

文章编号:1006-2467(2021)09-1126-08

DOI: 10.16183/j.cnki.jsjtu.2020.383

基于虚拟柱状等效模型的桩基沉降位移计算方法

王荣勇¹, 柳林齐¹, 王颖轶², 黄醒春²

(1. 上海城建市政工程集团有限公司, 上海 200030;

2. 上海交通大学 船舶海洋与建筑工程学院, 上海 200240)

摘要: 根据软土地层桩基工程特性, 提出符合工程特点的虚拟柱状结构模型, 建立桩基沉降位移理论解. 研究软土地层中桩基荷载的传递特性、桩基承载模式及其随荷载与环境条件逐步演化的动态关系. 结果表明: 桩基存在摩擦承载和摩擦+桩端承载模式, 且随桩顶荷载、施工和环境因素显著变化. 同时, 受荷载的传递规律影响, 桩基轴向存在 0 轴力断面, 其深度与桩基长度的大小关系影响桩基的承载模式类型和位移计算结果. 现场结果对比验证了理论方法的正确性和适用性.

关键词: 桩基承载模式; 沉降位移; 虚拟柱状等效模型; 理论解

中图分类号: TU 473

文献标志码: A

Calculation Method of Pile Foundation Settlement Displacement Based on Virtual Column Equivalent Model

WANG Rongyong¹, LIU Linqi¹, WANG Yingyi², HUANG Xingchun²

(1. Shanghai Urban Construction Municipal Engineering (Group), Co., Ltd., Shanghai 200030, China; 2. School of Naval Architecture, Ocean and Civil Engineering, Shanghai Jiao Tong University, Shanghai 200240, China)

Abstract: According to the engineering characteristics of pile foundation in soft soil layer, a virtual column structure model was proposed, and a theoretical solution to pile foundation settlement displacement was established. Besides, the load transfer characteristics of pile foundation in soft soil layer, the bearing mode of pile foundation, and its dynamic relationship with the gradual evolution of load and environmental conditions were studied. The results show that there are friction bearing and friction with pile end bearing modes in pile foundation, and they change significantly with pile top load, construction, and environmental factors. Affected by the load transfer law, there is a 0-axis force section in the axial direction of pile foundation. The relationship between the depth and the length of pile foundation affects the type of bearing mode and displacement calculation results. The field results verify the correctness and applicability of the theoretical method.

Key words: bearing mode of pile foundation; settlement displacement; virtual column equivalent model; theoretical solution

收稿日期: 2020-11-23

作者简介: 王荣勇(1987-), 男, 江苏省南通市人, 工程师, 从事地下工程研究.

通信作者: 王颖轶, 女, 副研究员; E-mail: wangyingyi@sjtu.edu.cn.

软土地层桩基承载力及其位移计算是长期困扰岩土工程领域的理论问题. 研究人员根据工程建设需要,从试验、数值模拟和理论分析等多角度对其进行研究. 其中,理论和设计计算方法的研究主要聚焦于桩土作用机理、理论建模和相关解析方法等方面,并取得了一些对工程设计计算有参考价值的成果:① 利用现场静荷载实验,研究桩身沉降随荷载变化规律和桩身轴力随地层深度变化特征,以及不同土层的桩侧摩阻力,实现桩基负摩阻力和下拉荷载等的测量计算,进行承载特性分析^[1-3];② 结合工程设计计算需求的软土地基桩基负摩阻力简化计算方法^[3];③ 桩基承载的时变特性和优化方法,包括对桩身沉降过程中的荷载变化分析,以及考虑流变效应的沉降变形规律或蠕变效应对桩体受力、传递的影响^[4-6];④ 利用有限元数值模型,模拟计算桩基承载力和沉降位移^[7-10]. 近年来,研究人员基于桩底土体的结构特点,提出虚土桩的桩基力学计算模型^[11-13],该模型能够求解软土地层桩基的动力和静力问题,进一步简化了桩基力学问题的计算. 但虚土桩模型无法实现桩基 0 轴力点和桩下基底(0 位移点)的计算,研究人员仅能根据经验进行预判和取值.

综上所述,目前仍存在许多亟待解决的问题:① 桩侧桩土接触模型无法反映土体的特性、抗力、相应沉降位移特性和相关参量的传递、转化关系;② 桩底采用简化的弹塑性模型,除了相关弹塑性参量取值具有盲目性和不确定性外,模型本身无法反映桩底部地层中荷载的衰减特性,更难以评价模型的适用性.

针对上述问题,本文充分考虑桩侧土体对桩基的摩擦作用特性、摩阻力传递的力学规律、桩底荷载扩散及其随深度的衰减规律,建立符合工程结构特点的虚拟柱状结构等效模型. 该模型突破虚土桩概念,可以根据实际需要模拟任意土体的物理性状和地下水作用下的有效应力,并可以基于桩基微元体平衡得出桩体轴力分布和 0 轴力位置的理论解,判断桩基承载模式. 同时,利用虚拟结构力学传递特点,建立桩下基底位置的解析式,进而得出更符合工程实际的复合地层桩基沉降位移的一般解析解.

1 桩基承载特性及其力学模型

1.1 桩基承载特性

在工程设计中,通常把桩基分为摩擦桩、端承桩和摩擦+端承桩,以便采用不同的方法进行设计计算. 但这种划分方式没有考虑桩侧阻力的传递关系及其与地质、施工因素的相关性(如基坑开挖扰动和

地下水位变化影响等),以及承载模式受工程和施工环境的影响. 导致施工过程及工后出现桩基变形和位移,结构稳定性差,甚至产生安全风险.

以抗压桩基为例,其承载特性如图 1 所示. 其中, z_0 为中性断面(0 轴力断面)深度, $\sigma(z)$ 为土体对桩周的法向正应力, P 为桩顶外荷载, H 为桩基长度, N_{z_0} 为桩基轴力, $\tau(z)$ 为桩周抗力,由摩擦阻力和土体黏聚力组成.

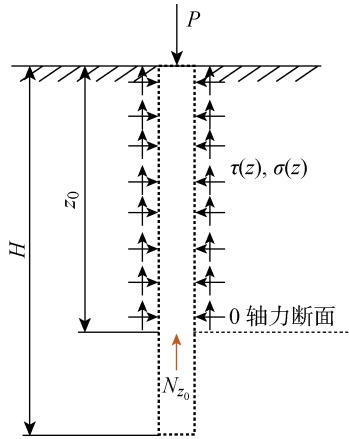


图 1 单桩承载特性示意图
Fig. 1 Bearing characteristics of single pile

桩基施工完成后,桩基与地层处于相对平衡状态. 当桩顶受到外荷载作用时,桩基产生向下移动的趋势,使得桩侧表面产生相应的摩擦阻力. 摩擦阻力与土体作用于桩基的黏聚力共同平衡桩顶荷载. 对给定的地层,其侧压系数、内摩擦角和黏聚力相应确定,桩侧抗力随桩基断面周长和桩基中性断面变化. 桩顶荷载自上而下克服桩侧阻力向下传递,桩基承载存在 3 种状态:

- (1) 当 $z_0 < H$ 时,中性断面上部桩体受力,桩基具有较大的承载余量.
- (2) 当 $z_0 = H$ 时,桩基摩擦承载.
- (3) 当 $z_0 > H$ 时,桩侧和桩底共同承载,形成典型的摩擦+端承桩.

根据上述 3 种状态的桩基的承载模式和特点,建立基于虚拟柱状等效模型的桩基沉降位移解析解.

1.2 基本假设

- 考虑弹性地基并作如下基本假定:
- (1) 桩基为端承桩或摩擦端承桩,即桩底在一定程度上承担结构荷载.
 - (2) 在桩基成型且自重位移平衡后施加桩顶外荷载(结构荷载),计算中不考虑桩体自重的作用.
 - (3) 地基土体属于弱渗透地层,孔隙水压力可以忽略不计.

- (4) 将地层视为各向同性介质,其物理力学参数等于分层加权平均值.
- (5) 桩底部地层处于弹性变形状态.
- 1.3 力学模型及其适用性
- 桩基沉降位移包括桩体变形位移和桩体与地层的相对位移两部分.假设桩基所在地层可以划分为 m 层,地层土体物理学参数包括:泊松比(μ_i)、内摩擦角(ϕ_i)、容重(γ_i)、黏聚力(C_i)和地层厚度(ΔH_i),其中 $i = 1, 2, \dots, m$.根据叠加原理,分别建立桩体变形位移和桩底沉降位移的计算模型.
- 1.3.1 桩体变形位移计算模型 对于任意层状异性地层,取单桩压载作用下的轴向变形计算模型,如图 2 所示.在模型中, E 为桩体弹性模量, $\sigma_h(z)$ 为桩周正应力, N_z 为任意深度 z 对应的桩体轴向内力,微分段 dz 的变形量为 ΔU .可以根据弹塑性理论建立相应的桩体变形位移解析式.

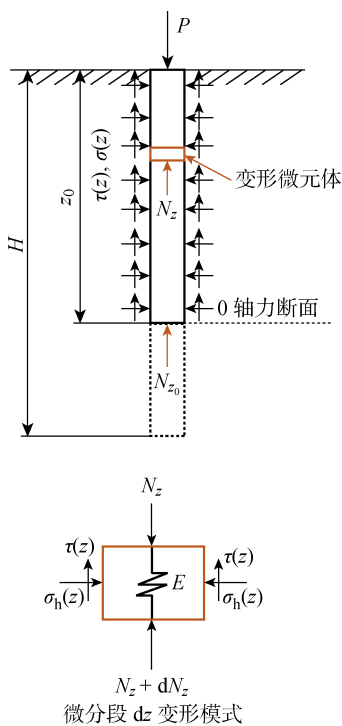


图 2 桩基变形计算模型

Fig. 2 Calculation model of pile foundation deformation

- 1.3.2 桩底沉降位移计算模型 在考虑桩底平面竖向位移与地层变形位移的协调性,桩底荷载扩散与衰减,以及下部地层存在 0 扰动基底的基础上,沿桩周轮廓线构建虚拟的土体柱状结构,建立桩底沉降位移计算模型,如图 3 所示.其中, (x, s) 为原点位于桩底的局部坐标系, S_d 为桩底至基底平面的深度, N_s 为 s 深度处虚拟柱状结构轴力, E_s 为桩底土体的变形模量.

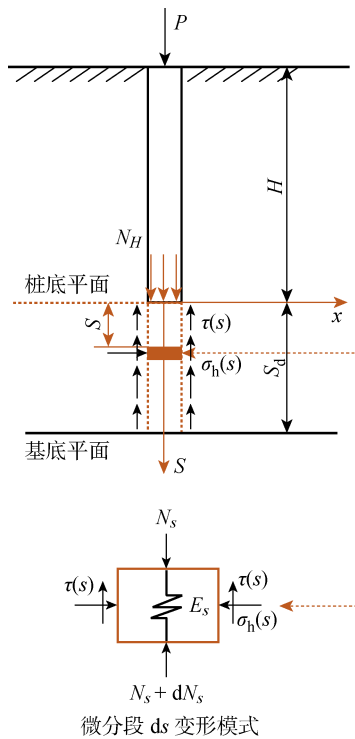


图 3 基于虚拟柱状结构的桩底沉降等效模型

Fig. 3 Equivalent model of pile bottom settlement based on virtual column structure

- 1.3.3 模型适用性分析 首先,根据上述桩基承载模式和桩周作用力的传递原理,桩顶外荷载克服桩周抗力后传递到桩底部地层.对给定的地层和桩基条件,桩体内力分布和桩底土体受力无偶联关系,因此可以采用各自独立的桩基变形计算模型和桩底沉降位移计算模型.将两个独立模型的计算结果叠加,即得到桩基的总位移.

其次,在桩基变形位移计算模型中,根据 $t(z)$,并利用 dz 受力变形的弹性理论解可以得到相应桩体微分段变形的精确解析解.

在桩底沉降变形计算模型中,采用虚拟地层柱状结构可以实现:① 根据应力扩散相关理论,获得桩底部地层基底坐标值;② 便捷地模拟地层弹塑性特性;③ 通过静力平衡和弹性塑性理论建立柱状结构变形位移(桩体相对于地层的位移)的理论解.

模型除了对地层进行水平分层和正交异性假定外,未进行其他物性和几何简化.因此,模型适用于可以简化为水平层状地层的任意桩基位移计算.

2 位移计算方程

根据叠加原理,分别建立桩体变形位移和桩底沉降位移计算式,然后进行叠加即可获得桩基轴向总位移.

2.1 桩基变形位移计算式

考虑土体为加权平均意义的各向同性介质,根据弹性理论,可以获得桩体任意截面轴向内力的理论解:

$$N_z = P - \pi D \left[\frac{\mu}{2(1-\mu)} \gamma \tan \phi z^2 + Cz \right] \quad (1)$$

式中: D 为桩体直径。

依据摩擦力的定义,只有当相互作用的物体之间产生相对运动或具有相对运动趋势时,作用面之间才会产生约束物体运动的摩擦阻力。

任意微分段 dz 的变形可以表达为

$$dU(z) = -\frac{N_z}{EA} dz \quad (2)$$

式中: A 为桩体断面面积。

将式(1)代入式(2)并积分得

$$U(z) = \int_0^z \frac{1}{EA} \left\{ \pi D \left[\frac{\mu}{2(1-\mu)} \gamma \tan \phi z^2 + Cz \right] - P \right\} dz \quad (3)$$

对式(3)求变上限积分得

$$U(z) = \frac{1}{EA} \left\{ \pi D \left[\frac{\mu}{6(1-\mu)} \gamma \tan \phi z^3 + \frac{1}{2} Cz^2 \right] - Pz \right\} + C_0 \quad (4)$$

式中: C_0 为积分常数。

由于桩顶荷载自上而下传递,所以桩基轴向存在一个0轴力断面。当 $z = z_0$ 时, $U(z_0) = 0$, 则 $C_0 =$

$$-\frac{1}{EA} \left\{ \pi D \left[\frac{\mu}{6(1-\mu)} \gamma \tan \phi z_0^3 + \frac{1}{2} Cz_0^2 \right] - Pz_0 \right\}$$

将 C_0 代入式(4)得

$$U(z) = \frac{1}{EA} \left\{ \pi D \left[\frac{\mu}{6(1-\mu)} \gamma \tan \phi (z^3 - z_0^3) + \frac{1}{2} C(z^2 - z_0^2) \right] - P(z - z_0) \right\} \quad (5)$$

桩顶最大位移为

$$U_{\max}(z) |_{z=0} = \frac{1}{EA} \left\{ Pz_0 - \pi D \left[\frac{\mu}{6(1-\mu)} \gamma \tan \phi z_0^3 + \frac{1}{2} Cz_0^2 \right] \right\} \quad (6)$$

2.2 桩底沉降位移计算式

根据图2所示虚拟土体柱状结构,取局部坐标 s ,模型桩底受力深度和轴力计算公式可推导如下。

$$\tau(s) = \frac{\mu_d}{1-\mu_d} (F_{sH} + \gamma_d s) \tan \phi_d + C_d \quad (7)$$

$$F(s) = -\int_0^s \pi D \tau_s ds = -\frac{\pi D \mu_d}{1-\mu_d} \int_0^s [(F_{sH} + \gamma_d s) \tan \phi_d + C_d] ds \quad (8)$$

式中:下标 d 表示桩底部土体; F_{sH} 为桩体作用于桩底土体的压力,且 $F_{sH} = \gamma_{av} H$, γ_{av} 为中性面以上土体加权平均容重。

$$F(s) = -\frac{\pi D \mu_d}{1-\mu_d} \int_0^s [(\gamma_{av} + \gamma_d s) \tan \phi_d + C_d] ds = -\frac{\pi D \mu_d}{1-\mu_d} \left(\gamma_{av} H \tan \phi_d s + \frac{1}{2} \gamma_d \tan \phi_d s^2 + C_d s \right) + C_0 \quad (9)$$

边界条件: $s = 0, F(s) = N_H = C_0$ 。

$F(s) = N_H -$

$$\frac{\pi D \mu_d}{1-\mu_d} \left(\gamma_{av} H \tan \phi_d s + \frac{1}{2} \gamma_d \tan \phi_d s^2 + C_d s \right) \quad (10)$$

令

$$\alpha_d = \frac{\pi D \mu_d}{2(1-\mu_d)} \gamma_d \tan \phi_d,$$

$$\xi_d = \frac{\pi D \mu_d}{1-\mu_d} (\gamma_{av} H \tan \phi_d + C_d)$$

则式(10)可表达为

$$F(s) = N_H - \alpha_d s^2 - \xi_d s \quad (11)$$

$$\alpha_d s^2 + \xi_d s - N_H = 0 \quad (12)$$

令 $F(s) = 0$,模型桩底土层受力深度为

$$S_d = s = \frac{-\xi_d \pm \sqrt{\xi_d^2 + 4\alpha_d N_H}}{2\alpha_d} \quad (13)$$

考虑 S_d 的正定性,得

$$S_d = \frac{-\xi_d + \sqrt{\xi_d^2 + 4\alpha_d N_H}}{2\alpha_d} \quad (14)$$

对图2所示模型进行变形等效计算

$$\frac{N_H}{k_s} = \int_0^{S_d} \frac{F(s)}{E_s A_s} ds$$

$$k_s = \frac{N_H E_s A_s}{\int_0^{S_d} F(s) ds} \quad (15)$$

式中: k_s 为虚拟柱状结构土体等效刚度。

将式(11)代入式(15)积分并整理得

$$k_s = \frac{N_H E_s A_s}{N_H S_d - \frac{1}{3} \alpha_d S_d^3 - \frac{1}{2} \xi_d S_d^2} \quad (16)$$

则桩底沉降位移为

$$U_d = \frac{N_H}{k_s} = \frac{N_H S_d - \frac{1}{3} \alpha_d S_d^3 - \frac{1}{2} \xi_d S_d^2}{E_s A_s} \quad (17)$$

2.3 桩基沉降位移计算式

令式(1)中 $N_z = 0$,并求解相应方程得

$$z_0 = \frac{-\pi D C + \sqrt{(\pi D C)^2 + 2\pi D \frac{\mu}{1-\mu} \gamma \tan \phi P}}{\pi D \frac{\mu}{1-\mu} \gamma \tan \phi} \quad (18)$$

根据 z_0 与 H 的大小关系,得到判断桩端承载的临界依据

$z_0 \leq H$

桩端不承载

$z_0 > H$

桩端承载

(19)

当桩基为桩侧摩擦承载模式时,桩端不受载,桩基竖向位移仅为桩体的弹性变形位移. 桩基任意深度截面的竖向位移可直接由式(5)求得. 当桩端受载时,桩基任意深度截面的竖向位移由桩基变形位移和桩底沉降位移共同组成.

$U_{\text{all}}(z) =$

$$\begin{cases} \frac{1}{EA} \left\{ \pi D \left[\frac{\mu}{6(1-\mu)} \gamma \tan \phi (z^3 - H^3) + \frac{1}{2} C (z^2 - H^2) \right] - P(z - H) \right\} + \frac{N_H S_d - \frac{1}{3} \alpha_d S_d^3 - \frac{1}{2} \xi_d S_d^2}{E_s A_s}, & z_0 \geq H, 0 \leq z \leq H \\ \frac{1}{EA} \left\{ \pi D \left[\frac{\mu}{6(1-\mu)} \gamma \tan \phi (z^3 - z_0^3) + \frac{1}{2} C (z^2 - z_0^2) \right] - P(z - z_0) \right\}, & z_0 < H, 0 \leq z \leq z_0 \\ 0, & z_0 < H, z_0 < z \leq H \end{cases}$$

(21)

桩顶最大位移可表达为

$U_{\text{max}}(z) =$

$$\begin{cases} \frac{1}{EA} \left\{ PH - \pi D \left[\frac{\mu}{6(1-\mu)} \gamma \tan \phi H^3 + \frac{1}{2} CH^2 \right] \right\} + \frac{N_H S_d - \frac{1}{3} \alpha_d S_d^3 - \frac{1}{2} \xi_d S_d^2}{E_s A_s}, & z_0 \geq H \\ \frac{1}{EA} \left\{ Pz_0 - \pi D \left[\frac{\mu}{6(1-\mu)} \gamma \tan \phi z_0^3 + \frac{1}{2} Cz_0^2 \right] \right\}, & z_0 < H \end{cases}$$

(22)

3 计算结果与分析

对于任意软土地层桩基工程,取各地层物理力学参数对层厚的加权平均值为计算参数,利用上述理论方法计算桩基中性断面深度和桩基竖向位移,并分析桩基变形位移特性以及其工程与环境因素的依存性.

3.1 不同承载模式下桩基沉降位移特性

3.1.1 计算参数 设桩基为混凝土桩,其几何和材料特性参数如表 1 所示.

表 1 桩基几何和材料参数

Tab. 1 Geometry and material parameters of pile foundation

土体		桩基	
参数	取值	参数	取值
$\phi/(^{\circ})$	15	D/mm	900
C/kPa	30	H/m	76.6
μ	0.4	A/m^2	0.636 17
$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	1.81	E/GPa	30
E_s/MPa	10.0		

综上所述,桩基沉降位移可以统一表达为

$$U_{\text{all}}(z) = \begin{cases} U_H(z) + U_d, & z_0 \geq H, 0 \leq z \leq H \\ U_{z_0}(z), & z_0 < H, 0 \leq z \leq z_0 \\ 0, & z_0 < H, z_0 < z \leq H \end{cases} \quad (20)$$

式中: $U_H(z)$ 和 $U_{z_0}(z)$ 分别为 $z = H$ 和 $z = z_0$ 时的 $U(z)$ 值.

根据桩基承载模式,将式(5)和(17)代入式(20),则桩基轴向总位移可以统一表达为

取 $P = 3, 4.5, 6, 7.5, 9, 10.5, 12, 13.5, 15$ MN,分别研究桩基承载模式及其沉降位移特性.

3.1.2 桩基承载模式判断 利用式(17)计算 z_0 值,确定所在荷载条件下桩基的承载模式并选择相应计算方法, P 与 z_0 的关系如图 4 所示.

图 4 z_0 - P 变化曲线
Fig. 4 z_0 versus P

由图 4 可知,随着 P 值的增大, z_0 值呈弱非线性增大趋势,且对泊松比和土体内摩擦角的变化比较敏感. 当桩基长度固定时,桩基承载模式随荷载和土体力学参数动态变化,以 $\mu = 0.4$ 和 $\phi = 15^{\circ}$ 的计

算结果为例,当 $H=76\text{ m}$ 时, $P=9.5\text{ MN}$; 当 $P<9.5\text{ MN}$ 时,桩基承载模式为摩擦承载;反之为摩擦+桩端承载.

3.1.3 位移特性分析 根据图 4,对应得到 $\phi=15^\circ$ 、 $C=30\text{ kPa}$ 和 $\mu=0.4$ 的计算结果,当 $P=3, 4.5, 6, 7.5, 9\text{ MN}$ 时,桩基承载模式为摩擦承载;当 $P=10.5, 12, 13.5, 15\text{ MN}$ 时,桩基承载模式为摩擦+桩端承载.

根据建立的理论方法,计算获得在上述系列荷载作用下的桩基沉降位移分布,如图 5 所示. 其中,虚线为不考虑桩底土体沉降位移的计算结果.

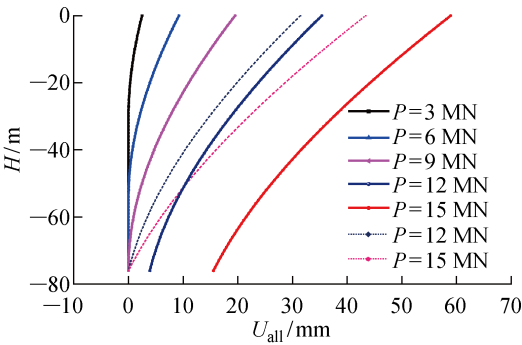


图 5 不同荷载条件下桩基位移空间分布
Fig. 5 Spatial distribution of pile foundation displacement at different loads

由图 5 可知,当 $z_0 < H$ 时,仅有桩基变形产生的位移,而 z_0 深度以下的桩基和土体不产生变形;当 $z_0 > H$ 时,桩基位移由桩体变形位移和桩底土体沉降位移叠加而成,荷载越大则桩底土体沉降位移对总位移的影响越显著.

3.2 工程和环境因素的敏感性

在实际工程中,施工扰动、地下降水和地面环境变化等影响桩基周边土体的物理力学性质,土体有效应力、泊松比、内摩擦角和内聚力劣化,可能改变桩基承载模式和承载力,利用建立的理论方法作如下概要分析.

为避免环境因素中具体参数变化的复杂性,将其综合影响考虑为土体物理力学参数的变化,以 $P=13.5\text{ MN}$ 为例,分析不同 μ 值对应的 z_0 和桩顶沉降位移(U_{\max})随 f 的变化,如图 6 所示. 首先,计算得到不同土体参数条件下的 z_0 值,然后根据 z_0 值确定承载模式及其对应的计算公式.

由图 6 可知,在给定的模拟计算参数条件下, $z_0 > H$,桩基承载模式为摩擦+桩端承载. 同时,随着 μ 值增大, z_0 - ϕ 曲线整体下移,桩基承载力逐渐增强. 当 μ 值一定时,随着 ϕ 值增大, z_0 值逐渐减小,桩

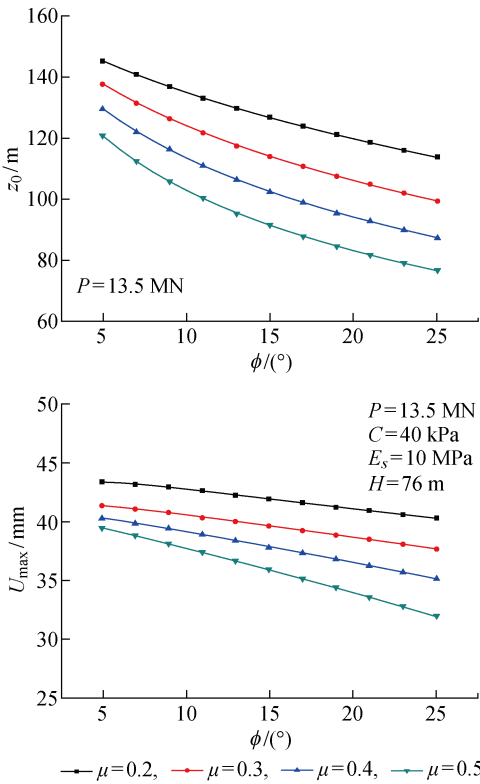


图 6 桩基最大位移随土体参数的变化
Fig. 6 Maximum displacement of pile foundation versus soil parameters

周阻抗增大,桩基摩擦承载能力增强.

结果显示:土体内摩擦角和泊松比变化对桩基承载模式及其承载力、沉降位移等有显著影响. 泊松比增大,桩顶沉降位移相应减小,有利于桩基承载;土体摩擦角增大,桩基沉降位移减小. 而随着地层环境因素的变化,土体内摩擦角和泊松比往往呈现相反的变化趋势,例如土体含水量减少,泊松比减小,而土体内摩擦角增大. 因此,在工程中应综合考虑两者的影响进行设计优化.

4 案例分析

4.1 案例概况及计算参数

以温州机场交通枢纽综合体地下室桩基工程为例. 深基坑包括机场站和区间隧道,基坑面积为 $19\,185.6\text{ m}^2$,坑底标高分别为 -12.67 、 -16.074 、 -13.75 m .

工程桩基为钻孔灌注桩,设计成桩参数为 $D=900\text{ mm}$, $H=76\text{ m}$, $E=30\text{ GPa}$, $A=0.636\,2\text{ m}^2$,混凝土强度为水下 C45. 工程区域的地层土体物理力学参数如表 2 所示.

模拟计算荷载 $P=0, 2.784, 4.176, 5.558, 6.960, 8.352, 9.744, 11.136, 12.528, 13.920\text{ MN}$.

表 2 土体物理力学性质参数

Tab. 2 Physical and mechanical properties of soil

土层名称	平均 厚度/m	$\phi/(^{\circ})$	E/MPa	C/kPa	$\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$
黏土	2.00	17.50	3.00	34.00	19.1
淤泥	1.95	17.90	1.60	22.00	17.0
细砂	3.75	16.95	8.00	10.50	18.0
淤泥	15.70	10.25	2.00	20.35	17.1
细砂	4.20	16.95	10.00	10.50	18.0
淤泥质黏土	9.75	11.40	2.50	80.00	17.5
细砂	4.90	16.95	12.00	10.50	18.0
黏土	5.50	16.40	6.50	43.00	19.6
黏土	10.05	12.45	4.00	64.50	18.4
粉质黏土	14.45	17.35	6.00	41.50	19.1
卵石	12.10	20.00	18.50	0	18.5
按地层厚度加权平均		18	10	40	18.1

4.2 结果比较分析

通过计算获得不同荷载条件下桩顶沉降位移，并与工程现场试桩试验结果进行比较，如图 7 所示。

图 7(a)中的红色标注点为最大试验荷载及其对应的 z_0 值。可知，在模拟试验(计算)荷载条件下，桩基处于摩擦承载模式，其沉降位移仅为桩体的压

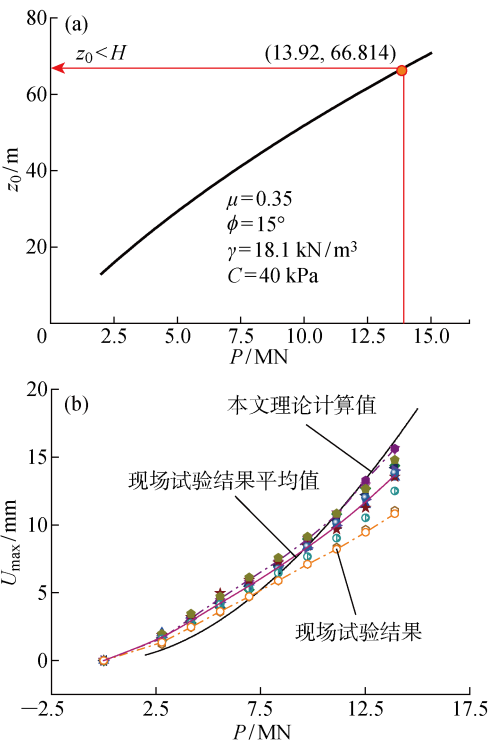


图 7 桩基沉降位移计算值与现场试验结果的比较
Fig. 7 Comparison of calculated value and field test result of pile foundation settlement displacement

缩变形量。
图 7(b)为桩顶沉降位移随荷载变化的试验结果和理论计算值。可知，在试验荷载范围内，理论计算结果与现场试验结果在数量上高度吻合；理论计算所得分布曲线的斜率略高于试验结果平均分布曲线斜率。

5 结语

根据软土地层桩基的工程特性，建立符合工程特点的桩基沉降位移计算理论模型。利用虚拟柱状结构模型，建立桩基沉降位移理论解。研究结果表明：在软土地层中，桩基荷载通过桩周阻抗自上而上传递，桩基承载模式随荷载与环境条件逐步演化。桩基轴向存在 0 轴力断面，当 0 轴力断面深度小于桩基长度时，桩基为摩擦承载模式，桩基沉降位移为桩体压缩变形，0 轴力断面以下的桩体和桩底土体不产生竖向位移。当桩侧阻抗无法平衡桩顶荷载时，桩基承载模式转化为摩擦+桩端承载，桩基总位移为桩体变形和桩底土体沉降位移的叠加，且荷载越大桩端承载效果越显著。

参考文献：

[1] 许崧, 阎长虹, 许宝田. 砂土地层中桩基受力特征试验分析[J]. 工程地质学报, 2013, 21(4): 577-582.
XU Song, YAN Changhong, XU Baotian. In-situ test and analysis on mechanical characteristics of piles in sands[J]. Journal of Engineering Geology, 2013, 21(4): 577-582.

[2] 邓会元, 戴国亮, 龚维明, 等. 不同平衡堆载条件下桩基承载特性的原位试验研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(11): 3063-3070.
DENG Huiyuan, DAI Guoliang, GONG Weiming, et al. In situ experimental study of bearing characteristics of pile foundation under different balanced surcharges[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(11): 3063-3070.

[3] 胥为捷. 软土地基桩基负摩阻力简化计算方法[J]. 水运工程, 2011(11): 222-226.
XU Weijie. Simplified calculation method for negative friction on piles in soft soil foundation[J]. Port & Waterway Engineering, 2011(11): 222-226.

[4] 林心. 群桩基础流变效应分析[J]. 广东水利水电, 2013(11): 41-43.
LIN Xin. Analysis on rheological effect of pile group foundation[J]. Guangdong Water Resources and Hydropower, 2013(11): 41-43.

[5] 冯胜洋. 深厚软土区段高速铁路桥梁桩基工后沉降

特性研究[D]. 长沙:中南大学, 2014.

FENG Shengyang. Bpost-construction settlement characteristics of pile foundation for high-speed railway bridge in deep soft soil region[D]. Changsha: Central South University, 2014.

[6] 徐庆国. 京沪高速铁路群桩基础沉降变形特性研究[D]. 长沙:中南大学, 2013.

XU Qingguo. Theoretical study on settlement and deformation of pile groups of Beijing-Shanghai express railway[D]. Changsha: Central South University, 2013.

[7] 张乾青. 软土地基桩基受力性状和沉降特性试验与理论研究[D]. 杭州:浙江大学, 2012.

ZHANG Qianqing. Test and theoretical study on bearing capacity behavior and settlement of pile in soft soils [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2012.

[8] TAN F Y, HU H B, LV W, *et al.* Study on bearing performance of mixed pile on saturated silty sand ground[J]. **Japanese Geotechnical Society Special Publication**, 2015, 1(6): 41-46.

[9] GIANNOPOULOS K, ZDRAVKOVIC L, POTTS D. A numerical study on the effects of time on the axial load capacity of piles in soft clays[M]//Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Boca Raton, USA: CRC Press, 2000: 595-600.

[10] ZHANG L P, SHEN Y B, WANG D D. Research on bored bearing characteristics in Xi'an[J]. **MATEC Web of Conferences**, 2015, 22: 05025.

[11] 肖偲, 王奎华, 王孟波. 基于桩侧虚土桩模型的桩-桩芯土竖向动力响应[J]. **浙江大学学报(工学版)**, 2020, 54(8): 1593-1603.

XIAO Si, WANG Kuihua, WANG Mengbo. Vertical dynamic response of pile-soil plug based on surrounding fictitious soil pile model[J]. **Journal of Zhejiang University (Engineering Science)**, 2020, 54(8): 1593-1603.

[12] 辛冬冬, 张乐文, 宿传玺. 基于虚土桩模型的层状地基群桩沉降研究[J]. **岩土力学**, 2017, 38(8): 2368-2376.

XIN Dongdong, ZHANG Lewen, SU Chuanxi. Settlement research of pile groups in layered soils based on virtual soil-pile model[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2017, 38(8): 2368-2376.

[13] 王奎华, 吕述晖, 吴文兵, 等. 层状地基中基于虚土桩模型的单桩沉降计算方法[J]. **工程力学**, 2013, 30(7): 75-83.

WANG Kuihua, LÜ Shuhui, WU Wenbing, *et al.* A new calculation method for the settlement of single pile based on virtual soil-pile model in layered soils [J]. **Engineering Mechanics**, 2013, 30(7): 75-83.

(本文编辑:孙伟)