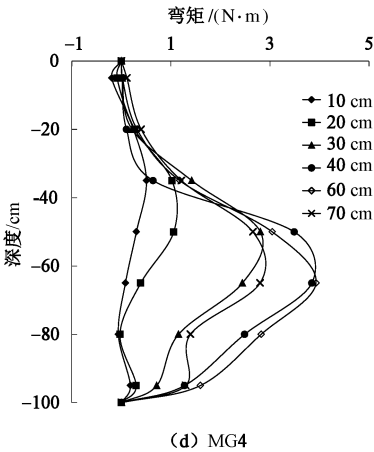
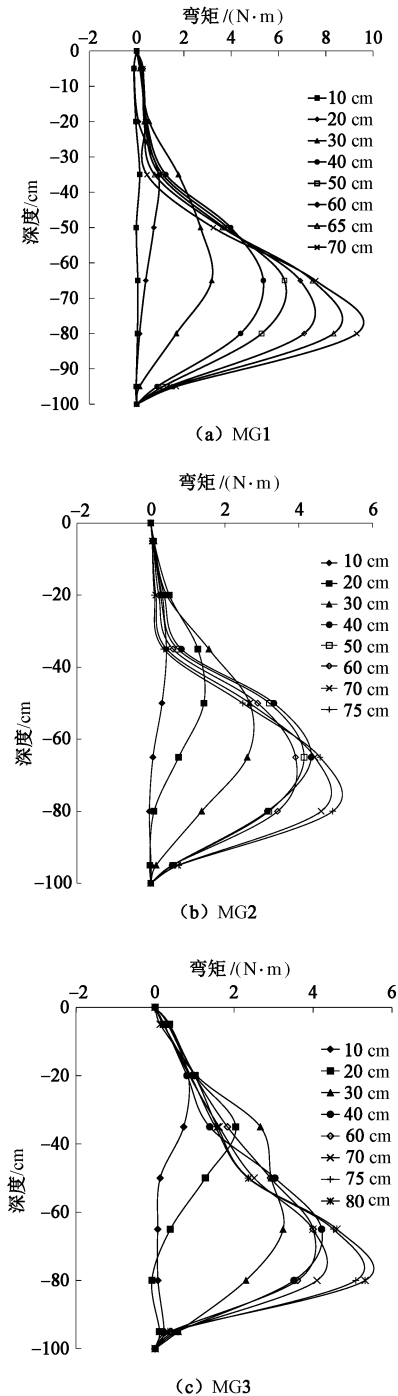


图 8 第一级支护桩桩身弯矩

Fig. 8 Bending moments of first retaining pile

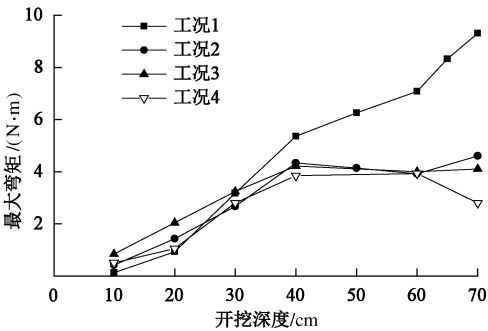


图 9 第一级支护桩最大弯矩随开挖深度变化

Fig. 9 Maximum bending moments of first retaining pile

第二级桩桩身弯矩随基坑开挖的变化如图 10。第一级基坑开挖对第二级桩影响很小,桩身弯矩也较小。对于 MG1, 由图 10 (a) 可以看到, 第二级桩在第二级开挖时的弯矩值大小随着开挖深度增加而增加。在开挖深度  $70\text{ cm}$  时, 最大弯矩在  $0.6\text{ N}\cdot\text{m}$  左右, 远远小于第一级支护桩的弯矩。MG2 和 MG3 在开挖深度  $70\text{ cm}$  时, 最大弯矩同样在  $0.6\sim 0.8\text{ N}\cdot\text{m}$  左右, 远小于第一级桩。因此, 对于 MG1~MG3, 由于第二级支护桩长度较短, 仅起到辅助作用, 第一级支护桩为主要受力结构。另外, 对 MG2 和 MG3, 当开挖深度分别达到  $70, 75\text{ cm}$  时, 桩身弯矩不再增加, 说明此时第二级桩主被动区土压力可能已经接近极限状态。

对于  $L_2$  的影响, 对比图 10 (a)、(d) 可以看到,  $L_2$  的增加显著提高了第二级桩的桩身弯矩。开挖深度为  $70\text{ cm}$  时, MG4 的第二级桩最大弯矩为  $5.84\text{ N}\cdot\text{m}$ , 远远大于其他情况, 甚至大于此时 MG4 的第一级桩弯矩。结合图 8 (d) 可知,  $L_2$  增加使本来起到辅助作用的第二级支护结构变为主要受力结构。



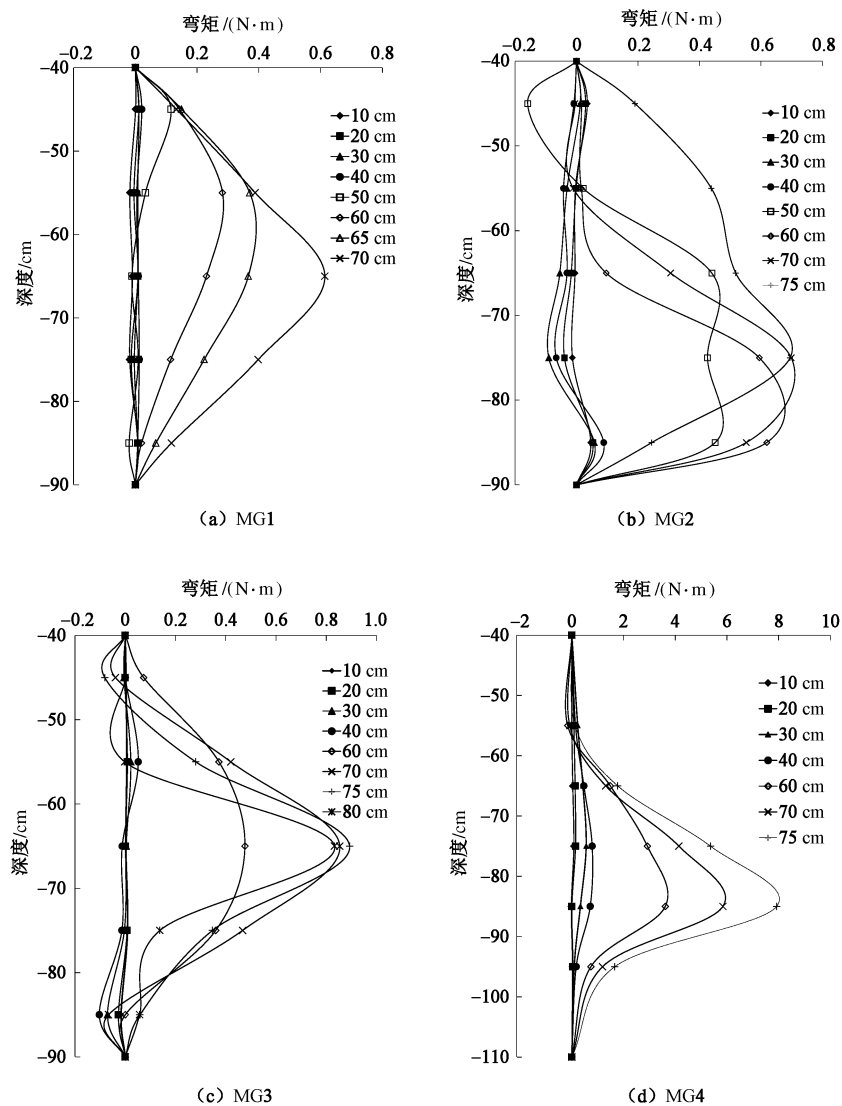


图 10 第二级支护桩桩身弯矩

Fig. 10 Bending moments of second retaining pile

(3) 土压力变化规律

模型试验填砂结束时的第一级桩后的水平向土压力如图 11 (各组试验平均)。实测得到的土压力分布与根据经验公式求得的静止土压力计算值接近。实测土压力的平均静止土压力系数  $K_0$  约为 0.48, 与经验值 ( $K_0=1-\sin\varphi$ ) 吻合。

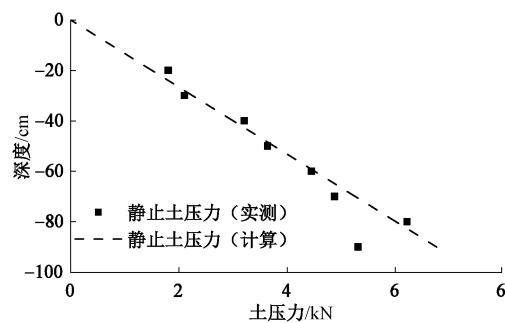


图 11 静止土压力

Fig. 11 Earth pressure at rest

多级支护在开挖过程中的土压力分布较为复杂, 如图 12 所示。第一级开挖时, 主动区为第一级桩后(坑外)土体, 而被动区为第一级桩前土体。第二级开挖时, 第二级桩向坑内移动, 第二级桩与第一级桩间土体成为第一级桩的被动区, 但同时, 该区域部分土体又可能作为第二级桩前的主动区。为了描述方便, 把第一级桩后土体定义为第一主动区, 第一级桩前土体称为第一被动区; 把第二级桩后部分土体称为第二主动区, 第二级桩前土体为第二被动区。但实际上, 除第一主动区和第二被动区在开挖过程中始终倾向于主动或被动状态外, 第一被动区和第二主动区可能产生重叠, 导致其土压力状态及分布更为复杂。因此, 本文重点对第一级桩前土压力和第二级桩后土压力进行分析, 而第一主动区与第二被动区土压力与一般悬臂支护基坑情况一致, 且已有很多深入的研究成果, 本

文不作讨论。

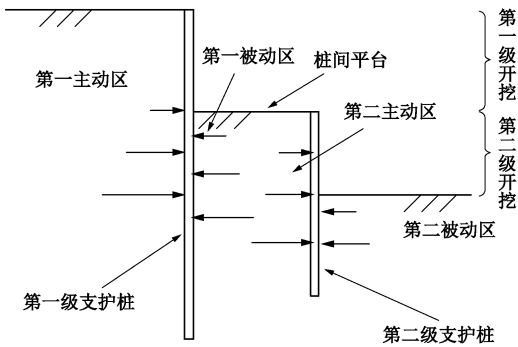


图 12 多级支护土压力分区

Fig. 12 Earth pressures of multi-bench foundation pit

图 13~16 显示了各组试验中,两级支护桩间土压力随基坑开挖的变化。图中理论主、被动土压力均为郎肯土压力。由于两级支护间土体顶部(桩间平台)位于第一级开挖的开挖面高度,因此理论主、被动土压力的计算以第一级开挖完成时的状态为基础。

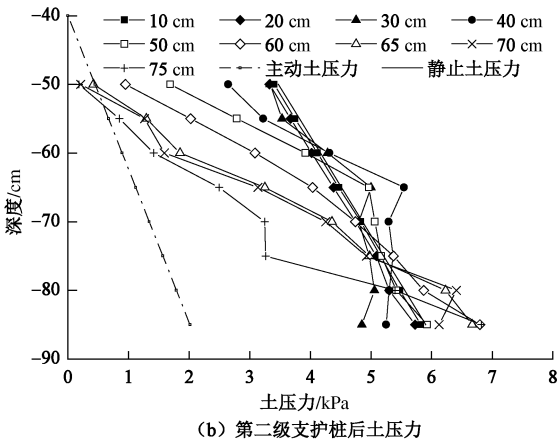
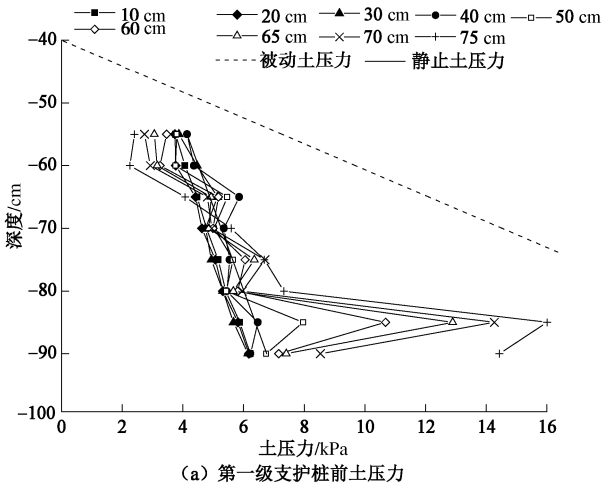


图 13 MG1 土压力分布

Fig. 13 Earth pressures of MG1

MG1 如图 13 所示,第一级桩前的土压力远小于

理论被动土压力,而第二级桩后的土压力则大于理论主动土压力。说明对于 MG1,由于  $B$  较小,使第一被动区、第二主动区产生了重叠并由此产生相互影响,使基坑达到极限平衡时,第一级桩前和第二级桩后的土压力均不能达到理论极限土压力。

对 MG2,如图 14 所示,第一级桩前土压力与 MG1 类似,上部土压力接近理论主动土压力,而下部接近被动土压力。第二级桩后则是上部土压力大致相当主动土压力而下部大于主动土压力。这表明, MG2 中  $B$  较大,第一被动区与第二主动区的相互影响减弱。

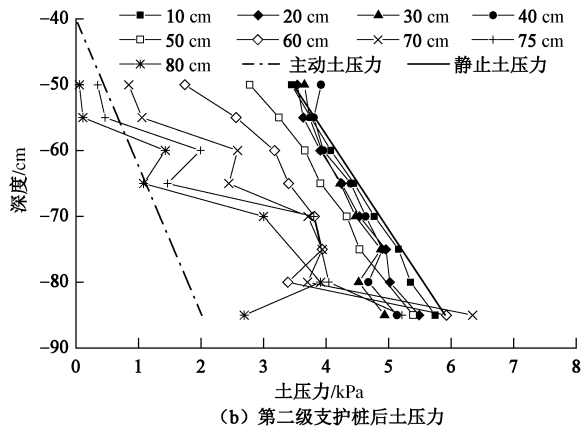
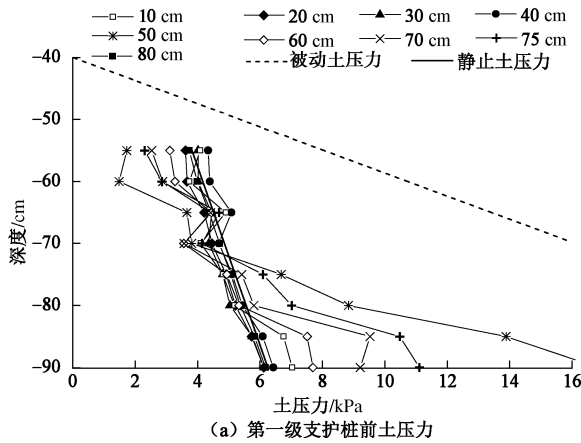
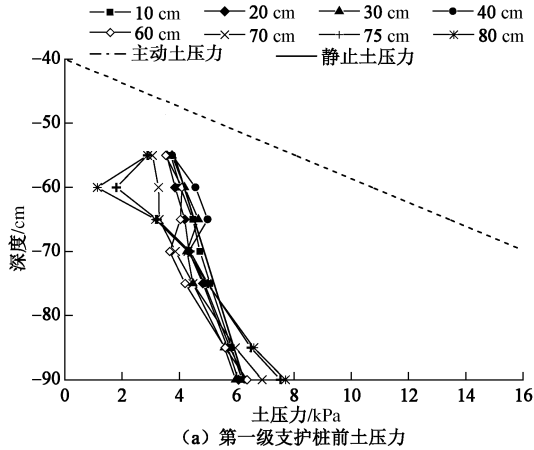


图 14 MG2 土压力分布

Fig. 14 Earth pressures of MG2



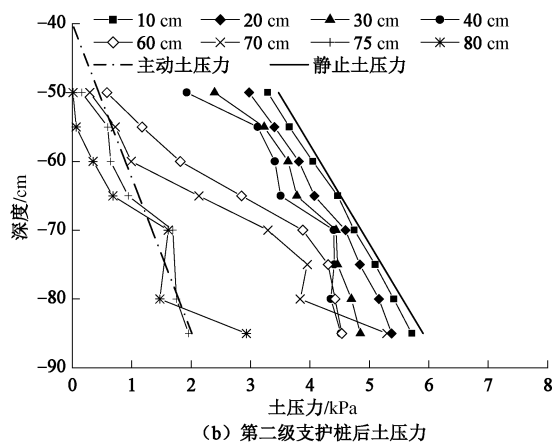
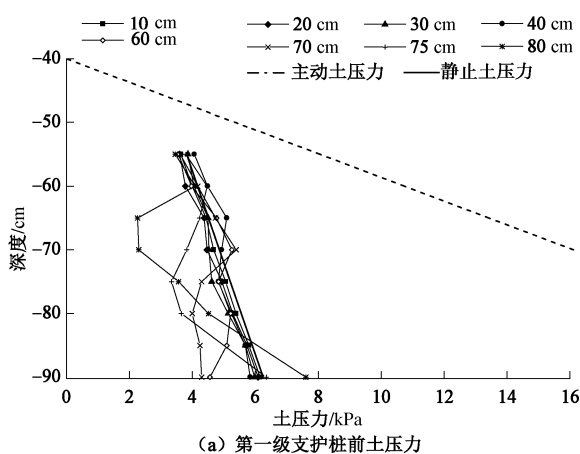
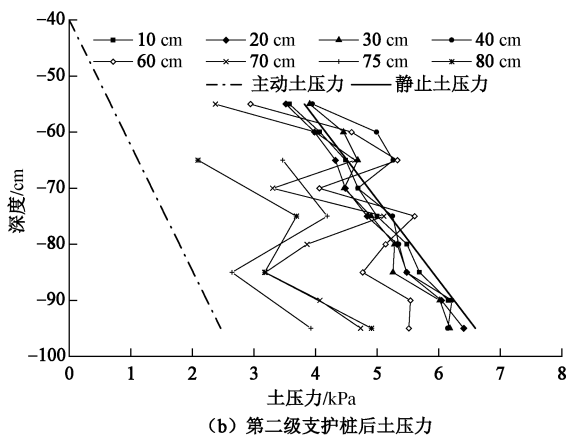


图 15 MG3 土压力分布

Fig. 15 Earth pressures of MG3



(a) 第一级支护桩前土压力



(b) 第二级支护桩后土压力

图 16 MG4 土压力分布

Fig. 16 Earth pressures of MG4

对 MG3 (图 13), 第一级桩前的土压力在第二级开挖时仍然有上部土压力减小而下部土压力增大的现象, 但是变化数值远小于 MG1 和 MG2。而第二级桩后土压力在基坑破坏时几乎完全达到理论主动土压力。这表明 MG3 的第二级开挖对于第一级桩的影响很小, 第一被动区与第二主动区相互独立。基坑达到极限平衡时, 第二级桩后土压力达到主动极限状态。

上述 3 组试验土压力状态表明, 随着  $B$  的增加, 第二级开挖造成的第二主动区土体松弛对第一被动区影响越来越小。到  $B = 40$  cm 时, 第二级开挖对第一被动区影响已经很小。但是, 临近破坏时第一被动区上部土体仍受到较大影响。第二级桩后土压力则随着  $B$  的增加不断减小, 并且, 临近破坏时达到主动极限状态的范围不断增加。MG3 基坑失稳时, 第二级桩后土压力大致相当于郎肯主动土压力。这与 MG3 的破坏模式为分离式是相吻合的 (图 20)。

MG4 的土压力如图 16, 第一级桩前土压力在静止土压力附近变化的范围较小。不同于 MG1, 第二级开挖时, MG4 的第一级桩前土压力没有增长反而有所减小。这与图 8 (d) 所示随着开挖深度增加, MG4 的第一级桩弯矩反而减小的情况是一致的。造成这一现象的原因可以解释为, 由于整个多级支护体系仍可视为一个大的悬臂支护结构, 悬臂支护结构在工作时围绕其结构下部一点转动<sup>[17]</sup>。对于 MG1, 这个旋转中心 (pivot point) 在第一级桩底部附近, 此时第一被动区主要受到第一级桩向坑内移动造成的挤压; 而对于 MG4, 旋转中心在第二级桩底部附近, 此时第一被动区主要受到第二级桩向坑内移动造成的卸荷作用。

第二级桩后土压力则始终大于理论主动土压力。相比 MG1, MG4 的第二级桩后的上部土压力较大, 而下部土压力较小。

### 3.2 基坑破坏模式分析

笔者<sup>[1]</sup>提出了基坑多级支护破坏的 3 种模式, 即整体式, 关联式和分离式, 并阐述了 3 种破坏模式的特征。本次试验验证了 3 种破坏模式的存在, 如图 17~19。

MG1 开挖深度达到 70 cm 和 75 cm 时的基坑剖面图分别见图 17 (a)、(b)。开挖深度从 70 cm 增加到 75 cm 时, 坑外产生了近似三角形的破坏面, 破坏面从坑外地表距第一级桩顶 38 cm 处向下延伸到第一级桩下部。破坏面与水平面交角约  $63.8^\circ$ , 略大于主动极限状态理论结果 ( $60.5^\circ$ ), 这可能是由于桩土间的摩擦造成。两级桩同时出现了向坑内倾覆的现象, 并且倾斜的角度一致。桩顶位移出现很大突变。从图 18 (b) 看, 两级桩间的土体保持完整, 未出现滑动面。从土压力结果看 (图 13), 土压力基本没有达到主动或被动极限土压力。可见, MG1 的破坏模式符合整体式破坏的定义。两级桩及二者之间的土体形成了一个类似整体的重力式挡土墙, 发生整体倾覆破坏。

MG2 失稳破坏前后的基坑剖面图见图 18 (a)、



(b)。基坑破坏时破坏面首先在两级桩间的土体内产生,且破坏面延伸到桩间平台与第一级桩交界处,第二级桩倾覆。随后第一级桩向坑内倾覆,倾角小于第二级桩。坑外土体出现滑动破坏,坑外破坏面与水平面交角与 MG1 一致。而桩间土的破坏面与水平面交角约  $68.2^\circ$ 。显然,这是由于桩间土宽度不足,第二级桩后的滑动破坏面无法像半无限空间的理论结果一样展开。从土压力看(图 14),第二级桩后土体大部分达到主动极限状态。根据以上分析, MG2 的破坏符合关联式破坏的特征。两级桩的破坏有很强的关联,其中一级破坏时,另一级随之破坏;但是两级支护结构的关联性又不足以强到形成整体。

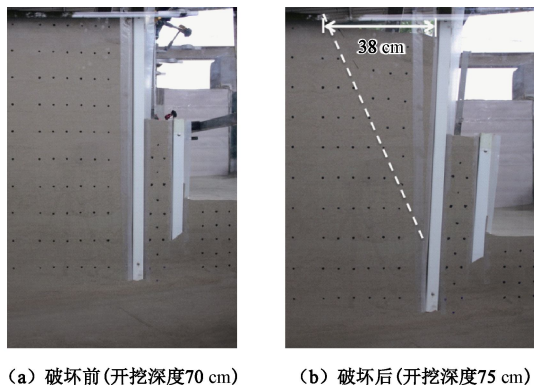


图 17 整体式破坏 (MG1)

Fig. 17 Overall overturning failure (MG1)

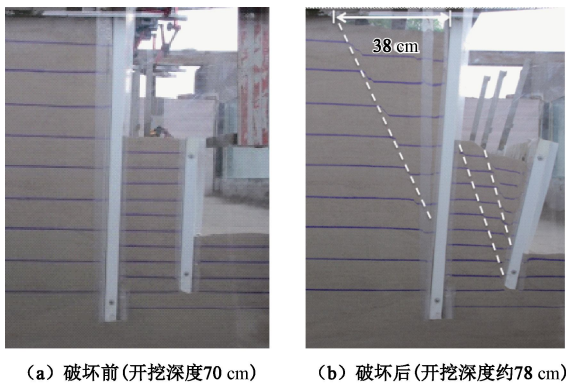


图 18 关联式破坏 (MG2)

Fig. 18 Mutual-effect failure (MG2)

MG3 基坑破坏时的情形见图 19。破坏始于第二级桩的倾覆,桩间土体同时出现两道破坏面,其中较长的破坏面由第二级桩底部延伸到桩间平台的中间部位,与水平面交角约  $62.6^\circ$ ,接近主动极限状态理论结果。而第一级桩并未出现倾覆现象,坑外土体也未出现明显的破坏。相应地,由图 15 可看出, MG3 临近破坏时的第二级桩后土压力几乎完全达到理论主动土压力,而第一级桩前土压力变化较小。符合分离式

破坏的特征,即两级支护结构的破坏相对独立,其中一级结构失稳并不影响另一级支护结构的正常工作。

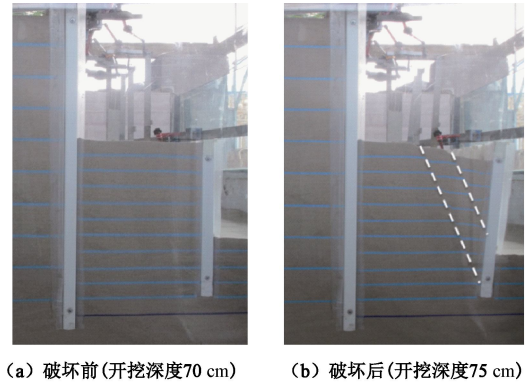


图 19 分离式破坏 (MG3)

Fig. 19 Separate failure (MG3)

MG4 失稳破坏的情况如图 20 所示。可以看到, MG4 破坏模式与 MG1 一致,都是整体破坏模式,但 MG4 的破坏面延伸至地表的宽度更大(45 cm),破坏面与水平面交角为  $61.1^\circ$ 。从土压力来看(图 16), MG4 的第一级桩前及第二级桩后的土压力完全没有达到极限状态的情况,符合整体式的特征。

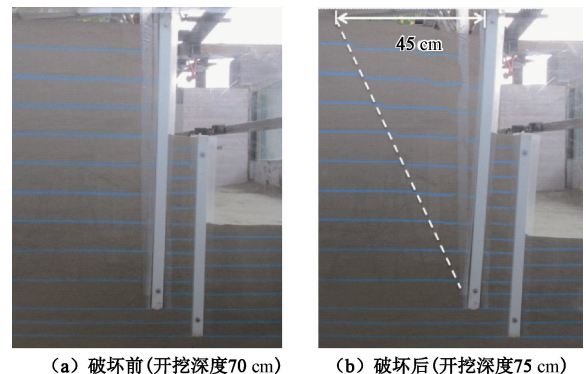


图 20 MG4 基坑破坏

Fig. 20 Failure of MG 4

图 17~20 表明多级支护的 3 种破坏模式划分是符合实际的。值得注意的是,采用超挖方式产生 3 种破坏模式所需要的总体开挖深度基本一致。除 MG2 的开挖深度略大, MG1、MG 3 开挖深度均为 75 cm。这是因为超挖方法只能使第二级桩首先出现失稳,根据两级桩间作用关系的强弱决定第一级桩的稳定性。对于 MG1,两级桩的作用关系紧密,可整体视为异形挡土墙,使其倾覆的开挖深度由该异形挡土墙所需嵌固深度决定;对于 MG3,两级桩的作用关系极弱,二级桩的倾覆仅与其自身嵌固深度有关;对于 MG2,两级桩间土体宽度既不能使第二级桩与第一级桩形成整体,又不足够宽使第二级桩后的破坏面不与第一级桩相交。这种相互作用的特点使得 MG2 开挖深度同样

达到 75 cm 时,既不能使第二级桩单独倾覆,也不能导致整体破坏。这让关联式破坏需要更大的开挖深度,反而表现出比分离式更好的稳定性。而实际上,分离式破坏时,第一级桩是稳定的,第二级桩的倾覆可以看成是整体基坑的局部破坏。总体而言,分离式多级支护仍具有更高的整体安全性。

## 4 结 论

根据破坏模式不同,多级支护可分为整体式,关联式和分离式多级支护。主要结论如下:

(1) 其他条件相同时,对于整体式多级支护,第一、二级桩桩顶位移大于关联式和分离式多级支护;第一级桩桩身弯矩也远大于其他两种类型,整体式多级支护在破坏时,第一级桩前土压力小于理论被动土压力,而第二级桩后的土压力则大于理论主动土压力,两级支护间土体不会达到极限状态,从而滑动破坏面不会进入两级支护间土体,两级支护结构形成一个类似重力式挡土墙的整体,发生整体倾覆破坏。

(2) 其他条件相同时,关联式多级支护的第一级和第二级桩顶位移大小处于整体式和分离式之间;同样关联式的第一级支护结构弯矩也处于其他两种类型的弯矩之间。关联式多级支护发生破坏时,第一级桩前土压力小于理论被动土压力,而第二级桩后的上部土压力达到理论主动土压力,两级支护间的土体达到极限状态。滑动破坏面进入两级支护间土体,并延伸到桩间平台与第一级桩交界处,且破坏面与水平面交角大于理论主动极限破坏时的角度,两级支护结构分别发生倾覆破坏。

(3) 其他条件相同时,分离式多级支护的两级桩桩顶位移在三者中最小;第一级桩桩身弯矩也是最小的,对于第二级桩首先发生倾覆的分离式破坏,第一级桩前土压力受到的影响很小,而第二级桩后土压力几乎完全达到主动极限状态。滑动破坏面进入两级支护间土体,并延伸到桩间平台中部,破坏面与水平面交角接近理论主动极限状态理论结果。两级支护结构中的一级发生倾覆破坏,其中一级支护结构的倾覆不影响另一级结构的稳定性。

(4) 最后,第二级桩长度  $L_2$  的增加可能对于变形的影响较小,但会提高第二级桩分配的弯矩,有利于提高多级支护的整体性及基坑的整体稳定性。

本文试验中的多级支护 3 种破坏模式是通过变化两级支护间水平距离  $B$  变化得到的,但是实际上,多级支护的其他参数也会对破坏模式产生影响。这还需要进一步的研究。

## 参考文献:

- [1] 郑刚,郭一斌,聂东清,等. 大面积基坑多级支护理论与工程应用实践[J]. 岩土力学, 2014, **35**(增刊 2): 290 - 298. (ZHENG Gang, GUO Yi-bin, NIE Dong-qing, et al. Theory of multi-bench retaining for large area foundation pit and its engineering application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(S2): 290 - 298. (in Chinese))
- [2] 任望东,李春光,田建平,等. 软弱土中大面积深基坑工程快速支护施工技术[J]. 施工技术, 2013, **42**(1): 35 - 39. (REN Wang-dong, LI Chun-guang, TIAN Jian-ping, et al. Rapid construction method of large area deep foundation excavation in soft soil[J]. Construction Technology, 2013, **42**(1): 35 - 39. (in Chinese))
- [3] 任望东,张同兴,张大明,等. 深基坑多级支护破坏模式及稳定性参数分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊 2): 919 - 922. (REN Wang-dong, ZHANG Tong-xing, ZHANG Da-ming, et al. Parametric analysis of failure modes and stability of multi-level retaining structure in deep excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 919 - 922. (in Chinese))
- [4] 郑刚,程雪松,刁钰. 无支撑多级支护结构稳定性与破坏机理分析[J]. 天津大学学报, 2013, **46**(4): 304 - 314. (ZHENG Gang, CHENG Xue-song, DIAO Yu. Analysis of the stability and collapse mechanism of non-prop and multi-stage retaining structure[J]. Journal of Tianjin University(Science and Technology), 2013, **46**(4): 304 - 314. (in Chinese))
- [5] FRYDMAN S, KEISSAR I. Earth pressures on retaining walls near rock faces[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1987, **113**(6): 586 - 599.
- [6] TAKE W A, VALSANGKAR A J. Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, **38**(11): 1220 - 1230.
- [7] 应宏伟,黄东. 临近既有地下室平动模式挡土墙主动土压力研究[J]. 固体力学学报, 2011, **32**(增刊): 356 - 360. (YING Hong-wei, HUANG Dong. Study on active earth pressures on translation retaining wall adjacent to existing basements[J]. Chinese Journal of Solid Mechanics, 2011, **32**(S0): 356 - 360.(in Chinese))
- [8] 应宏伟,黄东,谢新宇. 考虑邻近地下室外墙侧压力影响的平动模式挡土墙主动土压力研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(增刊 1): 2970 - 2978. (YING Hong-wei, HUANG Dong, XIE Xin-yu. Study on active earth pressure

- on retaining wall subject to translation considering lateral pressure of adjacent existing basement wall[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(S1): 2970 - 2978. (in Chinese))
- [9] 赵琦, 朱建明. 临近地下室外墙影响下的考虑土拱效应的挡土墙主动土压力研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(3): 723 - 728. (ZHAO Qi, ZHU Jian-ming. Research on active earth pressure behind retaining wall adjacent to existing basements exterior wall considering soil arching effects[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(3): 723 - 728. (in Chinese))
- [10] 金亚兵, 刘吉波. 相邻基坑土条土压力计算方法探讨[J]. 岩土力学, 2009, **30**(12): 3750 - 3764. (JIN Ya-bing, LIU Ji-bo. Discussion on calculation method of earth pressure of earth-strip between neighboring excavations[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(12): 3761 - 3764. (in Chinese))
- [11] 申明亮, 廖少明, 邵伟. 考虑内坑影响的坑中坑基坑被动土压力叠加算法[J]. 上海交通大学学报, 2012, **46**(1): 79 - 83. (SHEN Ming-liang, LIAO Shao-ming, SHAO Wei. Superposition algorithm for the outer pit passive earth pressure influenced by inner pit for pit-in-pit[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University, 2012, **46**(1): 79 - 83. (in Chinese))
- [12] 胡辉, 汤连生, 林兴立, 等. 外坑支护结构转动时坑间被动区土拱效应分析[J]. 长江科学院院报, 2015, **32**(4): 101 - 108. (HU Hui, TANG Lian-shegn, LIN Xing-li, et al. Soil arching effect in the passive zone between internal pit and extend pit when the other supporting structure rotates[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2015, **32**(4): 101 - 108. (in Chinese))
- [13] IAI S. Similitude for shaking table test on soil-structure-fluid model in 1-g gravitational field[J]. Soils and Foundations, 1989, **29**(1): 105 - 118.
- [14] 陆培毅, 严驰, 顾晓鲁. 砂土基于室内模型试验土压力分布形式的研究[J]. 土木工程学报, 2003, **36**(10): 84 - 88. (LU Pei-yi, YAN Chi, GU Xiao-lu. Sand model test on the distribution of earth pressure[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, **46**(1): 79 - 83. (in Chinese))
- [15] 刘国楠, 胡荣华, 潘效鸿, 等. 衡重式桩板挡墙受力特性模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(1): 103 - 110. (LIU Guo-nan, HU Rong-hua, PAN Xiao-hong, et al. Model tests on mechanical behaviors of sheet pile wall with relieving platform[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(1): 103 - 110. (in Chinese))
- [16] HONG Y, NG C W W. Base stability of multi-propped excavations in soft clay subjected to hydraulic uplift[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013, **50**(2): 153 - 164.
- [17] BOLTON M D, POWRIE W, SYMONS I F. The design of stiff in situ walls retaining overconsolidated clay: part 1 short-term behaviour[J]. Ground Engineering, 1990, **22**(8): 44 - 48.

## 2017年岩土工程西湖论坛：岩土工程测试技术 (杭州·一号通知)

随着我国基本建设工程的进一步推进, 岩土工程测试面临着更严峻的挑战, 对相关测试技术也有着更高的要求。为顺应国家、社会需求, 探讨解决岩土工程测试技术面临的重大问题, 拟定于2017年10月在浙江杭州召开“2017年岩土工程西湖论坛: 岩土工程测试技术”学术会议, 就岩土工程测试技术中的相关热点问题和研究进展进行讨论, 邀请各有关单位、学者和工程技术人员踊跃参加。

**会议主题:** 岩土工程测试理论、技术新进展。

**主办单位:** 中国工程院土木、水利与建筑工程学部; 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会; 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心。

**组委会联系方式:** 陆水琴、王笑笑: 电话 0571-88208775, 邮箱 lusq87@163.com; wangxiuxiu713@163.com, 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心网址: <http://www.zjdxyt.com>。

(会议组委会 供稿)