



广义 Gibson 地基中单桩 - 土 - 承台共同作用简化分析

王旭东^{1, 2}, 刘宇翼³, 宰金珉², 唐翔²

(1. 河海大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210098; 2. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009; 3. 淮阴工学院, 江苏 淮安 223001)

摘要: 基于广义 Gibson 地基中单桩桩顶支承刚度和地基土支承刚度, 结合单桩与承台间等效相互作用系数, 建立了单桩 - 土 - 承台共同作用方程, 提出了广义 Gibson 地基中单桩 - 土 - 承台共同作用简化分析方法。算例分析表明: 简化分析结果与有限元分析结果、Butterfield 解之间具有良好的一致性, 验证了简化分析方法的合理性。参数分析表明: 当桩的长径比 $l/d \geq 30$, 且承台与桩的半径比 $n \leq 4$ 时, 承台分担荷载较小, 承台对带台单桩基础整体支承刚度的影响可忽略不计; 弹性模量增加系数 k_E 对带台单桩基础性状的影响比较明显, 基础整体支承刚度与 k_E 近似成线性增加关系。

关键词: 广义 Gibson 土; 桩 - 土 - 承台; 共同作用; 简化分析; 参数影响

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2008)07 - 0953 - 06

作者简介: 王旭东(1963 -), 男, 江苏武进人, 博士研究生, 教授, 主要从事土与结构共同作用和岩土工程数值分析研究工作。E-mail: cewxd@njut.edu.cn。

Simplified analysis for interaction of single pile-soil-cap in generalized Gibson soil

WANG Xu-dong^{1, 2}, LIU Yu-yi³, ZAI Jin-min², TANG Xiang²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Geotechnical Engineering Institute, Nanjing University of Technology, Nanjing 210009, China; 3. Huaiyin Institute of Technology, Huai'an 223001, China)

Abstract: Based on the supporting stiffnesses of single pile and soil as well as the equivalent interaction factors of pile-cap in nonhomogeneous soil, a single pile-soil-cap interaction equation was established. A simplified analytical approach was proposed to predict the behaviors of single pile-soil-cap in nonhomogeneous soil. The rationality of the proposed approach was shown by a good agreement between the results computed by the simplified analytical method and those of finite element methods and Butterfield approach. Parametric studies were presented. When the pile slenderness ratio $l/d \geq 30$ and the cap-pile radius ratio $n \leq 4$, the percentage of load shared by the cap would be small, and the effect of the cap on the supporting stiffness of single pile-cap system might be negligible. There was obvious effect of the incremental coefficient of elastic modulus with the depth, k_E , on the behavior of the single pile-cap foundation, and the relation between supporting stiffness of the single pile-cap system and k_E was approximately linear.

Key words: generalized Gibson soil; pile-soil-cap; interaction; simplified analysis; effect of parameters

0 引言

桩筏基础作为广泛应用的基础型式, 其工作性状受到桩、土和承台间复杂的共同作用影响, 国内外学者从理论分析、计算方法、现场观测等多方面对桩筏基础进行了广泛研究^[1]。在桩筏基础计算分析中, 以弹性理论为基础的严格解析解^[2-3]和以有限元等数值法为基础的可考虑土的非均质和非线性的数值解^[4-5]有助于加深对桩 - 土 - 承台共同作用机理的认识, 但因其计算工作量大等局限性, 这些方法仅仅适用于小型问题的计算分析。目前桩筏基础设计仍然主要依靠经验和半经验的简化分析方法, 合理的简化计算是解决工程设计问题的一条有效途径。

带台单桩基础分析是建立桩筏基础分析方法的基

础。Poulos 以 Mindlin 解为基础, 提出了均质地基中刚性单桩和刚性承台为单元的带台单桩计算方法^[6]。Butterfield 等通过对 Mindlin 解的积分, 分析了均质地基中刚性承台加弹性群桩为基础的计算方法^[3]。Randolph 以剪切位移法和弹性理论为基础, 推导得到了均质地基中刚性带台单桩基础的整体支承刚度、桩和承台荷载分担比计算公式^[7-8]。对于非均质地基土, 桩 - 土 - 承台共同作用变得更为复杂, 最常见是将地基考虑为 Gibson 土, 尽管 Poulos 等提出了采用地基土模量的平均值以考虑 Gibson 土中地基土模量随深

基金项目: 国家自然科学基金项目 (50478005)

收稿日期: 2007 - 08 - 14

度的线性变化,但其分析方法仍基于均质地基^[7,9]。

基于 Randolph 简化分析方法的基本思路^[7],针对地基土沉积过程中其变形特性和强度特性随深度增加的非均质特性^[10-11],在推导广义 Gibson 地基中单桩和地基土支承刚度解析表达式基础上,结合引入桩与承台之间等效相互作用系数,提出了广义 Gibson 地基中单桩-土-承台共同作用简化解析分析方法,以探讨广义 Gibson 地基非均质性对桩-土-承台共同作用的影响规律。

1 单桩-土-承台共同作用模式

承台表面作用一均布荷载 q , 整个基础所受荷载 $P = q\pi r_c^2$, 其中桩分担的荷载为 P_p , 承台分担的荷载为 P_c , 则 $P = P_c + P_p$, 如图 1 所示。

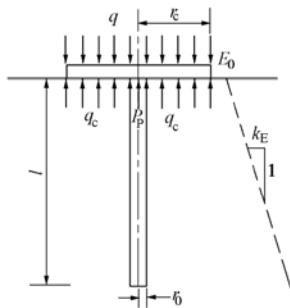


图 1 单桩-土-承台体系简化模型

Fig. 1 The simplified model of single pile-soil-cap

基本假设: ①桩体为线弹性材料, 圆形等截面, 桩长 l , 半径 r_0 ; ②圆形刚体承台, 半径 r_c ; ③承台与桩刚性连接, 承台与地基土保持接触; ④土体为半空间非均质弹性介质, 弹性模量随深度线性增加, $E_z = E_0 + k_E z$, 当地表弹性模量 $E_0 > 0$ 时, 为广义 Gibson 地基^[12], 地基土不因桩的存在而发生变化, 见图 1。

桩-土-承台共同作用模式如图 2 所示, 桩的竖向位移由两部分组成, 即桩自身受荷产生的位移 w_p 和承台受荷后引起桩产生的位移 w_{pc} , 同样, 承台的竖向位移也由两部分组成, 即承台自身受荷产生的位移 w_c 和桩受荷载引起承台产生的位移 w_{cp} 。

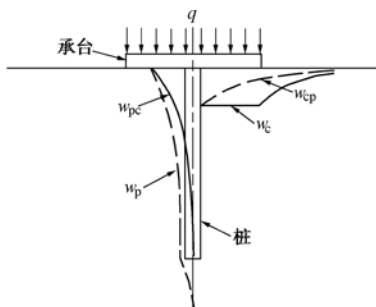


图 2 单桩与承台共同作用模式

Fig. 2 Interaction between single pile and cap

2 广义 Gibson 地基中单桩-土-承台共同作用分析

2.1 单桩桩顶支承刚度

在广义 Gibson 地基中单桩桩身上任取一微段, 则桩身位移微分方程为

$$E_p A \frac{d^2 w_p}{dz^2} = U \tau(z), \quad (1)$$

由剪切位移法^[13]可得 $\tau(z) = \frac{G(z)}{r_0 \ln(r_m/r_0)} w_p(z)$, 则桩身位移微分方程式 (1) 可写为

$$E_p A \frac{d^2 w_p}{dz^2} = \lambda(E_0 + k_E z) w_p(z), \quad (2)$$

边界条件为

$$\left. \begin{aligned} -E_p A \frac{dw_p}{dz} \Big|_{z=0} &= P_p, \\ -E_p A \frac{dw_p}{dz} \Big|_{z=l} &= k_b A w_{b0}. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中 E_p 为桩的弹性模量; U , A 分别为桩身周长和截面积; E_0 为地表处土体的弹性模量, k_E 为弹性模量随深度的增加系数, $k_E > 0$; ν 为桩周土体的泊松比; $\lambda = \pi/(1+\nu) \ln(r_m/r_0)$, $r_m = 2.5l(1-\nu)E_z(l/2)/E_z(l)$; $k_b = 2r_0 E_b / ((1-\nu_b^2)\omega A)$, E_b 为桩端土体的弹性模量, ν_b 为桩端土体的泊松比, ω 为桩入土深度影响系数, 一般取 0.85~1.0。

由式 (2)、(3) 可求得广义 Gibson 地基中单桩桩顶荷载-沉降关系:

$$P_p = -\zeta \frac{\varpi A_i'(E^*) + B_i'(E^*)}{\varpi A_i(E^*) + B_i(E^*)} w_{p0}. \quad (4)$$

式中 P_p , w_{p0} 分别为桩顶荷载和桩顶沉降; A_i , B_i 和 A_i' , B_i' 分别为第一类和第二类 Airy 函数及相应的一阶导数; $\varpi = -\frac{\zeta B_i'(E^* + k^* l) + A k_b B_i(E^* + k^* l)}{\zeta A_i'(E^* + k^* l) + A k_b A_i(E^* + k^* l)}$,

$$k^* = \sqrt[3]{\frac{\pi k_E}{E_p A (1+\nu) \ln(r_m/r_0)}}; \quad \zeta = \sqrt[3]{\frac{\pi E_p^2 A^2 k_E}{(1+\nu) \ln(r_m/r_0)}};$$

$$E^* = E_0 \sqrt[3]{\frac{\pi}{E_p A k_E^2 (1+\nu) \ln(r_m/r_0)}}.$$

则单桩桩顶支承刚度为

$$k_p = \frac{P_p}{w_{p0}} = -\zeta \frac{\varpi A_i'(E^*) + B_i'(E^*)}{\varpi A_i(E^*) + B_i(E^*)}. \quad (5)$$

2.2 地基土支承刚度

广义 Gibson 地基表面作用一圆形柔性均布荷载, 如图 3 所示, 取圆心下深度 z 处一单元, 由虎克定律可得单元的竖向应变为

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_s} (\Delta\sigma_z - 2\nu\Delta\sigma_r), \quad (6)$$

式中, $\Delta\sigma_z$ 为竖向应力增量, $\Delta\sigma_r$ 为径向应力增量。

Gibson 研究发现, 广义 Gibson 地基和均质地基中的应力分布基本相同^[14], 因此, 单元中心下的应力分量可近似采用均质地基的应力计算公式^[15]:

$$\Delta\sigma_z = q_c \left[1 - \frac{1}{(1 + (r_c/z)^2)^{3/2}} \right], \quad (7)$$

$$\Delta\sigma_r = q_c \left[\frac{1}{2} + \nu - \frac{1 + \nu}{(1 + (r_c/z)^2)^{1/2}} + \frac{1}{2(1 + (r_c/z)^2)^{3/2}} \right]. \quad (8)$$

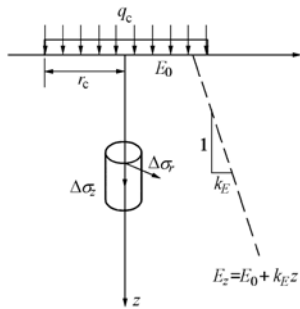


图3 非均质地基上作用圆形均布荷载

Fig. 3 Circular uniform load Gibson soil

圆心下任一深度处的竖向位移即为该深度以下各单元竖向应变之和:

$$w = \int_z^\infty \varepsilon_z dz. \quad (9)$$

由式(9)积分求得广义 Gibson 地基圆心下的竖向位移近似解 w 为

$$w = \frac{q_c r_c I_z}{E_0}, \quad (10)$$

式中,

$$I_z = -m(1+\nu) \left\{ (1-2\nu) \left[\ln(2m + \frac{2z}{r_c}) - \operatorname{arsh}(\frac{z}{r_c}) \right] + \frac{m}{(1+m^2)^{3/2}} \right. \\ \left. (2\nu(m^2+1) - m^2) \left[\operatorname{arth} \left(\frac{1-mz/r_c}{(1+m^2)^{1/2} ((z/r_c)^2 + 1)^{1/2}} \right) + \operatorname{arth} \left(\frac{m}{(1+m^2)^{1/2}} \right) \right] + \frac{1}{1+m^2} \left[\frac{z/r_c}{((z/r_c)^2 + 1)^{1/2}} - \frac{m}{((z/r_c)^2 + 1)^{1/2}} - 1 \right] \right\}, \quad (11)$$

其中, m 为无量纲参数, $m = E_0 / k_E r_c$ 。

令 $z=0$, 则由式(10)可得地表圆心处的沉降:

$$w_{\text{center}} = \frac{q_c r_c I_0}{E_0}, \quad (12)$$

式中,

$$I_0 = -m(1+\nu) \left\{ (1-2\nu) \ln(2m) + \frac{m}{(1+m^2)^{3/2}} (2\nu(m^2+1) - m^2) \right\}.$$

$$\left[\operatorname{arth} \left(\frac{1}{(1+m^2)^{1/2}} \right) + \operatorname{arth} \left(\frac{m}{(1+m^2)^{1/2}} \right) \right] - \frac{1+m}{1+m^2} \right\}. \quad (13)$$

对于刚性基础, 基础上各点沉降相等, Mayne 和 Ploulos 基于有限元模拟分析, 给出了弹性半空间上圆形刚性基础的沉降量近似等于 $\pi/4$ 倍的相应柔性基础中心点的沉降^[16]的结论, 则广义 Gibson 地基中, 圆形刚性承台圆心下地基土竖向位移近似解为

$$w = \frac{\pi q_c r_c I_z}{4E_0}, \quad (14)$$

圆形刚性承台沉降为

$$w_{c0} = \frac{\pi q_c r_c I_0}{4E_0}. \quad (15)$$

则广义 Gibson 地基中, 圆形刚性承台下地基土支承刚度为

$$k_c = \frac{P_c}{w_{c0}} = \frac{4E_0 r_c}{I_0}, \quad (16)$$

式中, $P_c = q_c \pi r_c^2$ 。

2.3 桩对承台等效相互作用系数

轴向荷载作用下, Randolph 等^[13, 17]分析桩周位移场时发现, 竖向位移随半径成对数衰减关系:

$$w_{cp} = w_p \frac{\ln(r_m/r)}{\ln(r_m/r_0)}, \quad (17)$$

式中, w_p 为桩身受荷产生的位移。

式(17)较好地反映了圆形桩的桩周位移性状。

则桩受荷引起承台底面处土体的平均沉降为

$$\bar{w}_{cp} = \frac{1}{\pi r_c^2} \int_0^{r_c} 2\pi r w_{cp} dr = w_p \frac{\ln(r_m/nr_0) + (1-1/n^2)/2}{\ln(r_m/r_0)}, \quad (18)$$

式中, n 为承台与桩的半径比, $n = r_c / r_0$ 。

与有限元和边界元的计算结果对比发现, 式(18)计算得到的地面处沉降略偏大^[7], 故改为

$$\bar{w}_{cp} = w_p \frac{\ln(r_m/nr_0)}{\ln(r_m/r_0)}. \quad (19)$$

式(19)反映了平均沉降与承台半径的对数衰减关系, 则桩对承台的等效相互作用系数为

$$\chi_{cp} = \frac{\bar{w}_{cp}}{w_p} = \frac{\ln(r_m/nr_0)}{\ln(r_m/r_0)} = \frac{\ln \left(\frac{5(1-\nu)l}{nd} \frac{mn + (l/d)}{mn + 2(l/d)} \right)}{\ln \left(\frac{5(1-\nu)l}{d} \frac{mn + (l/d)}{mn + 2(l/d)} \right)}, \quad (20)$$

式中, d 为桩径, $d=2r_0$ 。

2.4 承台对桩等效相互作用系数

由式(14)给出的圆形刚性承台下任一深度的竖向位移近似解, 通过积分可求得整个桩长范围内由承台底地基反力引起的平均竖向位移:

$$\bar{w}_{pc} = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{\pi q_c r_c I_z}{4E_0} dz = \frac{\pi q_c r_c}{4E_0 l} \int_0^l I_z dz, \quad (21)$$

简化后可得

$$\bar{w}_{pc} = \pi q_c r_c \bar{I} / 4E_0, \quad (22)$$

式中,

$$\begin{aligned} \bar{I} = & \frac{(1+\nu)m}{(2l/nd)} \left\{ (1-2\nu) \left[\frac{2l}{nd} (\ln 2 - 1) + \left(m + \frac{2l}{nd}\right) \cdot \right. \right. \\ & \left. \left. (\ln(m + \frac{2l}{nd})) - m \ln(m) - \frac{2l}{nd} \operatorname{arsh}(\frac{2l}{nd}) + \sqrt{(\frac{2l}{nd})^2 + 1} - 1 \right] + \right. \\ & \left. \frac{m}{(1+m^2)^{3/2}} (2\nu(m^2+1) - m^2) \left[\sqrt{1+m^2} \operatorname{arsh}(\frac{2l}{nd}) - \right. \right. \\ & \left. \left. \operatorname{marth}\left(\frac{1}{\sqrt{1+m^2}}\right) + \frac{l}{r_c} \operatorname{arth}\left(\frac{m}{\sqrt{1+m^2}}\right) - \right. \right. \\ & \left. \left. (m + m \frac{2l}{nd}) \operatorname{arth}\left(\frac{-1 + m \frac{2l}{nd}}{\sqrt{1+m^2} \sqrt{(\frac{2l}{nd})^2 + 1}}\right) \right] + \right. \\ & \left. \left. \frac{1}{1+m^2} \left[\sqrt{(\frac{2l}{nd})^2 + 1} - \operatorname{marsh}(\frac{2l}{nd}) - \frac{2l}{nd} - 1 \right] \right\}. \quad (23) \end{aligned}$$

故承台对桩的等效相互作用系数为

$$\chi_{pc} = \bar{w}_{pc} / w_{c0} = \bar{I} / I_0. \quad (24)$$

2.5 单桩-土-承台共同作用方程

由单桩桩顶支承刚度和地基土支承刚度, 以及单桩和承台等效相互作用系数, 则可建立单桩-土-承台共同作用方程^[7]:

$$\begin{bmatrix} 1/k_p & \chi_{pc}/k_c \\ \chi_{cp}/k_p & 1/k_c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_p \\ P_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} w_{p0} \\ w_{c0} \end{bmatrix}. \quad (25)$$

考虑到桩顶和承台的位移协调性, 即 $w_{p0} = w_{c0}$, 可得带台单桩基础整体支承刚度为

$$k_f = \frac{P_p + P_c}{w_f} = \frac{(1 - \chi_{pc})k_p + (1 - \chi_{cp})k_c}{1 - \chi_{pc}\chi_{cp}}. \quad (26)$$

单桩桩顶支承刚度与带台单桩基础整体支承刚度之比为

$$\frac{k_p}{k_f} = \frac{1 - \chi_{pc}\chi_{cp}}{(1 - \chi_{pc}) + (1 - \chi_{cp})k_c/k_p}. \quad (27)$$

承台的荷载分担比为

$$\frac{P_c}{P} = \frac{P_c}{P_p + P_c} = \frac{(1 - \chi_{cp})k_c}{(1 - \chi_{pc})k_p + (1 - \chi_{cp})k_c}. \quad (28)$$

当 $n=1$ 时, 即为单桩基础, $\chi_{cp}=1$, 由式 (27)、(28) 可知 $k_p/k_f=1$, $P_c/P=0$, 荷载全部由桩承担; 当 $n \rightarrow \infty$ 时, 为筏板基础, $\chi_{cp} \rightarrow 0$, $\chi_{pc} \rightarrow 1$, 由式 (26)、(28) 可知 $k_f \rightarrow k_c$, $P_c/P \rightarrow 1$, 荷载全部由筏板承担。

3 简化分析方法验证

为了验证本文提出的简化分析方法的合理性, 将

简化方法解分别与 Butterfield 解^[3]和广义 Gibson 地基有限元解进行了对比分析, 有限元分析采用 PLAXIS 软件按轴对称问题进行, 计算参数与简化分析时相同。

3.1 与 Butterfield 解对比

Butterfield 和 Banerjee 应用弹性理论分析了均质弹性地基中刚性承台群桩的共同作用问题, 针对文献 [3] 给出的方形承台单桩基础算例, 通过“面积等代”原则换算得到等效圆形承台半径, 承台半径与桩半径之比为 $n=2.8$, 取 $k_E=0.1$ kPa/m, 以近似表示均质地基土。

由图 4、5 给出的带台单桩基础荷载沉降比和承台荷载分担比可知, 本文简化解与文献 [3] 的结果吻合良好, 验证了简化分析方法合理性。

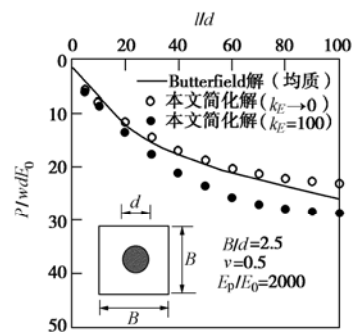


图 4 荷载沉降比

Fig. 4 Load-settlement ratio

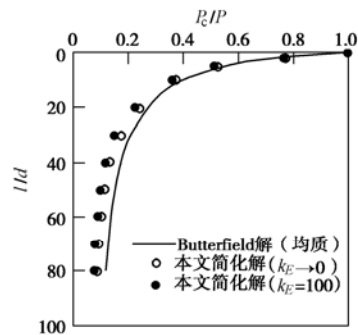


图 5 承台荷载分担比

Fig. 5 Percentage of load shared by cap

由本文简化解得到的广义 Gibson 地基 ($k_E=100$ kPa/m) 中带台单桩基础荷载沉降比 (支承刚度比) 和承台荷载分担比可知, 地基土的非均质性对带台单桩基础变形特性的影响明显, 而对承台的荷载分担比影响较小。

3.2 与有限元解对比

图 6、7 给出了承台荷载分担比和荷载沉降比的有限元计算结果和本文方法计算结果, 两种方法计算结果对比表明, 一致性良好, 进一步验证了简化分析方法的合理性。

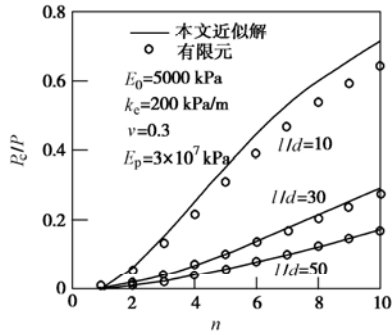


图6 承台荷载分担比

Fig. 6 Percentage of load shared by cap

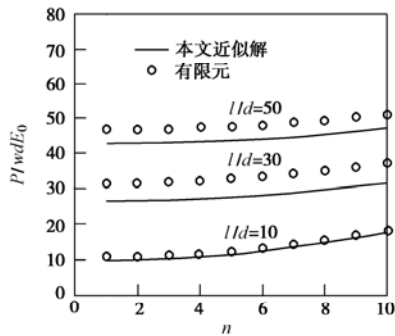
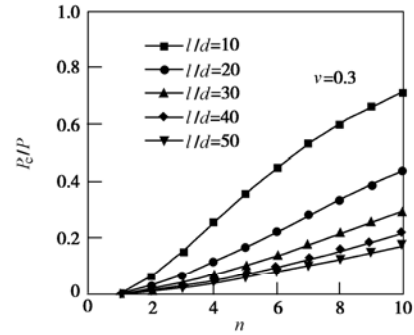
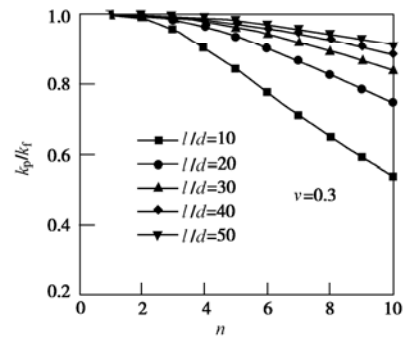


图7 荷载沉降比

Fig. 7 Load-settlement ratio

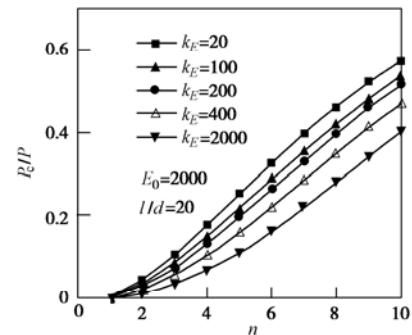
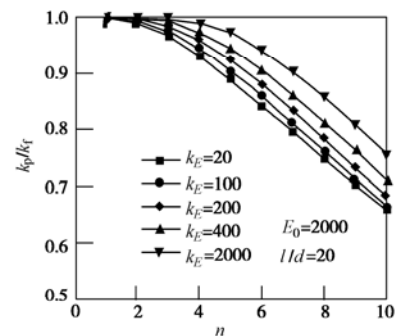
图8 不同长径比时 P_c/P 随 n 的变化Fig. 8 Variation of P_c/P with n under different l/d 图9 不同长径比时 k_p/k_f 随 n 的变化Fig. 9 Variation of k_p/k_f with n under different l/d

4 参数分析

由本文简化分析方法可知, 单桩-土-承台共同作用性状主要受桩、承台参数 (E_p , l/d , n) 和土体参数 (E_0 , k_E , v , v_b) 的影响, 下面主要讨论 l/d , n , k_E 等参数对单桩桩顶支承刚度与带台单桩整体支承刚度之比 k_p/k_f 和承台荷载分担比 P_c/P 的影响。

图 8, 9 给出了不同长径比时 k_p/k_f 和 P_c/P 随承台与桩的半径比 n 的变化趋势。桩的长径比 l/d 相同时, 随 n 的增大, P_c/P 增加, 而 k_p/k_f 减小, 即桩的几何尺寸不变时, 加大承台尺寸, 则承台的荷载分担比相应提高, 而单桩桩顶支承刚度与带台单桩整体支承刚度之比降低。桩的长径比 l/d 增大时, 承台的荷载分担比 P_c/P 减小, 而 k_p/k_f 增大。当桩的 $l/d \geq 30$, 且 $n \leq 4$ 时, 承台荷载分担比小于 7%; 承台对带台单桩基础整体支承刚度的影响小于 2%, 可忽略不计。

图 10, 11 分别给出了土体非均质参数不同时 P_c/P 、 k_p/k_f 随 n 的变化趋势, 地表处弹性模量一定时, k_E 越大, P_c/P 越小, 而 k_p/k_f 越大。由图 12 给出的带承台单桩基础无量纲支承刚度 (k_f/dE_0) 随 k_E 的变化趋势可见, k_f/dE_0 与 k_E 近似成线性增加关系。以上分析表明, 在非均质地基中, 带台单桩基础的工作性状受非均质程度的影响较大。

图10 不同 k_E 时 P_c/P 随 n 的变化Fig. 10 Variation of P_c/P with n under different k_E 图11 不同 k_E 时 k_p/k_f 随 n 的变化Fig. 11 Variation of k_p/k_f with n under different k_E

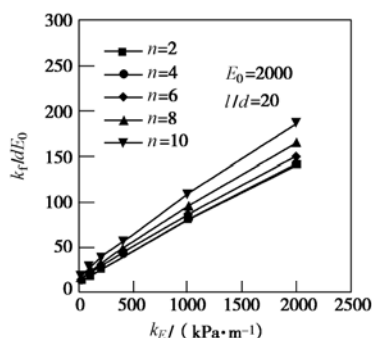


图 12 带台单桩基础支承刚度随 k_E 的变化

Fig. 12 Variation of stiffness of single pile-soil-cap with k_E

5 结 论

(1) 基于广义 Gibson 地基中单桩桩顶支承刚度和地基土支承刚度, 结合桩与承台之间等效相互作用系数, 提出了广义 Gibson 地基中单桩-土-承台共同作用简化分析方法。

(2) 简化方法解与 Butterfield 解和有限元解之间良好一致性, 验证了本文方法的合理性。

(3) 参数分析表明, 当 $l/d \geq 30$, 且 $n \leq 4$ 时, 承台分担的荷载较小, 承台对带台单桩基础的整体支承刚度的影响可忽略不计; k_E 对带台单桩基础性状的影响比较明显, 而 k_p/k_f 随 k_E 的增大而增大, 并且整体支承刚度 ($k_p d E_0$) 与 k_E 近似成线性增加关系。

(4) 本文提出的带台单桩简化分析方法, 为建立以带承台单桩为基本单元的桩筏基础共同作用简化分析方法提供了基础。

参考文献:

- [1] POULOS H G. Piled-raft foundation: design and applications[J]. Geotechnique, 2001, **51**(2): 95 - 113.
- [2] POULOS H G, DAVIS E H. Pile foundation analysis and design[M]. New York: John Wiley & Sons, 1980.
- [3] BUTTERFIELD R, BANERJEE P K. The problem of pile group-pile cap interaction[J]. Geotechnique, 1971, **21**(2): 135 - 142.
- [4] MAHARAJ D K. Load-settlement behaviour of piled raft foundation by three dimensional nonlinear finite element analysis[J]. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 8: 0334.
- [5] 王旭东, 魏道堦, 宰金珉. 群桩-土-承台结构共同作用的数值分析[J]. 岩土工程学报, 1996, **18**(4): 27 - 33. (WANG Xu-dong, WEI Dao-du, ZAI Jin-min. Numerical analysis of pile group-soil-pile cap interaction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, **18**(4): 27 - 33. (in Chinese))
- [6] POULOS H G. The influence of a rigid pile cap on the settlement behavior of an axially-loaded pile[J]. Civ Engg Trans I E Australia, **10**(2): 206 - 208.
- [7] RANDOLPH M F. Design of piled raft foundations[C]// Recent Developments in Laboratory and Field Tests and Analysis of Geotechnical Problems, Bangkok, 1983: 525 - 537.
- [8] RANDOLPH M F. Design methods for pile groups and piled rafts[C]// Proceedings of 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. New Delhi, 1994: 61 - 82.
- [9] POULOS H G. Settlement of single piles in non-homogeneous soil[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1979, **105**(GT5): 627 - 641.
- [10] SKEMPTON A W, HENLEK D J. Tests on london clay from deep borings at paddington[C]// Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics. London, 1957: 100 - 106.
- [11] WARD W H, MARSLAND A, SAMUELS S G. Properties of the London clay at the ashford common shaft[J]. Geotechnique, 1965, **15**(4): 321 - 344.
- [12] BROWN P T, GIBSON R E. Surface settlement of a deep elastic stratum whose modulus increases linearly with depth[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1972, **9**: 467 - 476.
- [13] GIBSON R E. Some results concerning displacements and stresses in a non-homogeneous elastic half-space[J]. Geotechnique, 1967, **17**(1): 58 - 67.
- [14] POULOS H G, DAVIS E H. 岩土力学弹性解[M]. 孙幼兰译. 徐州: 中国矿业大学出版社, 1990. (POULOS H G, DAVIS E H. Elastic solutions for soil and rock mechanics[M]. SUN You-lan, Translator. Xuzhou: China University of Mining and Technology Press, 1990. (in Chinese))
- [15] MAYNE P W, POULOS H G. Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, **125**(6): 453 - 460.
- [16] RANDOLPH M F, WROTH C P. Analysis of deformation of vertically loaded piles[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1978, **104**(GT12): 1465 - 1488.
- [17] COOKE R W, PRICE G, TARR K W. Friction piles under vertical working load conditions: load transfer and settlement[J]. Geotechnique, 1979, **29**(2): 113 - 147.