

复合加载情况下非均匀地基上矩形基础承载力研究

张其一^{1, 2}, 栾茂田^{1, 2}, 袁凡凡³, 金丹^{1, 2}

(1. 大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024; 2. 大连理工大学土木水利学院岩土工程研究所, 辽宁 大连 116024; 3. 中国科学院武汉岩土力学研究所, 湖北 武汉 430071)

摘要: 复合加载情况下, 求解非均质地基上矩形基础的极限承载力, 以及从理论上研究影响极限承载力的相关因素, 具有很强的工程实用与理论参考价值。基于极限平衡原理, 在 Mohr-Coulomb 破坏准则的基础上, 将非均质地基上矩形基础极限承载力问题等价为一个边界待定的泛函极值问题。利用变分原理得到与平衡方程相等价的积分约束条件以及相应的欧拉方程与横截条件, 在引入问题边界条件后, 求得了复合加载情况下非均质地基破坏时的滑裂面方程。同时研究了土体内摩擦角、土体黏聚力、矩形基础长宽比、土层强度比与地下水位变化等因素对地基极限承载力的影响。

关键词: 变分原理; 复合加载; 极限承载力; 矩形基础; 非均质地基

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2008)07-0970-06

作者简介: 张其一(1977-), 男, 山东青州人, 博士, 主要从事土工基本理论与数值分析、海洋土力学计算等方面的研究。E-mail: zhangqiyi@163.com。

Bearing capacity of rectangular footings on inhomogeneous foundation under combined loading

ZHANG Qi-yi^{1, 2}, LUAN Mao-tian^{1, 2}, YUAN Fan-fan³, JIN Dan^{1, 2}

(1. State Key Lab of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, School of Civil and Hydraulic Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 3. Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

Abstract: It was important to evaluate the ultimate bearing capacity of rectangular footings on inhomogeneous foundation under combined loading. Based on the limit equilibrium theory and the yielding criteria of Mohr-Coulomb, the equilibrium equation could be equivalently transformed to the format of functional extremum with undetermined boundary values by using the variational principle. The function of the 3D sliding surface and the failure envelope of rectangular footings on inhomogeneous foundation under combined loading was achieved when the boundary conditions were introduced. The effect of the angle of internal friction and the cohesion of soil, the ratio of L/B , the shear strength ratio c/c_{t+1} and the fluctuation of groundwater level on the ultimate bearing capacity of rectangular footings on inhomogeneous foundation and the failure envelop were studied.

Key words: variational principle; combined loading; ultimate bearing capacity; rectangular footing; inhomogeneous foundation

0 引言

水利、港口、海洋工程以及工业与民用建筑物不仅受到自身所引起的竖向荷载的长期作用, 而且往往遭受到波浪、水流、暴风等所引起的水平荷载、力矩荷载的作用。这些荷载通过基础传到地基上, 从而使地基受到水平荷载、竖向荷载和力矩荷载的共同作用, 这种加载方式一般定义为复合加载模式, 如图 1 所示。同时, 建筑物下覆地基一般具有层状非均质特性。因此, 在深水码头、海洋平台等大型海洋工程建筑物的基础与地基设计中, 为了准确求得地基的极限承载力, 除了需要考虑基础上的荷载组合外, 还必须考虑工程

地质条件的影响。

目前, 对复合加载情况下地基极限承载力的研究, 许多学者利用极限分析定理、滑移线场理论及极限平衡原理等方法, 从理论上直接求得了二维条形基础的极限承载力公式^[1-3]。而对于圆形基础与矩形基础作用下的非均质地基, 往往采用有限元法进行数值求解^[4-6]。实际工程中基础一般都具有三维形式, 计算过

基金项目: 国家自然科学基金项目 (50579006, 50179006, 50905023)

收稿日期: 2007-08-22

程中简单地简化为二维情况, 按照条形基础极限承载力公式来计算是有一定的局限性的。本文在栾茂田对二维非均质地基上条形基础极限承载力研究工作^[3, 7]以及 Baker 教授对边坡稳定研究工作的基础上^[8-10], 利用变分原理与土体塑性极限平衡原理, 通过建立滑动土体与矩形基础的整体平衡方程和构造极限荷载最小化问题的方法, 研究了非均质地基上复合加载模式下矩形基础的极限承载力与地基破坏包络图, 并从理论上分析了影响地基失稳破坏的各种潜在因素。所谓破坏包络图是指, 水平荷载 H 、竖向荷载 V 和力矩荷载 M 共同作用下, 地基达到整体破坏或极限平衡状态时, 各个荷载分量的组合在三维荷载空间 (V, H, M) 中形成的一个外凸曲面。

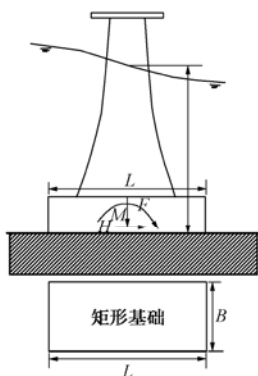


图1 复合加载受力模式

Fig. 1 The pattern of combined loading

1 计算原理

1.1 基本假定

复合加载情况下, 长度和宽度分别为 L 与 B 的矩形基础建于非均质地基上。为了求解矩形基础上的极限荷载, 本文做出如下假定: ①矩形基础与地基间为完全粗糙接触; ②水平荷载 H 、竖向荷载 V 与力矩荷载 M 共面, 且在 XOZ 平面内; ③地基发生整体剪切破坏时, 破坏滑裂面方程为 $Z=Z(X, Y)$, 如图2所示; ④滑裂面上正应力与剪切应力之间满足 Mohr-Coulomb 破坏准则, $\tau(X, Y) = c + \sigma(X, Y) \tan \varphi$; ⑤地基土体为稳定材料, 计算过程中采用相关联流动法则, 滑裂面上剪应力方向与破坏滑裂面的梯度方向垂直, 并沿方向导数方向, 如图3所示; ⑥非均质土层中黏聚力为

$$c_i = c_0 + k_i \gamma_i \left(Z - \sum_{j=1}^{i-1} H_j \right) \quad \left(\sum_{j=1}^{i-1} H_j \leq Z \leq \sum_{j=1}^i H_j; i=1, 2, \dots, n \right), \quad (1)$$

式中, c_i 为第 i 层土中顶层土体的黏聚力, k_i 与 γ_i 分

别为第 i 层土中土体黏聚力变化系数和土体重度, H_i 为第 i 层土厚度。

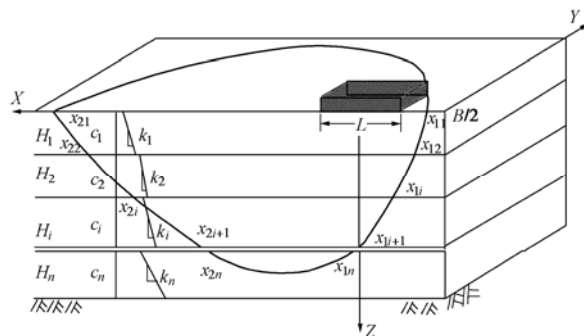


图2 非均质地基破坏滑裂面

Fig. 2 The sliding surface of inhomogeneous foundation

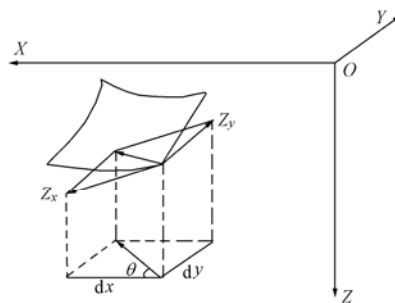


图3 破坏滑裂面上剪应力方向

Fig. 3 The direction of shear stress on sliding surface

1.2 计算方法

为了计算方便, 本文做如下量纲变化: $x = \frac{X}{B}$, $y = \frac{Y}{B}$, $z = \frac{Z}{B}$, $\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{\gamma_1 B}$, $\bar{c} = \frac{c}{\gamma_1 B}$, $\bar{\gamma}_i = \frac{\gamma_i}{\gamma_1}$, $v = \frac{V}{\gamma_1 B^2}$, $h = \frac{H}{\gamma_1 B^2}$, $m = \frac{M}{\gamma_1 B^3}$ 。

根据极限平衡原理可知, 当地基土体达到极限平衡状态时, 滑动土体与矩形基础整体满足 3 个平衡方程: $\Sigma F_x = 0$ 、 $\Sigma F_z = 0$ 与 $\Sigma M_y = 0$ 。针对图1所示的极限平衡土体, 可以将平衡方程式表示如下:

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_{1i}}^{x_{1i+1}} \int_{y_{1i}}^{y_{1i+1}} h_i dx dy + \int_{x_{1n}}^{x_{2n}} \int_{y_{1n}}^{y_{2n}} h_n dx dy + \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_{2i}}^{x_{2i+1}} \int_{y_{2i}}^{y_{2i+1}} h_i dx dy = \frac{h}{2} \quad ; \quad (2)$$

$$\Sigma F_z = 0$$

$$\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_{1i}}^{x_{1i+1}} \int_{y_{1i}}^{y_{1i+1}} v_i dx dy + \int_{x_{1n}}^{x_{2n}} \int_{y_{1n}}^{y_{2n}} v_n dx dy + \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_{2i}}^{x_{2i+1}} \int_{y_{2i}}^{y_{2i+1}} v_i dx dy = \frac{v}{2} \quad ; \quad (3)$$

$$\Sigma M_y = 0$$

$$\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_{1i}}^{x_{2i+1}} \int_{y_{1i}}^{y_{2i+1}} m_i dx dy + \int_{x_{1n}}^{x_{2n}} \int_{y_{1n}}^{y_{2n}} m_n dx dy + \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_{2i}}^{x_{2i+1}} \int_{y_{2i}}^{y_{2i+1}} m_i dx dy = \frac{m}{2} \quad (4)$$

式中

$$h_i = -\bar{\sigma}_i z_{ix} + (\bar{c}_i + \bar{\sigma}_i \tan \varphi_i) \sqrt{1 + z_{ix}^2 + z_{iy}^2} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta_i + (z_{ix} + z_{iy} \tan \theta_i)^2}}; \quad (5)$$

$$v_i = \bar{\sigma}_i + (\bar{c}_i + \bar{\sigma}_i \tan \varphi_i) \sqrt{1 + z_{ix}^2 + z_{iy}^2} \cdot \frac{z_{ix} + z_{iy} \tan \varphi_i}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta_i + (z_{ix} + z_{iy} \tan \theta_i)^2}} - \bar{\gamma}_i z_i; \quad (6)$$

$$m_i = \bar{\sigma}_i \sqrt{1 + z_{ix}^2 + z_{iy}^2} \left[\frac{z_{ix}}{\sqrt{1 + z_{ix}^2 + z_{iy}^2}} z_i + \frac{x}{\sqrt{1 + z_{ix}^2 + z_{iy}^2}} \right] - (\bar{c}_i + \bar{\sigma}_i \tan \varphi_i) \sqrt{1 + z_{ix}^2 + z_{iy}^2} \left[\frac{z_i}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta_i + (z_{ix} + z_{iy} \tan \theta_i)^2}} + \frac{z_{ix} + z_{iy} \tan \theta_i}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta_i + (z_{ix} + z_{iy} \tan \theta_i)^2}} (-x) \right] + \bar{\gamma}_i z_i x. \quad (7)$$

式 (5) ~ (7) 中包含 3 个未知函数: $z_i(x, y)$ 、 $\theta_i(x, y)$ 与 $\bar{\sigma}_i(x, y)$, 其中 $\theta_i(x, y)$ 为滑裂面上剪应力在 XOY 平面内的投影与 x 坐标轴所成的夹角。当复合加载情况下矩形基础与滑动土体处于极限平衡状态时, 将破坏滑裂面上的函数表达式 $z_i(x, y)$ 、 $\theta_i(x, y)$ 与 $\bar{\sigma}_i(x, y)$ 代入式 (5) ~ (7) 中, 可以求得非均质地基的极限承载力。

1.3 泛函构造

将水平方向的平衡方程式 (2) 与转动方向的力矩平衡方程式 (4) 作为竖向平衡方程式 (3) 的约束条件, 利用 Lagrange 乘子法将地基极限承载力问题转化为泛函的无约束极值问题:

$$\Pi = \iint_{\Omega} S_i dx dy - S_0 \quad (8)$$

式中 $S_0 = v + \lambda_1 h + \lambda_2 m$;

$$\begin{aligned} S_i &= v_i + \lambda_1 h_i + \lambda_2 m \\ &= \bar{\sigma}_i + (\bar{c}_i + \bar{\sigma}_i \tan \varphi_i) B(z_{ix} + z_{iy} \tan \theta_i) - \bar{\gamma}_i z_i + \\ &\quad \lambda_1 \{ \bar{\sigma}_i (-z_{ix}) + (\bar{c}_i + \bar{\sigma}_i \tan \varphi_i) B \} + \\ &\quad \lambda_2 \{ \bar{\sigma}_i (z_{ix} z_i + x) - (\bar{c}_i + \bar{\sigma}_i \tan \varphi_i) \cdot \\ &\quad B[z_i - (z_{ix} + z_{iy} \tan \theta_i)x] - \bar{\gamma}_i z_i x, \end{aligned} \quad (9)$$

其中, $B = \frac{\sqrt{1 + z_{ix}^2 + z_{iy}^2}}{\sqrt{1 + \tan^2 \theta_i + (z_{ix} + z_{iy} \tan \theta_i)^2}}$, λ_1 , λ_2 为拉格朗日乘子。

利用泛函 Π 取驻值 ($\delta \Pi = 0$) 的必要条件, 并结合相应的几何边界条件、积分约束条件以及滑裂面层间横截条件与折射条件, 得出下列与泛函取驻值等价的边值问题。

(1) 欧拉方程 (奥式方程)

$$\left. \begin{aligned} \partial S_i / \partial \bar{\sigma}_i &= 0, \\ \frac{\partial S_i}{\partial z_i} - \frac{d}{dx} \left(\frac{\partial S_i}{\partial z_{ix}} \right) - \frac{d}{dy} \left(\frac{\partial S_i}{\partial z_{iy}} \right) &= 0, \\ \partial S_i / \partial \theta_i &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

(2) 静力平衡方程相等价的积分约束条件

$$\left. \begin{aligned} \min \Pi &= 0, \\ \frac{\partial \Pi}{\partial \lambda_j} &= 0 \quad (j=1, 2). \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

(3) 可动边界点处的横截条件与折射条件

$$S_0 - \left[\left(\frac{\partial S_0}{\partial z_x} \right) \cos(n, x) - \left(\frac{\partial S_0}{\partial z_y} \right) \sin(n, y) \right] \frac{\partial z_0}{\partial n} = 0, \quad (12)$$

$$\left\{ S_i - \left[\left(\frac{\partial S_i}{\partial z_{ix}} \right) \cos(n, x) - \left(\frac{\partial S_i}{\partial z_{iy}} \right) \sin(n, y) \right] \frac{\partial z_i}{\partial n} \right\} = \left\{ S_{i-1} - \left[\left(\frac{\partial S_{i-1}}{\partial z_{i-1x}} \right) \cos(n, x) - \left(\frac{\partial S_{i-1}}{\partial z_{i-1y}} \right) \sin(n, y) \right] \frac{\partial z_{i-1}}{\partial n} \right\} \quad (i=2, 3, \dots, n) \quad (13)$$

(4) 基础与地基几何边界条件

$$z_0(x, y) = 0 \quad (14)$$

1.4 边值问题求解

(1) 滑裂面方程 $z_i = z_i(x, y)$ 求解

为了计算方便, 本文通过坐标变换:

$$\left. \begin{aligned} x + 1/\lambda_2 &= \rho_i \sin \alpha_i \sin \beta_i, \\ y &= \rho_i \cos \alpha_i, \\ z_i - \lambda_1/\lambda_2 &= \rho_i \sin \alpha_i \cos \beta_i. \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

将直角坐标系下的坐标转换为球坐标系下的坐标。坐标间转换关系如图 4 所示。

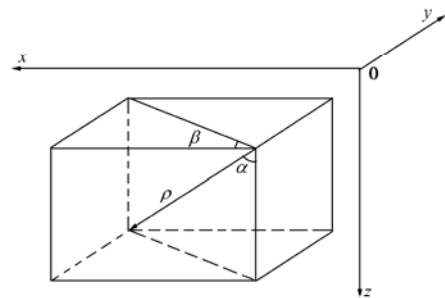


图 4 直角坐标系与球坐标系间关系

Fig. 4 The relationship between the spherical coordinate system and the Cartesian coordinate system

对坐标转换式 (15) 进行复合函数求导可得

$$z_{ix} = (-1) \frac{\sin \alpha_i \sin \beta_i (\cos \alpha_i \rho_{ai} - \rho_i \sin \alpha_i) + \rho_{\beta i} \cos \beta_i}{\sin \alpha_i \cos \beta_i (\cos \alpha_i \rho_{ai} - \rho_i \sin \alpha_i) - \rho_{\beta i} \sin \beta_i}; \quad (16)$$

$$z_{iy} = \frac{\sin^2 \alpha_i \rho_{ai} + \rho_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i}{\cos \beta_i \sin \alpha_i (\cos \alpha_i \rho_{ai} - \rho_i \sin \alpha_i) - \rho_{\beta i} \sin \beta_i}. \quad (17)$$

由欧拉方程 (10) 得

$$\frac{\partial S_i}{\partial \bar{\sigma}_i} = \left\{ \left[x + \frac{1}{\lambda_2} \right] + z_{ix} \left(z_i - \frac{\lambda_1}{\lambda_2} \right) \right\} + \tan \varphi_i B \cdot \left\{ (z_{ix} + z_{iy} \tan \theta_i) \left(x + \frac{1}{\lambda_2} \right) - \left(z_i - \frac{\lambda_1}{\lambda_2} \right) \right\} = 0, \quad (18)$$

解偏微分方程得滑裂面方程为

$$\rho_{\beta i} = \pm \tan \varphi_i \sin \alpha_i \sqrt{\rho_{ai}^2 + \rho_i^2}. \quad (19)$$

(2) 滑裂面上剪应力方向 $\theta_i(x, y)$ 求解

求解欧拉方程 $\frac{\partial S_i}{\partial \theta_i} = 0$, 可得

$$\theta_i = \arctan \frac{z_{iy} (x + z_{ix} z_i)}{z_{ix} x - z_{iy}^2 - z_i}. \quad (20)$$

(3) 滑裂面上正应力方程 $\bar{\sigma}_i(x, y)$ 求解

求解欧拉方程

$$\frac{\partial S_i}{\partial z_i} - \frac{d}{dx} \left(\frac{\partial S_i}{\partial z_{ix}} \right) - \frac{d}{dy} \left(\frac{\partial S_i}{\partial z_{iy}} \right) = 0, \quad (21)$$

可得破坏滑裂面上应力函数为

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_i(x, y) &= \bar{\sigma}_i(\bar{\gamma}_i, x, y, B, z_{ix}, z_{iy}, \tan \theta_i, \bar{c}_i, \tan \varphi_i) \\ &= \left\{ \gamma_i \left(x_i + \frac{1}{\lambda_2} \right) + \bar{c}_i \left[2f_i + (z_{xi} + z_{yi} \tan \theta_i) \right] \right. \\ &\quad \left. \frac{z_{xi} (1 + \tan^2 \theta_i) + (z_{xi} + \tan \theta_i z_{yi}) [z_{yi} (z_{xi} \tan \theta_i - z_{yi}) - 1]}{(1 + z_{xi}^2 + z_{yi}^2)^{1/2} \left[1 + \tan^2 \theta_i + (z_{xi} + z_{yi} \tan \theta_i)^2 \right]^{3/2}} \right\} \\ &\quad \left\{ z_{xi} - \tan \varphi_i \left[2f_i + (z_{xi} + z_{yi} \tan \theta_i) \frac{z_{xi} (1 + \tan^2 \theta_i) + (z_{xi} + \tan \theta_i z_{yi}) [z_{yi} (z_{xi} \tan \theta_i - z_{yi}) - 1]}{(1 + z_{xi}^2 + z_{yi}^2)^{1/2}} \right] \right. \\ &\quad \left. \frac{(z_{xi} + \tan \theta_i z_{yi}) [z_{yi} (z_{xi} \tan \theta_i - z_{yi}) - 1]}{\left[1 + \tan^2 \theta_i + (z_{xi} + z_{yi} \tan \theta_i)^2 \right]^{3/2}} \right\}^{-1}, \quad (22) \end{aligned}$$

式中, f 为包含滑裂面方程 $z_i(x, y)$ 以及关于 x 轴与 y 轴导数 z_{xi} , z_{yi} 的函数。

将式 (16) ~ (22) 带入平衡方程 (2) ~ (4)

中, 可以得到 $2n+1$ 个隐式方程, 从而求得矩形基础上的水平荷载、竖向荷载与力矩荷载。

$$f(v, h, m, \alpha_i, \rho_i, \bar{c}_i, \varphi_i) = 0 \quad (i=1, 2, \dots, 2n+1). \quad (23)$$

2 方程求解与结果分析

针对隐式方程 (23), 本文采用了数学上的离散型布朗算法, 求解了复合加载情况下非均质地基上矩形基础的极限承载力。布朗算法 (Brown) 通过将非线性方程组逐个线性化、逐个消去变量以及向后回代的方式来求解方程, 实质上是一种拟牛顿算法。本文考虑了土体内摩擦角 φ_i 、土体黏聚力 c_i 沿深度的变化、土层间强度比 c_i/c_{i+1} 、土层厚度 H_i 、地下水位与矩形基础长宽比 L/B 等影响因素, 来研究复合加载情况下非均质地基上矩形基础的极限承载力与地基的破坏包络面, 针对图 5 所示的各种地基剖面进行了分析与计算。

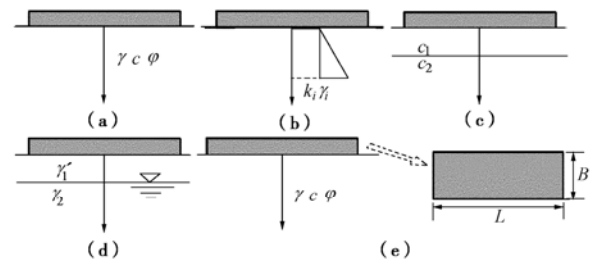


图 5 用于计算的非均质地基剖面

Fig. 5 The cross-section used in calculation

2.1 非均质地基破坏模式

地基破坏滑裂面理论计算式 (19) 表明: 非均质土层地基的破坏滑裂面具有分段对数螺旋面的形式, 其中在 XOZ 平面内为分段对数螺旋线。破坏滑裂面的具体形状和矩形基础上的极限荷载, 不仅取决于土层的内摩擦角 φ_i , 而且很大程度上取决于土层中的黏聚力 c_i 、黏聚力沿深度变化系数 k_i 、土层间强度比 c_i/c_{i+1} 、地下水位变化以及土层厚度 H_i 等因素。以三层土地基为例, 图 6 给出了非均质地基破坏滑裂面的形状与破坏滑裂面上正应力的分布情况。

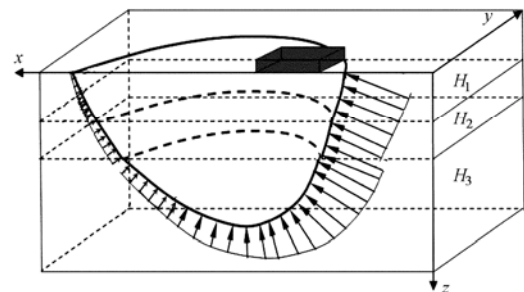


图 6 破坏滑裂面形状与应力分布

Fig. 6 The sliding surface and distribution of the normal stress

2.2 摩擦角对破坏包络面的影响

土体摩擦角 φ_i 的变化, 对地基极限承载力与地基破坏包络面有很大的影响。通过计算表明, 复合加载

情况下非均质地基破坏包络面随着土体摩擦角 φ_i 的增大而扩大, 矩形基础的极限承载力也呈逐渐增大的变化趋势。矩形基础的长宽比 $L/B=5.0$ 时, 水平荷载与竖向荷载构成的破坏包络图随土体摩擦角的变化关系如图 7 所示。由图 7 计算结果可知, 当矩形基础上只作用有竖向荷载时, 竖向极限承载力同魏西克公式计算结果吻合较好。

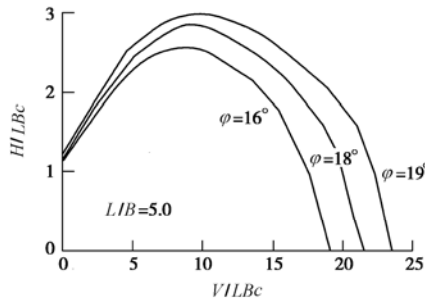


图 7 摩擦角对破坏包络图的影响

Fig. 7 The effect of angle of internal friction on the failure envelop

2.3 黏聚力沿深度变化对破坏包络面的影响

非均质地基中土体黏聚力 c_i 沿基础深度的变化关系, 极大地影响着极限平衡状态时的地基破坏包络面。通过计算表明, 破坏包络面随着黏聚力变化系数 k_i 的增大而扩大; 随着土层抗剪强度的提高, 矩形基础上的极限荷载逐渐增大。为了能够同二维条形基础情况下的 Green 解析解进行对比, 假定土体摩擦角 φ_i 为零, 矩形基础长宽比 $L/B=5.0$ 时, 水平荷载与竖向荷载构成的破坏包络面随黏聚力变化系数 k_i 的变化关系如图 8 所示。图 8 计算结果表明, 复合加载模式下矩形基础形成的破坏包络面明显大于 Green 针对二维条形基础求得的破坏包络面。

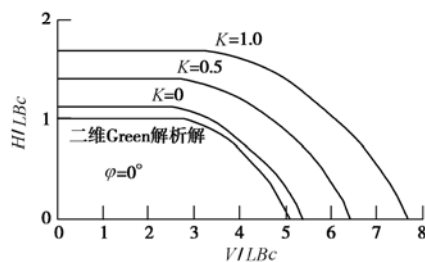


图 8 黏聚力沿深度变化对破坏包络图的影响

Fig. 8 The effect of variation ratio of cohesion on the failure envelop

2.4 矩形基础长宽比 L/B 对破坏包络面的影响

矩形基础长宽比 L/B 对破坏包络面有很强的影响, 随着长宽比 L/B 的逐渐增大, 矩形基础破坏包络面逐渐接近于二维条形基础的破坏包络面。为了能够与 Green 解析解进行数值上的对比, 本文以不排水饱和和软黏土地基为例, 通过计算表明, 当矩形基础上的

力矩荷载固定时, 随着基础长宽比 L/B 的逐渐增大, 水平荷载与竖向荷载逐渐减小, 地基破坏包络面随基础长宽比 L/B 的变化关系如图 9 所示。图 9 的计算结果表明, 同一地基上的矩形基础极限承载力高于二维条形基础极限承载力, 矩形基础随着长宽比的逐渐增大, 极限承载力逐渐收敛于二维条形基础的 Green 解析解。

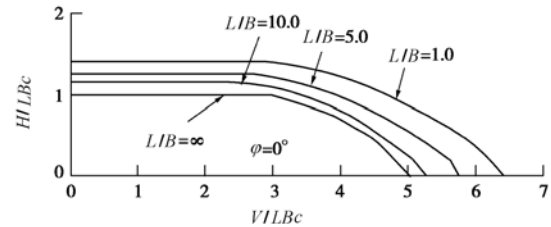


图 9 基础长宽比对破坏包络图的影响

Fig. 9 The effect of L/B on the failure envelop

2.5 土层间强度比 c_i/c_{i+1} 对破坏包络面的影响

为了研究土层强度比对地基破坏包络面的影响, 并且能够同已有研究成果进行对比, 本文假定非均质地基为双层不排水饱和和软黏土地基, 在上层土深度为 $H_1=3L$ 的情况下, 针对上下土层强度比 c_1/c_2 为 1.0, 0.5, 0.25, 0.2 等 4 种情况, 进行了分析与研究。结果表明, 随着土层强度比的逐渐降低, 地基破坏包络图呈逐渐扩大的趋势, 竖向极限承载力得到逐渐提高; 由于表层土抗剪强度没有得到增大, 所以矩形基础发生水平滑动时水平极限承载力维持不变。双层地基破坏包络图随土层强度比的变化关系如图 10 所示。

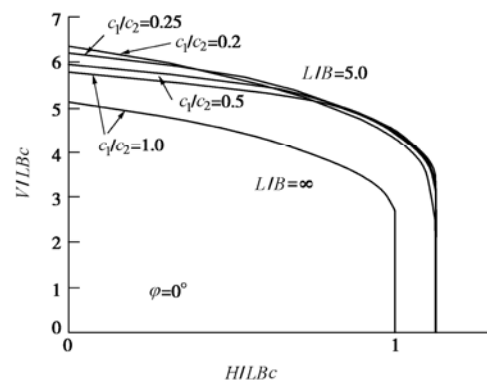


图 10 土层强度比对破坏包络图的影响

Fig. 10 The effect of shear strength ratio on the failure envelop

2.6 地下水位变化对破坏包络面的影响

本文假定地下水位的变化对黏聚力 c_i 和摩擦角 φ_i 没有影响, 只是使土体重度 γ_i 发生了变化。地下水位以上土体采用湿重度, 地下水位以下土体采用浮重度, 一般情况下浮重度为湿重度的 0.5~0.7 倍。当地基土体的重度由湿重度变化为浮重度时, 地基极限承载力会降低。为了能够同条形基础情况下的 Green 解

析解进行对比, 本文假定矩形基础下地基土体摩擦角 $\varphi=0$, 求得非均质地基破坏包络图随地下水位的变化关系如图 11 所示。图 11 表明, 地下水位的变化很大程度上影响着竖向极限承载力的大小; 而对水平极限承载力没有影响。

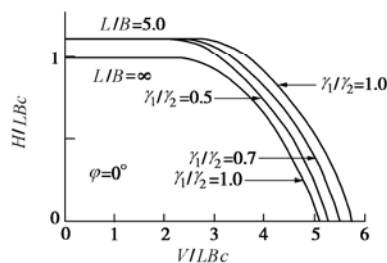


图 11 地下水位变化对破坏包络图的影响

Fig. 11 The effect of variation of groundwater level on the failure envelop

3 结 论

(1) 由于将非均质地基土体视为理想刚塑性材料, Lagrange 乘子 λ_1, λ_2 可以认为是土体发生滑动破坏时的水平运动速度与转动速度。所以本文提出的无约束泛函极值问题, 可以认为是将极限分析上限定理与极限平衡原理相结合, 满足了运动许可的速度场。本文解答是地基极限承载力真实解的某一最小上限解。

(2) 对于复合加载模式下非均质地基上的矩形基础, 本文从理论上证明了内摩擦角、黏聚力沿深度变化规律、土层强度比、土层厚度、地下水位与矩形基础长宽比等情况对极限承载力与地基破坏包络面的影响。为大型建筑物基础与地基的设计以及从数值上进一步深入研究矩形基础极限承载力, 提供了理论参考依据。

参考文献:

[1] GREEN A P. The plastic yielding of metal junctions due to combined shear and pressure[J]. Journal of the Mechanics

and Physics of Solids, 1954, 2: 197 - 211.

[2] 沈珠江. 散粒体极限平衡理论及其应用[J]. 水利学报, 1962(5): 22 - 36. (SHEN Zhu-jiang. The limit equilibrium theory and its application of granular material[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1962(5): 22 - 36. (in Chinese))

[3] 栾茂田, 金崇磐, 林 皋. 非均质地基上浅基础的极限承载力[J]. 岩土工程学报, 1988, 10(4): 14 - 27. (LUAN Mao-tian, JIN Chong-pan, LIN Gao. Ultimate bearing capacity of shallow footings on non-homogeneous soil foundations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1988, 10(4): 14 - 27. (in Chinese))

[4] BRANSBY M F, RANDOLPH M F. Combined loading of skirted foundations[J]. Geotechnique, 1998, 48(5): 637 - 655.

[5] MURFF J D. Limit analysis of multi-footing foundation systems[C]// Proceedings of the 8th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics. Rotterdam: Balkema, 1994: 233 - 244.

[6] TAIEBAT H A, CARTER J P. Bearing capacity of strip and circular foundations on undrained clay subjected to eccentric loads[J]. Geotechnique, 2002, 52(1): 61 - 64.

[7] 栾茂田, 金崇磐, 林 皋. 土体稳定分析极限平衡法改进及其应用[J]. 岩土工程学报 1992, 14(增): 20 - 29. (LUAN Mao-tian, JIN Chong-pan, LIN Gao. Improved limit equilibrium method and its applications to stability analysis of soil masses[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1992, 14(S): 20 - 29. (in Chinese))

[8] BAKER R, GARBER M. Theoretical analysis of the stability of slopes[J]. Geotechnique, 1978, 28(4): 395 - 411.

[9] BAKER R. Inter-relations between experimental and computational aspects of slope stability analysis[J]. Int Journal Numer Anal Meth Geomech, 2003, 27(5): 379 - 401.

[10] BAKER R. Sufficient conditions for existence of physically significant solutions in limiting equilibrium slope stability analysis[J]. Int Journal for Solids and Structures, 2003, 40(13/14): 3717 - 3735.