DOI:10.16198/j.cnki.1009-640X.2015.06.003

李琳,程青雷,丁克胜,等. 被动桩侧向土压力的三维数值模拟[J]. 水利水运工程学报, 2015(6): 17-24. (LI Lin, CHENG Qing-lei, DING Ke-sheng, et al. Three-dimensional numerical analyses of lateral soil pressure on passive pile[J]. Hydro-Science and Engineering, 2015(6): 17-24.)

被动桩侧向土压力的三维数值模拟

李 琳^{1,2},程青雷^{1,2},丁克胜^{1,2},鹿 群^{1,2}

(1. 天津城建大学 土木工程学院, 天津 300384; 2. 天津市软土特性与工程环境重点实验室, 天津 300384)

摘要:运用岩土数值计算程序 FLAC³⁰对土体沿深度发生均匀侧移、桩基两端可简化为铰接情况下的被动单桩 的侧向土压力进行了研究,其中土体采用摩尔-库伦本构关系,桩基采用线弹性本构关系,桩土之间建立接触面。 研究表明:桩侧土压力随着土体侧向位移增大而增大,当达到极限状态时在浅层土体内桩侧极限土压力随深度 增加而增大,达到一定深度后,桩侧极限土压力随深度增加基本保持不变;桩周粗糙度是影响桩侧极限土压力 大小的重要因素;桩土相对刚度对桩基位移、剪力、弯矩和桩侧极限土压力分布有较大影响。另外,分析了桩侧 土压力-桩土相对位移关系曲线(*p-δ*曲线)的形状以及达到极限土压力所需的桩土相对位移,并将计算结果与 前人研究结果比较,得出两者具有较好的一致性且本文结果有所改进。

关 键 词: 被动桩; 侧向土压力; 桩周粗糙度; 桩土相对刚度; 桩土相对位移

中图分类号: TU473.1 文献标志码: A 文章编号:1009-640X(2015)06-0017-08

被动桩桩侧极限土压力的确定对于解决被动桩与周围土体之间的相互作用,具有重要的理论及实际意 义,被动桩侧向极限土压力目前通常采用和主动水平受荷桩相近的极限土压力值,即(9~12)c,(c,为土的不 排水剪切强度,以下同),国内外很多学者进行了这方面的研究。沈珠江采用极限平衡分析方法,假设桩表 面绝对粗糙,且桩的间距较大,忽略其相互作用,推得土体绕过矩形桩和圆形桩滑动时单位桩长上的绕流土 压力公式^[1]。在二维平面应变有限元分析方面, M. F. Bransby^[2-3]进行了二维数值模拟, 对比研究了被动桩 的 $p-\delta$ 曲线与水平受荷桩 p-y 曲线的区别,通过被动桩二维平面应变有限元分析(不排水条件),得出被动桩 极限土压力为11.75c_u。被动桩实际是三维问题,近年来多采用三维有限元进行该问题研究,刘敦平等^[4]运 用有限元程序 ANSYS 对堆载软土运动作用下的桩-土相互作用进行了三维有限元分析,在桩土之间设置接 触单元,研究了黏聚力、摩擦角和摩擦因数对桩侧土压力的影响。J.L. Pan 等^[5]运用 ABAQUS 有限元程序进 行了被动单桩(正方形截面桩,边长为1m)的三维数值研究,提出刚性桩的最大极限土压力(最大极限土压 力是指极限土压力沿桩长分布中的最大值,下同)为10c,,柔性桩最大极限土压力为10.8c,。L.F. Miao 等^[6]采用 ABAQUS 有限元程序进行了被动桩单桩三维数值研究(圆形截面桩),桩土之间设置零拉应力接触 面(当发生拉应力时,接触面产生分离),接触面符合库伦定律,摩擦系数为 tan22.6°,得到刚性桩桩侧极限 土压力为 10.5c_n。G. R. Martin 等^[7]采用 FLAC^{3D}分析了液化土体侧向移动下桩基的反应,认为桩基与土体 之间的相对刚度是决定桩基破坏模式与桩侧土压力的一个重要参数;D. Pan 等^[8]发现浅层不受约束的砂土 层对桩侧压力的影响范围为5倍桩径,超过这一深度之后,桩侧极限土压力随深度线性增长。M.R.

收稿日期: 2015-04-02

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(4117233);天津市软土特性与工程环境重点实验室开放基金资助项目 (2011SCEEKL005)

作者简介: 李 琳(1971—), 男, 山东即墨人, 副教授, 博士, 主要从事基础工程和岩土数值模拟方面的教学和研究工作。E-mail: lilintjuci@126.com

Kahyaoglu 等^[9]运用三维有限元分析了无黏性土中桩顶自由的被动群桩,分别为堆载引起的被动桩和土坡抗 滑桩,通过数值分析进行了桩土相对位移、桩间距、桩基排列方式对土拱效应的影响。S. Muraro 等^[10]进行了 摩擦型土体中被动桩三维数值分析可靠性研究,以评价被动桩最终极限状态条件,并从理论角度进行了3种 破坏机理的讨论。在模型试验方面,J. L. Pan^[11]进行了被动桩的室内模型试验,桩基为矩形截面,且厚度较 小,忽略桩侧切向摩阻力作用,试验结果桩侧极限土压力为10.6c_n。

在桩侧向极限抗力沿深度的分布方面,对主动水平受荷桩,目前普遍认为在浅层土体内桩侧土体发生的 是应变楔型破坏,而在桩基下部较深处土层,桩侧土体发生的是绕桩流动破坏,在浅层桩基侧向极限压力随 深度增加而增大,达到最大值后桩侧极限土压力保持为常量不再增大。水平受荷桩侧向极限压力的计算方 法常用 Matlock 公式,计算得到的桩侧极限土压力在地面处为 3c_u,然后随深度增大到 9c_u后随深度增大保持 不变。然而通过 Matlock 公式计算得到的桩侧极限土压力普遍小于有限元分析、桩基模型试验和理论求解 得到的数值。J. D. Murff 等^[12]通过上限分析证明水平受荷桩桩侧极限土压力数值明显受桩表面的粗糙程度 影响,当桩周粗糙时桩侧极限土压力为 12c_u,光滑时为 9c_u。M. F. Randolph 等^[13-14]运用上下限定理,求得水 平受荷桩桩侧极限土压力在桩周粗糙时为 11.94c_u,光滑时为 9.14c_u,这可以解释 Matlock 公式低估桩侧极限 土压力的原因。在实际情况中桩周黏结力总是存在的,且是一个不可忽略的组成部分。

本文对常见的两端可假定为铰接的圆形截面桩基进行了研究,主要针对采用单桩来承担上部结构传来 的荷载,同时各单桩之间通过连接梁连接以提高整体基础稳定性,由于连接梁通常较为细长,主要对单桩提 供侧向支撑,但对桩头转动并无较强的约束,从而桩头和连梁之间的连接可近似假定为铰接。

1 数值分析模型

1.1 模型概况

运用 FLAC^{3D}自身前处理功能直接建立三维模型,由 于模型对称,取1/2模型进行研究(见图1图中桩基超出 土体上、下边界1m)。模型总长24m,宽6m,高15m,为 保证计算正确和提高精度,桩基周边土体网格划分较密 (M. F. Bransby 等^[3]认为被动桩桩周土体受挤压作用强 烈,邻近桩周边的土体网格要精细划分)。模型边界条件 如下:地表各节点均自由,在左、右边界上施加均一速率 (左、右边界为垂直于土体位移方向的两个边界),其余各 面约束垂直于该面方向的位移。桩基横剖面单元剖分见 图 2.沿竖直方向桩基网格尺寸为 0.2 m。模型共 432 228 个单元,453 189 节点,土体采用摩尔-库仑理想弹塑性模 型,不排水黏聚力 c_{μ} = 20 kPa, 土的摩擦角取 φ = 0(饱和 土不排水分析),剪胀角取ψ=0,土体弹性模量 E=6 MPa (*E*=300*c*_n), 土体单位重度 γ=18 kN/m³, 土体泊松比 ν= 0.495,以模拟不排水条件,相对应静止侧向土压力系数 $K_0 = 1.0_{\circ}$

1.2 桩基模型

桩基直径 D=1 m,长 15 m,桩基两端按照铰支约束 设置,桩基采用线弹性模型,只要桩基最大应力没有超过 混凝土屈服应力,这个假定就合理,桩基混凝土泊松比取



图 1 三维有限差分模型 Fig. 1 Three dimensional finite difference model



图 2 桩基横剖面网格划分



 $\nu = 0.3$ 。根据 H. G. Poulos 等^[15]提出的桩基柔度因数 K_B来评价桩土相对刚度,见式(1)。

 $K_{\rm R} =$

$$E_{\rm p}I_{\rm p}/(E_{\rm s}L^4) \tag{1}$$

式中: E_p 为桩弹性模量; I_p 为桩基横截面惯性矩; E_s 为土体压缩模量;L为桩基长度。可通过仅改变混凝土 弹性模量 E_p 来改变桩基柔度因数 K_R ,从而改变桩土相对刚度。本文按照 4 个不同 K_R 值研究桩土相对刚度 的影响,为简化计算,桩长、桩径、泊松比和重度均不变,仅通过改变桩基弹性模量来改变桩基 K_R 值, $E_p = 62 \times 10^{10}$ Pa,则 $K_R = 10^{-1}$,定义为完全刚性桩; $E_p = 6.2 \times 10^{10}$ Pa,则 $K_R = 10^{-2}$,定义为刚性桩; $E_p = 0.62 \times 10^{10}$ Pa,则 $K_R = 10^{-3}$,定义为中等刚性桩; $E_p = 0.062 \times 10^{10}$ Pa,则 $K_R = 10^{-4}$,定义为柔性桩。

1.3 接触面模型

FLAC^{3D}中的无厚度接触面单元,采用库仑剪切本构模型,接触面单元由一系列三节点的三角形单元构成,接触面参数主要有黏聚力c,摩擦角 φ ,剪胀角 ψ ,法向刚度 K_n ,切向刚度 K_n 和抗拉强度 T_o 若接触面上的拉应力超过接触面的抗拉强度,接触面单元允许产生分离,接触面分离后节点的法向力和切向力就会为零。本文中若无特别说明,接触面上黏聚力c=20 kPa,摩擦角 $\varphi=0$,剪胀角 $\psi=0$,抗拉强度T=0,法向刚度 K_n 和切向刚度 K_s 为 10⁹ Pa/m(按 manual^[16]中公式计算后,并参考其他文献进行试算后取得)。

1.4 求解步骤及数据整理

计算分两步进行,一是初始应力场平衡,同时施加重力和初始应力场,可快速达到网格平衡,生成初始重力场,数值计算成果表明桩侧向土压力对静止土压力系数 K₀不敏感;二是在模型右边界节点上施加均一的 速率 10⁻⁶ m/step(整个施加位移过程中计算能处于收敛状态)以模拟土体位移,在边界上施加的总位移量可 通过施加速率的步数确定,从而可以求取施加不同位移量时的桩侧土压力。每个高程点桩侧向土压力可通 过累加对应单位长度内接触面节点上的法向力和切向拖曳力在土体位移方向的分量得到。

2 结果与分析

2.1 不同土体位移量时的桩侧土压力

桩侧土压力随土体位移变化过程见图 3,共分 4 种不同情况,分别为 $K_{\rm R}$ = 10⁻¹(完全刚性桩), $K_{\rm R}$ = 10⁻² (刚性桩), $K_{\rm R}$ = 10⁻³(中等刚性桩), $K_{\rm R}$ = 10⁻⁴(柔性桩)。边界上施加的土体位移量 y 分别为 y = 0.01D, 0.03D,0.05D,0.1D,0.2D,0.3D,0.4D,0.5D 和 0.6D(D 为桩径,D=1 m)。图中深度 z 为桩基在地面以下 埋深,桩侧土压力进行归一化处理,以 $P/c_{\rm u}$ 来表示,P 为单位面积上的桩侧土压力, $c_{\rm u}$ 为土的不排水强度。对 于完全刚性桩($K_{\rm R}$ = 10⁻¹)和刚性桩($K_{\rm R}$ = 10⁻²),在土体位移量 y=0.1D 时,在土层较深处(超过 7 m)桩侧土 压力已经达到极限土压力,但是在较浅部位(小于 7 m),随着土体位移量不断增加,浅层部位的桩侧土压力 逐步增大,在土体位移量增大至 y=0.6D 时,浅层部位的桩侧土压力也基本不再增大。







对于中等刚性桩($K_{\rm R}$ =10⁻³)和柔性桩($K_{\rm R}$ =10⁻⁴),桩侧土压力和前面两种情况有较大差别,中等刚度桩 ($K_{\rm R}$ =10⁻³)在较小土体位移 y=0.01D~0.05D时,桩基中部桩侧土压力接近为零,此时桩基中部位移和土体 位移非常接近,当土体位移 y=0.1D时,桩基中部土压力增大至 3 $c_{\rm u}$,随着土体位移量增大和桩土相对位移增 大,桩基中部土压力也逐步增加,当土体位移量增至 y=0.6D时,沿全桩长基本达到极限土压力,其桩侧极限 土压力分布与完全刚性桩和刚性桩基本相同。对于柔性桩,在桩基上下部,桩侧土压力随土体位移增大而持 续增加,在土体位移达到 0.6D时,桩基上部侧向土压力最大值为 9.55 $c_{\rm u}$ (出现在 z=-3.0 m 位置),桩基下部 侧向土压力最大值为 11.6 $c_{\rm u}$ (出现在 z=-15~-10.0 m 位置)。在桩基中部,桩侧土压力随着土体位移量增 加而增大,但一直为负值(与施加的土体位移方向相反)。这主要是由于在桩基中部桩基变形过大,对前方 土体造成挤压所致。

2.2 桩周黏结力对桩侧土压力的影响

桩周黏结力对桩侧土压力影响很大。桩周黏结力反映了桩周粗糙程度,一般用桩周黏结力系数 α 来表示,α=桩周黏结力/不排水强度,变化范围为 0~1.0。

运用 FLAC^{3D}计算了刚性桩在桩周光滑时(α =0)和 桩周粗糙时(α =1.0)的桩侧极限土压力,并与其他学者 的研究结果进行了对比(见图 4)。可以看出 Matlock 计 算公式结果和 Murff & Hamilton(α =0)时很接近,两者的 桩侧极限土压力为 9 c_u 。FLAC^{3D}(α =0)的桩侧极限土压 力计算结果 10.1 c_u ,相比 Matlock 计算公式和 Murff & Hamilton(α =0)要偏大一些。FLAC^{3D}(α =1)的计算结果 同 Murff & Hamilton(α =1)相近,但是 FLAC^{3D}(α =1)在较 小的深度处(大约在 4~5 m 深度处)桩侧即达到极限土 压力,而 Murff & Hamilton(α =1)约在 9 m 深度处才达到 极限土压力,然后随深度增大,FIAC^{3D}(α =1)同 Murff & Hamilton(α =1)相比在较大深度处稍小一点,但基本 接近。





FLAC^{3D}(α =1)同 L. F. Miao 的计算结果相比,在4m深度以内时两者的计算结果很接近,L. F. Miao 当 深度增加至-4m后桩侧极限土压力达到 10.5 c_u 后基本不变,而FLAC^{3D}(α =1)随深度增加至-5m后桩侧极 限土压力达到 11.8 c_u 后基本不变,L. F. Miao 的计算结果偏小,可能与其在桩土接触面上设置的摩擦系数 (摩擦系数设置为 tan22.6°)有关。

2.3 桩土相对刚度对桩侧极限土压力等的影响

图 5 为土体位移 y=0.1 m 时,桩基柔度系数分别为 K_R=10⁻¹,10⁻²,10⁻³和 10⁻⁴的桩基位移、剪力、弯矩和 桩侧土压力沿桩长分布。由图 5 可见, K_R对于两端铰接被动桩的位移、剪力、弯矩和桩侧土压力的影响 很大。

当 $K_{\rm R}$ =10⁻¹(完全刚性桩)时,桩基刚度很大,桩基位移很小,最大水平位移为1.39×10⁻³m,桩基最大弯 矩为6.61×10⁶ N·m,都约发生在桩轴中部z=-7 m 位置。 $P/c_{\rm u}$ 在地表位置约为2.0,当 $K_{\rm R}$ 变化至10⁻²,10⁻³ 和10⁻⁴时, $P/c_{\rm u}$ 在地表位置仍然约为2.0左右,与 $K_{\rm R}$ =10⁻¹(完全刚性桩)基本相等,在地表处 $P/c_{\rm u}$ 较低,这主 要是由于近地效应(在浅层地基竖向应力较小,地表处发生地面隆起)引起。随着深度增加,在8 m 深度处 $P/c_{\rm u}$ 很快增至11.8,然后随深度加大基本保持不变,桩侧极限土压力数值和 M. F. Bransby 等^[3]的二维有限 元分析结果 $P_{\rm u}$ =11.75 $c_{\rm u}$ 以及 M. F. Randolph 等^[3]的塑性求解结果 $P_{\rm u}$ =11.94 $c_{\rm u}$ 比较接近。当 $K_{\rm R}$ =10⁻²(刚性 桩)时,桩基位移有所增大,桩基弯矩、剪力和桩侧土压力分布比 $K_{\rm R}$ =10⁻¹时稍有减小,说明 $K_{\rm R}$ =10⁻²(刚性 桩)时桩基刚度仍然很大。

21

当 $K_{\rm R}$ =10⁻³(中等刚度桩)时,桩基最大水平位移比 $K_{\rm R}$ =10⁻²(刚性桩)时明显增大,桩基最大弯矩和剪力 较 $K_{\rm R}$ =10⁻²(刚性桩)时明显减小,桩侧土压力在5~9 m 深度内明显降低,这主要由于桩基中部挠曲变形较 大以及桩土相对位移减小所致。

当*K*_R=10⁻⁴时,桩基最大水平位移进一步增大,而桩基最大弯矩和剪力则进一步减小,在桩基中部(埋深 12~3 m)范围内桩侧土压力明显降低,出现凹槽,在-10~-5 m 深度范围内桩侧土压力出现负值,主要是由于桩基位移大于土体位移,桩基受到反向土体抗力引起。



图 5 桩土相对刚度对桩基位移、剪力、弯矩和桩侧极限土压力的影响

Fig. 5 Effect of relative stiffness on pile displacement, shear force, bending moment and ultimate soil pressure of pile

2.4 桩侧土压力与桩土相对位移关系曲线(p-δ 曲线)

在 *p*-δ 曲线中,δ 为桩土相对位移,桩土相对位移 δ 归一化处理后以 δ/D 表示,桩土相对位移 δ 近似取距离桩基远处土体(距离桩基轴线为 6*D*)的水平向位移减桩基位移得到,当 $K_{\rm R}$ =10⁻¹和 $K_{\rm R}$ =10⁻²时(见图 6(a)和(b)),桩土相对刚度都很大,桩基变形很小,其 *p*-δ 曲线很相近。当土体埋深在 6 m 范围内(但地表处例外),达到桩侧极限土压力所需要的桩土相对位移量较大,当埋深在 6 m 以下,达到极限土压力时所需的桩土相对位移 δ 较小,约为 0.1*D*,与 M. F. Bransby^[3]的平面应变分析结果(其桩径为 2 m,土的 *G*/*c*_u=250,*G*=10 MPa,*c*_u=40 kPa)和 J. L. Pan^[16]的三维数值分析结果(刚性桩的 $K_{\rm R}$ =1.15×10⁻²,与本文的刚性桩相近;柔性桩的 $K_{\rm R}$ =1.43×10⁻³,与本文的中等刚度桩相近)分别进行了比较。从图 6(c)和(d)可见,*p*-δ 曲线形状很接近,但是达到极限土压力所需的桩土相对位移并不相同,M. F. Bransby等的研究中^[3]为 0.025*D*,J. L. Pan ^{\$[5]}为 0.015*B*(方形桩,边宽为 *B*),而本文中为 0.1*D*,这是因为达到极限土压力时所需要的桩土相对位移量 δ 受 *E*/*c*_u或者 *G*/*c*_u的影响(见 2.5 节),另外桩基形状也可能引起差异。

当 $K_{\rm R}$ =10⁻³时(见图 6(c)),在桩基中部,桩土相对位移变小,这主要是由于桩基中部挠曲变形开始增大,但桩侧极限土压力及所需的桩土相对位移与 $K_{\rm R}$ =10⁻¹和 $K_{\rm R}$ =10⁻²时相同,说明桩侧土压力和桩土相对位移具有较好的相关关系。从p-δ曲线形状来看,当桩土相对位移较小时,桩侧土压力随桩土相对位移增长较快(p-δ曲线形状在前面部分较陡),当桩土相对位移发展到较大后,桩侧土压力随桩土相对位移的增加而减慢或保持不变(达到极限土压力)。

当 *K*_R=10⁻⁴时,由图 6(d)可见,由于桩基产生很大的挠曲变形,各埋深的桩土相对位移均不同程度减小,以桩基中部位置桩土相对位移减小最多。在桩基中部 6~9 m 埋深处出现了负值桩土相对位移,说明在这些位置桩基水平方向位移已经超过了土的位移,桩侧土压力也变为负值(反向桩侧土压力)。在桩基上端 0~3 m 和下端 10~15 m 处桩侧极限土压力与 *K*_R=10⁻¹, *K*_R=10⁻²和 *K*_R=10⁻³时相应部位桩侧极限土压力大 小相当,桩基下端 10~15 m 处达到极限土压力所需的桩土相对位移也约为 0.1*D*。



2.5 E/c₁与达到极限土压力时的桩土相对位移量

图 7 为 $K_{\rm R}$ = 10⁻¹时土体的 $E/c_{\rm u}$ 值与达到桩侧极限土 压力所需桩土相对位移 δ 的关系曲线。因为桩基埋深较 浅处(-6~0 m)p- δ 曲线无明显拐点,所以图 7 中均取桩 基在较大埋深位置(深度大于 6 m)的 p- δ 曲线拐点处 δ 值。

从图 7 可见, E/c_u 为 200 时, 达到桩侧极限土压力所 需的桩土相对位移 δ 为 0.12 m, 然后随着 E/c_u 逐渐增大, 达到极限土压力时所需桩土相对位移 δ 迅速减小, 当 E/c_u 大于 500 后继续增大时, 桩土相对位移 δ 降低趋势变 缓。图 7 中, M. F. Bransby^[2]等的研究表明, G/c_u 为 250, 则其 E/c_u 为 747.5(饱和不排水情况, 泊松比 ν 取 0.49), 与本文 FLAC^{3D}计算结果比较接近。



2.6 与试验结果的比较分析

J. L. Pan 等^[11]进行了被动桩室内模型试验,试验桩由不锈钢制作,宽 20 mm,厚 6 mm,总高度 215 mm, 可忽略切向摩阻力。模型桩两端固定,桩基侧向变形很小,可看为刚性桩。沿桩长间隔一定距离设置土压力 传感器,可测试土压力,得出 *p-y* 曲线(*y* 为土体位移)及桩侧土压力沿深度分布曲线;由于刚性桩位移很小 的原因,其 *p-y* 曲线等同于 *p-*δ 曲线。

将 FLAC^{3D}计算结果($K_R = 10^{-1}$)与 J. L. Pan 等^[11]的被动桩室内模型试验结果进行对比,见图 8 和 9。图 8 为归一化 p- δ 曲线,近似取模型试验桩径等于桩宽 B,D07,D08,D10 和 D11 为深度逐渐加大的测点。可以 看出,当土体水平位移小于 0.1D 时,p- δ 曲线基本都呈直线增长,FLAC^{3D}计算结果与 J. L. Pan 等室内模型试 验结果比较一致;当土体水平位移大于 0.1D 后,室内模型试验所得 p- δ 曲线与 FLAC^{3D}计算的浅层 1~4 m 位 置 p- δ 曲线较为接近,均呈缓慢增长趋势,而与 FLAC^{3D}计算的深层 6 m 以下位置的 p- δ 曲线型式不同。

图 9 为桩侧极限土压力沿深度分布的归一化曲线。可以看出,在桩基埋深为 0~6D 范围内,FLAC^{3D}计算 结果与室内模型试验结果较接近,而深度较大的位置,模型试验所得桩侧极限土压力则出现减小趋势,推测 可能由于模型箱底部边界原因引起。通过与模型试验的对比,总的来说桩身埋深较浅位置处 FLAC^{3D}计算结 果与 J. L. Pan 等^[11]室内模型试验结果较接近,较深处则有所不同,其原因可能是模型试验尺寸较小,无法考 虑重力场作用所致。



Fig. 8 Comparison between $FLAC^{3D}$ calculated and measured p- δ curves



3 结 语

土体侧移作用下桩基侧向压力的三维数值模拟研究得到以下主要结论:

(1)被动桩侧向压力随土体位移增加而增大,沿桩长并非同时达到极限土压力,在浅层土体,桩侧达到极限土压力时所需土体位移量较大,在深层达到极限土压力所需土体位移较小。达到极限土压力时,在浅层 土体,桩侧极限土压力随深度增长而增大,达到一定埋深后桩侧极限土压力随深度增加基本保持不变,约为 11.8c_u。对中等刚度桩,在土体位移较小时桩基中部土压力会减小,但当土体位移充分增大后,桩侧极限土 压力分布和刚性桩很接近。柔性桩基中部位置极限土压力会明显减小,甚至出现反向的桩侧土压力,不同桩 土相对刚度时,地表处的桩侧土压力都约为2.0c_u(由于近地效应)。

(2) 桩周黏结力对桩侧极限土压力有较大影响, 桩周光滑时桩侧极限土压力最小, 约10.1c_u, 桩周完全 粗糙时桩侧极限土压力最大, 约11.8c_u, 这和以前学者研究结果较为接近。

(3)被动桩受桩土相对刚度影响较大,对于桩顶和桩底均铰接的情况,桩基最大弯矩、剪力和桩侧土压 力随桩土相对刚度增大而增大,桩基最大位移随桩基刚度增大而降低。

(4)桩侧土压力和桩土相对位移具有较好相关关系,在土体位移量较小时,桩侧土压力随桩土相对位移 增长较快,当桩土相对位移发展较大后,桩侧土压力随桩土相对位移的增加而减慢或保持不变,数值计算得 到的 *p*-δ 曲线关系在工程中可用于被动桩的弹性地基反力计算方法中。

本文进行了不排水分析,适合短期情况下桩基行为研究,进一步若考虑排水和长期服役,应采用硬化土 模型或流固耦合分析。

参考文献:

- [1] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2000: 224-225. (SHEN Zhu-jiang. Theoretical soil mechanics[M].
 Beijing: China WaterPower Press, 2000: 224-225. (in Chinese))
- [2] BRANSBY M F. Difference between load-transfer relationships for lateral loaded pile groups: active P-y or passive P-δ[J].Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(12): 1015-1018.
- [3] BRANSBY M F, SPRINGMAN S. Selection of load transfer functions for passive lateral loading of pile groups [J]. Computers and Geotechnics, 1999, 24: 155-184.
- [4] 刘敦平, 蒯行成, 赵明华. 软土运动作用下被动桩桩-土水平相互作用的三维有限元分析[J]. 中国公路学报, 2008, 21(4):
 18-24. (LIU Dun-ping, KUAI Xing-cheng, ZHAO Ming-hua. 3-D finite element analysis on pile-soil horizontal interaction of passive pile under soft soil movement action[J]. China Journal of Highway and Transport, 2008, 21(4): 18-24. (in Chinese))
- [5] PAN J L, GOH A T, WONG K S, et al. Three-dimension analysis of single piles response to lateral soil movements [J]. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2002, 26: 747-758.

- [6] MIAO L F, GOH A T, WONG K S. Three-dimensional finite element analyses of passive pile behaviour [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2006, 30: 599-613.
- [7] MARTIN G R, CHEN C Y. Response of piles due to lateral slope movement [J]. Computers and Geotechnics, 2005, 83: 588-598.
- [8] PAN D, SMETHURST J A, POWRIE W. Limiting pressure on a laterally loaded pile in a frictional soil [J]. Geotechnique, 2012, 2: 55-60.
- [9] KAHYAOGLU M R, IMANCLI G, ONAL O, et al. Numerical analyses of piles subjected to lateral soil movement[J]. Journal of Civil Engineering, 2012, 16(4): 562-570.
- [10] MURARO S, MADASCHI A, GAJO A. On the reliability of 3D numerical analyses on passive piles used for slope stabilisation in feictional soils[J]. Geotechnique, 2014, 64(6): 486-492.
- [11] PAN J L, GOH A T, WONG K S, et al. Model tests on single piles in soft clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2000, 37 (4): 890-897.
- [12] MURFF J D, HAMILTON J M. P-ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles [J]. J Engrg, 1993, 119(1): 91-107.
- [13] RANDOLPH M F, HOULSBY G T. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil[J]. Geotechnique, 1984, 34(4): 613-623.
- [14] MARTIN C M, RANDOLPH M F. Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil [J]. Geotechnical, 2006, 56 (2): 141-145.
- [15] POULOS H G. Design of reinforcing piles to increase slope stability [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1995, 32(5): 808-818.
- [16] Itasca Consulting Group, Inc. 2009. FLAC^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D Dimensions) user manuals [M]. Version4.0. Minneapolis, Minnesota.

Three-dimensional numerical analyses of lateral soil pressure on passive pile

LI Lin^{1,2}, CHENG Qing-lei^{1,2}, DING Ke-sheng^{1,2}, LU Qun^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Tianjin Chengjian University, Tianjin 300384, China; 2. Tianjin Key Laboratory of Soft Soil Characteristics and Engineering Environment, Tianjin 300384, China)

Abstract: The lateral ultimate soil pressure of the passive pile has not been completely solved, and many researchers have done studies of this problem. Using the explicit finite difference code FLAC^{3D} (Fast Lagrangian Analyses of Continua), the lateral ultimate soil pressure of a single passive pile with pined-head and pined-tip condition and uniform soil movement was investigated, the Mohr-Columb elastic-plastic constitutive model was applied to a model for the non-linear stress-strain soil behaviour, the pile was assumed to have linear elastic behaviour, the interface model incorporated in FLAC^{3D} code was used to simulate the soil/pile contact. The results given by the numerical analysis indicated that the soil pressure acting along the pile shaft increased with the soil movement increasing. While reaching the limit state, in the shallow soil the lateral soil pressure increased with increase of embedded depth, but in the deep soil the lateral soil pressure almost remained constant with increase of embedded depth. The roughness of the pile had an important influence on the lateral soil pressure. The relative stiffness between pile and soil had important influence on the displacement, shearing force, moment and lateral soil pressure of the pile. The shape of the soil pressure versus the relative soil-pile displacement curves and the magnitude of relative displacement to mobilize the ultimate soil pressure were analyzed. The research results are in good agreement with those reported by other researchers and better than the latter.

Key words: passive pile; lateral soil pressure; pile roughness; relative stiffness between pile and soil; relative soil-pile movement