

DOI: 10.11779/CJGE201601017

由单桩载荷试验推算群桩沉降的相互作用系数法

林智勇^{1,2}, 戴自航^{*2,3}

(1. 福建工程学院土木工程学院, 福建 福州 350118; 2. 福州大学岩土工程研究所, 福建 福州 350108; 3. 卧龙岗大学土木、采矿与环境工程学院, 伍伦贡 2522)

摘要: 传统的相互作用系数法只能计算群桩的弹性沉降, 且所得相互作用系数也明显偏大。采用三维数值方法拟合单桩荷载-沉降曲线, 通过弹性及弹塑性分析确定土的弹性参数和桩-土弹塑性接触面参数; 由此建立双桩模型, 计算分析了桩顶荷载水平、桩距径比、桩端土-桩周土模量比、桩-土模量比、桩长径比、桩-桩之间存在第三桩等因素对相互作用系数的影响, 并利用多项式回归拟合; 根据数值分析及实测结果, 提出了在相互作用系数法中利用单桩载荷曲线分析群桩线弹性和非线性沉降的方法, 将相互作用系数法扩展至群桩沉降的非线性计算上。算例分析表明: 计算结果与实测值吻合较好; 较常规的数值模拟, 节省了大量的运算机时, 可用于大规模的较大桩距桩筏基础的分析计算。

关键词: 单桩载荷试验; 相互作用系数; 三维数值分析; 群桩沉降

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2016)01-0155-08

作者简介: 林智勇(1982-), 男, 博士研究生, 讲师, 主要从事桩基理论计算与数值分析的教学与科研。E-mail: l-sir@139.com。

Interaction factor method for piles group settlement by static load tests of single pile

LIN Zhi-yong^{1,2}, DAI Zi-hang^{2,3}

(1. College of Civil Engineering, Fujian University of Technology, Fuzhou 350118, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China; 3. School of Civil, Mining and Environmental Engineering, University of Wollongong, Wollongong 2522, Australian)

Abstract: In the traditional interaction factor method, only the elastic settlement of pile groups can be calculated, and the interaction factors are significantly greater than the real results. Using 3D numerical simulation method to fit the load-settlement curve of a single pile, the elastic parameters of soil and pile-soil interface parameters are determined through the elastic and elasto-plastic analyses. Then by establishing a two-pile model, the influences of various parameters such as the load level on pile top, ratio of pile spacing to pile diameter, modulus ratio of pile to soil, modulus ratio of pile tip soil to surrounding soil, pile slenderness ratio and existence of the third pile between two piles on the interaction factors are analyzed, and a polynomial curve is used to fit the results. Based on the results of numerical analysis and field tests, a method using single pile load tests to calculate the elastic and elasto-plastic settlement of pile groups in the interaction factor method is proposed, and it is extended to compute the nonlinear settlement of pile groups. Analysis of an engineering case shows that the load-settlement curve computed by the proposed method agrees well with the measured one, and the proposed method can save a lot of computing time than the conventional numerical simulation and is suitable for the analysis and design of large-scale piled raft foundation with large pile spacings.

Key words: static load test of single pile; interaction factor; three-dimensional numerical analysis; pile group settlement

0 引言

长期以来, 群桩基础的沉降计算是岩土工程领域的一个热点和难点。目前, 常见的计算方法有剪切变形法、荷载传递法、弹性理论法及数值分析法等^[1]。其中以数值分析法最为有效, 能够考虑众多因素的影响, 但其建模复杂, 计算量大, 计算参数取值困难, 如土体本构关系、弹性参数、桩-土接触面等, 这些都制约其工程应用; 其它方法在具体应用于工程时亦存

在许多困难, 于是出现了许多的简化计算方法。其中以Poulos相互作用系数法^[2]最具代表性。它将土视为弹性连续体, 引入两桩相互作用系数的概念来表征两桩间的相互影响, 采用叠加原理扩展至群桩的沉降计算中。该法概念明确, 计算简便, 受到后来许多分析方法所采用。但它基于弹性理论, 只适用于弹性分析,

收稿日期: 2014-12-30

*通讯作者

且确定的相互作用系数偏大, 夸大了桩土的相互作用, 沉降计算结果亦偏大^[1]。因此, 能否合理地确定数值计算参数, 确定合理的相互作用系数, 进而能否利用相互作用系数法进行群桩沉降的非线性分析, 均直接关系着该法计算群桩沉降的精度。

Cao 等^[3]采用虚拟桩法, 利用 Mindlin 位移解, 考虑了群桩在土中的加筋效应, 推导出求解桩-桩相互作用系数的第二类 Fredholm 积分方程数值解。汪文彬^[4]、Russo^[5]分别采用有弹性有限元法, 通过大量的计算, 并通过数据回归分析, 拟合出与桩距径比等因素相关的相互作用系数简化公式。以上都只考虑桩土的弹性分析, 未涉及到桩土的塑性状态计算。戚科骏等^[6]采用考虑桩土弹塑性接触的三维有限元计算了桩-桩相互作用系数, 结合相互作用系数法得到了高承台群桩的沉降, 但在计算桩基非线性变形时, 仍采用弹性阶段的相互作用系数, 计算结果偏小。孙晓立^[7]根据荷载传递法和 Mindlin 理论, 考虑桩的加筋作用, 推导了桩-桩相互作用系数, 并假定单桩荷载-沉降曲线为双曲线函数, 拟合实测载荷试验数据, 较好地模拟桩土的非线性接触。

Caputo^[8]在火山砂地基上进行了不同桩间距的两桩相互作用试验, 结果发现, 受荷桩的荷载-沉降曲线呈非线性特性, 而临近的无荷桩荷载-沉降曲线为线性分布。刘金砾等^[1]在粉质黏土及粉土地基上分别进行了高承台双桩基础试验, 测得了不同长径比、桩间距的桩-桩相互作用系数, 结果表明, 实测的桩-桩相互作用系数远低于 Poulos 弹性理论解; 相互作用系数随桩间距增大衰减很快, 当桩间距增至 6 倍桩径时, 相互作用系数已变得很小。

由于现场工程地质条件的差异性, 开展桩-桩相互作用系数试验进行桩基础设计是不切合实际的; 但若能充分利用单桩载荷试验数据及数值分析法反算土的弹性参数及桩-土接触面参数, 进而建立不同间距的双桩模型, 则求得的相互作用系数将更为合理, 由此计算的群桩沉降也将更准确。而且, 对于大规模群桩, 这样既避免了直接建立群桩模型带来的工作量大、运算机时长的不足, 又可充分利用相互作用系数法的简便快速。

下文将首先采用三维数值分析程序建立简单算例模型, 全面分析不同因素影响下桩-桩相互作用系数的变化规律, 并建立回归公式; 然后探讨了单桩载荷试验 $Q-s$ 曲线在数值计算反分析土体弹性参数及桩-土接触面参数、以及在相互作用系数法计算群桩非线性沉降两个方面的应用。

1 相互作用系数影响因素数值分析

1.1 计算模型的建立及参数的选取

为了分析不同条件下的相互作用系数变化规律, 先以一个简单的算例为例, 在 FLAC^{3D} 平台上, 建立两根桩的三维计算基本模型, 如图 1。

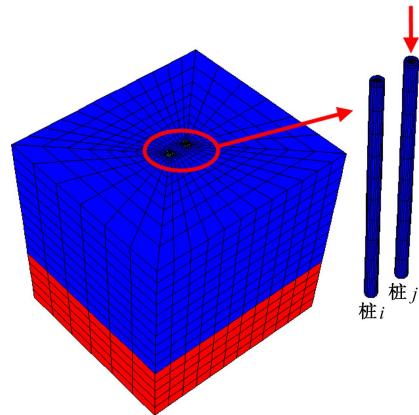


图 1 三维计算基本模型

Fig. 1 3D model

基本模型中, 地基土^[9]采用 M-C 模型模拟, 桩周土厚 10 m, 桩端土厚 5 m, 其余参数一样, 弹性模量 25 MPa, 泊松比 0.3, 重度 18.3 kN/m³, 黏聚力 20 kPa, 内摩擦角 22°; 两根桩完全相同, 均为线弹性实体, 弹性模量 25 GPa, 泊松比 0.2, 桩径 0.4 m, 桩长 10 m。桩-土接触面(桩侧、桩端)均采用无厚度接触面单元, 本构模型为库仑剪切模型, 其法向刚度和剪切刚度均取为桩周土体刚度的 10 倍, 为 250 MPa, 接触面黏聚力、摩擦角与桩周土体相同, 分别为 20 kPa 和 22°。模型水平边界取 20 倍桩径。

计算时, 对 j 桩桩顶分级加荷, 求得两桩的桩顶沉降 s_{ij} , s_{jj} , 根据对称性, 则相互作用系数可表示为 $\alpha_{ij} = s_{ij}/s_{jj}$ 。通过大量计算, 分析了桩顶荷载水平、桩距径比 s_a/d 、桩端土-桩周土模量比 E_b/E_s 、桩土相对刚度 K (或桩土模量比 E_p/E_s)、桩长径比 l/d 、桩-桩之间存在第三桩等因素对桩-桩相互作用系数的影响。

1.2 影响因素分析

(1) 桩顶荷载水平 Q 的影响

图 2 为加载过程中不同桩间距下的相互作用系数计算结果。可见, 受荷单桩 $Q-s$ 曲线呈典型的陡降型, 有明显 3 个阶段。对应于 $Q-s$ 曲线, 随着桩顶荷载水平的增加, 双桩相互作用系数逐渐减小, 亦可分为 3 个较明显阶段: 在 $Q-s$ 曲线处于线弹性阶段时(临界荷载为 400 kN), 相互作用系数减小量很小, 可近似认为是一恒定值, 这充分说明了在桩顶荷载小于屈服荷载时, 即桩周土处于线弹性变形阶段时, 该受荷桩 j 对桩 i 的影响保持不变; 当荷载继续增大时, 桩周土进入塑性状态, 桩土之间产生滑移, 相互作用系数发生大幅的降低, 表明该桩对它桩的影响大为减小; 当 $Q-s$ 曲线进入陡降段时, 土体亦达到极限状

态, 对应的相互作用系数又逐渐趋于稳定并接近 0, 此时桩体之间不再相互影响。对于不同的桩间距 s_a ($3d, 4d, 6d, 9d, 15d, 20d$), 相应的双桩相互作用系数存在类似的分布规律; 且随着桩距径比的增大, 相互作用系数均逐渐变小。以上这些与实测^[1]与数值计算^[6]揭示的规律基本一致。

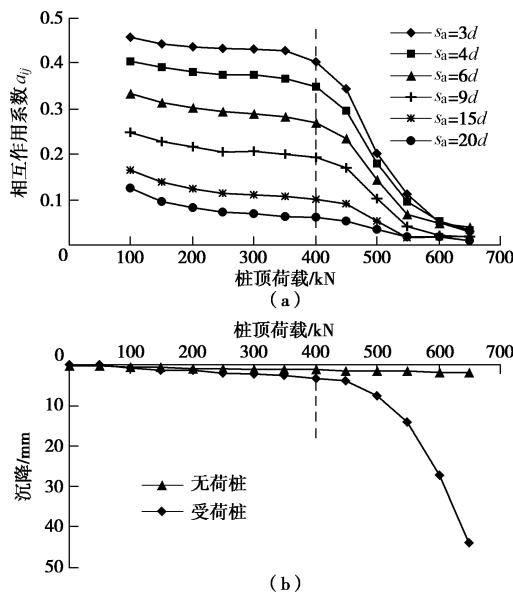


图 2 不同荷载水平下的相互作用系数

Fig. 2 Relationship between interaction factors and loads under different pile spacings

另外, 在整个加载过程中, 无荷桩柱 i 的荷载-沉降曲线 (该处荷载为受荷桩 j 桩顶荷载) 始终为线性分布, 说明了桩基的塑性变形主要发生在桩土界面附近, 无荷桩 i 只受到受荷桩 j 弹性变形的影响, 不会发生桩土滑移, 这与文献[8]揭示的两桩试验实测结果一致。显然, 对于常规的桩基工程, 桩基础的设计工作荷载 (临塑荷载、1/2 极限荷载, 取小值) 均处在上述线弹性范围内。可见, 桩基在正常工作荷载下, 双桩相互作用系数变化很小, 可认为与桩顶荷载水平无关, 所以, 可以直接利用这一恒定值进行群桩的线弹性分析计算 (下文的相互作用系数值均指该恒定值)。

(2) 不同方法计算值比较

图 3 为不同方法得到的桩-桩相互作用系数。可见, 3 种方法相互作用系数均随着距径比的增大而减小, 曲线分布形式相近, 均近似呈对数形式衰减, 对于不同的 $E_b/E_s, E_p/E_s, l/d$ 均有类似的规律(详见图 4~6)。此外, Polous 弹性理论解要明显大于实测值, 距径比越大, 差距亦越大, 而本文计算值则基本介于二者之间, 更接近实测值, 这表明本文计算值比传统的弹性理论解更为合理, 也更具可靠性。

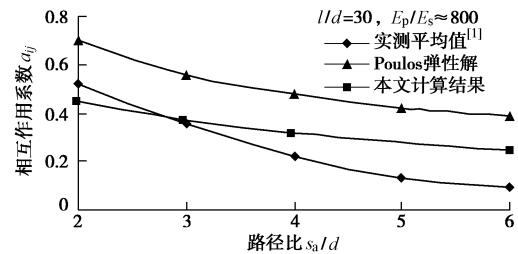


图 3 不同方法求得的相互作用系数比较

Fig. 3 Interaction factors by different methods

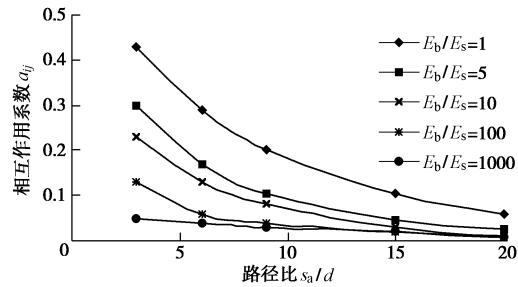


图 4 不同桩端土刚度时的相互作用系数

Fig. 4 Relationship between interaction factors and stiffnesses of pile tip soils

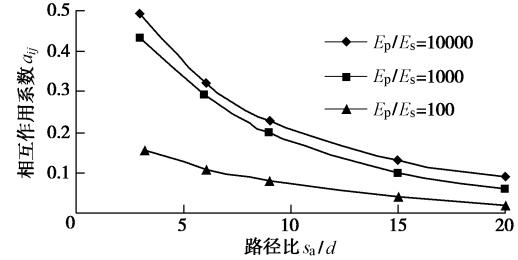


图 5 不同桩-土模量比时的相互作用系数

Fig. 5 Relationship between interaction factors and pile-soil modulus ratios

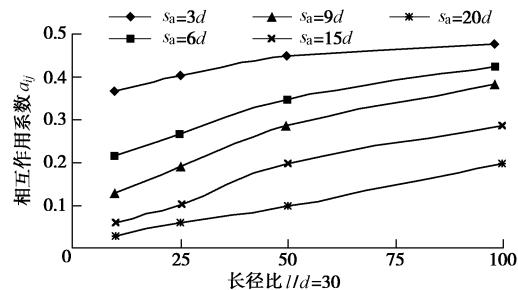


图 6 不同长径比时的相互作用系数

Fig. 6 Relationship between interaction factors and pile slenderness ratios

(3) 桩端土-桩周土模量比 E_b/E_s

图 4 为不同桩端土模量下的相互作用系数随距径比变化曲线。由图可知, 对于不同的桩端土模量, 相互作用系数均随着距径比的增大而减小。其中, 桩端土-桩周土模量比较小时 ($E_b/E_s < 10$), 桩基表现为摩擦型, 相互作用系数随距径比的增大变化幅度较大, 曲线递减的规律表现出较明显的对数形式, 当距径比

达到 15 时, 相互作用系数已较小; 而桩端土-桩周土模量比 E_b/E_s 达到 100 以上时, 相互作用系数随距径比增大而减小的幅度很小, 特别是距径比超过 6 之后, 相互作用系数数值基本保持稳定, 且很小, 这是因为此时桩基表现为端承型桩, 受荷桩承载力主要由桩端土层提供, 其引起桩周土的应力及变形小, 故而对邻桩影响很小。另外在不同的距径比下, 随着桩端土-桩周土模量比 E_b/E_s 的增大, 即由摩擦型桩向端承型桩过渡, 相互作用系数均逐渐减小, 亦说明了桩端土层越硬, 其承担的上部荷载越多, 则其对相邻桩的影响也越小, 单桩工作性质越明显。

可见, 两桩之间的相互影响主要是通过桩周土发生的, 受荷桩的应力及变形经桩侧向桩周土传递至邻桩并影响之, 而由桩端土层传递的影响很小。

(4) 桩-土模量比 E_p/E_s

由图 5 计算结果可知, 在不同的桩-土模量比下, 相互作用系数均随距径比 s_a/d 增大而减小, 且桩-土模量比越大, 减小幅度越大。在相同距径比条件下, 随着桩-土模量比的增大, 相互作用系数变大, 当达到 1000 以上时, 相当于钢筋混凝土桩或钢桩, 桩间的相互作用系数增大量较小, 而桩-土模量比小于 100 时, 其相互作用系数数值均保持在较小的水平。这是由于桩土的相对刚度引起的, 随着 E_p/E_s 的增大, 桩体相对土体由柔性向刚性变化, 承载力增大, 在相同的受荷桩沉降下, 所需要的荷载增大, 其传递至桩周土体的应力和变形亦增大, 而此时的无荷邻桩处于弹性变形状态, 桩土位移协调, 故而引起邻桩的变形亦变大。

(5) 桩长径比 l/d

图 6 为不同的长径比对相互作用系数的影响。可见, 随着桩间距的增大 ($3d \sim 20d$), 对于不同的长径比, 相互作用系数均逐渐减小; 而当桩间距一定时, 随着长径比的增大, 相互作用系数也变大, 说明了桩愈长, 桩间的相互作用影响愈明显。显然其产生原因与桩-土模量比是类似的, 在相同受荷桩沉降下, 桩越长所需要的荷载越大, 其在地基土中产生的应力场、位移场也变大, 从而使邻桩的位移随之增大。但是, 长径比从 10 增大至 100, 相互作用系数的增大量均较小, 特别是当桩间距较小时, 相互作用系数的增大幅度更不明显。

(6) 桩-桩之间存在它基桩

分析比较了两桩中间还存有一相同的第三桩的情况下与仅有两桩时的桩-桩相互作用系数, 如图 7(a), 其中两桩桩间距为 $4d \sim 18d$ 。从图 7(b) 的计算结果可知, 随着端土模量比 E_b/E_s 的增大, 不同桩间距时, 存有第三桩时的桩-桩相互作用系数比仅有两桩时均有所减小, 但减小量很少, 说明桩-桩间第三桩的存在

对相互作用系数影响很少。经计算发现, 桩-桩间第三桩的位置, 即比较靠近或远离 i 桩, 对计算结果影响不大; 另外, 不同的桩土模量比、桩长径比的计算结果与上述结果类似。由于考虑的只有一根第三桩的影响, 其引起的遮蔽作用很小, 可以忽略不计, 但如果桩周围存在大量的第三桩, 这些桩产生的影响累加起来将较大。

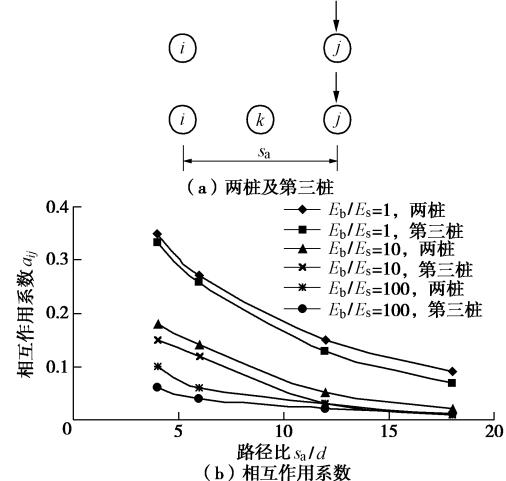


图 7 两桩之间存在第三桩对相互作用系数的影响

Fig. 7 Influence of existance of a third pile between two piles on interaction factors

1.3 桩-桩相互作用系数回归

当桩基础的基桩数较少时, 直接利用上述数值模拟法建立群桩模型, 可快速计算出群桩沉降。但是, 对于大规模群桩基础, 桩数很多, 直接建模计算, 需要耗费大量的机时, 此时可按上述方法利用双桩相互作用系数法求解。

研究表明, 桩-桩相互作用系数与桩端土刚度、桩距径比、长径比及桩土模量比密切相关。故, 可通过大量的双桩数值模拟, 利用数学回归分析, 建立桩-桩相互作用系数与这些因素(变量)的函数关系式; 但对于某一具体工程, 地基土模型参数是固定的, 进行大量的模拟, 会造成重复地计算双桩相互作用系数。因为当桩的几何参数及平面布置确定以后, 相互作用系数就只与桩间距有关了, 此时只需建立相互作用系数与桩间距的函数关系, 可大大地减小计算时间。

由前面分析发现, 相互作用系数与桩距径比(s_a/d)呈近似对数关系, 故建议直接采用文献[7]提出的以桩距径比的对数形式为函数变量的多项式来拟合桩-桩相互作用系数, 可得到很好的拟合效果, 表达式为

$$\alpha = \sum_{k=0}^n b_k (\ln(s_a/d))^k \quad (s_a \leq r_m) \quad (1)$$

式中, b_k 为待定多项式系数, n 为多项式的次数, 对于实际工程, 一般取 $n=2 \sim 3$ 就可满足计算精度要求; r_m 为桩-桩相互作用最大距离, 可按实测经验^[1]取为 $6 \sim 12d$ 。

2 单桩载荷试验 $Q-s$ 曲线的利用

在桩基础工程中, 一般都会进行单桩载荷试验, 但试验结果 $Q-s$ 曲线多被用于确定单桩承载力, 很少直接用于群桩的沉降计算分析中。而实际上单桩的 $Q-s$ 曲线是荷载、土体力学参数、桩体参数的总成, 亦包含着丰富的桩-土相互作用信息, 均没有得到充分的利用^[4]。下面将探讨如何利用单桩载荷试验数据, 反分析数值计算中所需的参数(土体的弹性模量及桩-土接触面参数), 以及将相互作用系数法推广至群桩沉降的非线性计算中。

2.1 数值计算参数反分析

数值计算法能够模拟各种复杂的情况, 但也存在着计算参数不易获得的不足, 如土体的弹性参数, 桩-土接触面参数等, 而这些参数的取值直接影响着桩-土数值计算结果的精度, 至关重要。

(1) 土体弹性模量反分析

土的弹性模量是数值模拟计算不可缺少参数之一。目前, 桩基设计中所需的土参数都可从室内土工试验或经验获得。对于土体的模量, 由于桩基设计中采用分层总和法来计算桩基沉降, 其对应的模量为压缩模量, 故而实际勘察报告中往往只提供压缩模量, 很少涉及弹性模量, 给数值计算增加了难度。

在单桩载荷试验中, 荷载-沉降曲线均会有一直线段, 对陡降型曲线, 直线段较明显; 对缓变型曲线, 直线段很短, 可认为是第一级或前面几级加载所对应的曲线。这表明, 单桩在加载初期, 桩土的相互作用表现为弹性特性, 只受到土体弹性性质的影响, 即弹性模量, 而不受到其它力学参数, 如黏聚力、内摩擦角等的影响。所以, 可利用这个特点, 建立单桩-土的弹性模型, 反分析得到比较合理的土体弹性模量, 使模拟计算的单位荷载下单桩的沉降量与载荷试验曲线的初始柔度系数(或初始刚度的倒数)尽可能一致。

对于单层土, 未知的弹性参数只有一个, 只需对该未知量进行优化, 即可得到合理的弹性模量。而对于成层地基, 各土层的弹性参数是不一样的, 即反分析的未知量数目多; 而且各土层的弹性参数的不同组合也可能会得到相近的桩顶沉降值, 从而造成土层参数解的不确定性。所以, 要得到较为合理的土层弹性参数, 宜结合勘察报告中提供的相关原位测试资料, 比如标准贯入试验、剪切波速或触探(静力、动力)数据等, 近似建立各土层的弹性参数与原位测试数据的相对比例关系, 即近似认为各土层的弹性参数的相对比值等于上述原位测试数据的相对比值, 从而使若干个未知的弹性参数值变成只有一个。如果不能获得原位测试数据, 则可根据土类及当地工程经验, 大概

地判断出各土层材料参数的相对比值, 作为近似解。

(2) 桩-土接触面参数的反分析

桩-土之间的相互作用主要取决于桩-土接触面的性质, 实际工程中, 桩及土体的参数均容易获得, 而桩-土接触面的力学参数(包括接触面法向、剪切刚度, 接触面黏聚力、摩擦角)往往不易得到。对于 FLAC^{3D} 程序, 接触面刚度可取为桩周土等效刚度的 10 倍; 而黏聚力及摩擦角, 则可根据桩土界面的摩擦特性(粗糙程度), 取为桩侧土体黏聚力、内摩擦角的一定倍数。对于多层土, 各层土与桩的接触特性是不一样的, 即上述接触面参数未知量多, 若沿桩长桩侧摩擦特性相同, 即没有在局部专门处理, 如后压浆、涂层沥青等, 则各层桩-土接触面参数与该层土的参数可取为相同的倍数, 例如, 对于预制桩, 各层中接触面黏聚力、摩擦角均取为与之相邻土层黏聚力、内摩擦角的 0.5 倍。

这样, 确定土体弹性参数后, 将土及接触面均改为弹塑性模型, 调整上述倍数, 通过优化, 拟合单桩载荷曲线全过程, 特别是非线性(塑性)变形阶段, 从而反求得合理的桩-土接触面参数, 再用于桩-桩相互作用系数的求解。

2.2 相互作用系数法计算群桩非线性沉降

(1) 相互作用系数法原理

按上述方法确定出双桩相互作用系数后, 对于有 N 根桩的群桩基础, 第 i 桩的桩顶沉降为

$$s_i = s_{ii} + \sum_{j=1, j \neq i}^{n_e} s_{ij} = Q_i f_{ii} + \sum_{j=1, j \neq i}^{n_e} Q_j f_{ij} \alpha_{ij} \quad (2)$$

式中 f_{ii} 为桩 i 在桩顶荷载 Q_i 作用下的柔度系数, $f_{ii} = s_i / Q_i$, 由单桩载荷试验 $Q-s$ 曲线确定; Q_i , Q_j 分别为 i 桩、 j 桩桩顶荷载; α_{ij} 为相互作用系数, 由双桩模型数值分析确定, 见式(1); n_e 为有效计算桩数, 以沉降计算点为圆心, r_m 为半径的水平面影响圆范围内的基桩数。

对于承台作用的影响, 本文假定承台是完全刚性或完全柔性的, 暂未考虑有限刚度承台板和桩、土的相互作用, 关于该内容笔者将另文论述。

a) 完全柔性的承台基础。承台总荷载 P 平均分配至各个基桩的桩顶。

b) 刚性承台基础。各基桩及承台的沉降量相等, 上部总荷载 P 由各基桩共同承担, 有

$$\left. \begin{aligned} Q_1 + Q_2 + \cdots + Q_N &= P, \\ s_1 = s_2 = \cdots = s_N &= s. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

由此建立 $N+1$ 个方程, 可求得 $N+1$ 个未知数, 进而求得群桩基础沉降量。

当考虑承台底土分担荷载时, 可将承台视为位于地表的浅基础, 其引起的沉降可采用 Boussinesq 位移解计算, 即

$$s_c = \frac{\omega(1-\mu^2)bp_c}{E_{sp}} \quad (4)$$

式中 s_c 为承台的平均沉降; ω 为沉降影响系数; μ 为泊松比; b 为矩形承台的宽度或圆形承台的直径; E_{sp} 为承台底桩土复合模量, $E_{sp} = (E_s A_s + E_p A_{pa}) / (A_s + A_{pa})$, 其中, E_s , E_p 为承台底土、桩的弹性模量, A_s , A_{pa} 分别为承台底土的总面积、各基桩的截面积之和, p_c 为均布承台底土反力, 可根据实测数据确定, 或按承台效应系数确定, 即 $p_c = \eta_c f_{ak}$, 其中, η_c 为承台底板的承台效应系数, f_{ak} 为承台底地基承载力特征值。

(2) 群桩线性、非线性沉降计算

由数值计算回归的相互作用系数亦为弹性变形结果, 并不能直接用于群桩的非线性分析中。而由数值分析及实测值^[8]知, 当某一基桩受荷时, 无论是处于弹性变形阶段, 或是弹塑性阶段, 该受荷桩对相邻自由无荷桩的影响始终是线性的, 即荷载-沉降曲线始终为线性的, 如图 2 所示, 两桩间的相互作用系数可大致分成两个阶段: 恒值段、陡降段并趋于零, 即相互作用系数=无荷桩顶沉降量/受荷桩顶沉降量。

当桩顶荷载为 Q_i 时, 对应的受荷桩、无荷桩的沉降量分别为 s_{ii} , s_{ji} , 则两基桩的柔度系数分别为 $f_{ii} = s_{ii}/Q_i = K_i$, $f_{ji} = s_{ji}/Q_i = K_j$ (K_i , K_j 分别为受荷桩与无荷桩 $Q-s$ 曲线直线段斜率)。

当 $Q_i < Q_{cr}$ 时, f_{ii} 取为 $Q-s$ 曲线直线段斜率; 当 $Q_i > Q_{cr}$ 时, f_{ii} 取为 $Q-s$ 曲线弯曲段的割线斜率, 该割线斜率值大于直线段时的斜率值; 而无荷桩的 f_{ji} (K_j) 始终保持不变。所以, 由相互作用系数 $\alpha_{ji} = s_{ji}/s_{ii} = f_{ji}/f_{ii}$, 得, $f_{ii} \cdot \alpha_{ji} = f_{ji} = K_j$ 为恒定值, 即无论受荷桩处于哪个变形阶段, $(f_{ii} \cdot \alpha_{ji})$ 数值始终保持不变。

这样, 在计算某根基桩的沉降时, 不管其处于弹性或是塑性变形阶段, 其受到其它相邻桩的影响的附加沉降量始终是线性的, 故而这部分附加沉降值始终是可以利用叠加原理计算的, 即式(2)第二项值; 而该桩的塑性变形则由式(2)第一项决定, 在求解方程矩阵上为主对角线上的值。求解如下:

a) 单桩 $Q-s$ 曲线为陡降型, 即有明显的线性段

α_{ji} 按式(1)确定; 进行线弹性分析时, f_{ii} 可直接取为单桩试验 $Q-s$ 曲线的直线段斜率; 进行非线性(塑性)分析时, f_{ii} 取为某一荷载(大于临塑荷载)时对应的割线斜率(即与该荷载对应的 s_i/Q_i)。而对于无荷邻桩, 当受荷桩进入非线性(塑性)状态时, 无荷桩仍只受到弹性影响, $Q-s$ 曲线仍为直线, 斜率不变, 所以此时式(2)第二项 $(f_{ii} \cdot \alpha_{ji})$ 保持不变, 仍可采用受荷桩弹性分析阶段时的结果。

计算过程中, 当求得的某根(或多根)基桩的桩顶荷载超过临塑荷载时, 对这些基桩应进行非线性(塑

性)分析。此时, 需采用迭代法, 根据试验 $Q-s$ 曲线及桩顶荷载计算值不断更新相互作用系数矩阵对角线上的 f_{ii} 值(即式(2)第一项), 当桩顶荷载计算值与此时 f_{ii} 值在试验 $Q-s$ 曲线所对应的荷载值接近时(如相对误差小于一定值), 计算结束。

b) 单桩 $Q-s$ 曲线为缓变型, 即无明显的线性段

可认为曲线前部一小段为直线段, 按线弹性分析计算; 之后各级荷载下均按非线性(塑性)分析。具体计算同情况①。

3 工程算例分析

O'Neill 等 1982 年在休斯敦大学超固结黏土中进行了单桩及高承台群桩(4 桩、5 桩及 9 桩)的载荷试验^[7, 10-12]。单桩及 9 桩桩位平面布置如图 8 所示。试验桩体为闭口的钢管桩, 桩外直径 273 mm, 管壁厚 9.3 mm, 桩入土深度 13.1 m, 群桩与刚性钢筋混凝土承台连接, 承台离地 0.9 m。地基土的不排水抗剪强度从地表处 47.9 kPa 沿深度线性增大到桩端处的 239 kPa, 桩长深度内土的超固结比 OCR 为 1.1~4.0 之间。

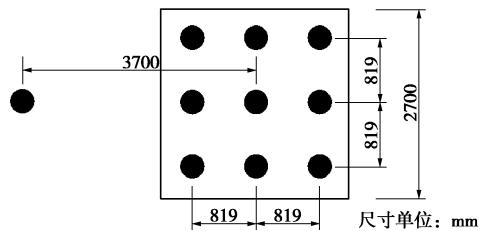


图 8 单桩及群桩平面布置图

Fig. 8 Sketch of single pile and pile groups

首先, 建立单桩数值模型, 拟合单桩载荷试验曲线反算土体弹性模量及桩-土接触面参数。

计算时, 地基土简化为两层, 层①(桩周土)及层②(桩端底土层), 均采用 M-C 模型模拟, 桩体为线弹性实体单元, 桩-土无厚度接触面采用库仑剪切模型。基本计算参数为: 桩长 13.1 m, 桩径 273 mm, 桩弹性模量 210 GPa, 泊松比 0.2; 层①、层②厚均取为 1 倍桩长 13.1 m, 重度^[10]21 kN/m³, 由于地基土接近完全饱和状态, 且试验时间短, 泊松比均取为 0.495, 且均不计内摩擦角。此外, 层①黏聚力采用线性增大分布的不排水剪切指标, 层顶、层底分别为 47.9 kPa、239 kPa; 层②黏聚力、弹性模量均与层①层底处相同。另外, 也考虑了土的应力历史影响, $OCR=2$, 即模型地应力初始化时按 2 倍自重进行平衡。反算时:

(1) 弹性反分析, 假定层①弹性模量随深度线性增大^[7], 增大速率同抗剪强度, 地基土、接触面均为弹性模型, 则未知量仅为层①顶处弹性模量值。通过多次试算, 使计算的桩顶初始柔度系数接近实测估值 3.55 mm/MN, 此时地表处土体弹性模量为 95 MPa(层①层底处及层②为 286.1 MPa);

(2) 弹塑性反分析, 将地基土、桩-土接触面设为弹塑性模型, 考虑到接触面弹簧刚度对 $Q-s$ 曲线影响较小, 取为桩周土体平均刚度的 10 倍速, 为 500 MPa, 接触面黏聚力同土体随深度线性增大, 并按一定的倍数折减, 未计接触面摩擦角, 则未知量为该倍数, 经过试算, 取倍数为 0.1 时, 计算曲线与实测值吻合较好。全过程曲线计算值与实测结果比较见图 9。

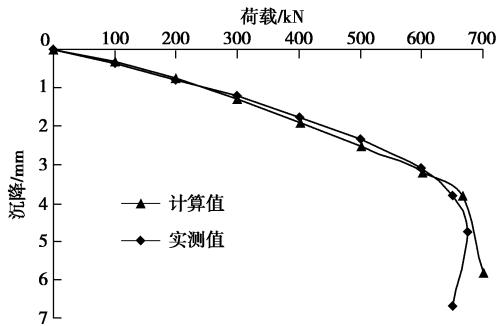


图 9 单桩荷载 - 沉降曲线计算值与实测值对比

Fig. 9 Comparison between calculated and measured load-settlement curves of single pile

接着, 利用单桩模型反算的参数, 利用前文第 1 节方法, 分别建立桩间距为 $3d$, $4d$, $6d$, $9d$, $15d$ 五种双桩模型, 求得相应的桩-桩相互作用系数, 并利用式 (1) 拟合, 如图 10 所示, 可见, 取次数为 1 次时的多项式曲线便可很好地拟合计算值。这样便可求得群桩中任意两桩间的相互作用系数。

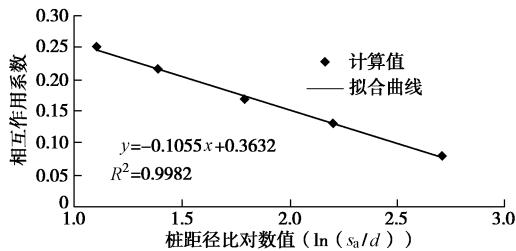


图 10 双桩相互作用系数多项式曲线拟合

Fig. 10 Fitting of polynomial curve to interaction factors

然后, 按刚性承台计算, 利用式 (2) 和式 (3) 建立 10 个方程, 以求解群桩沉降。计算考虑了两种情况: ①仅考虑群桩的线弹性分析, 即方程矩阵主对角线 f_{ii} 值始终取为单桩 $Q-s$ 曲线初始柔度系数; ②考虑群桩的非线性分析, 此时需不断更新主对角线 f_{ii} 值。

表 1 9 桩群桩中各基桩桩顶反力计算值与实测值比较

Table 1 Calculated and measured pile top loads in 9-pile group

总荷载 /kN	角桩桩顶荷载/kN			边桩桩顶荷载/kN			中心桩桩顶荷载/kN		
	实测值	线弹性解	非线性解	实测值	线弹性解	非线性解	实测值	线弹性解	非线性解
809.0	93.5	102.4	102.4(100.5)	88.1	83.9	83.9(85.1)	83.7	63.9	63.9(66.9)
1635.8	187.8	207.1	199.6(199.5)	179.3	169.7	173.8(173.8)	167.3	128.8	142.3(142.6)
2598.4	298.2	328.9	312.6(311.0)	285.2	269.6	277.9(278.9)	266.1	204.7	236.1(238.7)
3493.3	400.1	442.2	415.3(411.7)	382.7	362.4	376.0(378.0)	364.0	275.1	328.1(334.7)
4357.0	501.5	551.5	512.5(506.8)	476.6	452.0	471.4(474.4)	445.9	343.2	421.5(432.3)
5324.9	611.0	674.0	619.1(611.6)	584.7	552.4	579.6(583.1)	542.5	419.4	530.1(546.1)

注: 表中括号内数值为文献[7]非线性解。

计算结果如图 11, 可见计算结果均与实测值较接近, 且均略大于实测值, 偏于安全。这是因为本文的桩-桩相互作用系数都是在地基土中只有两桩的情况下求得的, 忽略了其它基桩对场地位移场的遮蔽影响, 低估了群桩的刚度, 使得沉降量偏大。

进一步比较线弹性与非线性计算结果, 在承台顶部荷载较小时 (加载初期), 二者非常接近; 随着荷载的增大, 群桩基础逐渐表现出非线性性状, 非线性分析结果亦越来越大与线弹性结果。这是因为对基桩进行非线性分析时, 均是利用单桩试验曲线来迭代计算, 实质上将群桩中的各基桩的工作性状 (荷载 - 沉降曲线) 均视为独立单桩, 忽略了群桩效应及承台刚度的影响, 使沉降值进一步增大。该特性与文献[7]中线性、非线性计算结果一致, 但本文计算值要大于文献[7]结果 (如图 11 亦列出文献[7]非线性计算结果)。在整个加载过程中, 文献[7]所反映出来的群桩基础变形的非线性变化规律并不明显, 而本文非线性分析结果则与实测结果更加吻合, 可见本文在分析群桩的非线性沉降上要优于文献[7], 特别是较大桩间距的群桩基础。

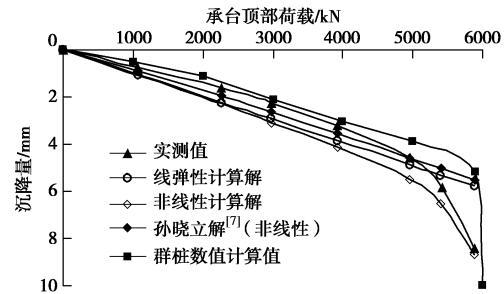


图 11 不同方法计算群桩 (9 桩) 荷载 - 沉降曲线对比

Fig. 11 Comparison among load-settlement curves for pile groups by different methods

同时, 也建立 9 桩群桩模型, 计算结果较本文计算值更接近实测值 (图 11), 但其运行需要的机时远大于上述方法计算机时。应该说, 本文方法较常规的数值模拟方法有很大的计算速度优势, 桩数越多, 优势越明显, 非常适合于大规模桩筏基础的计算。

此外, 还计算了不同荷载下, 群桩中各类基桩 (角桩、边桩、中心桩) 的桩顶反力, 计算结果见表 1。

可见, 线弹性分析及非线性分析得到的桩顶反力均是角桩最大, 边桩次之, 中心桩最小, 这种分布与工程实践是相符的, 且角桩反力计算值大于实测值, 而边桩及中心桩则较小。线弹性分析时, 角桩反力远大于中心桩, 这主要与完全刚性承台的计算假定有关; 而进行非线性分析时, 允许基桩发生塑性变形, 调动边桩、中桩承载力的进一步发挥, 使边桩、中心桩的桩顶反力有所增大, 角桩则减小, 该结果更靠近实测值, 说明了采用非线性分析可以更好地计算群桩的桩顶反力。表 1 也比较了本文与文献[7]的非线性分析结果, 二者数值较为接近, 进一步说明了本文解的可靠性。

4 结 论

(1) 本文基于单桩载荷试验, 运用数值分析法反演土的弹性参数及弹塑性桩-土接触面参数; 在此基础上建立双桩模型, 得到更接近实际的桩-桩相互作用系数, 并利用多项式曲线拟合, 将相互作用系数法扩展应用至群桩的非线性分析。工程算例分析表明, 本文方法能有效地计算群桩沉降的非线性, 计算结果和实测值吻合较好, 同时, 与常规的数值模拟方法相比, 本文方法运算速度大幅度提高, 可以用于大规模桩筏基础的设计。

(2) 双桩数值模型分析发现, 桩基处于线弹性阶段时, 桩-桩相互作用系数为一定值, 与桩顶荷载大小无关, 表明利用相互作用系数法进行群桩的线弹性分析是可行的; 桩-桩相互作用系数主要与桩端土刚度、桩距径比、长径比及桩土模量比有关: 随着桩端土刚度、桩间距的增大, 相互作用系数均减小; 随着长径比、桩土模量比的增大, 相互作用系数增大; 桩-桩间其它桩的遮帘的影响不大。

(3) 文中利用单桩载荷曲线进行群桩非线性分析时, 在迭代计算中, 不断地重复调用试验独立单桩的荷载-沉降曲线作为群桩各基桩(桩顶荷载大于临塑荷载时)的荷载-沉降曲线, 实质上是将群桩中的各基桩的工作性状视为与独立单桩一样, 忽略了群桩效应的影响。所以, 本文方法理论上更适用于较大桩距群桩基础。

参 考 文 献:

- [1] 刘金砾, 高文生, 邱明兵. 建筑桩基技术规范应用手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. (LIU Jin-li, GAO Wen-sheng, QIU Ming-bing. Handbook for technical code for building pile foundations[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010. (in Chinese))

- [2] Poulos H G, Davis E H. Pile foundation analysis and design[M]. New York: Wiley, 1980.
- [3] CAO M, CHEN L Z. Analysis of interaction factors between two piles[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University(SCI), 2008, **13**(2): 171 - 176.
- [4] 汪文彬. 基于单桩载荷试验推算群桩基础沉降的研究[D]. 上海: 同济大学, 2006. (WANG Wen-bin. Research of settlement behavior of piled groups based on static load test of single pile[D]. Shanghai: Tongji University in Shanghai, 2006. (in Chinese))
- [5] RUSSO G. Numerical analysis of piled rafts[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1998, **22**(6): 477 - 493.
- [6] 戚科骏, 宰金珉, 王旭东, 等. 基于相互作用系数探讨的群桩简化分析[J]. 岩土力学, 2010, **31**(5): 1609 - 1614. (QI Ke-jun, ZAI Jin-min, WANG Xu-dong, et al. Simplified analysis of pile group based on discussion of interaction factors[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(5): 1609 - 1614. (in Chinese))
- [7] 孙晓立, 杨 敏. 由单桩载荷试验预测桩筏基础沉降的简化分析方法[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(8): 1013 - 1018. (SUN Xiao-li, YANG Min. Approximative analysis for piled rafts by pile load tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(8): 1013 - 1018. (in Chinese))
- [8] CAPUTO V, VIGGIANI C. Pile foundation analysis: a simple approach to nonlinearity effects[J]. Rivista Italiana di Geotecnica, 1984, **18**(2): 32 - 51.
- [9] 梅国雄, 周 峰, 吴志斌. 桩土共同作用的若干实现方法及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 2013. (MEI Guo-xiong, ZHOU Feng, WU Zhi-bin. Realization methods and their application of pile-soil-interaction[M]. Beijing: Science Press, 2013. (in Chinese))
- [10] CAIRO R, CONTE E. Settlement analysis of pile groups in layered soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2006, **43**(8): 788 - 801.
- [11] CASTELLI F, MAUGERI M. Simplified nonlinear analysis for settlement prediction of pile groups[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, **128**(1): 76 - 84.
- [12] LEE K M, XIAO Z R. A simplified nonlinear approach for pile group settlement analysis in multilayered soils[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2001, **38**(5): 1063 - 1080.