

天津软土地区深基坑多级支护结构变形的参数分析

刘杰^{1,2}, 郑刚^{1,2}, 聂东清^{1,2}

(1.天津大学 土木工程系,天津 300072;2.滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室,天津 300072)

摘要:深基坑无支撑多级支护结构是一种适用于软土地区大面积深基坑的新型支护技术,不仅可以很好地约束支护结构的变形,而且取得了较好的经济效益。基于天津市某基坑工程实例,采用大型通用有限差分软件 FLAC3D 对深基坑多级支护结构进行了数值模拟分析,并分析了第一级支护结构长度、两级支护间距离、两级开挖深度比以及第一、二级支护结构的倾角的参数变化对第一级支护结构的最大水平位移的影响。研究表明,基坑的第一级支护结构的最大水平位移随着第二级支护结构长度的增加、两级支护间距离的增大以及第一、二级支护结构的倾角的增大而减小,其中两级支护间距离和第一、二级支护结构的倾角对位移影响显著;开挖深度比 H_1/H_2 对变形的影响与两级支护间距离 B 和第二级支护结构长度 L_2 有关。

关键词:基坑;无支撑多级支护;有限差分法;变形

中图分类号: TU753 **文献标志码:** A **文章编号:** 2095-0373(2018)01-0047-08

0 引言

随着我国城市化进程的加快,城市人口日益增加,可利用的土地资源随之减少,因此地下空间开发的力度逐渐增大,许多深大基坑也随之产生。在软土地区,基坑工程的周边场地条件复杂,土质条件差,基坑支护结构型式的合理选用以及基坑施工过程对于基坑工程的变形控制十分重要^[1-3]。目前深基坑工程的支护体系主要采用的是地下连续墙结合水平支撑的形式,这些临时支护结构存在着造价高,施工周期长,不可循环利用等问题。因此发展更加经济且环保的无支撑支护技术具有十分重要的意义。

目前在软土地区的基坑工程中,无支撑多级支护技术已得到运用,如:上海虹桥综合交通枢纽基坑工程^[4]和天津中铁房地产金钟河大街项目基坑^[5]等。近年来,已有一些学者对多级支护结构展开了研究。郑刚等^[6]对无支撑多级支护结构稳定性与破坏机理分析进行了研究,发现无支撑多级支护体系在方案合理的情况下,次级支护结构可以有效抑制主要支护结构被动区塑性剪切带的开展,各级支护结构协同工作能力良好,整体稳定性强,失稳破坏后最终形成一个经过主要支护结构下部的圆弧形滑动面,破坏模式类似于重力式悬臂厚挡墙。任望东等^[5]对深基坑多级支护破坏模式及主要几何参数的影响进行了数值计算分析。郑刚等^[7]对大面积基坑多级支护结构进行了研究,研究发现当两级支护之间宽度较小时,多级支护的工作机制和破坏机制近似于异形重力式挡土墙,可产生整体式破坏;而随着多级支护之间的宽度增大,土体的破坏面可进入多级支护的围护桩之间的土体,并使多级支护桩的破坏产生相互关联的影响,产生关联式破坏;当多级支护的宽度足够大时,多级支护可产生分离式破坏。上述研究均是针对多级支护的稳定性问题,而对于多级支护的变形特征研究较少。

另一方面,文献^[7]总结了多级支护的不同形式及使用范围,提出了倾斜桩在多级支护中应用的可能。在倾斜桩的研究方面,郑刚等^[8-9]对倾斜单排桩和前排桩倾斜的双排桩在水平荷载作用下的性状进行了研究。

为了研究多级支护几何参数对其变形的影响,本文运用大型通用有限差分软件 FLAC3D 对天津某基坑工程采用的无支撑多级支护结构进行了计算分析,将数值计算结果与实测结果进行了对比验证。在此

收稿日期:2016-10-08 责任编辑:车轩玉 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxbzb.2018.01.09

作者简介:刘杰(1991—),男,硕士研究生,主要从事地下工程的研究。E-mail:liujietju2014@163.com

刘杰,郑刚,聂东清.天津软土地区深基坑多级支护结构变形的参数分析[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2018,31(1):47-54.

基础上采用简化的数值模型对第二级支护结构长度、两级支护间距离、两级开挖深度比以及第一、二级支护结构的倾角等几何参数进行了计算分析。计算结果表明,多级支护几何参数对变形的影响并不独立。实际工程中,应根据场地条件,变形控制及造价的要求综合考虑多级支护参数的选择。

1 工程概况及数值模拟模型

1.1 工程概况

本工程位于河北区狮子林大街与海河东路交口处,拟建工程包括 14 栋多层及高层住宅楼及多栋公用配套建筑,整体 1 层地下室,局部 2 层地下室。基坑的总开挖面积为 $50\,600\text{ m}^2$,1 层地下室处的基坑开挖深度为 7.0 m 左右,2 层地下室处的基坑开挖深度在 8.8~10.3 m 之间,其中局部电梯坑处的开挖深度达到 12.3 m,基坑开挖面近似为五边形,且基坑四周均有建筑物和道路,基坑平面示意图见图 1。

由于基坑面积较大,采用常规排桩+水平支撑形式时,水平支撑造价高工期长,因此为了不设置水平支撑,采用了双排桩结合单排桩的多级支护形式,如图 1、图 2 所示。第一级支护结构为前后排桩长均为 26.4 m 的双排灌注桩,前排桩采用 $\Phi 1\,000@1\,400$ 灌注桩而后排桩采用 $\Phi 900@1\,400$ 灌注桩,双排桩排距为 3.6 m,帽梁厚度为 0.9 m,且在前后排桩之间有长度为 24.2 m 的 $\Phi 850@900$ 的三轴水泥搅拌桩作为止水帷幕。第二级支护结构为 $\Phi 800@1\,000$ 的单排灌注桩,桩长为 13.4 m,帽梁厚度 0.6 m。两级支护间距离在 3.8~9.0 m 之间。两级支护桩及帽梁均采用 C30 混凝土。

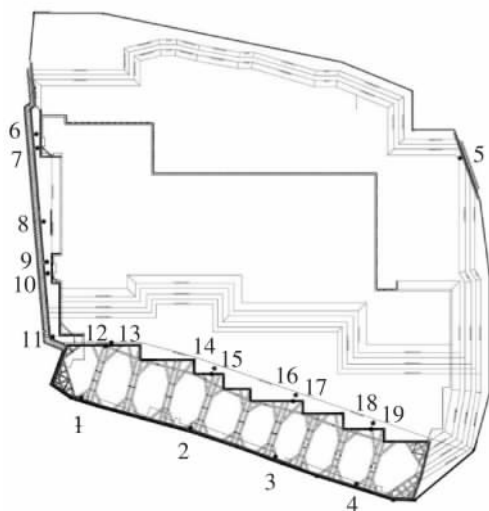


图 1 基坑平面示意图

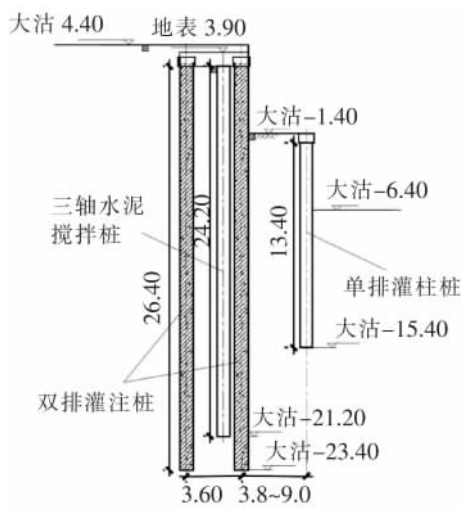


图 2 无支撑多级支护结构(单位:m)

1.2 数值模型

本文采用有限差分软件 FLAC3D 对该基坑的多级支护结构进行数值分析,考虑到基坑面积大,计算剖面的长度较大,符合平面应变特征,因此采用二维平面应变模型进行分析。根据资料可知,为了消除边界效应对计算结果的影响,基坑外侧的宽度宜控制在开挖深度的 3~5 倍以上^[10];取模型的总尺寸为 $150\text{ m}\times 50\text{ m}$,基坑外侧宽度为 70 m。第一级开挖深度为 5.3 m,第二级开挖深度为 5.0 m;双排桩(第一级支护结构)前后排长度均为 27.3 m,单排桩(第二级支护结构)长度为 14 m,两级支护间距离取 8 m。根据现场勘查结果,取模型地下水位位于地面以下 1 m。模型两侧约束水平位移,底部约束水平和竖向位移。计算剖面如图 3 所示。

土体本构模型采用 CYsoil 模型。CYsoil 本构模

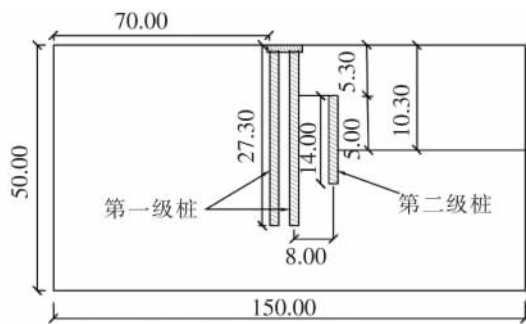


图 3 计算剖面(单位:m)

型是建立在莫尔库仑模型之上的双屈服模型,考虑了在 (p,q) 平面内的椭圆形帽盖屈服面。椭圆轴的比率 α 取决于 K_0 的值。该模型可以考虑帽盖硬化、摩擦硬化及压缩/膨胀硬化准则。该模型中的指数 m 取 0.9,泊松比 μ 为 0.2,校准系数 β 取 2.36,失效比 R_f 取 0.9^[11]。各土层的计算参数见表 1。基坑双排桩的前后排桩及单排桩分别根据抗弯刚度等效原则等效为挡土墙。采用衬砌结构单元(liner)进行模拟,第一级支护结构等效厚度取 1.0 m,第二级支护结构等效厚度取 0.9 m,重度为 24 kN/m³,弹性模量为 30 GPa,泊松比为 0.2。双排桩前后排桩的连梁采用梁单元(beam)模拟,支护结构与土体之间为摩擦接触,界面摩擦角和黏聚力的值取相邻土体参数的 0.7 倍^[12-13]。

表 1 土体 CYsoil 模型参数

土层	干重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	压缩模量 Θ/MPa	黏聚力 c/kPa	极限摩擦角 $\phi_f/(\text{^\circ})$	参考压力下的剪切模量 G_{ref}^e/MPa	参考压力下的体积模量 K_{iso}^{ref}/MPa
1 杂填土	14.75	4.11	22.50	16.50	10.28	2.06
2 粉质黏土	14.27	4.25	5.60	26.29	10.63	2.13
3 粉土	15.47	12.71	13.36	29.16	31.78	6.36
4 粉质黏土	15.47	5.18	14.82	30.30	12.95	2.59
5 粉砂	17.11	15.09	11.10	34.74	37.73	7.55
6 粉质黏土	15.97	5.86	20.06	30.62	14.30	2.86
7 粉砂	16.48	12.78	10.72	33.24	31.95	6.39

数值模拟全过程分为 5 步:第 1 步建立土体单元,进行地应力平衡;第 2 步建立支护结构单元,并将初始位移清零(不考虑围护结构施工影响);第 3 步将水位降至地表以下 12.3 m 处;第 4 步进行第一级开挖至地表以下 5.3 m;第 5 步进行第二级开挖至地表以下 10.3 m^[14]。

1.3 计算与实测数据对比

为了监测基坑开挖过程中多级支护的变形情况,在基坑西侧采用多级支护的位置布置了两根测斜管,监测基坑开挖过程中作为第一级支护的双排桩前排桩的水平位移。基坑的桩身水平位移监测点 9 和测点 10 位于基坑西侧(位置见图 1)。

数值计算得到的水平位移与实测结果的对比如图 4 所示。数值模拟中的第一级桩身的最大位移值为 4.32 cm,工程实测的测点 9 的最大水平位移为 3.59 cm,测点 10 的最大水平位移为 3.82 cm,数值计算结果与实测结果接近。与一般悬臂支护不同,实测及计算的位移曲线均出现了桩身下部向坑内弯曲而上部向坑外弯曲的特征。这主要是由于桩顶的冠梁对桩身上部的变形起到了约束作用。数值计算与实测结果的对比表明了数值模型的可靠性,CYsoil 本构模型很好地反映了基坑开挖过程中围护结构的变形特征。

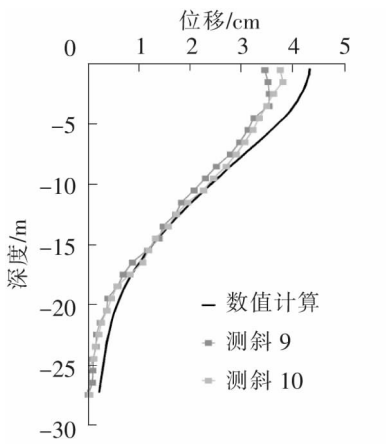


图 4 实测数据与计算结果对比

2 无支撑多级支护结构变形参数分析

2.1 简化数值模型

为了进一步研究多级支护几何参数对变形的影响,建立简化的数值模型进行分析计算。如图 5 所示,简化模型第一、二级支护结构均为地下连续墙。计算模型整体尺寸取 100 m×50 m,基坑外侧宽度取 40 m,总开挖深度 8 m,不考虑超载和放坡的影响。模型的两个侧边约束水平位移、底部约束水平和竖向位移。

由于郑刚^[8-9]等的试验及数值分析指出,相对于竖直围护桩,具有一定倾斜角的围护桩可产生更小的水平位

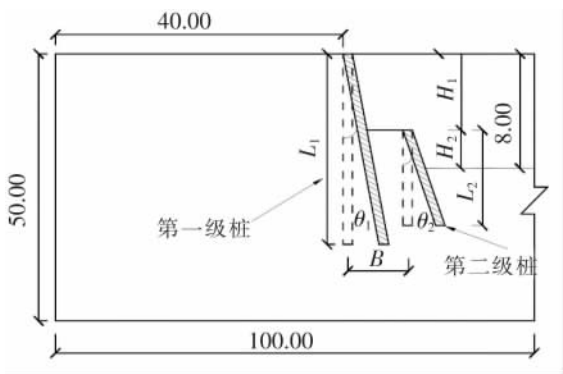


图 5 简化计算模型(单位:m)

移和更小的内力,因此相同条件下具有一定优势,所以本文在第一级、第二级支护桩也考虑了桩倾斜的情形。

为了消除实际中土层性质差异的影响,简化模型采用单一土层进行分析。本次计算选取了表 1 中天津地区典型的粉质黏土(土层 4)进行计算。模型中的地连墙采用厚度为 1 m 的 liner 单元模拟,其重度为 24 kN/m^3 ,弹性模量为 30 GPa,泊松比为 0.2。

2.2 参数分析

因为坑内支护结构的变形受多种因素综合影响且一般工程中主要关心基坑最外围支护结构的变形,所以本文只研究基坑的两级开挖深度比 H_1/H_2 ,第二级支护结构长度 L_2 ,两级支护间距 B 。 θ_1 为第一级支护桩倾角, θ_2 为第二级支护桩倾角。上述几何参数分析的具体取值范围见表 2。

表 2 几何参数取值范围

几何参数	单位	取值范围
H_1/H_2	m	2/6,3/5,4/4,5/3,6/2
L_2	m	8,10,12,14,16,18,20,22,24
B	m	2,4,6,8,10,12,14,16,20,30,40
θ_1	(°)	0,5,10,15,20
θ_2	(°)	0,5,10,15,20

2.2.1 两级支护间距 B

对第一级支护结构长度 L_1 取 20 m,第二级支护结构长度 L_2 取 12 m,不同开挖深度比 H_1/H_2 时,两级支护间距 B 对第一级支护结构水平位移最大值影响如图 6。可以看到,当 B/H 小于 2.0 时,水平位移随着 B 的增加急剧下降,对于 B/H 小于 1.0 时,位移减小幅度则更大;而 B/H 大于 2.0 时,水平位移减小的幅度较小,逐渐趋于平缓,并趋近于与第一级开挖深度相等的悬臂开挖所产生的最大水平位移。以图 6(c)为例,当 B/H 由 0.25 增加到 1.0 时,第一级支护结构水平位移减小约 112%, B/H 由 1.0 增加到 2.0 时,则减小约 24%,而 B/H 由 2.0 增加到 5.0 时,则仅减小了 13%。对于 L_2 不同的情况, B 的影响一致。

由以上分析可知,对于天津软土地区的无支撑多级支护结构,两级支护间距 B 对支护结构的变形影响显著。当两级支护间距 B 小于 1 倍开挖深度时,第一级支护结构的最大水平位移较大,最大位移随着 B 的增加而迅速减小;当 B 大于 2 倍开挖深度时,继续增大 B ,不能明显减小第一级支护结构的最大水平位移;当 B 介于 1 倍和 2 倍开挖深度之间,增大 B 可有效地减小第一级支护结构的最大水平位移。

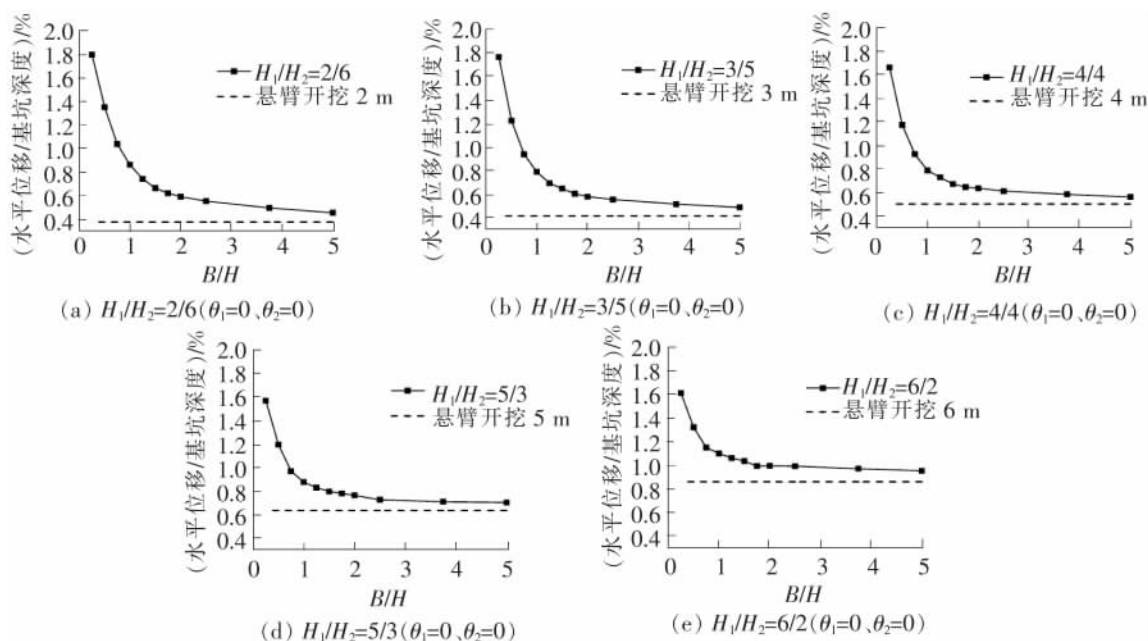


图 6 两级支护间距 B 与第一级支护最大水平位移关系

2.2.2 开挖深度比 H_1/H_2

图 7 所示为第一级支护结构长度 L_1 为 20 m, 第二级支护结构长度 L_2 为 12 m 时, 开挖深度比 H_1/H_2 与第一级支护结构最大水平位移的关系($\theta_1=0, \theta_2=0$)。图中显示了两级支护间距 B 不同时, H_1/H_2 的影响情况。作为对比, 计算了仅存在第一级支护的情况下分别开挖 2 m、3 m、4 m、5 m、6 m 的最大水平位移情况(图中曲线‘悬臂开挖’)。

从图 7 可以看到, 对于 B/H 非常小($B/H=0.25$)的情况, H_1/H_2 为 5/3 时第一级支护水平位移取得最小值。当 B/H 处于 0.5~1.0 之间时, H_1/H_2 取 4/4 时第一级支护水平位移最小。而当 B/H 大于 2.0, 则第一级开挖深度越小, 水平位移值越小。出现上述情况的原因是: 由于第二级支护结构长度 L_2 固定为 12 m, 则意味着第二级开挖深度越大, 第二级支护结构的插入比越小, 则第二级支护的水平位移越大, 而第一级支护的水平位移受到第二级支护的影响。另一方面, 第一级开挖深度越大, 第一级支护水平位移越大。这是一对矛盾的因素, 多级支护结构的优化即在于选择适当的开挖深度比, 使得第一级支护的水平位移受到第二级开挖影响较小, 又要避免第一级开挖造成的第一级支护位移不会太大。

当 B/H 为 0.25 时, 两级支护结构间距很小, 第二级开挖的影响很大, 是主要矛盾, 因此出现第一级支护水平位移随开挖深度比增加而减小的情况。而对 H_1/H_2 为 6/2 时的位移增大, 则是第一级开挖成为主要矛盾导致的。

当 B/H 取 0.5~1.0 之间时, 两级基坑的开挖有着较强的相互影响, 无论哪一级支护结构出现较大位移都会影响另一级支护结构, 而由于两级支护结构的刚度是相同的, 因此两级基坑开挖深度接近时, 各自位移大小也比较一致, 此时可以取得较小的位移。

当 B/H 大于 2.0 时, 两级基坑开挖的相互影响较弱, B/H 越大则越接近只有第一级支护结构的悬臂开挖的情况。因此, 此时第一级开挖深度是主要矛盾, 第一级开挖深度越小, 位移越小。

从上述分析中可以看到, 开挖深度比 H_1/H_2 对变形的影响与两级支护间距 B 有关。在两级支护结构刚度接近的情况下, 如果 B 很小时(小于 0.5 倍开挖深度), 开挖深度比越大, 第一级支护结构的最大水平位移越小; 如果 B 大小适中(0.5~2.0 倍开挖深度), 两级开挖深度越接近, 第一级支护结构的最大水平位移越小; 如果 B 较大(2.0 倍开挖深度以上), 开挖深度比越大, 第一级支护结构的最大水平位移越大。

但是, 对于减小第一级开挖深度的方法, 实际是以增加第二级支护结构的变形(尤其是对 B 较大的情况)为代价的。因此, 更合理的开挖深度分配应该是根据两级支护结构的刚度及嵌固深度不同, 使刚度较大或嵌入深度较大的一级支护结构支撑较大的开挖深度。对于刚度接近或嵌固效果相当的情况, 则适宜选择均匀分配开挖深度。

2.2.3 第二级支护结构长度 L_2

当第一级支护结构长度 L_1 为 20 m 开挖深度比 H_1/H_2 为 4/4 时, 不同的两级支护间距 B 情况下第二级支护结构长度 L_2 对第一级支护最大水平位移的影响如图 8 所示。可以发现只有当 B 很小时, L_2 才对位移有较大影响。这主要还是因为 B 值较大时, 第二级支护变形对第一级支护影响减小。当 B 值大于 1.0 倍开挖深度时, L_2 变化的影响就几乎可以忽略了。又由图 8 可知, 在 B 很小($B/H=0.25$)的情况下, L_2 的增加最多使位

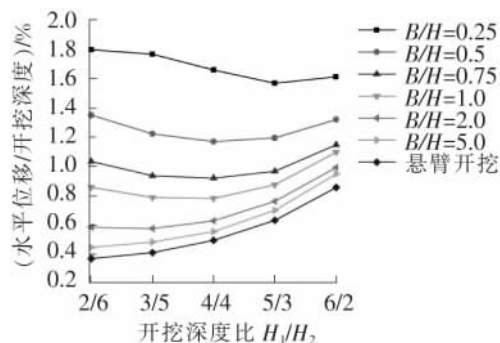


图 7 开挖深度比 H_1/H_2 与第一级支护最大水平位移关系

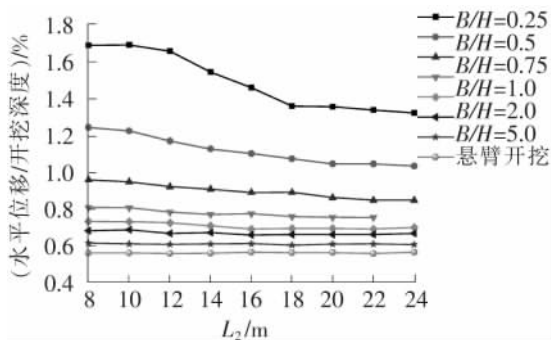


图 8 第二级支护长度 L_2 与第一级支护最大水平位移关系

移减小了 28%, 并且 L_2 的增加只是在一定范围内影响较大, 当第一和第二级支护结构底部等深度时, 继续增加 L_2 对水平位移的影响就很小了。

因此, 当两级支护间距离 B 较大时, 增加第二级支护结构长度 L_2 , 对于控制第一级支护结构的最大水平位移的影响不大; 只有在两级支护间距离 B 很小的情况下, 且在一定范围内增加第二级支护结构长度 L_2 , 才可比较有效地控制第一级支护结构的最大水平位移。

2.2.4 第二级支护结构倾角 θ_2

为了研究第二级支护结构倾角 θ_2 对第一级支护结构的最大水平位移的影响, 设两级支护间距离 B 为 4 m, 开挖深度比 H_1/H_2 取 4/4, 第一级支护结构长度 L_1 为 20 m, 第一级支护结构倾角 θ_1 为 0° 时, 第二级支护结构长度 L_2 为 12 m, 第二级支护结构倾角 θ_2 分别取 0° 、 5° 、 10° 、 15° 和 20° 时, 得到第二级支护结构倾角 θ_2 与第一级支护结构的最大水平位移的关系曲线, 如图 9 所示。

由图 9 可知, 当第二级支护结构倾角 θ_2 从 0° 增大到 20° 时, 第一级支护结构的最大位移减小了 25.44%, 且二者几乎呈线性相关。由此可知, 增大第二级支护结构倾角 θ_2 , 可有效地控制第一级支护结构的最大水平位移。

2.2.5 第一级支护结构倾角 θ_1

保持两级支护间距离 B 为 4 m, 开挖深度比 H_1/H_2 为 4/4, 第一级支护结构长度 L_1 取 20 m, 第二级支护结构倾角 θ_2 为 20° , 第二级支护结构长度 L_2 为 12 m, 第一级支护结构倾角 θ_1 分别取 0° 、 5° 、 10° 、 15° 和 20° 时, 得到第一级支护结构倾角 θ_1 与第一级支护结构的最大水平位移关系曲线, 如图 10 所示。

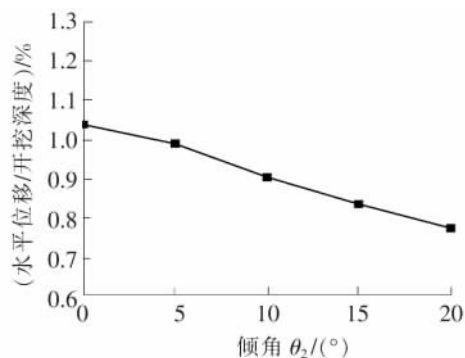


图 9 第二级支护倾角 θ_2 与第一级支护的最大水平位移关系

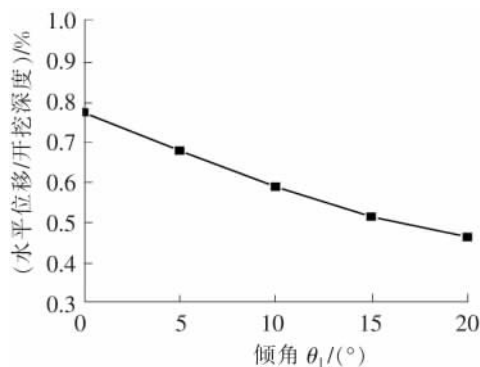


图 10 第一级支护倾角 θ_1 与第一级支护最大水平位移的关系

由图 10 可以看出, 当第一级支护结构倾角 θ_1 从 0° 增大到 20° 时, 第一级支护结构的最大水平位移值减小了 39.97%。由此可知, 增大第一级支护结构倾角 θ_1 , 对于减小第一级支护结构的最大水平位移值的作用明显。

3 结论与建议

采用数值方法对天津软土地区的大面积深基坑无支撑两级支护结构的变形特性进行分析, 得到以下结论:

(1) 两级支护间距离 B 是影响支护结构变形的主要因素, 当两级支护间距离 B 小于 1 倍开挖深度时, 第一级支护结构的最大水平位移随着 B 的增大而迅速减小; 当两级支护间距离 B 介于 1 倍和 2 倍开挖深度时, 第一级支护结构的最大水平位移会随着 B 的增大而减小, 但减小的幅度较小; 当两级支护间距离 B 大于 2 倍开挖深度时, 继续增大 B , 不能有效地减小第一级支护结构的最大水平位移。

(2) 开挖深度比 H_1/H_2 对支护结构变形的影响, 受两级支护间距离 B 影响。在 B 很小的情况下, 在一定范围内增大开挖深度比 H_1/H_2 , 第一级支护结构的最大水平位移减小, 但当 H_1/H_2 过大时, 位移将会增大; 如果 B 大小适中 (0.5~2.0 倍开挖深度), 两级开挖深度越接近, 第一级支护结构的最大水平位移越小; 如果 B 较大 (2.0 倍开挖深度以上), 开挖深度比越大, 第一级支护结构的最大水平位移越大。

(3)第二级支护结构长度 L_2 对支护结构变形的影响不大,且与两级支护间距离 B 有关。当两级支护间距离 B 较大时,增加第二级支护结构长度 L_2 对减小第一级支护结构的最大水平位移的作用不大;只有在两级支护间距离 B 很小的情况下,且在一定范围内增加第二级支护结构长度 L_2 ,第一级支护结构的最大水平位移会随着 L_2 的增大而减小。

(4)支护结构的倾角对支护结构变形影响很大。在支护结构倾角不大于 20° 的情况下,增大第一级支护结构倾角 θ_1 和第二级支护结构倾角 θ_2 ,第一级支护结构的最大水平位移值将减小,且二者几乎呈线性关系。

参 考 文 献

- [1] 龚晓南. 关于基坑支护的几点思考[J]. 土木工程学报, 2005, 38(9): 99-102.
- [2] 刘志明, 付强, 朱正国, 等. 深大基坑施工过程三维数值模拟分析[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2013, 26(增刊): 208-211.
- [3] 王世清, 林森斌. 某深基坑工程邻近桥梁桩基施工影响分析[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2013, 26(增刊): 95-104.
- [4] 翁其平, 王卫东. 多级梯次联合支护体系在上海虹桥综合交通枢纽基坑工程中的设计与实践[J]. 建筑结构, 2012, 42(5): 172-176.
- [5] 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.
- [6] 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.
- [7] 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.
- [8] 郑刚, 白若虚. 倾斜单排桩在水平荷载作用下的性状研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 39-45.
- [9] 徐源, 郑刚, 路平. 前排桩倾斜的双排桩在水平荷载下的性状研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 93-98.
- [10] Burland J B, Sim Poon B J. Movements around excavations in London Clay[J]. Design Parameters in Geotechnique Engineering, 1979, 1: 13-29.
- [11] Ngoc-Anh D, Daniel D, Pierpaolo O, et al. 3D modelling for mechanized tunnelling in soft ground-influence of the constitutive model[J]. American Journal of Applied Sciences, 2013, 10 (8): 863-875.
- [12] Potyondy J G. Skin friction between various soils and construction materials[J]. Geotechnique, 1961, 11(4): 339-353.
- [13] Acer Y B, Durgunoglu H T, Tumay M T. Interface properties of sands[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1982, 108(4): 648-654.
- [14] 孙二小, 赵玉成. 渗流-应力耦合作用下基坑开挖变形性状分析[J]. 石家庄铁道大学学报: 自然科学版, 2015, 28(4): 48-52.

Parametric Analysis on Deformation of Multi-bench Retaining System of Deep Foundation Pit in Tianjin Soft Ground Area

Liu Jie^{1,2}, Zheng Gang^{1,2}, Nie Dongqing^{1,2}

(1. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China;

2. MOE Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: Unbraced multistage supporting structure is a novel retaining technique that is especially suitable for large and deep excavation in soft soil areas. It can control the deformation of the retaining structure and achieve good economic benefits. Based on a foundation pit engineering project in Tianjin, the numerical simulation is carried out to analyse the multi-bench retaining system of deep foundation pit by using finite difference software FLAC3D. The deformation characteristics of the system are studied in the cases of different length of the second retaining pile, bench width, the ratio of the first excavation depth to the second excavation depth, and the inclined angle of the first and second retaining pile.

The results show that the displacement of the first retaining pile can be reduced with the increase of the length of the second retaining pile, bench width and the inclined angle of retaining pile, and the bench width and the inclined angle of retaining pile are main influence factors. The impact of the ratio of the first excavation depth to the second excavation depth on the displacement of first retaining pile is related to the length of the second retaining pile and bench width.

Key words: foundation pit; unbraced multistage supporting structure; finite difference method; deformation

~~~~~  
(上接第 46 页)

## Study on the Mechanism of Soil Deformation Caused by the Borehole Group Effect of CFG Piles in Soft Soil Area

Sun Hongbin<sup>1</sup>, Zheng Gang<sup>1,2</sup>, Cheng Xuesong<sup>1</sup>, Wang Fanjun<sup>1</sup>

(1. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China;

2. MOE Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** The hollow boreholes above pile head, which are usually left unbackfilled in the soil strata during the construction of CFG piles, could lead to the borehole group effect in soft soil area. The mechanism for the borehole group effect causing the deformation of surrounding soil is investigated through a series of simulations of single hole or group holes and the analysis of an engineering case. The soil deformation is caused by the shrinkage of the borehole wall and reaches a steady state under the action of the horizontal and vertical stress arching. For the single borehole, the maximum deformation value and the distance between the maximum value position and ground surface are mainly influenced by the hole depth. For the borehole group, the shrinkage of each hollow borehole becomes greater than that of the single hole because the horizontal and vertical stress arching surrounding each hole will influence and destroy each other when the hole center distance is relatively small. This should be the important mechanism for the borehole group effect. As the hole number increases, the maximum settlement and horizontal displacement in the soil increases, but the distance between the maximum value position and the ground surface decreases. The maximum value position moves to the ground surface when the hole number is greater than 400. The zone above the elevation of the hole bottom as well as within the horizontal distance of twice the hole depth is the main influence zone of the borehole group effect.

**Key words:** CFG Piles; borehole group; soft soil; soil deformation