

DOI: 10.11779/CJGE201512004

基于桩侧广义剪切模型的大直径超长灌注桩承载变形计算方法

李永辉¹, 王卫东², 吴江斌²

(1. 郑州大学土木工程学院, 河南 郑州 450001; 2. 华东建筑设计研究总院, 上海 200002)

摘 要: 大直径超长灌注桩桩身变形较大, 桩侧与土体易出现明显的界面滑移, 传统剪切位移法难以适合其承载变形计算。基于大直径超长灌注桩桩-土剪切作用性状及桩侧摩阻力发挥特点, 采用剪切位移和剪切滑移两阶段法描述其桩侧摩阻力发挥过程, 形成桩侧广义剪切模型; 在此基础上, 采用传递矩阵增量方式建立大直径超长灌注桩承载变形计算方法, 并给出计算参数的取值。该方法考虑了桩侧摩阻力发挥的非线性、桩端承载的非线性及桩身材料的非线性, 并考虑了桩-土滑移后桩侧摩阻力软化特性及桩端后注浆对桩端承载性状的影响。工程实例计算结果与现场试桩实测值较为吻合, 表明基于桩侧广义剪切模型建立的大直径超长灌注桩承载变形计算方法具有合理性与可行性。

关键词: 大直径超长灌注桩; 桩侧摩阻力; 桩侧剪切模型; 承载变形

中图分类号: TU 473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)12-2157-10

作者简介: 李永辉 (1983-), 男, 工学博士, 主要从事桩基工程研究与分析。E-mail: liyh109930@163.com。

Bearing deformation of large-diameter and super-long bored piles based on pile shaft generalized shear model

LI Yong-hui¹, WANG Wei-dong², WU Jiang-bin²

(1. College of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China; 2. East China Architectural Design & Research Institute, Shanghai 200002, China)

Abstract: Because of large deformation of large-diameter and super long bored piles, pile soil slip is easy to appear in the pile shaft. Therefore, the traditional shear displacement method is not suitable for load deformation calculation of the piles. According to the shear characters of pile shaft and soils of the large-diameter and super long bored piles, the two-phase approach, shear displacement phase and shear slip phase, is adopted to describe the action process of pile shaft friction. On this account, a pile shaft generalized shear model is established. Then, the method of incremental transfer matrix is used for nonlinear iterative calculation of the pile load deformation. Moreover, values of the same calculating parameters are also given. For this pile load deformation method, nonlinear behaviors of pile shaft friction, pile tip resistance and pile shaft materials are considered. Besides, pile shaft friction softening property and pile tip post-grouted effect mechanism are also considered. Two engineering cases are calculated by the method. The calculated and measured results are very similar. It is shown that the proposed pile shaft generalized shear model and load deformation method for the large-diameter and super long bored piles are reasonable and feasible.

Key words: large-diameter and super-long bored pile; pile shaft friction; pile shaft shear model; bearing deformation

0 引 言

随着大型桥梁、超高层建筑的大量建造, 具有高承载性能的大直径超长灌注桩应用越来越广泛^[1]。大直径超长灌注桩承载变形准确计算与其工程实践的安全、经济性密切相关, 然而, 目前尚无切合其实际承载特点的计算分析方法。传统计算方法中, 荷载传递法计算模式较简单, 其在大直径超长灌注桩计算分析中已得到应用^[2-4], 但计算结果的准确性主要取决于荷

载传递函数的选取, 鉴于大直径超长灌注桩承载性状的复杂性, 目前所存在的荷载传递函数, 尚难以准确合理地进行其承载变形计算与分析; 剪切位移法计算过程也较易实现, 且能在理论上体现桩侧土体剪切变形性质, 但其假定桩-土之间不产生相对位移, 且不能

基金项目: 十二五国家科技支撑计划项目 (2012BAJ01B02); 国家自然科学基金项目 (51508522)

收稿日期: 2014-09-10

考虑因桩-土滑移而出现的桩侧摩阻力软化现象，因此，采用传统剪切位移法也无法合理地计算分析大直径超长灌注桩承载变形。

大直径超长灌注桩通常为摩擦型桩，桩侧摩阻力占桩基承载比例高达 90%以上^[1]，因此，建立合理的桩侧与土体的相互作用模型是其承载变形准确计算的关键。鉴于传统剪切位移法的不足，在充分考虑大直径超长灌注桩桩-土剪切性状及桩侧摩阻力发挥特点的基础上，采用剪切位移和剪切滑移两阶段描述其桩侧摩阻力发挥模式，建立桩侧与土体相互作用的广义剪切模型。基于此，采用荷载传递矩阵增量方式进行单桩荷载变形迭代计算，并给出计算参数的取值，且通过工程算例验证计算方法的合理性与可行性。本文研究成果可为认识大直径超长灌注桩承载机理及设计计算提供参考。

1 桩侧广义剪切模型

现场试桩足尺试验研究表明，大直径超长灌注桩在荷载传递中，桩与土的变形是不协调的，即随着桩侧摩阻力发挥至极限，桩-土出现滑移现象^[5-6]。笔者通过超长灌注桩桩-土界面剪切试验^[7]亦发现，随剪切位移增加，土体变形并非持续增大，当剪切位移较大时，其增长幅度趋于减小，甚至出现停止增长的现象（如图 1 所示），表明剪切界面形成剪切破坏带前，界面间相互作用产生剪切应力的同时，具有带动界面附近土体移动的趋势，随着剪切破坏带的形成，剪切应力达到极限值，界面间出现滑移变形，此时，界面附近的土体变形受剪切作用减弱，甚至不受其影响。

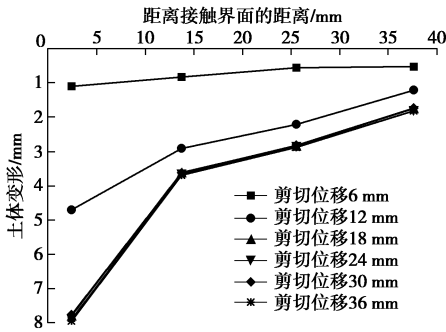


图 1 桩-土界面剪切过程土体变形曲线

Fig. 1 Curves of soil deformation during shear process of pile-soil interface

基于此，可将桩-土体系剪切作用过程分为两个阶段，即剪切位移阶段和剪切滑移阶段。桩身在竖向荷载作用下变形 W 较小时，桩-土之间不产生相对位移，桩侧土体随着桩体沉降发生剪切变形，并产生剪切应力，剪应力从桩侧表面沿径向扩散于周围土体之中，使得桩周 n 倍桩径 D 范围内土体产生剪切变形，如图

2 (a) 所示；当桩侧土体抗力达到极限，随着桩体沉降的继续增加，桩-土之间出现相对滑动，即桩-土相互作用体系进入滑移阶段，此时，桩周土体剪切变形保持为其极限值 W_u ，而不随桩体沉降的增加而发生变化，桩侧摩阻力随桩-土相对滑移量 W_f 增长而变化，如图 2 (b) 所示。

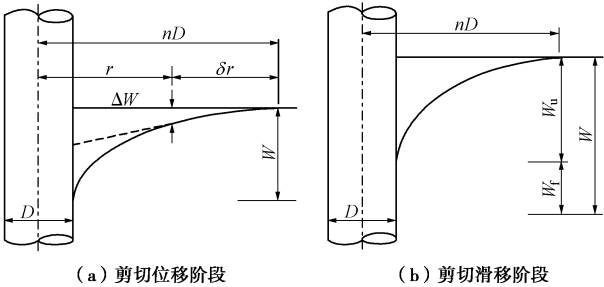


图 2 桩侧广义剪切模型示意图

Fig. 2 Sketch map of pile shaft generalized shear model

桩-土剪切过程桩侧摩阻力随桩身位移的变化曲线如图 3 所示，剪切位移阶段，随着桩侧土体剪切刚度的弱化桩侧摩阻力发挥呈现非线性；剪切滑移阶段，桩侧摩阻力为桩-土滑移量的函数，且反映出桩-土滑移后桩侧摩阻力软化性状。

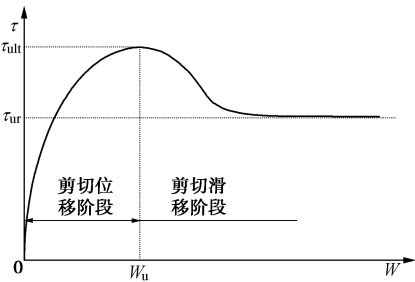


图 3 桩侧摩阻力与桩身位移曲线

Fig. 3 Curve of pile shaft friction versus pile shaft deformation

剪切位移阶段，假定桩周各层土体性状不受桩基施工的影响，桩基在竖向荷载作用下，桩周土体的变形可理想地视作同心圆柱体，由弹性理论及变形协调可得桩周土体位移场表达式为

$$W(r,z)=\begin{cases} \frac{\tau_0(z)D}{2G_\gamma}\ln\left(\frac{nD}{r}\right) & \left(\frac{D}{2}\leq r\leq nD\right) \\ 0 & (r\geq nD) \end{cases}, \quad (1)$$

式中， $\tau_0(z)$ 为埋深 z 处的桩侧剪切应力， G_γ 为桩侧土体剪切刚度。

剪切滑移阶段，桩周土体变形不受桩侧摩阻力变化的影响，其桩周土体位移场表达式为

$$W(r,z)=\begin{cases} \frac{\tau_{or}(z)D}{2G_\gamma}\ln\left(\frac{nD}{r}\right) & \left(\frac{D}{2}\leq r\leq nD\right) \\ 0 & (r\geq nD) \end{cases}, \quad (2)$$

式中, $\tau_{0f}(z)$ 为埋深 z 处桩侧极限摩阻力。

2 承载变形非线性计算

2.1 单桩计算模型

地基土体通常具有成层分布的特点, 考虑到大直径超长灌注桩桩身穿越土层较多, 采用层状地基模型进行单桩承载变形非线性计算。如图 4 所示, 竖向受荷桩基桩长为 L , 直径为 D , 桩基埋深范围内土层数为 M , 第 i 层土层厚为 l_i , 将每层土中的桩段分为 m 等份, 则整个桩长分为 $M \times m$ 段, 每段长度为 h_j 。假定同一土层性状是均匀的, 具有相同的初始剪切刚度 $G_{\max i}$ 、泊松比 ν 及密度 ρ 。

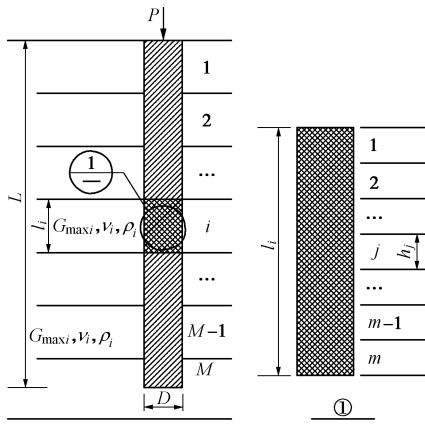


图 4 层状地基单桩计算模型示意图

Fig. 4 Sketch map of single pile calculation model in layered foundation

2.2 传递增量矩阵

(1) 剪切位移阶段

根据剪切位移阶段桩周土体位移场公式可得到桩-土界面处位移表达式为

$$W(z) = \frac{\tau_0(z)D}{2G_\gamma} \ln(2n) \quad (3)$$

由于此阶段桩-土之间不产生相对滑移, 则式 (3) 所表示的位移就是桩身位移量, 结合桩身受力可得桩身位移微分方程为

$$\frac{d^2 W(z)}{dz^2} - \lambda^2 W(z) = 0 \quad (4)$$

式中, $\lambda = \sqrt{\frac{k_z}{E_{pt} A_p}}$, 其中 $k_z = \frac{2\pi}{\ln(2n)} G_\gamma$, A_p 为桩截面积, E_{pt} 为桩身材料弹性模量。

解方程 (4) 可得第 i 段桩体顶部与底部的位移和轴力关系式:

$$\begin{Bmatrix} W_i \\ P_i \end{Bmatrix}_{\text{base}} = [t]_i \begin{Bmatrix} W_i \\ P_i \end{Bmatrix}_{\text{top}} \quad (5)$$

式中, $[t]_i$ 为桩段 i 的传递矩阵, 其具体表达式为

$$[t]_i = \begin{bmatrix} \cosh(\lambda_i h_i) & -\sinh(\lambda_i h_i)/(E_{pt} A_p \lambda_i) \\ -E_{pt} A_p \lambda_i \sinh(\lambda_i h_i) & \cosh(\lambda_i h_i) \end{bmatrix} \quad (6)$$

由各桩段之间的平衡及位移连续条件可得桩顶与桩底位移和荷载关系式为

$$\begin{Bmatrix} W(L) \\ P(L) \end{Bmatrix} = [T] \begin{Bmatrix} W(0) \\ P(0) \end{Bmatrix} \quad (7)$$

式中, $[T] = \prod_{i=1}^{m \times k} ([t]_i)$ 。

令桩顶位移 $W(0)=1$ 时, 则桩端阻力与桩端位移具有如下关系:

$$P(L) = k_b W(L) \quad (8)$$

式中, k_b 为桩端承载刚度。此时, 桩顶处轴力为

$$P(0) = K_d = \frac{k_b T_{11} - T_{21}}{T_{22} - k_b T_{12}} \quad (9)$$

式中, K_d 为桩顶刚度。当桩顶荷载 $P(0)$ 给定时, 任一桩段顶部和底部的桩身位移与轴力为

$$\begin{Bmatrix} W(z) \\ P(z) \end{Bmatrix}_j = \prod_{i=1}^j ([t]_i) \begin{Bmatrix} 1 \\ K_d \end{Bmatrix} P(0) \quad (10)$$

非线性计算时, 采用非线性变量在对应荷载下的切线值进行增量迭代计算, 如图 5 所示。由第 k 荷载步时桩身轴力和位移计算非线性变量的切线值形成传递矩阵 $[t]_{ik}$ 及桩顶刚度 K_{dk} , 当桩顶施加 $k+1$ 步荷载增量 $\Delta P(0)_{k+1}$ 时, 则桩身位移和轴力增量为

$$\begin{Bmatrix} \Delta W(z)_{k+1} \\ \Delta P(z)_{k+1} \end{Bmatrix}_j = \prod_{i=1}^j ([t]_{ik}) \begin{Bmatrix} 1 \\ K_{dk} \end{Bmatrix} \Delta P(0)_{k+1} \quad (11)$$

则 $k+1$ 荷载步时桩身轴力和位移为

$$\begin{Bmatrix} P(z) \\ W(z) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta P(z)_{k+1} + \sum_{i=1}^k \Delta P(z) \\ \Delta W(z)_{k+1} + \sum_{i=1}^k \Delta W(z) \end{Bmatrix} \quad (12)$$

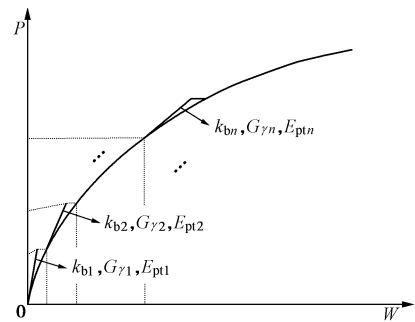


图 5 剪切位移阶段非线性变量取值示意图

Fig. 5 Schematic diagram of nonlinear variable values during shear displacement transfer stage

(2) 剪切滑移阶段

当桩段 i 桩-土界面产生滑移变形, 其桩侧摩阻力为界面滑动摩擦阻力, 此时, 桩段 i 的桩身位移微分方程为

$$\frac{d^2 W_i(z)}{dz^2} - \frac{\pi D}{E_{pt} A_p} \tau_{if} = 0 \quad , \quad (13)$$

式中, $\tau_{if}=f_i(W_f)$, 其中 $W_f=W-W_u$, W_u 为桩侧土体极限剪切位移。

$\tau-W_f$ 关系曲线通常具有软化特征, 如图 6 所示, 通过假定桩段 i 在增量步 $\Delta P_k(0)$ 计算过程中保持 W_f 对应下的桩侧摩阻力 τ_{if} 不变, 以进行剪切滑移阶段非线性计算。在增量荷载下, 求解方程 (13) 可得桩段 i 顶部与底部桩身位移和轴力关系为

$$\begin{Bmatrix} \Delta W_i \\ \Delta P_i \end{Bmatrix}_{base} = [t_f]_i \begin{Bmatrix} \Delta W_i \\ \Delta P_i \end{Bmatrix}_{top} \quad , \quad (14)$$

式中, $[t_f]_i$ 为桩段 i 滑移阶段传递矩阵, 其表达式为

$$[t_f]_i = \begin{bmatrix} 1 & -(E_{pt} A_p)^{-1} h_i \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad . \quad (15)$$

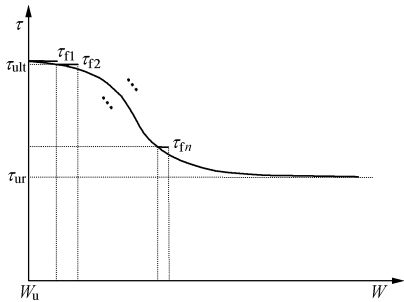


图 6 剪切滑移阶段桩侧摩阻力随桩-土滑移量变化示意图
Fig. 6 Schematic diagram of pile shaft friction versus pile-soil slip during shear slip stage

处于桩-土剪切滑移阶段的桩段, 其桩侧摩阻力随滑移量的增加保持不变或出现软化而减小, 此时, 由桩侧摩阻力软化产生的荷载将传递至其它处于剪切位移阶段的桩段或桩端处。

图 7 为上述基于桩侧广义剪切模型的大直径超长灌注桩承载变形非线性计算流程图。

3 参数计算与取值

3.1 桩身混凝土模量

采用 Hognestad 混凝土材料应力应变关系模型, 如图 8 所示。由于桩基加载过程中, 桩身混凝土不容许出现破坏应力状态, 取上升段抛物线方程进行计算, 其表达式为

$$\sigma = \sigma_0 \left[2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad . \quad (16)$$

式中, σ_0 为混凝土应力应变曲线峰值处应力, 有桩基

钻孔取芯时, 取混凝土芯样抗压强度实测值, 无实测结果, 取混凝土强度等级值 $f_{cu,k}$; ε_0 为对应于峰值应力时的应变, 取 0.002。则混凝土切线模量 E_{pt} 为

$$E_{pt} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{2\sigma_0}{\varepsilon_0} \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\sigma_0}} \quad . \quad (17)$$

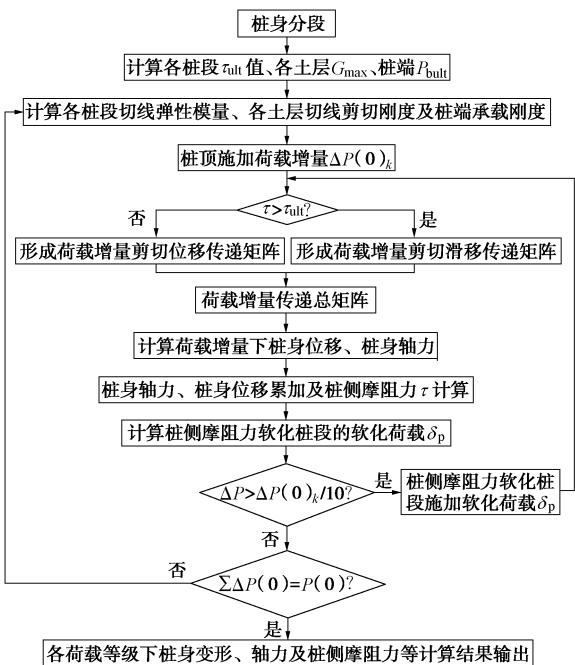


图 7 单桩承载变形非线性计算流程图
Fig. 7 Flow chart of bearing deformation nonlinear calculation of single pile

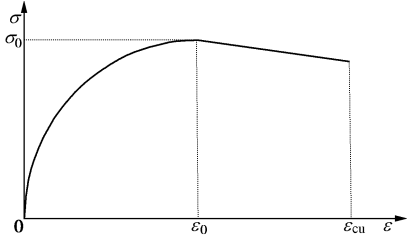


图 8 混凝土应力应变关系 Hognestad 模型
Fig. 8 Hognestad model for stress-strain relationship of concrete

3.2 桩-土剪切影响范围

实际桩-土剪切影响范围远小于 Randolph 等^[8]弹性理论解。Cooke 等^[9]通过伦敦黏土的实测结果表明桩基影响半径为 10 倍的桩径; 规范^[10]计算桩间距大于 6 倍桩径的桩基础沉降变形时, 其计算方法可与单桩归为一类。美国石油学会则建议桩间距大于 8 倍的桩径时, 忽略桩与桩相互作用。然而, 弹性理论分析表明, 桩-土相互作用影响范围与土体泊松比相关, 因此, 结合文献取桩-土剪切影响范围为 $12(1-\nu)$ 。

3.3 桩侧土体剪切刚度

采用修正双曲线模型^[11]计算桩侧土体剪切刚度, 其表达式为

$$G_y = [1 - f(\tau/\tau_{ult})^g] G_{max} \quad (18)$$

式中 τ , τ_{ult} 分别为桩侧土体剪切应力及其极限值; G_{max} 为土的初始剪切刚度, $G_{max} = \rho v_s^2$, 其中 ρ 为土体的质量密度, v_s 为土层剪切波速; f , g 为模型参数。

参数 f 表征桩侧土体剪切破坏时, 土体残余刚度占初始剪切刚度的比例, 可取为 0.98; g 表征桩侧土体剪切刚度弱化的快慢程度, 可由工程场地旁压试验确定^[12], 笔者基于现场试桩实测数据反分析表明, 对于浅部黏性土层可取 0.2~0.3, 深部黏性土层可取 0.3~0.4, 对于浅部砂性土层可取 0.25~0.35, 深部砂性土层可取 0.45~0.55。

3.4 桩侧极限摩阻力

桩侧极限摩阻力 τ_{ult} 的计算方法有“ α 法”、“ β 法”和“ γ 法”^[13]。“ β 法”为有效应力法, 适用于桩侧黏性土及非黏性土层, 但大直径超长灌注桩成孔直径大、时间长, 施工扰动造成的扩孔现象较为常见^[14], 且受土体的剪胀效应、桩身压缩的泊松效应、桩侧摩阻力引起的桩侧土体竖向应力增加效应以及后注浆扩径与侧向挤压效应等因素的影响, 使得采用“ β 法”计算时, 存在桩侧法向土压力大于土层静止土压力的现象, 基于此, 采用如下表达式进行计算:

$$\tau_{ult} = \sigma'_h \tan \varphi' = K_h \sigma'_v \tan \varphi' \quad (19)$$

式中 σ'_h 为桩侧法向有效应力; K_h 为桩侧压力系数, 等于桩侧法向有效应力 σ'_h 与土层竖向有效应力 σ'_v 的比值; φ' 为桩侧土体的有效内摩擦角。Yasufuku 等^[15]认为接近地面的土层桩侧压力系数受施工工艺及桩基承载影响较大, 随着埋深的增加, 影响逐渐减小。因此, 假定地面处桩侧土压力系数为被动土压力系数, 桩端处桩侧压力系数为静止土压力系数, 建立了如下计算公式:

$$K_h = \left\{ 1 - \left(\frac{z}{L} \right)^\zeta \right\} K_p + \left(\frac{z}{L} \right)^\zeta K_0 \quad (20)$$

式中 ζ 为计算参数; L 为桩长; z 为桩体埋深; K_0 和 K_p 分别为静止土压力系数和被动土压力系数, 其计算表达式分别为

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (21)$$

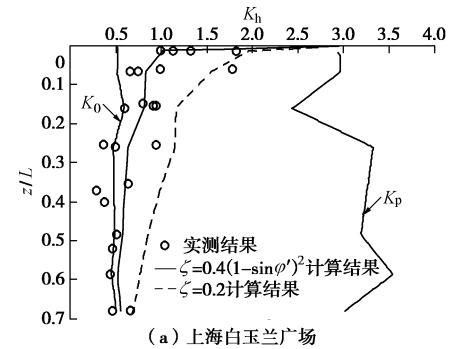
$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \text{OCR}^{\frac{1}{2}} \quad (22)$$

对于计算参数 ζ , 文献^[15]通过试桩实测资料反演分析推荐 ζ 取值为 0.2, 笔者收集了 8 个工程 21 根试桩现场实测数据, 通过反分析发现, 采用该推荐值计算的桩侧压力系数与工程试桩实测数据反算值差异较大 (如图 9 所示), 且实测 K_h 的分布随土体有效内摩擦角 φ' 变化而变化。因此, 在现场实测结果反分析的

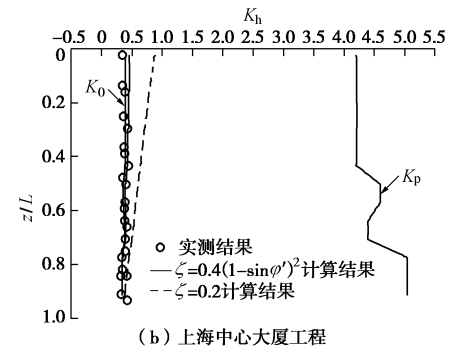
基础上, 建立如下 ζ 取值表达式:

$$\zeta = 0.4(1 - \sin \varphi')^2 \quad (23)$$

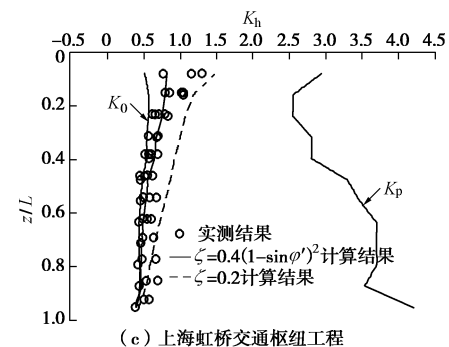
图 9 所示为桩侧土压力系数理论计算值与其相应工程的现场实测结果比较图, 由此可知, 基于上述方法计算得到的 K_h 值较 Yasufuku 理论计算值更接近实测结果, 表明本文对参数 ζ 的取值计算更具合理性。



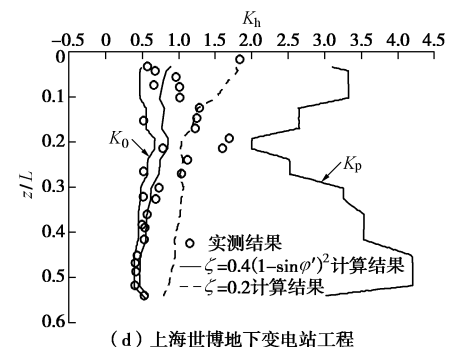
(a) 上海白玉兰广场



(b) 上海中心大厦工程



(c) 上海虹桥交通枢纽工程



(d) 上海世博地下变电站工程

图 9 桩侧土压力系数实测与计算结果

Fig. 9 Measured and calculated results of pile shaft soil pressure coefficient

3.5 桩端承载刚度

桩端承载采用双曲线模型,如图 10 所示,桩端阻力 P_b 与桩端位移 W_b 的关系式为

$$P_b = W_b / (a + bW_b) \quad , \quad (24)$$

式中, a, b 为双曲线模型参数。其中 $a=W_{\text{bref}}/P_{\text{bult}}$, $b=1/P_{\text{bult}}$, P_{bult} 为桩端阻力极限值, W_{bref} 为桩端阻力发挥至极限端阻力一半时的桩端位移,约为 0.25 的桩径^[16]。 P_{bult} 可按表 1 进行计算取值^[17], 其中 N 、 q_c 和 c_u 分别为桩端承载力计算影响范围内(桩端平面以上 2 倍桩径与桩端平面以下 2 倍桩径) SPT- N 、CPT- q_c 和 c_u 的平均值。

由此可得桩端承载刚度 k_b 为

$$k_b = \frac{0.25P_{\text{bult}}}{(0.25D + W_b)^2} \quad . \quad (25)$$

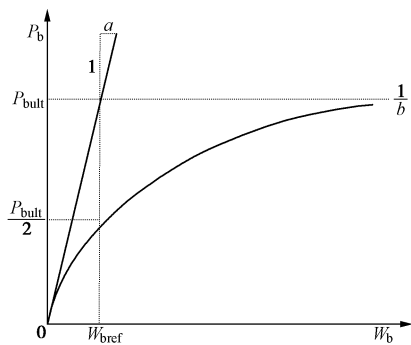


图 10 桩端阻力发挥的双曲线模型

Fig. 10 Hyperbolic model of pile tip resistance

表 1 桩端阻力极限值计算表

Table 1 Calculation of pile tip ultimate resistance

土的种类	黏土	粉土	砂土	砾、卵、碎石
$P_{\text{ult}}/\text{kPa}$	100 N, q_c , $9c_u$	250 N, q_c	400 N, q_c	600 N, q_c

当采用桩端后注浆技术,其对桩端承载变形性能产生两方面影响,一方面注浆压力对桩端土体的预压作用,这使得当桩端压力小于注浆压力时,桩端阻力与桩端位移曲线为注浆压力释放后桩端土体回弹再压缩曲线,另一方面,桩端注浆对桩端土体承载强度的改善,导致极限桩端阻力显著提高。基于上述影响特点,采用分段函数表示桩端注浆后桩端阻力随桩端位移变化曲线(如图 11 所示),即当桩端压力小于注浆压力时,桩端阻力与桩端位移曲线为直线,此后,桩端阻力随桩端位移变化采用双曲线模型。因此,桩端注浆后桩端承载刚度为

$$k_b = \begin{cases} k_{zj} & (0 \leq W_b \leq W_{zj}) \\ \frac{0.25P'_{\text{bult}}}{[0.25D + (W_b - W_{zj})]^2} & (W_b > W_{zj}) \end{cases} \quad . \quad (26)$$

式中 k_{zj} 为桩端土体回弹再压缩段直线斜率; P'_{bult} 为桩端后注浆桩桩端阻力极限值, $P'_{\text{bult}} = \beta_b P_{\text{bult}}$, 其中 β_b 为桩端后注浆增强系数,可按规范^[10]方法进行取值; W_{zj} 为注浆压力下桩端位移值,可由下式计算:

$$W_{zj} = \frac{0.25DP_{zj}}{P_{\text{bult}} - P_{zj}} \quad , \quad (27)$$

式中, P_{zj} 为注浆压力。

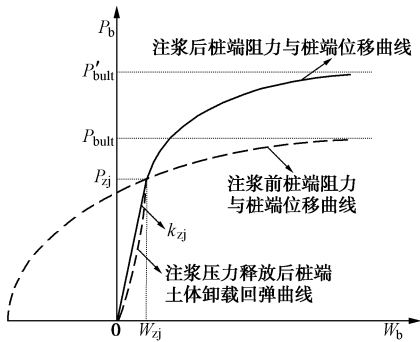


图 11 桩端注浆对桩端土体承载性能影响示意图

Fig. 11 Schematic diagram of pile tip resistance after grouting

桩端注浆引起的桩端土体回弹再压缩刚度 k_{zj} 可采用如下表达式进行计算:

$$k_{zj} = \psi E_{\text{ur}} \quad . \quad (28)$$

式中, ψ 为注浆引起的桩端土体变形模量提高系数; E_{ur} 为桩端土体卸载一再加载模量,其计算表达式^[18]为

$$E_{\text{ur}} = K_{\text{ur}} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^\eta \quad . \quad (29)$$

式中 K_{ur} 为土的卸载一再加载无量纲模量参数; p_a 为大气压力,取 $1.01 \times 10^5 \text{ Pa}$; σ_3 为桩端处土体水平向应力; η 为土的无量纲模量指数。

参数 K_{ur} 与 η 由排水状态下的三轴压缩试验测定的常数。对于参数 η , 不同土体种类,其值不同,一般在 0.2~1.0 之间取值,对于砂土或卵砾石土, Duncan 等^[19]推荐 η 值在 0.4~0.6 之间, 张学言等^[20]对硬黏土推荐 η 值在 0.3~0.6 之间。对于参数 K_{ur} , 钱家欢等^[21]给出了取值关系式:对于密砂和硬黏土, $K_{\text{ur}}=1.2K$, 对于松砂和软土, $K_{\text{ur}}=3.0K$, 一般土体介于其间,其中 K 为表征土体在排水状态下初始模量的无量纲参数, 张学言等^[20]给出了 K 的大致变化范围,如表 2 所示,土体强度高的取大值,强度低的取小值。

表 2 计算常数 K 的取值表

Table 2 Values of constant K

土的种类	软黏土	硬黏土	砂土	砂卵石
K	50~200	200~500	300~1000	500~2000

对于桩端注浆引起的桩端土体变形模量提高系数,笔者整理了几项工程桩端后注浆桩实测桩端承载

刚度(实测桩端荷载与变形的比值), 其与理论计算的桩端土体卸载一再加载模量进行比较, 如图 12 所示。由此可知, 桩端注浆引起桩端土体变形模量提高约 2 倍左右, 平均值约为 1.9。

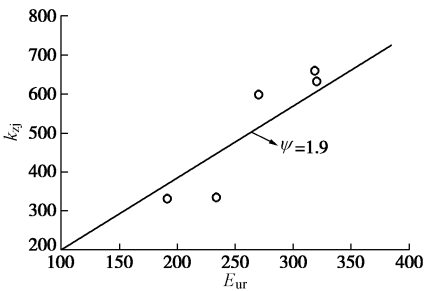


图 12 k_{zj} 实测值与 E_{ur} 计算值关系图

Fig. 12 Measured values of k_{zj} versus calculated values of E_{ur}

3.6 剪切滑移段桩侧摩阻力

假定剪切滑移阶段桩侧摩阻力与桩-土滑移变形服从双曲正割函数关系^[22], 其表达式为

$$\tau_f = R\tau_{ult} + \tau_{ult}(1 - R)\text{sech}\left[B(W - W_u)\right] \quad (30)$$

式中 R 为软化比, 为桩侧极限摩擦阻力 τ_{ult} 与其残余值 τ_{ur} 的比值, $R=0.85\sim1.0$, 埋深较浅的硬黏土及剪胀性砂土取大值; B 为软化过程控制参数, 如图 13 所示, 其表征桩侧摩阻力随桩-土滑移变形而软化的快慢程度, $B=100\sim300$, 土体强度越高, 取值越大。

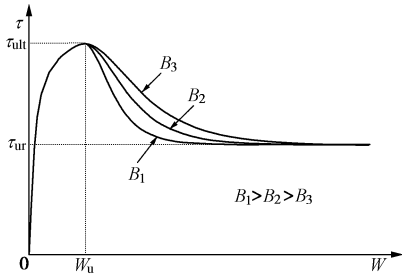


图 13 参数 B 对桩侧摩阻力软化影响示意图

Fig. 13 Schematic diagram of influence of parameter B on pile shaft friction softening

4 工程算例验证

4.1 上海白玉兰广场工程

上海白玉兰广场位于上海浦西北外滩, 工程场地属滨海平原地貌类型, 桩基影响深度范围内为第四纪覆盖层, 主要由饱和黏性土、砂土组成, 具有成层分布特点。该工程塔楼桩基采用 $\phi 1000$ 钻孔灌注桩, 桩端埋深 85 m, 采取桩端后注浆工艺。

上海白玉兰广场桩周土层分布如图 14 所示, 各土层计算参数取值如表 3 所示。桩端极限承载力值取为 $2.6P_{ult}$, 其中 P_{ult} 根据桩端土层静力触探值取为 33 MPa, 桩端注浆压力为 3 MPa; 桩端注浆引起桩端土

体回弹再压缩刚度为 590 MPa。

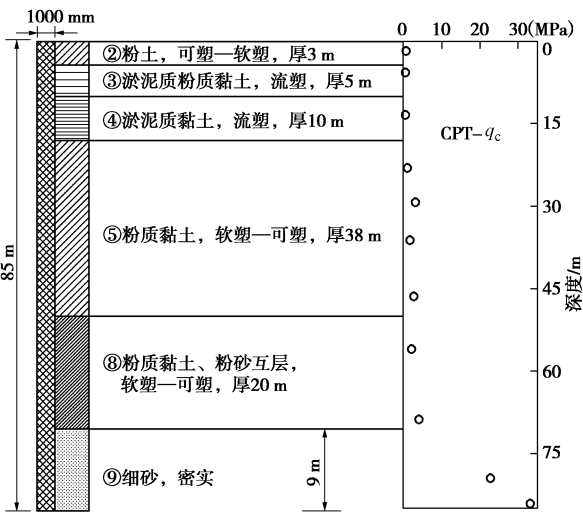


图 14 上海白玉兰广场试桩与土层剖面图

Fig. 14 Profile of test pile and soils of Shanghai Magnolia Plaza project

该工程单桩承载变形计算结果如图 15 所示, 由图可知, 与采用传统剪切位移法及相同参数取值得到的桩顶 $Q-s$ 曲线计算结果相比, 本文方法与试桩实测结果较为吻合, 且其桩身轴力分布曲线计算值与试桩实测值也较为一致, 表明所建立的大直径超长灌注桩承载变形计算方法具有可行性与合理性。

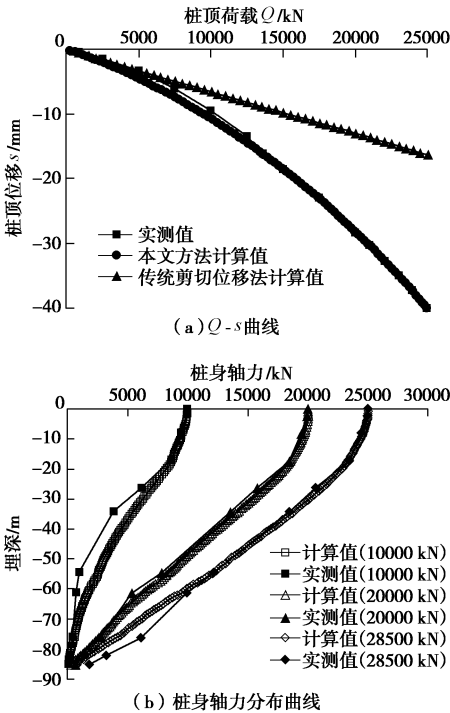


图 15 上海白玉兰广场单桩计算结果与试桩实测结果

Fig. 15 Calculated and measured results of test pile of Shanghai Magnolia Plaza project

4.2 上海国际金融中心工程

上海国际金融中心位于上海浦东陆家嘴, 其基础

表 3 上海白玉兰广场各土层计算参数取值表

Table 3 Values of soils calculation parameters of Shanghai Magnolia Plaza project								
土层序号	$\rho /(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$\varphi' /(^{\circ})$	$v_s/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	ν	R	B	f	g
②	1.82	29.6	136	0.35	0.90	150	0.98	0.20
③	1.75	29.7	133	0.40	0.99	100	0.98	0.20
④	1.67	24.7	147	0.40	0.99	100	0.98	0.20
⑤	1.82	30.0	230	0.38	0.95	150	0.98	0.25
⑧	1.83	31.0	300	0.35	0.98	200	0.98	0.35
⑨	1.96	38.0	360	0.30	1.00	250	0.98	0.48

表 4 上海国际金融中心各土层计算参数取值表

Table 4 Values of soil parameters of Shanghai International Finance Centre								
土层序号	$\rho /(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$	$\varphi' /(^{\circ})$	$v_s/(\text{m}\cdot\text{s}^{-1})$	ν	R	B	f	g
②	1.84	31.4	118	0.38	0.95	150	0.98	0.20
③	1.74	29.5	134	0.40	0.99	100	0.98	0.20
④	1.67	24.7	161	0.40	0.99	100	0.98	0.20
⑤	1.78	30.0	212	0.38	0.96	150	0.98	0.25
⑥	1.94	32.0	254	0.35	0.90	180	0.98	0.27
⑦	1.88	36.0	334	0.33	0.88	250	0.98	0.30
⑨	1.91	38.0	374	0.30	1.00	250	0.98	0.48

采用大直径超长灌注桩，桩长约 76 m，桩径为 1000 mm，桩端持力层为⑨₁粉砂层，采用了桩端后注浆工艺，桩端注浆压力为 3 MPa。

该工程桩周土层分布如图 16 所示，计算参数取值如表 4 所示。桩端极限承载力值取为 $2.6P_{ult}$ ，其中 P_{ult} 根据桩端土层静力触探值取为 23.7 MPa，桩端土体回弹再压缩刚度取值为 300 MPa。

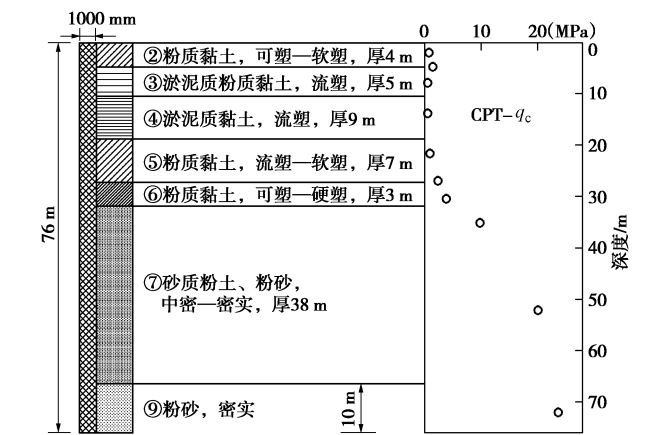
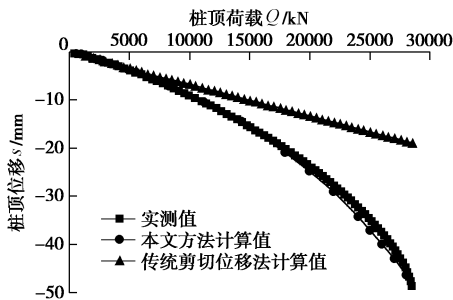


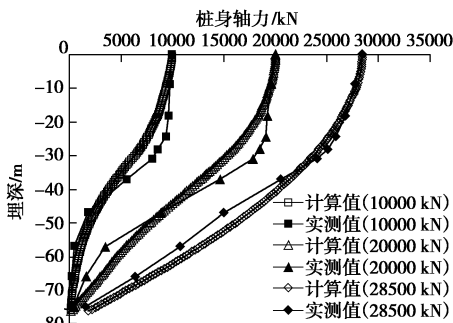
图 16 上海国际金融中心试桩与土层剖面图

Fig. 16 Profile of pile and soils of Shanghai International Finance Centre

图 17 所示为上海国际金融中心工程单桩承载变形计算结果与试桩实测结果，由图可知，采用本文方法计算得到的桩顶 $Q-s$ 曲线比传统剪切位移法计算结果接近于试桩实测值，且其桩身轴力分布曲线计算结果也与实测值较为吻合，这进一步表明了所建立计算方法的合理可行性。



(a) $Q-s$ 曲线



(b) 桩身轴力分布曲线

图 17 上海国际金融中心单桩计算结果与试桩实测结果

Fig. 17 Calculated and measured results of test pile of Shanghai International Finance Centre

5 结 论

(1)大直径超长灌注桩桩侧土体剪切变形伴随着桩侧摩阻力增长逐渐增大，当桩侧摩阻力发挥至极限，桩-土呈现滑移状态，桩侧摩阻力随桩-土滑移量增长而变化，基于此，采用剪切位移阶段和剪切滑移阶段描述大直径超长灌注桩桩侧摩阻力发挥过程，建立了

桩侧广义剪切模型。

(2) 根据桩身受力与桩侧广义剪切模型,采用传递矩阵增量方式建立了大直径超长灌注桩承载变形非线性计算方法,其计算过程充分考虑了桩身材料的非线性、剪切位移阶段桩侧土体剪切刚度的弱化及剪切滑移阶段桩侧摩阻力软化问题。

(3) 基于大直径超长灌注桩承载性状及工程特点,对桩侧土层剪切刚度的计算、桩侧极限摩阻力的确定、桩端承载刚度的计算及桩-土滑移阶段桩侧摩阻力的表达等问题进行了探讨,并给出了相关计算参数的取值,使得所建立的计算方法具有工程实用性。

(4) 工程实例计算结果与现场试桩实测结果较为吻合,表明所提出的桩侧广义剪切模型及基于该模型建立的大直径超长灌注桩承载变形计算方法具有可行性与合理性。

参考文献:

- [1] 张 雁, 刘金波. 桩基手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009. (ZHANG Yan, LIU Jin-bo. Pile foundation handbook[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009. (in Chinese))
- [2] 赵明华, 刘齐建, 曹喜仁, 等. 按桩顶沉降量控制超长灌注桩竖向承载力研究[J]. 工程力学, 2006, 23(2): 92 - 96. (ZHAO Ming-hua, LIU Qi-jian, CAO Xi-ren, et al. Evaluation of vertical bearing capacity of super-long bored single pile by the pile head settlement[J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(2): 92 - 96. (in Chinese))
- [3] 吴 鹏, 龚维明, 梁书亭. 考虑深度效应的超长单桩荷载传递性状的研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(6): 1265 - 1268. (WU Peng, GONG Wei-ming, LIANG Shu-ting. Study on load transfer law of overlength pile considering depth effect[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(6): 1265 - 1268. (in Chinese))
- [4] 闫静雅, 张子新, 黄宏伟, 等. 大直径超长钻孔灌注桩荷载传递分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2007, 35(5): 592 - 596. (YAN Jing-ya, ZHANG Zi-xin, HUANG Hong-wei, et al. Analysis of load transfer behavior of large diameter bored piles[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2007, 35(5): 592 - 596. (in Chinese))
- [5] 王卫东, 李永辉, 吴江斌. 上海中心大厦大直径超长灌注桩现场试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(12): 1817 - 1826. (WANG Wei-dong, LI Yong-hui, WU Jiang-bin. Field loading tests on large-diameter and super-long bored piles of Shanghai Center Tower[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(12): 1817 - 1826. (in Chinese))
- [6] 张忠苗, 贺静漪, 张乾青, 等. 温州 323 m 超高层超长单桩与群桩基础实测沉降分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(3): 330 - 337. (ZHANG Zhong-miao, HE Jing-yi, ZHANG Qian-qing, et al. Measured settlements of super-long piles and pile groups for a building of 323 m in height in Wenzhou[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(3): 330 - 337. (in Chinese))
- [7] 李永辉, 王卫东, 黄茂松, 等. 超长灌注桩桩-土界面剪切试验研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(7): 1981 - 1988. (LI Yong-hui, WANG Wei-dong, HUANG Mao-song, et al. Experimental study on pile-soil interface shear behaviors of super-long bored pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(7): 1981 - 1988. (in Chinese))
- [8] RANDOLPH M F, WROTH C P. Analysis of deformation of vertically loaded piles[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1978, 104(12): 1465 - 1488.
- [9] COOKE R W, PRICE G, TARR K. Jacked piles in London Clay-interaction and group behavior under working conditions[J]. Géotechnique, 1997, 47(2): 97 - 136.
- [10] JGJ 94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 2008. (JGJ 94—2008 Technical code for building pile foundation[S]. 2008. (in Chinese))
- [11] FAHEY M, CARTER J P. A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, 30(2): 348 - 362.
- [12] ZHU H, CHANG M F. Load transfer curves along bored piles considering modulus degradation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2002, 128(9): 764 - 774.
- [13] POULOS H G, DAVIS E H. Pile foundation analysis and design[M]. New York: John Wiley and Sons, 1980.
- [14] 马 晔. 超长钻孔灌注桩桩基承载性能的研究[D]. 武汉: 武汉理工大学, 2008. (MA Ye. Research on the bearing behavior of super-long drilled pile[D]. Wuhan: Wuhan University of Technology, 2008. (in Chinese))
- [15] YASUFUKU N, OCHIAI H, MAEDA Y. Geotechnical analysis of skin friction of cast-in-place piles[C]// Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, 1997: 921 - 924.
- [16] JAMIOLKOWSKI M, LANCELLOTTA R, PASQUALINI E.

- Discussion on "Scale effects of ultimate pile capacity"[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1984, **110**(8): 1156 - 1159.
- [17] BARRETT A J, WRENCH B P, LEGGE J D. Back analysis of test piles driven into estuarine sands[C]// Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1985: 1347 - 1352.
- [18] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2004. (LI Guang-xin. Advanced soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2004. (in Chinese))
- [19] DUNCAN J M, BYANE P, WONG K S, et al. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and movements in soil masses[R]. Berkeley: Report No.UCB/GT/80-01, College of Engineering Office of Research Service, University of California, 1980.
- [20] 张学言, 闫澍旺. 岩土塑性力学基础[M]. 天津: 天津大学出版社, 1994. (ZHANG Xue-yan, YAN Shu-wang. Basis of geotechnical plastic mechanics[M]. Tianjin: Tianjin University Press, 1994. (in Chinese))
- [21] 钱家欢. 土力学[M]. 南京: 河海大学出版社, 1990. (QIAN Jia-huan. Soil mechanics[M]. Nanjing: Hohai University Press, 1990. (in Chinese))
- [22] 王卫东, 李永辉, 吴江斌. 超长灌注桩桩-土界面剪切模型及其有限元模拟[J]. 岩土力学, 2012, **33**(12): 3818 - 3824. (WANG Wei-dong, LI Yong-hui, WU Jiang-bin. Pile-soil interface shear model of super long bored pile and its FEM simulation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(12): 3818 - 3824. (in Chinese))

第九届全国基坑工程研讨会 (第 1 号通知)

由中国建筑学会建筑施工分会基坑工程专业委员会主办, 郑州大学、中国人民解放军总参谋部工程兵科研三所等联合承办的“第九届全国基坑工程研讨会”将于 2016 年 10 月在河南省郑州市召开。为加强论文征集等相关工作, 现发出会议第一号通知。

会议主题: ①基坑工程与边坡工程设计理论与工程实践; ②特殊土基坑工程与边坡工程; ③基坑工程环境影响评估与控制; ④基坑工程的风险评估及安全管理; ⑤基坑工程施工和监测的新技术、新方法和新设备; ⑥建筑深基坑工程施工安全技术规范(JGJ311-2013)实施应用案例; ⑦地下工程与基坑工程装配化; ⑧地下综合管廊建设中的开挖问题; ⑨重、大、特基坑工程的典型案例和基坑工程事故分析。

会议论文要求: 投稿论文须符合上述会议主题, 且未经发

表。投稿时须向会务组提交全文电子文件(投稿邮箱附后), 稿件请参考《岩土力学》期刊的格式要求进行排版。

论文评审与出版: 对经学术委员会推荐、相关期刊编委会评审通过的论文将以《岩土力学》正刊、《岩土力学》增刊和《建筑科学》增刊等形式出版; 经学术委员会评审通过的所有论文将以论文集的形式出版。

重要日期安排: 论文提截止日期为 2016 年 5 月 1 日; 论文录用通知及修改通知日期为 2016 年 6 月 1 日; 论文修改返回日期为 2016 年 7 月 1 日。

会议秘书处联系地址: 地址: 河南省郑州市科学大道 100 号郑州大学土木工程学院; 邮编: 450001, 联系电话: 李永辉 15736727876; 靳军伟 18738149176, 电子邮箱: jkge2016@126.com, 网站: <http://www5.zzu.edu.cn/ytdx/>。

(郑州大学土木工程学院 供稿)