

文章编号: 1000-7598-(2013) 增 2-0368-08

临海浅埋富水明挖隧道底板合理支护参数研究

田 田¹, 陈卫忠², 于建新¹, 郑鹏强¹, 袁敬强¹

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点试验室, 湖北 武汉 430071;

2. 山东大学 岩土与结构工程研究中心, 山东 济南 250061;

摘 要: 沿海地区深基坑设计施工都十分重视其抗浮问题, 在深基坑开挖前掌握抗拔桩对于基坑隆起和围护结构变形及受力规律十分重要, 其研究成果对于节约工程成本和保证基坑施工安全具有重要的指导意义。以港珠澳大桥侧接线拱北海关隧道明挖段为依托, 首先建立抗拔桩与土体的硬接触模型, 并验证该模型对于抗拔桩模拟的合理性, 采用极差分析法研究底板不同桩长和桩径加固对基坑围护结构稳定性的影响规律。分析结果表明, 增大桩长可更有效地减小地表沉降, 增大桩径可更好地控制连续墙的变形, 增大桩长和桩径都可以很好地控制坑底隆起。

关键词: 抗拔桩; 接触模型; 数值模拟; 合理支护

中图分类号: TU 473

文献标识码: A

Study of reasonable support parameters for open-cut tunnel floor with shallow burial depth and abundant groundwater on seaside

TIAN Tian¹, CHEN Wei-zhong², YU Jian-xian¹, ZHENG Peng-qiang¹, YUAN Jing-qiang¹

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China; 2. Geotechnical & Structural Engineering Research Center, Shandong University, Jinan 250061, China)

Abstract: Geotechnical engineers attach great importance to the uplift problem in design and construction of the deep foundation on the seaside. It is very important to know upheaval of foundation and deformation of support structure due to uplift pile before deep excavation, which can save the project cost and ensure the safety of construction. This case study how to deal with the excavation of open-cut section of Gongbei tunnel. The hard contact model of uplift pile and soil is established. And the simulated results are in good accordance with simulation of the uplift pile. Use the range analysis method to study the effect rule of deformation and stress of the whole support structure caused by the change of the length and diameter of pile. The results are obtained as follows: By increasing the pile length can be more effective to reduce the surface settlement; the larger the pile diameter is, the smaller the deformation of retaining wall is; Increasing the length and diameter of pile can control the upheaval of foundation effectively.

Key words: uplift pile; contact model; numerical simulation; reasonable support

1 引 言

近年来随着我国城市化进程的加速, 大量地下工程在建筑密集区施工兴建, 如城市地铁、地下车库、高层建筑地下室、地下商场等, 由此产生了大量深基坑工程^[1]。

基坑工程中抗拔桩一般先于基坑开挖施工, 开挖过程中, 由于抗拔桩与土体之间的摩擦作用, 一方面抗拔桩受到土体向上的摩擦力, 使桩体受到拉应力作用, 影响运营期桩体的承载力; 另一方面土体受到向下的摩擦力, 可以有效地减小由于开挖卸荷而产生的坑底隆起, 从而改善基坑围护结构受

力, 减小基坑开挖对周边环境的影响。目前关于基坑开挖对桩体承载力的影响研究较多, 黄茂松等^[2]采用极限平衡法和弹塑性有限元法探讨了基坑开挖对抗拔桩承载力的影响, 表明抗拔单桩承载力损失比随开挖半径的增大而增大。郦建俊等^[3]、罗耀武等^[4]采用模型试验的方法, 对基坑开挖条件下抗拔单桩的承载力特性进行研究。黄茂松等^[5]利用弹塑性有限元法, 对在不同开挖宽度和埋置深度条件下等截面及扩底抗拔桩的极限承载力进行了对比分析, 得到深层开挖条件下抗拔桩承载力变化的一般规律。廖俊展等^[6]采用数值模拟的方法, 对基坑开挖过程中抗拔桩的受力特性进行了研究。但关于基

收稿日期: 2012-03-20

基金项目, 国家杰出青年基金基金资助 (No.51225902)、国家重点基础研究发展计划 (973) 资助 (No.2013CB036006)

第一作者简介: 田田, 女, 1988 年生, 硕士, 主要从事地下工程方面的研究。E-mail: tmtiantian88@163.com

坑开挖下不同桩长、桩径的抗拔桩对基坑变形和围护结构受力的影响研究相对较少，实际上若桩长和桩径设计不合理，很有可能会导致围护结构变形和受力过大，影响基坑的施工和运营安全。

正在施工建设的港珠澳珠海连接线，采用明挖法施工，基坑开挖深度达 44 m，该隧道穿越拱北口岸及两侧军事和粤海花园部分民用建筑区，且周边还受边防五支队一中队办公楼、澳门联检大楼、免税商场及地下行车通道等建筑限制，基坑开挖过程中要严格控制其对周边环境的影响。而该区土体性质较差，地下水位高，为了解决基坑施工过程中存在的严重抗浮问题，需要在基坑底部设置大量的抗拔桩。由于抗拔桩是在基坑开挖之前施工，因此，在基坑开挖前掌握抗拔桩对于基坑变形和围护结构变形及受力的影响，确定合理的桩长和桩径，对于节约施工成本和保证施工安全具有重要意义。

本文首先建立了桩土相互作用的硬接触模型，并通过单桩的抗拔模拟验证了模型的合理性，基于建立的桩土相互作用模型，通过研究不同桩长和桩径下港珠澳大桥珠海连接线海域明挖基坑开挖过程中地表沉降、基坑隆起、围护结构变形和受力的变化规律，确定最合理的桩长和桩径参数，本文的研究方法也将为类似工程的设计和施工提供借鉴和指导。

2 桩土接触本构模型

2.1 桩土接触模型

由于桩土材料性质相差很大，桩体与周围土体之间的接触关系直接影响桩体受力，为了更好地模拟抗拔桩的效果，需采用合理的桩土接触模型^[7]。目前常用的桩土接触模型有 Goodman 单元模型、薄层单元模型和摩擦接触模型；其中 Goodman 单元模型较为复杂且参数很难确定；薄层单元模型的接触厚度难以确定，且不能反映切向和法向耦合作用的影响^[8]。本文采用无厚度的硬接触摩擦模型来反映桩与土的相互作用。

桩土的硬接触模型包括桩土间的法向作用和切向作用两方面^[9]。

其法向的相互关系满足：当接触对的分开距离当 $U_{open} = 0$ 时，桩土之间建立接触关系；当 $U_{open} = 0$

时，桩土之间接触关系解除。

假设硬接触关系的接触对之间切向相互作用满足修正的 Coulmb 模型，即当 $\sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} < \tau_{crit}$ 时，接触面处于黏结状态；当 $\sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} = \tau_{crit}$ 时，接触

面处于滑动状态，其中， τ_i 为 i 方向的滑动力； τ_{crit} 为临界滑动力，且

$$\tau_{crit} = \mu p$$

(1)

式中： m 为桩土之间摩擦系数； p 为法向接触力。

2.2 摩擦模型验证

为了验证上述硬接触模型应用于抗拔桩桩土接触的合理性，本节建立了如图 1 所示的计算模型。模型中桩、土均采用 4 节点单元，其中桩假设为弹性，土体采用弹塑性本构模型。桩侧、桩底与周围的土均建立硬接触。

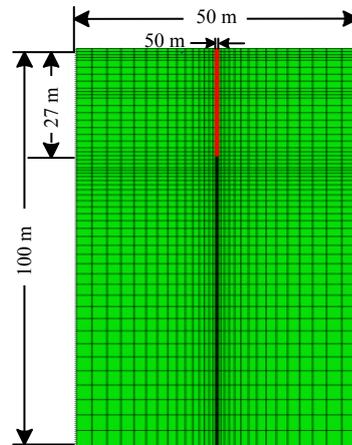


图 1 抗拔桩平面计算模型

Fig.1 Finite element model for verification of friction model of uplift pile

计算过程中所取参数见表 1。计算步骤为：①在不考虑初始桩土相互作用的情况下，计算桩在重力场作用下的内力场，并将其导出。②将上一步导出的应力场计算结果导入模型计算地应力平衡。③施加荷载，为了更合理地模拟抗拔桩的效果，得到抗拔桩 $Q-S$ 曲线，加载采用位移加载方式，最大位移量为 0.06 m，分 100 个增量步完成。

表 1 计算参数

Table.1 Calculation parameters

密度 $\rho/(\text{kg}/\text{m}^3)$	压缩模量 E_s/MPa	泊松比 ν	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	桩土摩擦 系数 ρ
1 800	3.14	0.42	17	25	0.2

计算得到的抗拔桩 $Q-S$ 曲线如图 2 所示。从图中可以看出，加载初期，随着加载位移的增大，桩的抗拔力不断增大，两者基本呈线性关系，当加载位移达到一定值之后，桩体抗拔力不再增大，抗拔桩失效，这种现象符合抗拔桩陡降型破坏的特点。桩体轴力沿桩身的分布如图 3 所示。由图可以看

出,在抗拔桩上部所受拉力最大,随着桩深的增大,桩体所受拉力以摩擦力的型式转移到土体之中,桩轴力逐渐减小,这与实际工程中测得的抗拔桩的轴力一致,说明文中建立的硬接触模型可以很好的模拟抗拔桩的变形和受力特征。

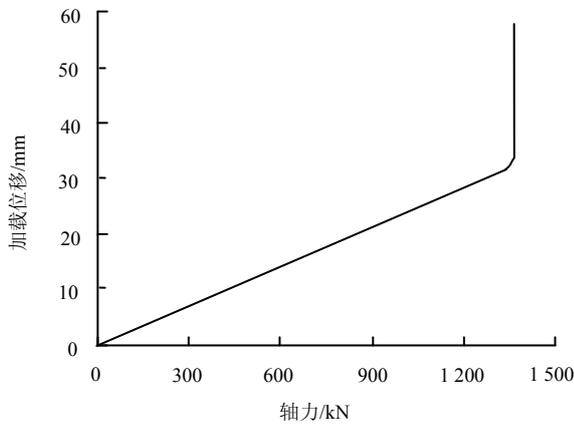


图2 抗拔桩曲线
Fig.2 Q-S curve of uplift pile

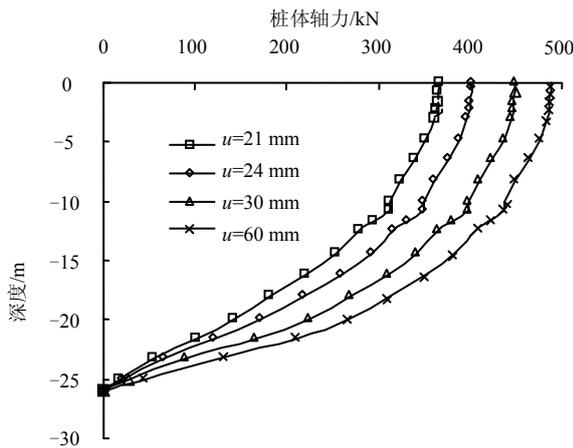


图3 桩体轴力随桩深的变化
Fig.3 Variation of axial forces of uplift pile with burial depths

3 工程应用

3.1 工程概况

港珠澳大桥珠海连接线位于富水软弱砂层地带,基坑开挖深达24.0 m,宽16.95 m,开挖深度大,所经土层的力学参数偏低,为保证施工安全,采用厚1.2 m的地下连续墙作为围护结构。开挖分6步进行,混凝土冠梁截面采用1.2 m×1.0 m,由上而下共设置有共设6道支撑,第一道支撑为1 m×1 m混凝土支撑;第2~6道支撑为钢支撑,坑底采取搅拌桩加固,加固深度为4 m;抗拔桩在工作井横断面上4根一排布置,在长度方向9 m一排布置,基坑支护结构如图4所示。

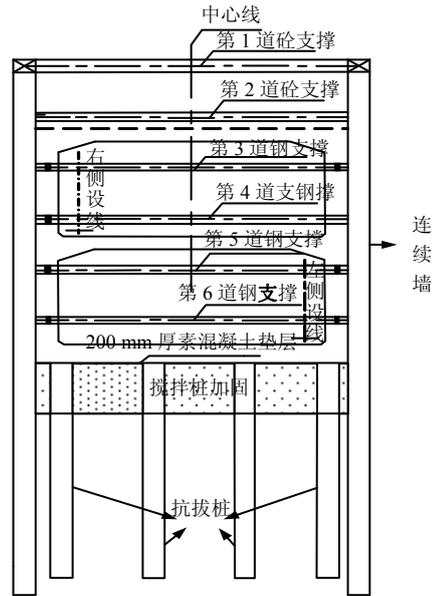


图4 支护结构横断面设计图
Fig.4 Arrangement of supporting system

3.2 地质条件

根据勘察报告,隧址区上部覆盖层发育,且岩性在纵向上具有海相、海陆交互相、陆相多层结构,岩性条件较为复杂,特别是海相、海陆交互相沉积层发育。隧区主要地层③₁层为淤泥及淤泥质土,③₂层为粉质黏土,③₃层为砾砂,④₂层为砾砂,⑤₂为砾质黏性土,⑥₁为全风化花岗岩,土层力学参数详见表2。

表2 土体参数表

土层	重度 (kN/m ³)	弹性模量 (MPa)	泊松比 ν	黏聚力 c/kPa	摩擦角 φ/(°)
淤泥	16.0	12	0.35	20	14
粉质黏土	18.0	13	0.35	36	18
淤泥质黏土	18.5	10	0.35	20	14
砾砂	16.0	23	0.35	2	33
砾砂	19.5	23	0.35	5	33
砾质黏性土	19.5	15	0.35	48	20
全风化花岗岩	19.5	20	0.35	13	32

桩土间摩擦系数一般按照Randolph和Wroth提出的经验公式 $\mu = \sin \varphi \cos \varphi / (1 + \sin^2 \varphi)$ 取值,其中 φ 为土体的摩擦角。由表2表可见,土层的内摩擦角范围为12°~33°,则桩土之间的摩擦角 δ 的范围13°~20°,摩擦系数为0.23~0.36,故采用摩擦系数的平均值0.3作为数值仿真的依据^[10-11]。

3.3 计算模型

为了真实模拟整个开挖过程,计算过程中土层分布与实际情况相似,共分为7层,分层见图5。模型长42 m,宽217 m,高123.5 m,模型中抗拔桩的分布见图6。

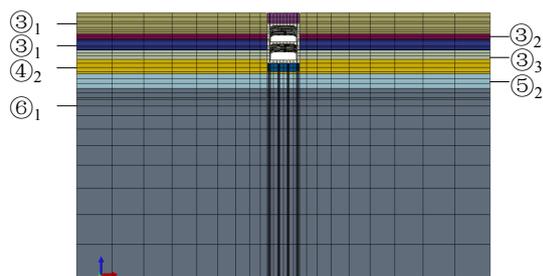


图 5 工作井土体分层模型
Fig.5 Finite element model of soil layers

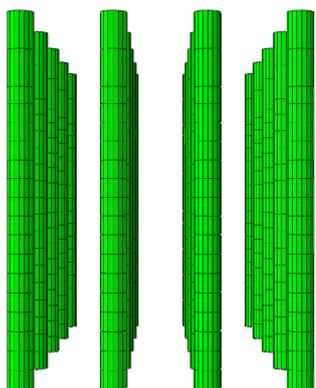


图 6 群桩分布模型
Fig.6 Finite element model of uplift pile

模型中，地下连续墙采用 4 节点壳单元，考虑施工时连续墙分幅，在建模过程中相邻槽段之间的作用通过建立接头单元来模拟。支撑和冠梁采用三维梁单元进行模拟，与地下连续墙的壳单元采用共用节点的耦合方法处理，以保证两者在交界处应力和弯矩的有效传递。桩身与桩周土之间、桩底与桩底土之间及连续墙与土体之间均设置接触关系，来模拟桩土、墙土之间的相互作用。土体、桩及结构均采用 8 节点实体单元。计算过程中，模型的底面和四周均采用法向约束，顶面为自由面。

3.4 港珠澳明挖隧道施工方案

根据港珠澳连接线海域段的工程地质情况，明挖隧道的开挖方案为：第 1 步，地基加固，施加抗拔桩、地下连续墙等围护结构；第 2 步，并施加第 1 道支撑，进行第一步开挖；第 3 步，施加第 2 道支撑，进行第 2 步开挖；第 4 步，施加第 3 道支撑，进行第 3 步开挖；第 5 步，施加第 4 道支撑，进行第 4 步开挖；第 6 步，施加第 5 道支撑，进行第 5 步开挖；第 7 步，施加第 6 道支撑，进行第 6 步开挖，开挖至工作井底部；第 8 步，拆除第 6 道支撑，施工底板；第 9 步，施工第 6 道与第 5 道支撑之间结构，拆除第 5 道支撑；第 10 步，施工隧道中隔板，拆除第 4 道支撑；第 11 步，施工第 4 道与第 3 道支撑之间结构，拆除第 3 道支撑；第 12 步，施工隧道顶板，拆除第 2 道支撑；第 13 步，回填土，拆

除第 1 道支撑。支护结构见图 7。为得到合理的加固参数，根据组合需要进行了 9 次试验，见表 3。

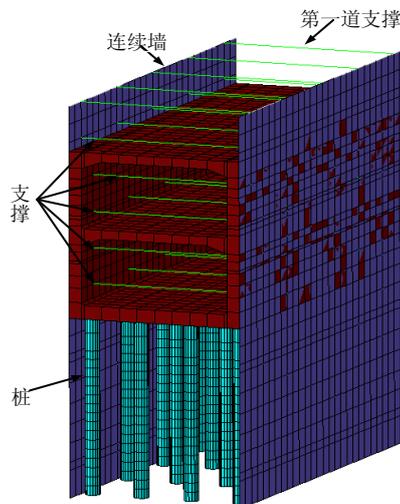


图 7 浅埋隧道支护结构图
Fig.7 Finite element model of supporting system

表 3 计算方案

参数	编号								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
桩长/m	14	14	14	17	17	17	20	20	20
桩径/m	1.0	1.2	1.4	1.0	1.2	1.4	1.0	1.2	1.4

4 计算结果分析

4.1 不同支护参数对地表沉降的控制规律

支护结构的侧向变形使主动土压力区的土体向坑内移动，导致主动土压力区的土体水平应力减小，剪力增大，出现塑性区，支护结构外侧发生地层损失，从而引起连续墙背后一定区域内的土体产生沉降，表现为地表沉降。以图 8 中地表 C-D 测线为例，明挖隧道开挖引起地表横向沉降变形如图 9 所示。从图中可以看出，9 种方案下地表变形趋势基本一致。在明挖隧道施工附近，地表沉降表现为先增大后减小，并随着远离施工范围，其位移逐渐趋于稳定。在离连续墙 16.7 m 处地表沉降值达到最大，文献[12-13]中假定最大沉降点位移和基坑开挖深度成比例关系，即 $x_m = \alpha h$ ，其中 α 为比例系数。当插入比 $h_d/h > 0.5$ 时， α 可取 0.6~0.7，若本文取 $\alpha = 0.7$ 时，可得 $x_m = 0.7 \times 24 = 16.8$ m，这与本文计算得到的结果很相近。

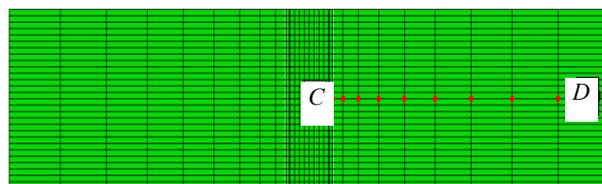


图 8 地表 C-D 测线位置
Fig.8 Location of C-D in surface

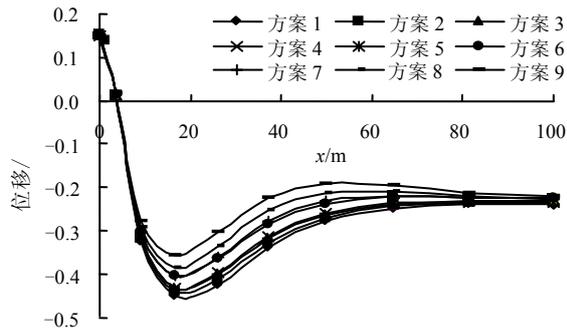


图9 地表横向沉降变形图
Fig.9 Calculated settlements on C-D line of different lengths and diameters of uplift pile

从不同方案下地表横向沉降的大小看，随着桩长和桩径的增大，地表的横向沉降值逐渐减小。桩长 14 m、桩径为 1.0 m 时，沉降值最大为 4.51 mm；桩长 20 m、桩径为 1.4 m 时，变形最小仅为 3.56 mm，与之相比地表沉降值减小近 20%，可见通过坑底的加固可以很好地控制地表的沉降。为了进一步说明确定桩长和桩径对地表沉降的影响大小，对计算结果进行极差分析，通过极差值大小来判断因素的主次影响顺序，见表 4。直观分析时，有几个衡量指标： K_i 为任一列上水平号为 i 时所对应的试验结果之和； $k_i = K_i / s$ ， s 为任一列上各水平出现的次数； R (极差) 在任一列上， $R = \max(K_1, K_2, K_3) - \min(K_1, K_2, K_3)$ 或 $r = \max(k_1, k_2, k_3) - \min(k_1, k_2, k_3)$ ，桩长影响的极差为 0.59，桩径的极差为 0.31，说明对地表沉降的贡献主次顺序为桩长大于桩径。因此，在地表沉降控制严格的地区，适当增加桩长可以起到很好的控制地表沉降的作用。

表 4 地表最大横向沉降计算结果

Table 4 The maximum of calculated settlements of different lengths and diameters of uplift pile

方案编号	桩长 /m	桩径 /m	最大沉降值 /mm	相对百分比 /%
1	14.00	1.0	4.51	
2	14.00	1.2	4.40	2
3	14.00	1.4	4.32	4
4	17.00	1.0	4.31	4
5	17.00	1.2	4.17	8
6	17.00	1.4	4.05	10
7	20.00	1.0	4.04	10
8	20.00	1.2	3.85	15
9	20.00	1.4	3.56	21
k_1	4.41	4.29		
k_2	4.18	4.14		
k_3	3.82	3.98		
r	0.59	0.31		

4.2 坑底隆起

隧道开挖后坑底土由于卸载而打破原有的平衡状态，卸载后土体会回弹隆起，并随着隧道开挖深度的增加，基底逐渐卸荷，地基回弹量也逐渐增

大。明挖隧道开挖完成后，坑底累计变形如图 10 所示。由图可以看出，9 种方案下坑底变形趋势基本一致。由于连续墙的约束作用，坑底两端的变形小于坑底中部的变形，使得坑底的回弹曲线呈凸形，在坑底中部其隆起值达到最大。

从不同方案下坑底最大隆起变形值的大小来看，随着桩长和桩径的增大，坑底的隆起变形值逐渐减小。桩长 14 m、桩径为 1.0 m 时，坑底的隆起值最大为 11.77 cm；桩长 20 m、桩径为 1.4 m 时，变形最小仅为 10.16 cm，与之相比坑底隆起值减小近 15%，可见通过坑底的加固可以很好的控制坑底的隆起。为了进一步说明确定桩长和桩径对坑底隆起的影响大小，对计算结果进行极差分析，见表 5。由表可以看出，桩长影响的极差为 0.82，桩径的极差为 0.74，相差不大，说明对坑底隆起的贡献主次顺序为桩长略微大于桩径，因此适当增加桩长和桩径都能起到很好的控制坑底隆起的作用。

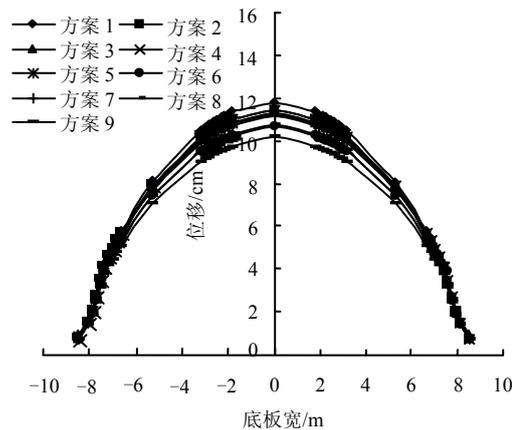


图 10 拱北隧道开挖完成后坑底累计隆起图
Fig.10 Calculated upheaval of Gongbei tunnel of different lengths and diameters of uplift pile

表 5 坑底累计隆起变形计算结果

Table 5 Calculating results of calculated, upheaval of uplift pile

方案编号	桩长 /m	桩径 /m	最大隆起值 /cm	相对百分比 /%
1	14	1.0	11.77	
2	14	1.2	11.43	3
3	14	1.4	11.30	4
4	17	1.0	11.46	3
5	17	1.2	11.22	5
6	17	1.4	10.66	9
7	20	1.0	11.13	5
8	20	1.2	10.76	9
9	20	1.4	10.16	14
k_1	11.50	11.45		
k_2	11.11	11.14		
k_3	10.68	10.71		
r	0.82	0.74		

4.3 不同支护参数对连续墙水平位移的控制规律

明挖隧道的开挖会破坏地下连续墙内外土压力的平衡状态，使得围护结构产生水平向位移。以

图 11 中连续墙 C-D 测线为例，明挖隧道拆撑完成后 连续墙水平位移变化趋势如图 12 所示。从图中可以看出，9 种方案下连续墙水平变形趋势基本一致。由于连续墙顶部土压力较小，连续墙的水平位移很小；随着连续墙深度的增加，土压力随之增大，水平位移也逐渐增大，在墙深 22 m 即接近坑底处，连续墙水平位移达到最大，而后由于连续墙下部受到坑底土体的约束，土压力平衡破坏较小，产生的土压力也较小，故墙体水平位移慢慢减小，总体来说连续墙水平位移大体上呈现出两端小中间大的变形形态。

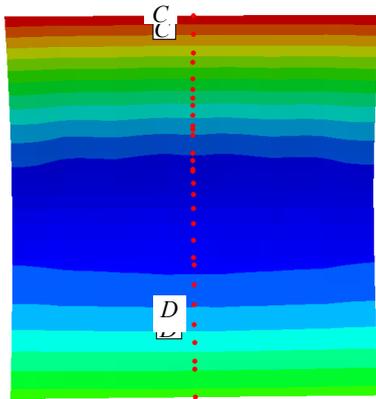


图 11 连续墙 C-D 测线位置
Fig.11 Location of C-D in diaphragm

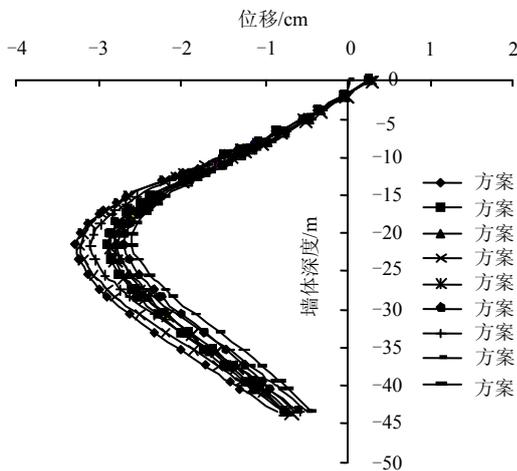


图 12 明挖隧道拆撑后跨中墙体水平位移分布
Fig.12 Variation of horizontal deformation with burial depths of diaphragm wall

从不同方案下连续墙水平位移的大小看，随着桩长和桩径的增大，连续墙最大水平位移值逐渐减小。桩长 14 m、桩径为 1.0 m 时，水平位移值最大，为 33 mm；桩长 20m、桩径为 1.4 m 时，变形最小仅为 26 mm，与之相比连续墙水平变形减小近 20%。由图 12 可以看出，通过坑底的加固对连续墙

的变形起到一定的效果。为了进一步说明确定桩长和桩径对连续墙水平位移的影响大小，对计算结果进行极差分析，见表 6。由表可以看出，桩长影响的极差为 2，桩径的极差为 5，说明对连续墙水平位移的贡献主次顺序为桩径大于桩长。根据本基坑的特点，连续墙最大水平位移应该控制在 30 mm 以内，桩径为 1.0 m 时均不能满足此要求。

表 6 连续墙水平变形计算结果
Table 6 Calculated results of horizontal deformation of diaphragm wall

方案编号	桩长 /m	桩径 /m	最大水平变形值 /mm	相对百分比 /%
1	14	1.0	33	
2	14	1.2	29	12
3	14	1.4	28	15
4	17	1.0	32	3
5	17	1.2	29	12
6	17	1.4	27	18
7	20	1.0	31	6
8	20	1.2	28	15
9	20	1.4	26	21
k_1	30	32		
k_2	29	29		
k_3	28	27		
r	2	5		

明挖隧道开挖使得围护结构发生变形，也必然引起连续墙的受力变化，图 13 为明挖隧道拆撑完成后连续墙 C-D 测线处竖向弯矩变化趋势图。由图可以看出，9 种方案下连续墙弯矩趋势基本一致，均呈现出两端小中间大的分布形态。由于临时支撑的被动约束作用，墙体的顶部出现了明显的反弯区；在底板深度以下，由于受到坑底土体的约束，连续墙水平位移逐渐减小并趋于稳定，墙体弯矩绝对值也慢慢减小。连续墙最大弯矩值位于墙深 19 m 处，这与墙体最大水平位移值处基本吻合。

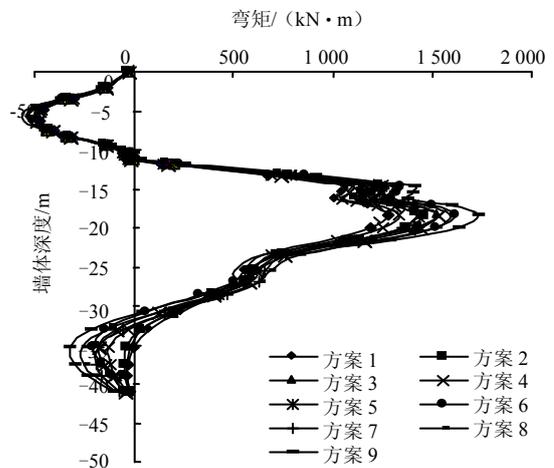


图 13 明挖隧道拆撑后跨中墙体竖向弯矩分布
Fig.13 The variation of bending moments with burial depths of diaphragm wall

从不同方案下连续墙弯矩的大小看,随着桩长和桩径的增大,连续墙弯矩值逐渐增大。桩长 14 m、桩径为 1.0 m 时,弯矩值最小为 1 280 kN·m;桩长 20 m、桩径为 1.4 m,时弯矩最大为 1 731 kN·m,与之相比连续墙弯矩增加近 35%,可见坑底加固对连续墙的受力有一定的影响。为了进一步说明确定桩长和桩径对连续墙弯矩的影响大小,对计算结果进行极差分析,见表 7。由表可以看出,桩长影响的极差为 159,桩径的极差为 281,说明对连续墙弯矩的贡献主次顺序为桩径大于桩长。

表 7 连续墙弯矩计算结果
Table 7 Calculated results of bending moment of diaphragm wall

方案编号	桩长 /m	桩径 /m	最大弯矩值 / (kN·m)	相对百分比 /%
1	14	1.0	1 280	
2	14	1.2	1 461	14
3	14	1.4	1 529	19
4	17	1.0	1 332	4
5	17	1.2	1 531	20
6	17	1.4	1 618	26
7	20	1.0	1 422	11
8	20	1.2	1 592	24
9	20	1.4	1 731	35
k_1	1 423	1 345		
k_2	1 494	1 528		
k_3	1 582	1 626		
r	159	281		

5 结 论

(1) 随着桩长和桩径的增大,地表的横向沉降逐渐减小,方案 9 比方案 1 地表变形减小近 20%,说明通过坑底的加固可以很好的控制地表的沉降。通过极差分析,可知桩长对地表沉降的影响明显大于桩径。

(2) 当桩长和桩径增加时,坑底的回弹隆起明显减小,抗拔桩可以有效控制坑底隆起变形。

(3) 当桩长和桩径增大时,连续墙最大水平位移值逐渐减小,弯矩值增大;桩径对连续墙水平位移和弯矩的影响大于桩长。

(4) 根据相关规范地面最大沉降控制在 20 mm,支护结构最大水平位移控制在 30 mm,计算结果表明,在不同的桩长和桩径条件下,地表位移均能满足要求,但桩径较小时连续墙水平位移不符合要求,考虑造价,建议取桩长 14 m,桩径为 1.2 m。

参 考 文 献

[1] 陈锦剑, 王建华, 范巍, 等. 抗拔桩在大面积深开挖过程中的受力特性分析[J]. 岩土工程学报, 2009, 31(3): 402—407.
CHEN Jin-jian, WANG Jian-hua, FAN Wei, et al.

Behavior of up-lift pile foundation during large-scale deep excavation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, 31(3): 402—407.

[2] 黄茂松, 郦建俊, 王卫东, 等. 开挖条件下抗拔桩的承载力损失比分析[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(9): 1291—1297.
HUANG Mao-song, LI Jian-jun, WANG Wei-dong, et al. Loss ratio of bearing capacity of uplift piles under deep excavation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2008, 30(9): 1291—1297.

[3] 郦建俊, 黄茂松, 王卫东, 等. 开挖条件下抗拔桩承载力的离心模型试验[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(3): 388—396.
LI Jian-jun, HUANG Mao-song, WANG Wei-dong, et al. Centrifugal model tests on bearing capacity of uplift piles under deep excavation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2010, 32(3): 388—396.

[4] 罗耀武, 胡琦, 陈云敏, 等. 基坑开挖对抗拔桩极限承载力影响的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(3): 427—432.
LUO Yao-wu, HU Qi, CHEN Yun-min, et al. Model tests on ultimate uplift capacity of piles under excavation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2011, 33(3): 427—432.

[5] 黄茂松, 任青, 王卫东, 等. 深层开挖条件下抗拔桩极限承载力分析[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(11): 1689—1695.
HUANG Mao-song, REN Qing, WANG Wei-dong, et al. Analysis for ultimate uplift capacity of tension piles under deep excavation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2007, 29(11): 1689—1695.

[6] 廖俊展, 黄茂松, 王卫东, 等. 设置抗浮抗拔桩深基坑的三位数值仿真分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(增刊): 1370—1373.
LIAO Jun-zhan, HUANG Mao-song, WANG Wei-dong, et al. 3D numerical simulation analysis of deep excavation enforced by uplift piles[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, 28(Supp.): 1370—1373.

[7] 张嘎, 张建民. 用接触面弹塑性损伤模型分析群桩基础[J]. 清华大学学报, 2005, 45(6): 780—783.
ZHANG Ga, ZHANG Jianmin. Soil-structure interface modeling of pile-soil interaction with an elasto-plasticity damage model[J]. *Journal of Tsinghua University*, 2005, 45(6): 780—783.

- correction of the bearing capacity of foundation[J]. **West China Exploration Engineering**, 2009, (7): 42—45.
- [3] 滕延京. 《建筑地基基础设计规范》地基承载力概念的理解与应用[J]. **工程勘察**, 2004, (03): 1—3.
- TENG Yan-jing. Understanding and application of the concept of the bearing capacity of foundation of <Code for design of building foundation>[J]. **Geotechnical Investigation & Surveying**, 2004, (03): 1—3.
- [4] 张克恭, 刘玉松主编. 土力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.6.
- [5] 杨小平. 土力学[M]. 广州: 华南理工大学出版社, 2001.
- [6] 陈育民, 徐鼎平. FLAC/FLAC3D 基础与工程实例[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2008: 1—2.
- [7] 杨光华. 根据经验地基承载力反算土的强度和变形参数[J]. **广东水利水电**, 2002, (01): 3—6.
- YANG Guang-hua. Calculating soil strength and deformation parameters based on empirical bearing value of foundation[J]. **Guangdong Water Resources and Hydropower**, 2002, (01): 3—6.
- [8] 杨光华. 基础非线性沉降变形计算的双曲线模型法[J]. **地基处理**, 1997, (1): 50—53.
- YANG Guang-hua. The Calculating the non-linear settlement of foundation with hyperbolic model method[J]. **Ground Improvement**, 1997, (1): 50—53.
- [9] 张东晓, 何朋立, 刘晓红. 地基极限承载力静载试验数值模拟研究[J]. **人民黄河**, 2009, (08): 87—99.
- ZHANG Xiao-dong, HE Peng-li, LIU Xiao-hong. Study on numerical simulation of static bearing tests of ultimate carrying capacity of foundation[J]. **Yellow River**, 2009, (08): 98—99.
- [10] 杨光华. 地基非线性沉降计算的原状土切线模量法[J]. **岩土工程学报**, 2006, 28(1): 1927—1931.
- YANG Guang-hua. Nonlinear settlement computation of the soil foundation with the undisturbed soil tangent modulus method[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 28(1): 1927—1931.
-
- 上接第 374 页**
- [8] 郭海柱, 张庆贺. 土与结构接触面模型的对比研究[J]. **地下空间与工程学报**, 2009, 5(6): 1145—1150.
- GUO Hai-zhu, ZHANG Qing-he. A comparative study on the interface model between soil and structure[J]. **Chinese Journal of Underground Space and Engineering**, 2009, 5(6): 145—1150.
- [9] ABAQUS Documentation. Analysis User's manual[M]. [S.l.]: ABAQUS Documentation, 2003.
- [10] RANDOLPH W C P. Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles[J]. **Geotechnique**, 1981, 31(1): 143—157.
- [11] 王金昌, 陈页开. ABAQUS 在土木工程中的应用[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 2006.
- [12] 刘小丽, 周贺, 张占民. 软土深基坑开挖地表沉降估算方法的分析[J]. **岩土力学**, 2011, 32(增刊 1): 90—94.
- LIU Xiao-li, ZHOU He, ZHANG Zhan-min. Analysis of surface settlement estimation of deep foundation pit excavation in soft soil[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(Supp.1): 90—94.
- [13] 聂宗泉, 张尚根, 孟少平. 软土深基坑开挖地表沉降评估方法研究[J]. **岩土工程学报**, 2008, 30(8): 1218—1223.
- NIE Zong-quan, ZHANG Shang-gen, MENG Shao-ping. Surface settlement of deep foundation pits by excavation[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2008, 30(8): 1218—1223.