

二元结构岩土基坑“吊脚桩”支护设计数值分析

刘红军¹, 李东^{1,2}, 孙涛³, 刘小丽¹

(1. 中国海洋大学 海洋环境与生态教育部重点实验室, 山东 青岛 266100; 2. 中国石油天然气华东勘察设计研究院 岩土工程公司, 山东 青岛 266071; 3. 青岛市勘察测绘研究院, 山东 青岛 266032)

摘要:在山地丘陵地区,上层是土体、下层是岩体的岩土二元结构基坑非常普遍。针对此类基坑支护中常用到的“吊脚桩”的设计和施工特点进行有限元数值模拟与分析,研究了其设计方法及其安全稳定性、桩体嵌岩深度、桩脚处锚杆轴力和预留岩肩宽度等各种影响因素。分析结果表明:此类基坑设计对上层土体按传统设计计算方法进行设计施工时能够保证上层土体开挖基坑的稳定性;增加嵌岩深度或增大桩脚处锚杆预应力都能有效地控制下层岩体开挖时基坑的稳定和变形,锚杆预应力为主要控制因素,施工中要注意对其轴力进行监测;预留岩肩宽度越大,支护桩位移越小,当该宽度大于某定值时,其变化对位移和弯矩的影响作用将不再明显。

关键词:锚杆;有限元;吊脚桩;二元结构;岩肩

中图分类号:TU753.1 文献标志码:A 文章编号:1674-4764(2009)05-0043-06

Numerical Analysis on Design of Dualistic Foundation Pit with ‘End-Suspended Pile’

LIU Hong-jun¹, LI Dong^{1,2}, SUN Tao³, LIU Xiao-Li¹

(1. Key Lab of Marine Environmental Science and Ecology(Ocean University of China), Ministry of Education, Shandong Qingdao 266100, P. R. China; 2. Geotechnical Engineering Company, East China Investigation and Design Institute, CNPC, Shandong Qingdao 266071, P. R. China; 3. Qingdao Geotechnical Investigation and Surveying Research Institute, Shandong Qingdao 266032, P. R. China)

Abstract: Foundation pits with dualistic structure of soil stratum and underlying rock stratum were commonly across Qingdao area. Aiming at the characteristics of “end-suspended pile”, numerical simulation with Finite Element Method(FEM) and analysis was carried out to study the design methods and other influencing factors, such as stability, depth of the pile body, axial stress of anchor and width of reserved rock shoulder. It was shown that traditional design methods were applicable for the upper soil stratum, with the excavation stability guaranteed. The increase in embedded depth of pile body or axial stress of anchor led to effective control over excavation stability and deformation of the underlying rock stratum. And the axial stress was the main controlling factor, hence intense monitoring should be carried out on the stress during the course of construction. The larger the width of the rock shoulder was, the smaller the displacement of piles would be. When the width exceeded a certain value, its influences on the displacement and bending moment of piles tended to be insignificant.

Key words: anchors; finite element method; end-suspended pile; dualistic structure; rock shoulder

目前,一般的深基坑都是在一元介质中开挖,纯岩石或者是纯土。山地丘陵地区的岩土二元结构基

收稿日期:2009-04-11

基金项目:国家自然科学基金资助项目(40606020);山东省自然科学基金资助项目(Y2007E07)

作者简介:刘红军(1966-),男,教授,主要从事海洋岩土工程研究,(Email)lidong144@ouc.edu.cn.

坑却是一种特殊情况,上层是土层,下层是基岩。对于一元结构基坑,支护设计计算理论与经验已比较成熟,设计与施工安全快速,并易验算其稳定性,但岩土二元结构基坑的支护设计则是一个难题,在实际工程中,设计者往往是先不考虑下层基岩,而是先用传统方法计算出上层土体开挖的支护设计方案,对于下层基岩则根据经验进行开挖,但这仅仅是一种冒险近似方法,具有很大的风险性。因此,就为设计者提出了难题,却鲜有参考依据。

文中研究的此种二元结构基坑采用桩锚支护结构,其支护设计方案如图 2 所示,桩体须嵌入下层风化岩层,考虑现有的技术和设备以及基坑支护工程造价,支护桩嵌入岩层的深度是有限的,但基坑开挖要求深度则至基岩以下数米,当基坑开挖至基底时,桩脚就吊在空中,一般称为“吊脚桩”,此设计方案中桩底的嵌固力完全由预留的岩肩来提供,如图 2 所示,如果岩肩太窄明显是达不到嵌固要求,但由于建筑空间的要求又不能预留太宽,设计时就根据桩后土体土压力的计算值大小在桩脚处增加一道预应力锚杆来弥补岩肩支撑力的不足,因此,底部锚杆预应力大小成为一个主要的控制因素。对于此类基坑的相关研究文献极少,陈福全等只对粘性土预留土堤进行了不排水有限元分析^[1];李劭晖,徐伟分析了传统的 m 法应用于嵌岩支护结构设计的难点,并提出了相应办法^[2];钟建驰,冯兆祥,刘玉涛进行了地下连续墙承载能力和嵌岩部分基床系数测试的室内模型试验以及试验设计、结果误差的分析^[3]。该文将对这种二元结构基坑桩锚支护体系进行有限元分析,从而提出设计与施工建议。

1 计算理论

1.1 土体的本构模型

目前,在土工计算中广泛采用的模型有 2 大类,一类是弹塑性模型,另一类是弹性非线性模型,两者都反映了土的非线性应力-应变关系特性。对于传统弹塑性的 Mohr-Coulomb 模型,虽然分析相对较快,但只能用于进行一些简单迅速的初步分析;在非线性弹性模型中应用较广泛的 Duncan-Chang 模型也在各类岩土工程计算中积累了丰富的经验^[4]。该文选用的弹塑性 Hardening-Soil 模型是一种可以模拟包括软土和硬土在内的不同类型的土体行为的先进模型 (Schanz, 1998)^[5],其同样运用 Duncan-Chang 模型所依据的标准排水三轴试验的双曲线模型,然而,Hardening-Soil 模型目前已经取代了这种双曲型模型^[6]。首先,它使用的是塑性理论,而不是

弹性理论;其次,它考虑了土体的剪胀性;再次,它引入了一个屈服帽盖。下层中风化花岗岩可视为均质线弹性体,采用线性弹性模型进行模拟。

1.1.1 Hardening-Soil 模型的双曲近似 构造 Hardening-Soil 模型的基本思想是三轴加载下竖向应变 ϵ_1 和偏应力 q 之间为双曲线关系。标准排水三轴试验往往会得到如下表示的曲线^[7]:

$$-\epsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (1)$$

式中 q_a 为抗剪强度的渐进值, E_{50} 为主加载下与围压相关的刚度模量。

当前的 Hardening-Soil 模型应用了式(1)双曲线的应力-应变关系。因此,Hardening-Soil 模型比 Mohr-Coulomb 模型的优越之处在于它应用了一条双曲型应力-应变曲线,而非双线性曲线。

1.1.2 Hardening-Soil 模型中帽盖型屈服 一般的剪切屈服面不能解释在等向压缩中测量到的塑性体积应变。因此,必须引入另外一种类型的帽盖型屈服面来包围靠近水平轴方向上的弹性区域。

帽盖型屈服面的定义:

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (2)$$

式中 α 为与 K_0^{pc} 相关的辅助模型参数, $p = -(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$, $q = \sigma_1 + (\delta - 1)\sigma_2 - \delta\sigma_3$ 。

其中屈服帽的大小由等向预固结应力 p_p 决定。 p_p 与体积帽应变 ϵ_v^{pc} 之间有如下硬化规则:

$$\epsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1 - m} \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (3)$$

式中 β 为帽型参数。

从而整个屈服面如图 1。

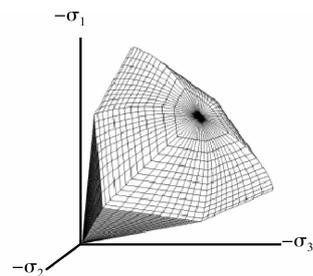


图 1 Hardening-Soil 模型的整个屈服面

1.2 基坑开挖有限元数值分析

1.2.1 初始应力的生成 土体内初始应力受到材料容重与土体形成历史的影响。该应力状态一般用初始竖向有效应力 $\sigma'_{v,0}$ 表征。初始水平有效应力 $\sigma'_{h,0}$ 通过侧向土压力系数 K_0 和初始竖向有效应力相联系^[8],

$$\sigma'_{h,0} = K_0 \sigma'_{v,0} \quad (4)$$

一般来说,应力点上的初始应力根据位于该点位置上方的材料重量与 $\sum_{Mweight}$ 的取得出^[9]:

$$\sigma'_{v,0} = \sum_{Mweight} (\sum_i \gamma_i h_i - p_w) \quad (5)$$

式中 γ_i 为各土层的容重; h_i 为土层厚度; p_w 为应力点上的初始孔隙水压。

1.3.2 分步开挖增量分析 在进行深基坑开挖弹塑性分析时,通常将荷载分成若干增量,然后对每一荷载增量弹塑性方程线性化,从而分解为一系列线性问题。

弹塑性情况下,应力增量与应变增量之间的关系为:

$$\Delta\sigma = D_{ep} \Delta\epsilon \quad (6)$$

式中: D_{ep} : 弹塑性刚度矩阵。

假设对应时刻 T 的载荷、位移、应变、应力已经求得,当时间过渡到 $T + \Delta T$,载荷、位移、应变与应力分别为:^[10]

$$f_{t+\Delta t} = f_t + \Delta f, u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta u, \\ \epsilon_{t+\Delta t} = \epsilon_t + \Delta \epsilon, \sigma_{t+\Delta t} = \sigma_t + \Delta \sigma.$$

弹塑性增量有限元分析将加载过程划分为若干增量步以后,选取每一增量步的位移增量 $\Delta\delta$ 作为未知量,根据有限元离散节点平衡方程,可得非线性方程组:

$$K_n \Delta\delta - \Delta R = 0 \quad (7)$$

其中 K_n 为刚度矩阵。

对上式采用修正的牛顿-拉普拉斯切线刚度迭代法进行增量求解,则得:^[11]

$$R_n = \Delta R - \sum_{\Omega} \int_{\Omega^e} B^T \delta_n d\Omega, \\ \delta_{n+1} = \delta_n + \Delta\delta \\ \sigma_{n+1} = \sigma_n + \Delta\sigma \quad (8)$$

在每步开挖中重复以上步骤,直至开挖结束。

2 实际工程分析

2.1 工程概况

青岛火车站站房工程场区位于广州路与费县路交叉处的原火车站旧址,上部结构 3 层,地下 1 层局部 2 层;各片区的基础埋深不同,±0.00=绝对标高 7.60 m,基础最低处建筑标高为 16.6 m。基坑开挖平面范围较大,地下室边界面积约 24 201 m²,周长约 2 500 m,结合工程实际,基坑开挖时平面划分为 4 个区域,分别为 I 区(-16.900)、II 区(-8.200,-9.200)、III 区(-11.200)、IV(-8.200,-9.200)。选取 I 区进行数值分析,各地层力学参数列于表 1 中。

表 1 土层及支护结构力学参数

土类名称	层厚/ m	重度/ (kN·m ⁻³)	粘聚力/ kPa	内摩擦 角/°	泊松比	弹性模量/ MPa
素填土	3.10	18.0	10.00	20.00	0.4	8
淤泥质土	0.85	18.0	25.00	4.00	0.44	4
粘性土	2.35	19.0	25.00	18.00	0.3	10
砾砂	2.10	20.0	10.00	35.00	0.3	9
强风化岩	2.10	21.0	0.00	45.00	0.28	45
中风化 花岗岩	4.0	23.0	0.00	50.0	0.25	55
桩		25.0			0.2	25
锚杆					0.2	100

2.2 支护方案设计

根据场地的工程地质条件及周边的环境条件,采用桩锚支护结构,支护详细方案如图 2 所示。

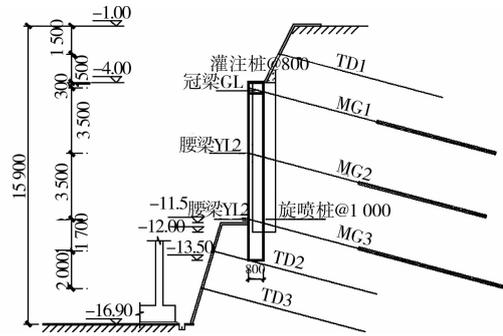


图 2 围护结构剖面图

支护桩采用 800 mm 桩径灌注桩,设计嵌入基岩 2.0 m 以上,桩距为 1.2 m,用 1 200 mm 旋喷桩止水,入岩深度不少于 0.5 m,锚杆水平间距 2.4 m,钻孔直径为 140 mm,锚杆参数见表 2,放坡土层和下层岩层则用简单的土钉与岩钉支护,钉长 8 800 mm,倾角 15°,岩面放坡坡脚宽取 1.6 m,预留 1.5 m 桩脚支撑岩肩。

表 2 锚杆参数

锚杆 编号	杆体 类型	自由段 长/m	锚固段 长/m	设计抗 拔力/kN	预应力/ kN	水平倾 角/°
MG1	3φ15.2	7	11	300	150	15
MG2	2φ15.2	6	7	300	100	15
MG3	3φ15.2	6	8	300	150	15

2.3 有限元模型建立

2.3.1 基本假设 为简化计算,对有限元模型建立作如下假设:1)基坑开挖采用平面应变模型;2)围护结构及支撑锚杆视为弹性受力状态,围护桩体用无厚度弹性板模拟;3)桩体施工及开挖引起的土体应力改变不予考虑^[12]。

2.3.2 施工过程模拟 由于本基坑为对称形,取其一半来建立模型,取离开挖面 100 m 为水平向影响范围,下层是中风化花岗岩,取基底以下 15 m 为影响范围,模型竖直边界采用水平向约束,水平底面边界采用竖直向约束,开挖施工分 4 个施工步进行,用几何直线来划分各阶段,建立模型如图 3;

基坑内土体开挖模拟分 4 个施工步 12 个增量步。第 1 施工步是放坡开挖第 1 层土体至标高 -4.0 m,施工支护桩及第 1 道锚杆;第 2 施工步是继续开挖至第 2 道锚杆的标高,施工第 2 道锚杆;第 3 施工步是开挖土体至下层基岩面,施工第 3 道锚杆;第 4 施工步是爆破岩石放坡开挖至基底设计标高。

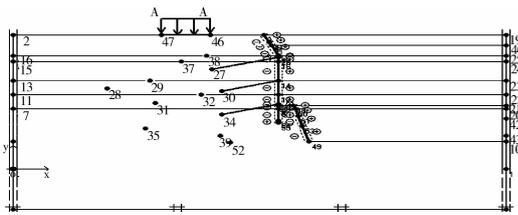


图 3 几何模型图

2.4 计算结果及分析

2.4.1 基岩开挖前桩身嵌岩深度计算 开挖到 10.5 m,即未对桩体嵌岩面以下基岩进行开挖时,计算上部土体开挖时需要的嵌岩深度。对桩体嵌入岩石的深度取 0.0~3.0 m 进行模拟分析,其他设计尺寸和参数不变。图 4、5 分别为不同嵌岩深度时支护桩的水平位移和弯矩在开挖终了时随桩长的分布规律。

分析结果表明,保证基坑稳定的最小嵌岩深度是 1.4 m,但随着嵌岩深度的增加并不能明显地减小支护桩的变形,同时弯矩的变化也不大,主要是因为桩体嵌入的是中风化花岗岩,嵌固力较大,只要嵌入深度满足桩体稳定和位移的要求,嵌入深度的变化不会对位移弯矩产生很大影响。此分析结果表明,对上层土体开挖支护采用传统设计方法是可行的,设计嵌岩深度 2 m 以上是完全达到上层土体开挖时基坑稳定和变形要求的。

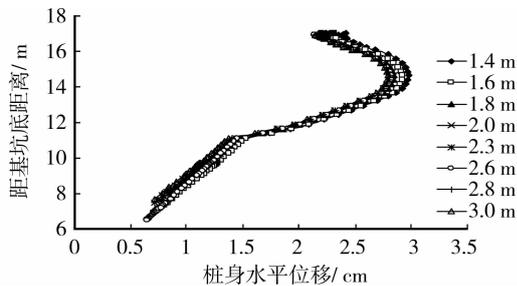


图 4 嵌岩深度对桩身位移的影响

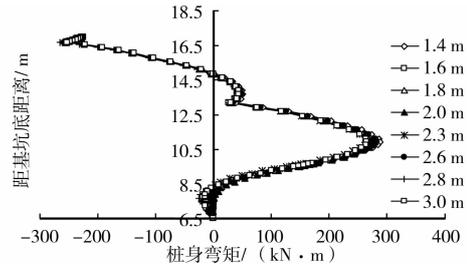


图 5 嵌岩深度对桩身弯矩的影响

2.4.2 桩身嵌入岩石深度对第 3 道锚杆轴力的影响 由以上分析可知,下层中风化岩石开挖前,嵌入岩石的桩身深度大于 1.4 m,深度变化对桩体的位移和弯矩影响不大,但下层基岩开挖后,桩脚的嵌固力仅有岩肩来提供,显然岩肩的嵌固力明显小于开挖前,需要由第 3 道锚杆来提供一部分锚固力,取嵌岩深度为 1.4~3.0 m,其他参数不变,岩肩宽度取设计值 1.5 m,模拟时,保持桩体的位移和弯矩基本不变,图 6 是不同嵌岩深度时第 3 道锚杆的轴力变化曲线。

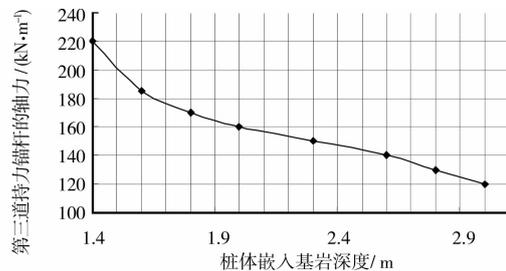


图 6 嵌岩深度对锚杆轴力影响

由图 6 可以看出:随着桩身嵌入岩石深度的增大,第 3 道锚杆的轴力迅速减小,从 220 kN/m 减小到 120 kN/m,嵌岩深度增加 1.5 m,锚杆轴力减小 100 kN/m,可见嵌岩深度对第 3 道锚杆轴力影响很大,因此,在下层开挖过程中一定要加强对第 3 道锚杆轴力的监测,以防止锚杆预应力的释放,保证基坑的稳定和位移,轴力是关键控制因素。

2.4.3 支护桩不同嵌岩深度对位移与弯矩的影响

岩石开挖或爆破过程中有可能对预留岩肩造成破坏,从而减小桩体的嵌岩深度,因此,设计时适度增大嵌岩深度,确保嵌岩完好。讨论完全开挖时嵌岩深度对支护桩位移和弯矩的影响,嵌岩深度取 1.8 m、2.0 m、2.3 m、2.6 m、2.8 m、3.0 m 进行分析,其他尺寸和参数不变,稍调整第 3 道锚杆的预应力使得在以上嵌岩深度下基坑保持稳定。图 7、8 分别为桩身在不同嵌岩深度时支护桩的位移和弯矩在开挖终了时随桩长的分布规律。

从图 7、8 可以明显看出嵌岩深度的变化对桩身的位移的影响不大,弯矩稍增大,嵌岩深度增加 1.2 m,弯

矩增大 100 kN·m,可以看出第 3 道锚杆的锚固力发挥作用时,嵌岩深度已不再是主要控制因素,岩肩的被动土压力可以由第 3 道锚杆的锚固力来提供。

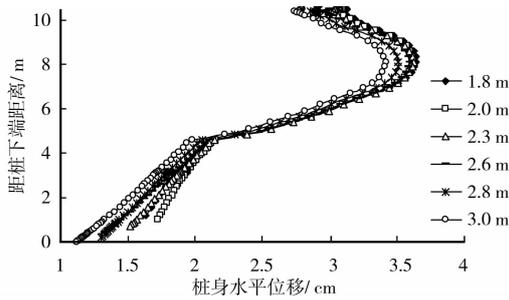


图 7 嵌岩深度对桩身位移的影响

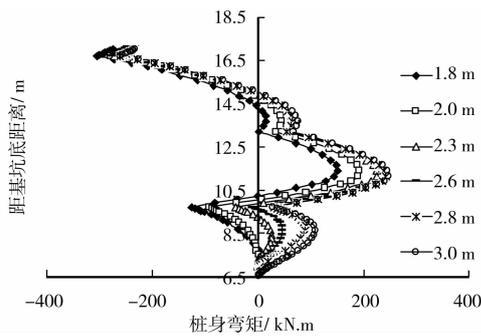


图 8 嵌岩深度对桩身弯矩的影响

嵌岩深度增加会增大桩体的弯矩,其嵌入深度越大,弯矩越大,岩石内部桩体弯矩由负弯矩变为正弯矩,主要是第 3 道锚杆和嵌岩深度二者共同作用下桩体位移减小,主动土压力变大,从而弯矩增大;岩肩内桩体所受承台被动土压力变为桩后土体主动土压力。

2.4.4 预留岩肩宽度的影响 预留的岩肩宽度对支护结构的稳定至关重要,取预留岩肩的宽度分别为 0.0 m、0.3 m、0.6 m、0.9 m、1.2 m、1.5 m、1.8 m 进行分析,支护桩嵌岩深度取 2.6 m,锚杆预应力取设计值,其他尺寸和参数不变,图 9、10 分别为不同岩肩宽度时支护桩水平位移和弯矩在开挖终了时随桩身变化性状。

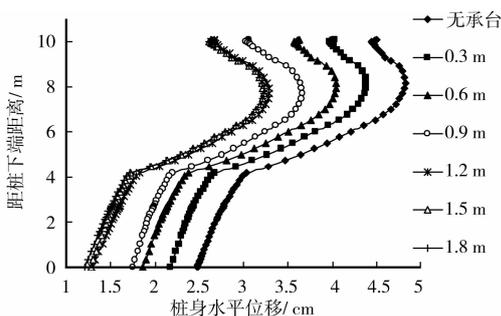


图 9 预留岩肩宽度对支护桩位移的影响

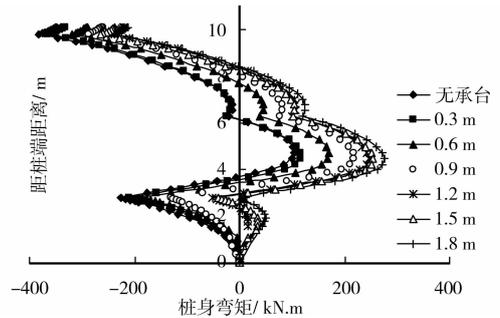


图 10 预留岩肩宽度对支护桩弯矩的影响

由图 9 可以看出,随着岩肩宽度的增加,桩体的水平位移明显减小,从无岩肩时的 4.8 cm 减少到 3.0 cm,岩肩宽度大于 1.2 m 时,增大其宽度对位移影响不大。图 10 显示,岩肩宽度越大桩体弯矩越大,同位移的变化规律一致,当宽度大于 1.2 m 时,其影响不再明显。弯矩增大主要是由于桩体整体位移的减小,从而主动土压力增大,弯矩增大。同时由于锚杆的预应力较大使得桩体个别部位受被动土压力。显然实际工程中一定要考虑岩肩宽度影响。

2.4.5 有限元计算结果与实测值对比 基坑采用分层分步开挖,首先第 1 层放坡开挖,施工支护桩后,开始下部 3 层开挖,同时进行支护桩的位移监测,每层开挖终了时,位移的实测值与计算值随桩体的变化规律如图 11 所示。

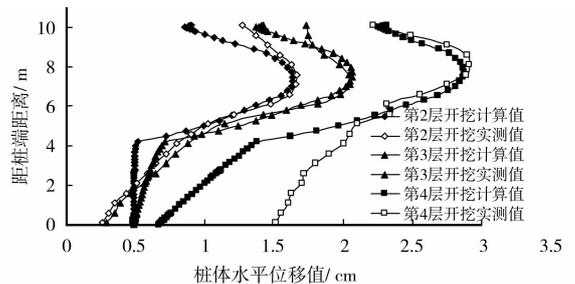


图 11 各开挖工况桩体位移实测与计算值

由图 11 可以看出,桩体顶部位移实测值稍大于计算值,主要是由于顶部是土体,开挖过程正是雨季,工程地点又靠近海边,土体受外界环境影响很大,位移稍有增加;但从顶部往下计算值位移值变化规律与实测值基本相近,说明计算模拟情况与实际变化基本相符;下部基岩开挖对桩体位移影响较大,可能实际开挖过程中对预留岩肩的保护不好,岩肩保留不完好,使桩下部位移较大,与理想模拟情况稍有出入。

3 结 论

结合青岛火车站实际工程的设计、施工与监测,

利用有限元软件对其进行分析计算,针对二元岩土结构基坑的设计和施工提出以下结论和建议。

1)目前,此二元岩土结构基坑设计,可以先对其上层土体开挖按传统的设计计算方法进行设计,计算支护桩的嵌岩深度,如果嵌岩深度合理,上层土体开挖时可以达到稳定和变形要求。

2)岩层开挖时,桩脚处锚杆是绝对控制因素,其锚固力可以弥补岩层开挖时桩体嵌岩深度太小造成的嵌固力不足,需要时可以合理增大桩脚锚杆预应力,因此,桩脚锚杆轴力是主要控制因素,施工时要加强对其轴力监测;同时,如果嵌岩深度超过一定值,嵌岩深度变化对基坑稳定和位移影响将不大。

3)预留岩肩宽度能够有效地控制支护结构的位移大小,当岩肩宽度大于一定值后,位移变化将不再明显。

4)采用弹塑性 Hardening-Soil 模型对此特殊基坑上层土体进行有限元模拟,计算结果与实测结果较接近,可以作为设计计算依据。

参考文献:

- [1] 陈福全,吴国荣,刘毓胤. 基坑内预留土堤对基坑性状的影响分析[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(S0): 1470-1474.
CHEN FU-QUAN, WU GUO-RONG, LIU YU-CHUAN. Effect of berms on behaviors of excavation supported by sheet-pile walls[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(S0):1470-1474.
- [2] 李劭晖,徐伟. 深基坑嵌岩支护技术应用研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(S0):1720-1723.
LI SHAO-HUI, XU WEI. Application of rock-socketed retaining structures for deep pits[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(S0): 1720-1723.
- [3] 钟建驰,刘玉涛. 嵌岩地下连续墙的结构模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 32(2):324-328.
ZHONG JIAN-CHI, LIU YU-TAO. Structrul model testing study on diaphragm retaining wall socketed into rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 32(2):324-328.
- [4] DUNCAN J M, CHANG C-Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soil[J]. ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div. 1970, 96:1629-1653.
- [5] SCHANZ T, VERMEER PA. Special issue on Pre-failure deformation behaviour of geomaterials [J]. Geotechnique, 1998, 48, 383-387.
- [6] KONDER R L. A hyperbolic stress strain formulation for sands[J]. 2. Pan. Am. ICOSFE Brazil, 1963, 1: 289-324.
- [7] BRINKGREVE R B J, BROERE W, WATERMAN D. PLAXIS version 8 material models manual[R]. The Netherlands: Delft University of Technology & PLAXIS b. v, 2002.
- [8] BRINKGREVE R B J. PLAXIS Version 8 Reference Manual[R]. The Netherlands: Delft University of Technology & PLAXIS b. v, 2002.
- [9] 李好,周绪红. 深基坑桩锚支护的弹塑性有限元分析[J]. 湖南大学学报: 自然科学版, 2003, 3(30):86-89.
LI HAO, ZHOU XU-HONG. Elastic-plastic FEM analysis of pile-anchor protection in deep foundation pit [J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2003, 3(30):86-89.
- [10] 廖红建,王铁行. 岩土工程数值分析[M]. 北京:机械工业出版社, 2006.
- [11] 高伟,窦远明,周晓理,等. 分步开挖过程中基坑支护结构的变形和土压力性状研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(S0):1455-1459.
GAO WEI, DOU YUAN-MING, ZHOU XIAO-LI, et al. Studies on displacements and earth pressures of pit-retaining structure during excavation by steps [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(S0):1455-1459.
- [12] 万文,曹平. 单一连续墙的平面非线性有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(10):1766-1771.
WAN WEN, CAO PING. Two-dimensional nonlinear FEA of Single Diaphragm wall[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(10):1766-1771.

(编辑 胡英奎)