

桩承式围堤对邻近桥梁桩基的影响

朱碧堂¹, 吴兴龙², 杨敏¹, 李忠诚¹, 汪文彬¹

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 浙江省钱塘江管理局勘测设计院, 浙江 杭州 310016)

摘要: 桩承式围堤是将上部围堤或堆载荷重通过桩筏基础传递到深层较硬的土层, 减少由于围堤或堆载对邻近桩基产生负摩阻力和侧向推力的一种构筑物。本文采用基于 Geddes 应力解的桩筏基础简化分析方法, 以嘉兴港海盐港区三期围堤与杭州湾跨海大桥的穿越段为例, 对桩承式围堤对邻近桩基产生的负摩阻力和侧向推力进行了理论研究, 并与三维弹性和弹塑性数值模拟结果进行了对比分析。结果表明: ①桩承式围堤可有效降低围堤或地面堆载等荷载条件对邻近桩基的影响; ②本文采用的简化分析方法与弹性和弹塑性三维数值模拟结果吻合较好, 可作为桩承式围堤结构基础的分析和设计方法。

关键词: 桩承式围堤; 负摩阻力; 侧向推力; 简化分析; 数值模拟

中图分类号: TU473 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2007)07-1009-09

作者简介: 朱碧堂(1974-), 男, 湖北郧西人, 博士, 讲师, 主要从事深基础与桩基础的教学与研究。E-mail: btangzh@mail.tongji.edu.cn。

Effect of piled embankments on adjacent piles for bridge abutments

ZHU Bi-tang¹, WU Xing-long², YANG Min¹, LI Zhong-cheng¹, WANG Wen-bin¹

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Reconnaissance & Design Institute of Qiantang River Administration, Hangzhou 310016, China)

Abstract: Piled-raft foundations could be employed to transfer loads induced by embankments or surcharges to stiff stratum through soft soil strata and thus to mitigate negative skin friction and lateral pressure on adjacent pile foundations, such as for bridge abutments. Using a simplified method based on Geddes stress solutions as well as 3-dimensional numerical analysis with elastic and elastoplastic constitutive models, the negative skin friction and lateral pressure on the piles of the Hangzhou Bay Bridge due to embankment of Jiaxing Port were evaluated. It was indicated: ① piled embankments could be effectively used to alleviate the influence of embankment or surcharges on adjacent piles; ② the simplified method based on Geddes stress solutions could be adopted to assess roughly the negative skin friction and lateral pressure on piles due to adjacent pile foundations compared with the numerical analysis.

Key words: piled embankment; negative skin friction; lateral pressure; simplified analysis; numerical simulation

0 引言

随着我国经济建设和货运、港运事业的蓬勃发展, 沿海、沿江地区不仅成了重要的工业基地和集装箱货运集散中心, 也成了港口和桥梁的交汇地。因此, 在建设或运行过程中, 经常会遇到围堤或堆载对邻近重要建(构)筑物(如大桥、工业厂房等)桩基础产生影响的问题, 主要表现为侧向推力和轴向负摩阻力。为减少侧向推力和负摩阻力, 除采用地基处理手段加固上层软土降低土体沉降和水平位移外, 另一种有效的措施就是采用桩筏基础将上部堆载或围堤荷载传递到深层较硬的土层。这种采用桩基作为基础的围堤或堆载体, 我们称之为桩承式围堤。

目前有关桩承式围堤的计算分析及其对邻近桩基

影响的理论研究, 文献报道极少。本文以嘉兴港海盐港区围堤与杭州湾跨海大桥穿越段的桩承式围堤为例, 研究桩承式围堤基础的计算方法及其对邻近大桥桩基的影响(包括负摩阻力和侧向推力), 从而为该工程的设计提供依据, 也为其它类似工程的分析和设计提供可行的理论计算方法。

嘉兴港(原乍浦港)是浙江省在长江三角洲经济发达地区的重要港口(如图1), 位于长江三角洲南翼, 杭州湾北岸, 毗邻上海浦东, 距杭州 117 km, 距上海 95 km。嘉兴港海盐港区位于三期围堤的西侧滩地上, 堤长约 10.6 km, 围海造陆约 850 公顷。滩地自北向

南倾斜,自然坡度约在 $2^{\circ} \sim 4^{\circ}$ 。三期围堤主体围堤采用吹砂管袋折叠斜坡式结构,堤顶宽度 7.0 m,堤顶高程 8.2 m,其它尺寸见图 2。根据规划,三期围堤将在北引桥 A44 和 A45 桥墩间穿越宁波杭州湾跨海大桥。A44 和 A45 桥墩中心距约 50 m,每个桥墩包括左、右支墩,采用桩基础如图 3 所示。如围堤仍采用主围堤结构,围堤将对大桥嵌岩桩基产生较大的负摩阻力和水平推力作用。为此,根据分析比较,围堤穿越段采用桩承式围堤,如图 4。堤体由空心混凝土箱和空心箱内部分回填粉砂组成,顶面高程为 8.7 m。穿越段围堤的基础由 6 个分离式桩筏基础组成,每个基础由 15 根长 30 m、直径 800 mm 的钢筋混凝土桩以及长 15 m,宽 11.6 m,厚 0.8 m 的筏板组成。图 5 为围堤和大桥中轴线交汇处的一个桩筏基础,AB 或 CD 边距 A44 或 A45 桥墩#1 桩约 14 m,其它桩筏基础以大桥中轴线为对称轴、沿堤轴线对称展布。考虑防渗要求,在桩筏基础两侧采用水泥搅拌桩形成隔水帷幕。



图 1 嘉兴港海盐港区围堤与杭州湾跨海大桥位置图

Fig. 1 Locations of Jiaying Port and Hangzhou Bay Bridge

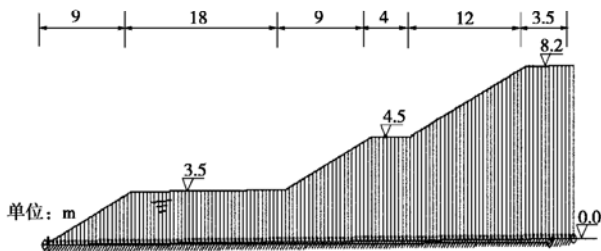


图 2 主围堤背水侧断面构造图

Fig. 2 Cross-section of the backside of main embankment

1 桩承式围堤桩筏基础简化分析模型

1.1 筏板的分析模型

由于穿越段桩筏基础的筏板宽度 $B=11.6\text{ m}$,板厚 $t=0.8\text{ m}$,则 $t/B=1/14.5$,符合薄板的定义(即板厚与板面内最小特征尺寸为 $1/80 \sim 1/5$)。故可采用基于 Kirchhoff 薄板理论^[1]的有限单元法对筏板进行分析。

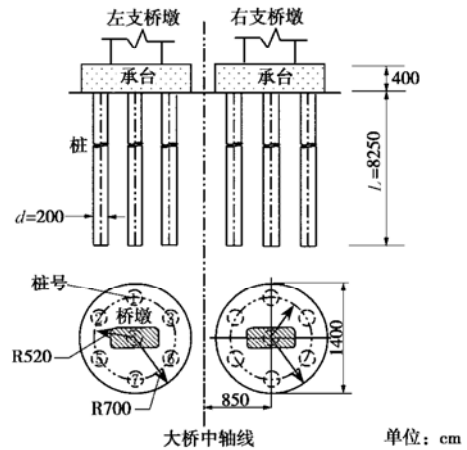


图 3 杭州湾跨海大桥 A44 或 A45 桥墩桩基础

Fig. 3 Pile foundation for A44 or A45 abutment of Hangzhou Bay Bridge

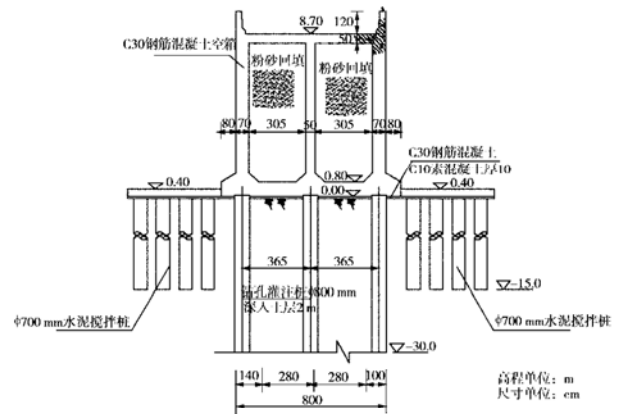


图 4 嘉兴港海盐港区大桥穿越段桩承式围堤

Fig. 4 Piled embankment of Jiaying Port crossing Hangzhou Bay Bridge

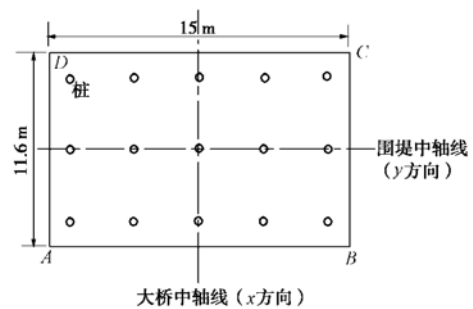


图 5 嘉兴港海盐港区大桥穿越段中轴线处桩筏基础

Fig. 5 Piled-raft foundation at the central axes of the embankment of Jiaying Port and Hangzhou Bay Bridge

基础板采用三角形板单元进行离散,采用面积坐标法计算单元刚度。对于各向同性板,每个节点有 3 个自由度,即 $(w \ \theta_x \ \theta_y)_i$,如图 6 (a),其中 w 为 z 方向上的位移或挠度; θ_x , θ_y 分别为 x 和 y 方向上的转角。对应的节点力为 $(W \ T_x \ T_y)_i$,其中 W 为 z 方向上的节点力; T_x 和 T_y 分别为 x 和 y 方向上的节点弯

矩, 如图 6 (b)。对于一个三角形单元, 有三个节点, 则单元等效节点荷载向量 $\{F\}^e$ 和位移向量 $\{\delta\}^e$ 分别为

$$\{F\}^e = (W_1 \ T_{1x} \ T_{1y} \ W_2 \ T_{2x} \ T_{2y} \ W_3 \ T_{3x} \ T_{3y})^T \quad (1)$$

$$\{\delta\}^e = (\delta_1 \ \delta_2 \ \delta_3)^T = (w_1 \ \theta_{1x} \ \theta_{1y} \ w_2 \ \theta_{2x} \ \theta_{2y} \ w_3 \ \theta_{3x} \ \theta_{3y})^T \quad (2)$$

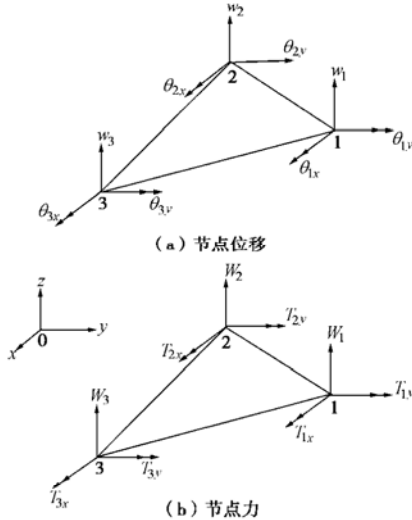


图 6 受弯板三角单元的节点位移与节点力

Fig. 6 Displacements and forces of nodes for a triangle element

单元等效节点荷载向量 $\{F\}^e$ 可由三角单元内作用的集中荷载、分布荷载计算, 详见文献[1], 这里不再论述。单元等效节点荷载向量和位移向量存在如下关系 (单元的平衡方程):

$$\{F^e\} = \{K^e\} \{\delta^e\} \quad (3)$$

式中, 单元刚度矩阵 K^e 为

$$\{K^e\} = T_B^T B_B^T D_B B_B T_B \quad (4)$$

$$T_B = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} -c_1 & 2A & 0 & -c_2 & 0 & 0 & -c_3 & 0 & 0 \\ b_1 & 0 & 2A & b_2 & 0 & 0 & b_3 & 0 & 0 \\ -c_1 & 0 & 0 & -c_2 & 2A & 0 & -c_3 & 0 & 0 \\ b_1 & 0 & 0 & b_2 & 0 & 2A & b_3 & 0 & 0 \\ -c_1 & 0 & 0 & -c_2 & 0 & 0 & -c_3 & 2A & 0 \\ b_1 & 0 & 0 & b_2 & 0 & 0 & b_3 & 0 & 2A \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$B_B = \begin{bmatrix} -4b_2 & -4c_2 & 0 & 0 & -2b_2 & -2c_2 \\ b_1 & c_1 & -(b_3 - b_1) & -(c_3 - c_1) & -b_3 & -c_3 \\ 2b_2 & 2c_2 & 0 & 0 & 4b_2 & 4c_2 \\ -(b_2 - b_3) & -(c_2 - c_3) & -b_2 & -c_2 & b_3 & c_3 \\ 0 & 0 & 4b_1 & 4c_1 & 2b_1 & 2c_1 \\ 0 & 0 & -2b_1 & -2c_1 & -4b_1 & -4c_1 \\ -(3b_3 + 5b_2) & -(3c_3 + 5c_2) & -(b_3 - b_1) & -(c_3 - c_1) & -(b_1 + 3b_2) & -(c_1 + 3c_2) \\ -(b_2 - b_3) & -(c_2 - c_3) & 3b_3 + 5b_1 & 3c_3 + 5c_1 & 3b_1 + b_2 & 3c_1 + c_2 \\ (b_2 - b_3) & (c_2 - c_3) & (b_3 - b_1) & (c_3 - c_1) & -3(b_1 - b_2) & 3(c_1 - c_2) \end{bmatrix} \quad (6)$$

$$D_B = \begin{bmatrix} D_{J11} I_B & D_{J12} I_B & D_{J13} I_B \\ D_{J21} I_B & D_{J22} I_B & D_{J23} I_B \\ D_{J31} I_B & D_{J32} I_B & D_{J33} I_B \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$I_B = \begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (8)$$

式中 A 为三角形的面积, 有

$$A = \frac{1}{2} * \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_m & y_m \end{vmatrix} = \frac{(b_j * c_m - b_m * c_j)}{2}, \quad b_i = y_j - y_m,$$

$c_i = x_m - x_j$ 。其中 $(x_i, y_i), (x_j, y_j), (x_m, y_m)$ 分别为节点 i, j, m 的整体坐标; 在计算 A 时, $i, j, m=1, 2, 3$; 在确定 b_i 和 c_i 时, i, j, m 按顺时针轮换, 即当 $i=1$ 时, $j=2, m=3$; 当 $i=2$ 时, $j=3, m=1$; 当 $i=3$ 时, $j=1, m=2$ 。 $D_{J11} \sim D_{J33}$ 为矩阵 D_J 的元素, D_J 可由下式计算:

$$D_J = J_B^T D_f J_B \quad (9)$$

$$J_B = \frac{1}{4A^2} \begin{bmatrix} b_1^2 & b_2^2 & b_1 b_2 \\ c_1^2 & c_2^2 & c_1 c_2 \\ 2b_1 c_1 & 2b_2 c_2 & b_1 c_2 + c_1 b_2 \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$D_f = D_0 \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} \end{bmatrix} = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} \end{bmatrix} \quad (11)$$

式中, E, μ 分别为筏板的弹性模量和泊松比, t 为板厚。假设离散后的筏板共有 n_b 个节点, 首先对离散后的每个三角形单元建立单元刚度 K^e , 然后按照“对号入座”的方法组合总刚, 得到筏板的总刚度矩阵 $[K_r]_{3n_b \times 3n_b}$, 详细过程参见文献[1]。同时, 假定筏板的整体等效节点荷载向量和位移向量分别为 $\{F\}$ 和位移向量为 $\{\delta\}$ 。

1.2 群桩中各单桩的侧阻与端阻

根据《建筑桩基技术规范》^[2], 通过筏板传递的上部结构荷载完全由基桩承担, 不考虑筏板下土体分担的荷载。以群桩中任一单桩为例, 假设其承担的桩顶荷载为 Q , 由如下 3 部分组成: ①桩端集中荷载 P_b ; ②沿桩身均匀分布的荷载 P_r ; ③沿桩身线性增长的分布荷载 P_t , 如图 7。三者有如下关系:

$$Q = P_b + P_r + P_t \quad (12)$$

$$P_b = \alpha Q \quad (13)$$

$$P_r = \beta Q \quad (14)$$

$$P_t = (1 - \alpha - \beta) Q \quad (15)$$

其中, α, β 分别为桩端阻力、桩侧均布摩擦力的荷载分配系数。通常情况下取 $\beta=0$, α 值取桩端极限阻力除以单桩的极限承载力 (即桩的端阻比)^[3], 也就是按式 (16) 求出:

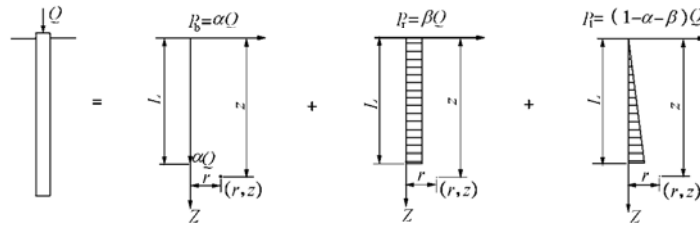


图7 假定的单桩桩顶荷载传递模式

Fig. 7 Load transfer of an axially loaded pile

$$\alpha = \frac{P_b}{Q} = \frac{f_p A_p}{U_{pi} \sum f_{si} l_i + f_p A_p} \quad (16)$$

式中 f_{si}, f_p 分别为第 i 层土的极限侧阻力和持力层极限端阻力; l_i, U_{pi} 分别为桩周第 i 层土厚度和相应的桩身截面周长; A_p 为桩端横截面面积。 α 的取值范围在 $[0,1]$ 之间, $\alpha = 0$ 对应于纯摩擦桩情况, $\alpha = 1$ 对应于端承桩情况。

在上述三种力作用下, 土中任意一点 (r, z) 处的竖向附加应力 σ_z 可表示为

$$\sigma_z = \sigma_{zb} + \sigma_{zr} + \sigma_{zt} = \frac{(P_b I_b + P_r I_r + P_t I_t)}{L^2} = \frac{Q[\alpha I_b + \beta I_r + (1 - \alpha - \beta) I_t]}{L^2} \quad (17)$$

式中, I_b, I_r, I_t 分别为桩端荷载、桩侧矩形分布摩阻力分担的荷载和三角形分布摩阻力分担的荷载作用下地基中任一点的竖向应力影响系数, 分别由半无限弹性体中 Mindlin 和 Geddes 应力解^[4]确定, 具体计算式可参见文献[3, 4], L 为桩的入土深度。

在按式 (17) 求得单桩 i 引起的附加应力 σ_{zi} 后, 对于由 n_p 根桩组成的群桩, 地基中任一点 z 的竖向应力可按下式表示:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{n_p} \sigma_{zi} \quad (18)$$

1.3 群桩中各单桩的沉降和群桩的刚度矩阵

根据图 7 所示桩端和桩侧阻力的分配形式, 当 $\beta = 0$ 时, 可得任一基桩本身的压缩量 s_p 为

$$s_p = \frac{(2 + \alpha)QL}{3E_p A_p} \quad (19)$$

式中, E_p 为桩身材料杨氏模量, 其它符号同前。

对于桩端平面下土体压缩量的计算, 首先由式 (18) 计算各单桩桩端下的应力分布, 采用附加应力为 10% 的自重应力作为确定压缩层标准^[3], 计算各单桩的压缩层厚度, 然后按分层总和法计算该桩的沉降。对于群桩中任一单桩, i 桩桩顶单位荷载作用引起 i 桩桩端平面下土体沉降 δ_{ii} 可为

$$\delta_{ii} = \psi_m \sum_{k=1}^{n_s} \int_{z_{k1}}^{z_{k2}} \frac{\sigma_{zii}}{E_{sk}} dz$$

$$= \psi_m \sum_{k=1}^{n_s} \int_{z_{k1}}^{z_{k2}} \frac{\alpha I_{bii} + \beta I_{rii} + (1 - \alpha - \beta) I_{tii}}{E_{sk} L_i^2} dz \quad (20)$$

第 j 根桩桩顶单位荷载作用引起第 i 根 ($i \neq j$) 桩桩端土压缩量 δ_{ij} 可为

$$\delta_{ij} = \psi_m \sum_{k=1}^{n_s} \int_{z_{k1}}^{z_{k2}} \frac{\alpha I_{bij} + \beta I_{rij} + (1 - \alpha - \beta) I_{tij}}{E_{sk} L_j^2} dz \quad (21)$$

式中 ψ_m 为桩基沉降计算经验系数, 应根据类似工程条件下沉降观测资料及经验确定, 本文取 1.1^[3]; n_s 为桩端平面下计算深度范围内土层数; z_{k1}, z_{k2} 分别为第 k 层土的层顶、层底标高; E_{sk} 为第 k 层土的压缩模量, 采用地基土在自重压力至自重压力加附加压力作用时的压缩模量, 在缺少 $e-p$ 曲线条件下, 采用地基土在自重压力至自重压力加 200 kPa 作用时的试验值; L_i, L_j 分别为桩 i, j 的入土深度; I_b, I_r, I_t 含义同前。

群桩中任意 i 桩的桩顶沉降 s_i 可确定为

$$s_i = s_{p(i)} + \sum_{j=1}^{n_p} \delta_{ij} Q_j \quad (22)$$

式中, $s_{p(i)}$ 为 i 桩本身的压缩量, Q_j 为 j 桩的桩顶荷载。假定群桩中各桩的 $E_p A_p$ 值相同, 但桩长不同, 则式 (22) 写成矩阵的形式:

$$\begin{Bmatrix} s_1 \\ s_2 \\ \dots \\ s_{n_p} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \delta_{11} + \frac{(2 + \alpha)L_1}{3E_p A_p} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1n_p} \\ \delta_{21} & \delta_{22} + \frac{(2 + \alpha)L_2}{3E_p A_p} & \dots & \delta_{2n_p} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{n_p 1} & \delta_{n_p 2} & \dots & \delta_{n_p n_p} + \frac{(2 + \alpha)L_{n_p}}{3E_p A_p} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \dots \\ Q_{n_p} \end{Bmatrix} \quad (23)$$

式中, n_p 为群桩的桩数, s_i 既为 i 桩桩顶的沉降, 亦为该桩与筏板相交节点处的挠度 w_i , Q_i 为 i 桩承担的荷载, 亦为该桩与筏板交点处 z 方向上的力 W_i 。将式 (23) 等号右端的系数矩阵求逆, 即为群桩的刚度矩阵, 记为

$$[K_p]_{n_p \times n_p} = \begin{Bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1n_p} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2n_p} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{n_p 1} & k_{n_p 2} & \dots & k_{n_p n_p} \end{Bmatrix} \quad (24)$$

1.4 群桩 - 筏板总刚的形成

将群桩刚度矩阵 $[K_p]_{n_p \times n_p}$ 扩展为 $[K_p]_{3n_b \times 3n_b}$, 其中与筏板相交节点的转角自由度 (θ_x, θ_y) 对应的刚度元素充零, 与筏板不相交节点所有自由度对应的刚度元素全为零。然后, 将群桩的刚度矩阵 $[K_p]_{3n_b \times 3n_b}$ 与筏板的刚度矩阵 $[K_r]_{3n_b \times 3n_b}$ 相叠加, 即可建立桩筏基础的总刚度矩阵 $[K]_{3n_b \times 3n_b}$, 即有

$$[K]_{3n_b \times 3n_b} = [K_p]_{3n_b \times 3n_b} + [K_r]_{3n_b \times 3n_b} \quad (25)$$

1.5 桩筏基础沉降的求解

根据筏板和群桩的变形协调条件和节点平衡条件, 有

$$([K_p] + [K_r]) \{\delta\} = [K] \{\delta\} = \{F\} \quad (26)$$

式中, $\{F\}$ 为筏板的整体等效节点荷载向量, $\{\delta\}$ 为筏板的节点位移向量。由于方程 (26) 中刚度 $[K]$ 为荷载向量 $\{F\}$ 的函数, 必须通过迭代求解。由方程 (26) 求得筏板节点的位移后, 根据筏板的三角形板单元理论^[1], 计算桩顶反力和沉降以及筏板内力。

1.6 负摩阻力与侧向推力分析

负摩阻力是由于桩周土体沉降大于桩本身的沉降而产生向下的下拉荷载。由于桥梁桩基为嵌岩桩, 沉降较小 (主要由桩本身的压缩引起)。因此通过计算大桥基桩附近土体的沉降可判定负摩阻力是否存在。而土体沉降计算与计算点处的应力有关。根据文献[3, 5], 如果某点竖向附加应力 σ_z 小于自重应力 σ_s 的 10%, 认为该点处土体不发生压缩变形。因此, 通过计算地基附加应力和自重应力, 比较附加应力与自重应力的比值 σ_z/σ_s 即可判定负摩阻力。

在确定了群桩中各基桩桩顶承担荷载 P_i 和桩端、桩身分布荷载后, 由于主围堤离桥梁桩基较远, 由地面荷载引起地基中某点的弹性应力解答可由 Boussinesq 解^[4]计算, 而由桩基分布荷载 (桩身和桩端荷载) 引起的应力可采用式 (18) 计算。

对于侧向推力问题, 由于采用桩承式围堤, 围堤荷载全部由桩基承担, 土体承担的荷载较小, 不会发生侧向滑动破坏, 此时侧向推力不再由土体滑动引起, 而是由桩基传递的荷载和主围堤引起。由于主围堤离桥梁桩基较远, 由此引起地基中某点的弹性应力可由

Boussinesq 解确定, 而由桩基分布荷载引起的应力可由 Geddes 应力解确定^[4]。值得说明的是, 由于弹性解答无法考虑大桥桩基的影响, 很难准确确定侧向压力。不过, 由于大桥基桩直径很大、侧向变形小, 可将大桥基桩视为不动的挡墙。参照地面分布荷载引起作用在挡墙上的弹性压力计算方法^[6], 大桥桩基所受侧向压力近似为桩位处 Boussinesq 应力解的两倍。

由于#1 桩离围堤距离最小, 下面仅讨论桩承式围堤和主围堤对#1 桩产生的附加应力, 从而评价负摩阻力和水平推力。分析步骤如下: ①采用桩筏基础分析方法计算桩筏基础沉降与群桩中各桩承担的桩顶荷载, 以及荷载沿深度分布; ②采用 Geddes 应力解答, 计算#1 桩处由桩承式围堤引起的竖向应力和侧向应力; ③采用 Boussinesq 应力解, 计算#1 桩处由主围堤、穿越段围堤和主围堤间过渡段引起的竖向和侧向附加应力, 并与②的计算结果叠加得到总竖向和侧向附加应力; ④比较#1 桩处地基竖向附加应力和自重应力, 分析负摩阻力; ⑤根据#1 桩处地基侧向附加应力, 乘以 2 倍得侧向压力。

2 桩顶沉降与荷载分担比

根据地质勘察报告, 土体组成和性质指标如表 1。桩长为 30 m, 则桩端持力层为第 7 层粉质黏土。由于缺乏现场桩基试验资料, 根据土层性质和物理力学指标以及《建筑桩基技术规范》^[2], 选取桩侧极限摩阻力和桩端极限阻力, 也列入表 1。

根据《建筑桩基技术规范》, 取 $\beta = 0$, 由此计算得单桩承载力为 1192.8 kN, 端阻比 α 为 0.12。因此对于任意基桩, 设承担总荷载为 P_i , 桩端荷载为 $0.12P_i$, 桩侧线性增长荷载总和为 $0.88P_i$ 。

考虑围堤自重和堤外杭州湾高水位引起的浮力, 每个桩筏基础受到的上部荷重约为 16474 kN。桩和筏板混凝土标号为 C30, 重度取 25 kN/m^3 , 弹性模量为 $3.0 \times 10^4 \text{ MPa}$, 泊松比取 0.17。假设各桩筏基础间不发生相互影响, 由上述桩筏基础分析方法, 计算得每

表 1 土体性质指标与计算参数

Table 1 Soil strata and parameters for calculation

土层	土层名称	层厚/m	$\gamma_s(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	E_s/MPa	c/kPa	$\varphi/(\text{^\circ})$	f_s/kPa	f_p/kPa
1	黏质粉土	2.23	19.0	19.3	11.4	26.1	34	
2	淤泥质粉质黏土	11.11	18.2	9.5	14.5	9.4	18	
3	黏质粉土	3.7	19.0	12.7	12.9	28.4	20	
4	淤泥质黏土	6.2	17.8	7.5	16.0	11.6	18	
5	砂质粉土	3.1	19.5	22.0	12.3	29.6	57	
6	粉质黏土	3.67	18.8	12.5	26.5	11.5	45	420
7	粉质黏土	6.69	19.4	15.1	30.9	17.0	65	582
8	黏土	4.5	19.1	18.3	35.2	17.8	76	988
9	粉细砂	40	19.0	50.0	0	35	70	1500

个桩筏基础中各桩承担的荷载和沉降，示于图 8。各桩承担的荷载大小为 803.5~1667.8 kN，沉降为 22.4~46.8 mm。相应的平均桩顶荷载为 1237.7 kN，约为单桩承载力的 1.04 倍；最大桩顶荷载为 1667.8 kN，约为单桩承载力的 1.4 倍。上述结果分别略大于《建筑桩基技术规范》规定的 1 和 1.2。考虑在本研究中采用桩承式围堤是为了降低围堤对邻近大桥桩基产生的负摩阻力和侧向推力，此时地基土体可承担一部分围堤荷载。因此，承载力安全度是有保证的。

根据群桩中各基桩桩顶承担的荷载 P_i 和桩端、桩身分布荷载，采用 Mindlin 和 Geddes 弹性应力解^[4]（即式（18））计算由桩承式围堤在大桥#1 桩位处引起的竖向附加应力和水平应力，同时叠加上由主围堤地面荷载引起的弹性应力（Bousinesq 解），可得#1 桩位处的总竖向和水平附加应力，进而分析负摩阻力和侧向推力，将在下文论述。

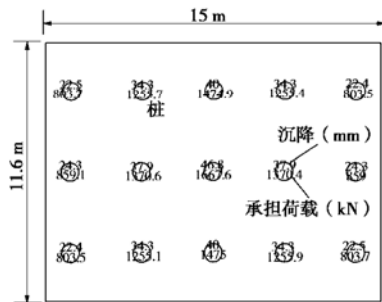


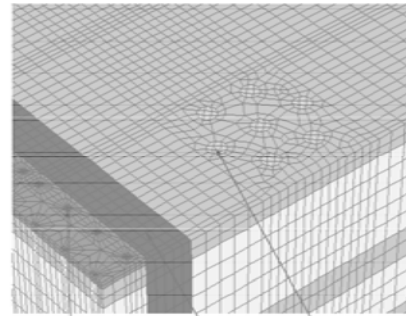
图 8 桩筏基础中各桩沉降及桩顶分担荷载

Fig. 8 Settlement and distributed load on each pile in a piled-raft foundation

3 数值模拟分析

本文对桩承式围堤对邻近大桥桩基的影响也进行

性本构模型。桩和筏板弹性参数同前，各层土体弹性模量如表 1，泊松比均假定为 0.3。主围堤简化为地面荷载，荷载大小为堆载高度乘以假定的重度 18 kN/m³。



围堤桩基 搅拌桩复合土体 大桥桩基

图 10 局部围堤桩基与大桥桩基计算网格

Fig. 10 Pile foundations for embankment and bridge abutment

在弹塑性分析中，围堤桩基和大桥桩基均采用线弹性本构模型，土体采用 Mohr - Coulomb 本构模型。其中，材料弹性参数与弹性分析相同。土体剪切屈服面为函数 f_1, f_2, f_3 组成的六角锥体，其中

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{2}|\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0, \\ f_2 &= \frac{1}{2}|\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0, \\ f_3 &= \frac{1}{2}|\sigma_3 - \sigma_1| + \frac{1}{2}(\sigma_3 + \sigma_1)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0, \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

式中，主应力 σ_1, σ_2 和 σ_3 以拉力为正， c, φ 分别为土体黏聚力和内摩擦角。

采用非关联流动法则，剪切塑性流动势函数为

$$\left. \begin{aligned} g_1 &= \frac{1}{2}|\sigma_1 - \sigma_2| + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2)\sin\psi, \\ g_2 &= \frac{1}{2}|\sigma_2 - \sigma_3| + \frac{1}{2}(\sigma_2 + \sigma_3)\sin\psi, \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

满足 Coulomb 抗剪强度定律, 桩土间黏聚力和摩擦角分别取 10 kPa 和 13.8°。

$$k_n = 10.925 \bar{G}_s (1 + 0.75 \nu_s) \frac{\left(\frac{E_p}{\bar{G}_s (1 + 0.75 \nu_s)} \right)^{-1/7}}{\pi d}, \quad (31)$$

$$k_s = 1.3 \bar{G}_s \left(\frac{E_p}{\bar{E}_s} \right)^{-1/40} \frac{\left[1 + 7 \left(\frac{L}{d} \right)^{-0.6} \right]}{d}, \quad (32)$$

式中, \bar{E}_s , \bar{G}_s 和 ν_s 分别为桩长深度内土体平均弹性模量、剪切模量和泊松比, 分别为 13.9 MPa, 5.3 MPa 和 0.3, d 为桩径, L 和 E_p 含义同前。

4 简化方法与数值分析结果的比较

4.1 简化分析方法与数值分析的比较

表 2, 3 分别为围堤桩基、大桥#1 桩由简化分析方法、三维弹性和弹塑性数值分析得到的计算结果。通过比较可以发现:

(1) 弹性和弹塑性数值分析所得围堤穿越段桩基沉降和桩顶荷载比较一致(表 2), 但主围堤段弹塑性分析比弹性分析结果大。两种数值方法所得围堤穿越段桩基沉降和分担的荷载是可靠的。

(2) 采用基于 Geddes 应力解的桩筏基础简化分析方法所得桩顶沉降和桩顶分担荷载与数值分析结果比较一致, 这表明采用《建筑桩基技术规范》计算桩承式围堤的沉降和荷载分担是可行的。

表 2 简化分析与三维数值分析结果的比较(围堤)

Table 2 Comparison between simplified analysis and 3D numerical analysis for piled embankment

分析方法	穿越段围堤桩基	
	桩顶沉降 s_f /mm	桩顶荷载 P_f /kN
简化方法	22.4~46.8	803.5~1667.8
弹塑性分析	53.6~84.2	1346~1974
弹性分析	27.1~77.5	1002~1917

表 3 简化分析与三维数值分析结果的比较(大桥#1 基桩)

Table 3 Comparison between simplified analysis and 3D numerical analysis for pile #1 for the bridge abutment

分析方法	最大位移 /mm			桩周最大应力		
	u_z	u_x	u_y	$(\sigma_z/\sigma_x)_{\max}$	σ_{\max}	σ_{\min}
				%	kPa	kPa
简化分析				7	54 ($\beta=0.75$)	65 ($\beta=0.75$)
					19 ($\beta=0.1$)	59 ($\beta=0.1$)
弹塑性	1.9	6.0	3.8	6	66.1	63.8
弹性	1.2	15.2	6.9	9	20.8	64.7

(3) 比较各桩承担的总荷载和桩顶上围堤施加的

堤荷载通过桩基传递到深部土层, 从而能降低围堤堆载对邻近桥梁桩基的影响。

下面根据简化分析、弹性和弹塑性数值分析结果, 讨论围堤对大桥#1 桩产生的负摩阻力和侧向推力。

4.2 负摩阻力

通过数值分析方法可直接得到大桥桩基摩阻力 f_s 沿深度分布, 如图 11 (其中正值表示负摩阻力, 负值表示正摩阻力)。由于大桥桥墩桩基为嵌岩桩, 在数值模拟中必然会出现负摩阻力。由图 11 可见, #1 桩最大负摩阻力仅为 10.2 kPa, 对大桥桩基的影响甚微。

通过比较桩周土体竖向附加应力与自重应力亦可对负摩阻力进行讨论。由表 3 可见, 由简化分析、弹性和弹塑性数值分析所得#1 桩桩周土体最大附加竖向应力与自重应力的比值分别为 7%, 6%和 9%, 均小于 10%, 因此, 沿大桥基桩长度内, 土体沉降和负摩阻力可忽略^[3, 5]。

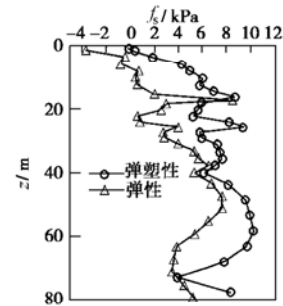


图 11 #1 桩负摩阻力沿深度分布

Fig. 11 Distribution of negative skin friction along pile #1

另外, 由弹塑性和弹性数值分析表明, #1 桩的桩顶沉降仅为 1.9 和 1.2 mm, 沉降很小, 也表明作用在#1 桩上的负摩阻力可忽略不计。

综上所述, 由穿越段桩承式围堤和主围堤对大桥桩基产生的负摩阻力影响甚微。这表明桩承式围堤可显著降低围堤对邻近桩基的负摩阻力作用。

4.3 侧向推力

图 12~14 为大桥桥墩桩基的侧向压力沿深度分布曲线。由图表明, 由简化分析、弹性和弹塑性数值分析所得大桥桥墩#1 桩桩周土体最大附加侧向压力比较吻合, 并且弹塑性分析结果与较大 β 值对应的侧向压力比较一致, 而弹性分析结果与较小 β 值对应的侧向压力一致 (图中 β 值表示采用弹性应力解答时, 桩侧均布线荷载系数)。

图 12~14 还表明, 采用弹塑性分析时, #1 桩在地面下 17~32 m 范围内受到的侧向压力较大, 而围堤桩长度为 30 m。这表明, 围堤桩能够将地面荷载传递到深层土体, 并引起该深度内的土体发生侧向变形。

x 和 y 方向 (即分别平行于和垂直于桥梁中轴线

方向)最大侧向压力分别为 66.1 kPa 和 64.7 kPa, 发生深度在 17~32 m 范围内。由于在 3*d* (*d* 为桩径), 即约 6 m 深度以下的土体抗力可达 9*S_u* (其中 *S_u* 为土体不排水剪强度)^[10], 并且 17~32 m 范围内的 *S_u* 值约 38~86 kPa, 上述侧向压力远小于土体可提供的抗力, 对大桥桩基影响有限。

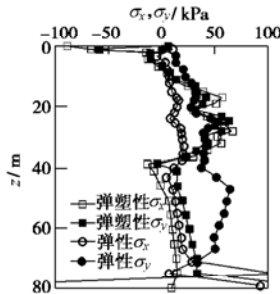


图 12 #1 桩侧压力沿深度分布

Fig. 12 Distribution of lateral earth pressures along pile #1

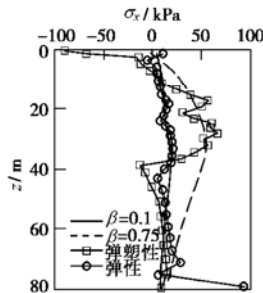


图 13 #1 桩侧压力 σ_x 沿深度分布

Fig. 13 Distribution of σ_x along pile #1

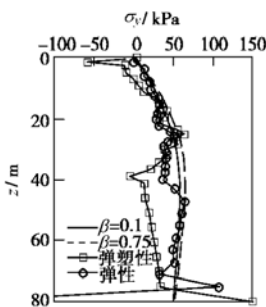


图 14 #1 桩侧压力 σ_y 沿深度分布

Fig. 14 Distribution of σ_y along pile #1

由于推力相对于土体极限抗力很小, #1 桩 *x* 方向的最大侧向变形为 15 mm (约 0.75%*d*), *y* 方向的最大侧向变形为 6 mm (0.3%*d*), 稍大或小于允许桩顶变形 12 mm 或 (2%~10%) *d*^[11]。并且最大变形发生深度在 17~32 m 范围内而不是桩顶, 对大桥运营影响有限。值得说明的是, 尽管 *y* 方向一侧的侧向压力比 *x* 方向大, 但由于主围堤沿桥梁中轴线近似对称分布, 两侧主围堤引起 *y* 方向的应力互相抵消, 导致 *y* 比 *x* 方向的变形和弯矩小。

另一方面, 通过比较桩基最大弯矩和桩的抗弯能力, 可判定侧向推力的效应。对于侧向受荷桩, 存在两个特征弯矩值, 即开裂弯矩 *M_{cr}* 和极限弯矩 *M_{ult}*。如果桩的计算最大弯矩小于桩身混凝土的开裂弯矩, 那么桩不仅变形很小, 而且受力也是安全的。开裂弯矩 *M_{cr}* 的计算式如下:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{z_t} = k_r \frac{\sqrt{f'_c} I_g}{z_t} \quad (33)$$

式中 *f_r* 为混凝土的断裂模量; *I_g* 为开裂前不考虑钢筋效应的全截面惯性矩; *z_t* 为最大拉伸应力点与中性轴的距离; *k_r* 为断裂模量系数, 对于常规重量混凝土 (相对于轻质混凝土而言) *k_r* = 19.7~31.5^[12]; *f'_c* 为柱状试样混凝土抗压强度特征值 (kPa)。在缺少试验资料情况下, *f'_c* 与混凝土杨氏模量 *E_c* 存在如下经验关系 *E_c* = 151000√*f'_c* (kPa)^[12]。因此, 可通过 *E_c* 值得到 *f'_c* 值, 也可通过 *f'_c* 值近似确定 *E_c* 值。

对于 #1 桩, 桩长 82.5 m, 桩径 2.0 m。采用 C30 混凝土, 混凝土杨氏模量 *E_c* = 3.0 × 10⁷ kPa, 则混凝土抗压强度 *f'_c* = 39.5 MPa。桩截面惯性矩 *I_g* = 0.785 m⁴, 则由式 (33) 计算开裂弯矩为 3.08~4.92 MN·m, 其中混凝土边缘距中性轴距离 *z_t* = *d*/2 = 1 m。而由弹塑性分析得最大弯矩 *M_{max}* = 3.17 MN·m, 接近或小于开裂弯矩。极限弯矩 *M_{ult}* 与桩身混凝土强度和钢筋多少和布置等有关, 根据 7 个侧向受荷桩的分析结果^[8], 极限弯矩 *M_{ult}* 为开裂弯矩 *M_{cr}* 的 1.7~6.5 倍, 则极限弯矩 *M_{ult}* 约为 5.2~32.0 MN·m, 约为计算最大弯矩 *M_{max}* 的 1.6~10.1 倍, 满足一般的安全系数要求 (如 1.5 等)。因此由围堤引起的侧向推力作用也是安全的。

通过上述分析可见, 不仅由简化分析、弹性和弹塑性数值分析所得围堤穿越段桩基沉降和桩顶荷载比较一致, 而且所得负摩阻力和侧向推力的效应也基本一致。所以, 本文所提简化分析方法和数值分析均可应用于桩承式围堤对邻近桩基的影响分析。

5 结 论

本文采用桩承式围堤桩筏基础的简化分析方法, 对嘉兴港海盐港区围堤与杭州湾跨海大桥的穿越段桩筏基础进行了理论分析, 并采用弹性和弹塑性三维数值方法模拟了嘉兴港海盐港区围堤对杭州湾跨海大桥产生的负摩阻力和侧向推力。结果表明:

(1) 桩承式围堤可有效降低围堤或地面堆载等荷载条件对邻近桩基的影响。

(2) 本文采用的简化分析方法与弹性和弹塑性三维数值模拟结果吻合较好, 可作为桩承式围堤结构基

础的分析和设计方法。

(3) 本文的计算成果可为工程设计提供理论指导, 亦可作为类似工程的参考分析。

参考文献:

- [1] 李景湧. 有限元法[M]. 北京: 北京邮电大学出版社, 1999. (LI Jing-yong. Finite element method[M]. Beijing: Beijing University of Posts and Telecommunications Press, 1999. (in Chinese))
- [2] JGJ94—94 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995. (JGJ94—94 Technical code for building pile foundation[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1995. (in Chinese))
- [3] DGJ08-11-1999 地基基础设计规范[S]. 1999. (DGJ08-11-1999 Foundation design code[S]. 1999. (in Chinese))
- [4] POULOS H G, DAVIS E H. Elastic solutions for soil and rock mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons, 1973. practice[M]. 1st edition. New York: John Wiley, 1948.
- [7] 刘波, 韩彦辉. FLAC 原理、实例与应用指南[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005. (LIU Bo, HAN Yan-hui. Principles, examples and user's guide for FLAC [M]. Beijing: China Communications Press, 2005. (in Chinese))
- [8] 朱碧堂. 土体的极限抗力与侧向受荷桩性状[D]. 上海: 同济大学, 2005. (ZHU Bi-tang. Limiting force profile and response of laterally loaded piles[D]. Shanghai: Tongji University, 2005. (in Chinese))
- [9] 朱碧堂, 杨敏. 抗拔桩的变形和极限承载力计算[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(3): 120 - 129. (ZHU Bi-tang, YANG Min. Calculation of displacement and uplift capacity of tension piles[J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(3): 120 - 129. (in Chinese))
- [10] BROMS B. Lateral resistance of piles in cohesive soils[J]. J Soil Mech and Found Div, ASCE, 1964, 90(2): 27 - 63.
- [11] HIRANY A, KULHAWY F H. Interpretation of load tests on drilled shafts, part 3: lateral and moment[C]//Proc of