

软土固化形成双层地基极限承载力研究

胡振华^{1,2}, 孙 琰¹, 王 颖³, 赵亚伟³, 郝君秀¹, 马煜展³, 曹洪林⁴

(1. 山东科技大学 土木工程与建筑学院, 山东 青岛 266590;

2. 矿山充填安全开采国家矿山安全监察局重点实验室, 河北 廊坊 065201;

3. 山东科技大学 交通学院, 山东 青岛 266590; 4. 山东省交通科学研究院, 山东 济南 250100)

摘要:为研究软土固化形成双层地基的极限承载力,基于极限平衡理论,推导出不同处理宽度下变厚度和黏聚力的地基承载力计算公式,将其计算结果与均质地基 Terzaghi 公式、双层地基试验结果、三维数值模拟结果进行对比,闭合差均在 20% 以内,证明了该公式的可行性。探讨了处理宽度、变黏聚力、硬壳层的厚度及强度、下卧层强度以及非等厚截面等因素对双层地基承载力的影响,并基于优势分析法对影响因素进行了敏感性分析。研究发现:与均质地基承载力相比,固化处理后形成的双层地基承载力均有明显提升,且承载力随硬壳层厚度、强度及下卧层强度的增加而提升,其中硬壳层厚度对承载力提升效果最显著,下卧层强度次之。双层地基承载力增长率随硬壳层强度的增加而上升,但随下卧层强度的增加而下降。

关键词:地基处理;软土固化;双层地基;极限承载力;优势分析法

中图分类号:TU472.99

文献标志码:A

Study on ultimate bearing capacity of double-layer foundations formed by soft soil stabilization

HU Zhenhua^{1,2}, SUN Rong¹, WANG Ying³, ZHAO Yawei³,

HAO Junxiu¹, MA Yuzhan³, CAO Honglin⁴

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China;

2. Key Laboratory of Mine Filling Safety Mining National Mine Safety Administration,

North China Institute of Science and Technology, Langfang 065201, China;

3. College of Transportation, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, China;

4. Shandong Transportation Research Institute, Jinan 250100, China)

Abstract: To study the ultimate bearing capacity of the double-layer foundation formed by soft soil stabilization, a calculation formula was derived for the bearing capacity of foundations with varying thicknesses and cohesions under different treatment widths based on the limit equilibrium theory. The calculation results were compared with those obtained from the Terzaghi formula for homogeneous foundations, experiments of double-layer foundations, and three-dimensional numerical simulations. The closure errors were all within 20%, proving the feasibility of the proposed formula. Additionally, the effects of treatment width, varying cohesion, the thickness and strength of the artificial crust layer, the strength of the underlying layer, and non-uniform cross-sections on the bearing capacity of double-layer foundations were investigated. A sensitivity analysis of the influencing factors was also conducted by

收稿日期:2024-12-11

基金项目:山东省自然科学基金项目(ZR2021ME067);山东省高等学校青创团队发展计划项目(2022KJ217);中央高校基本科研业务费资助项目(3142022002)

作者简介:胡振华(1988—),男,山东肥城人,实验师,博士,主要从事岩土工程、地下工程等领域的教学与科研工作。

王 颖(1987—),女,山东潍坊人,副教授,博士,主要从事岩土工程、地下工程等领域的研究,本文通信作者。

E-mail: wangying871209@sdust.edu.cn

using the method of dominance analysis. The study finds that compared to the bearing capacity of homogeneous foundations, the bearing capacity of double-layer foundations formed after stabilization treatment is significantly improved. The bearing capacity increases with the thickness and strength of the artificial crust layer and the strength of the underlying layer. The thickness of the artificial crust layer has the most significant enhancement effect on the bearing capacity, followed by the strength of the underlying layer. The growth rate of the bearing capacity of double-layer foundations increases with the strength of the artificial crust layer but decreases with the strength of the underlying layer.

Key words: foundation treatment; soft soil stabilization; double-layer foundation; ultimate bearing capacity; dominance analysis

我国东部沿海地区广泛分布的软土地层因低渗透性、高含水率、高压缩性等工程特性,易引发地基沉降和失稳^[1]。传统软土地基处理方法如换填法、桩基加固、预压排水等虽能改善地基性能、提升地基承载力,但普遍存在施工周期长、工程成本高、资源消耗大或造成环境污染等显著弊端,与“双碳”目标和“无废城市”建设要求存在矛盾。为破解这一矛盾,土体就地固化处理技术作为一种新型地基处理方法被提出^[2]。就地固化处理后形成大面积硬壳层,与下卧软土层共同构成双层地基。

在已有研究中,多层地基的承载力分析计算主要采用4种方法,分别为极限平衡法、上下限分析法、室内试验及有限元数值计算。利用极限平衡法求解,即假定滑动面形状,通过对滑移体的静力平衡分析推导出地基承载力,徐洋等^[3]以极限平衡理论为依据,假定了双层地基滑移线的形状,进而得出求解复合双层地基上极限承载力的计算方法。彭邦阳等^[4]在地基极限平衡状态下,基于扩散投影模型推导出软黏土上覆砂层时条形基础的极限承载力计算公式。此外,一些学者利用极限定理得到部分理论解^[5-6]。除理论计算外,采用室内试验和有限元软件计算也可得到地基承载力,如雷华阳等^[7]针对天津滨海地区围海造陆工程所形成的上软下硬双层软黏土地基,利用室内载荷试验和数值模拟开展了双层软黏土地基的承载特性及破坏模式研究。Liu等^[8]对埋设在双层地基中的圆形嵌入式基脚进行了一系列不排水荷载试验,并提出双层地基经验公式。Zhou等^[9]采用随机自适应有限元极限分析方法,对双层黏性土边坡附近条形基脚的概率承载力进行了评估。

以上对双层地基承载力的研究多针对无限宽度的双层地基承载力,而经就地固化后形成的人工硬壳层为有限宽度,与无限宽度有一定的区别,特别是在边界位置。另外,硬壳层的强度随深度并不是一成不变的,同时,为减少就地固化处理后下卧层软土的侧向变形会将硬壳层设计为变厚度截面。基于此,本研究以极限平衡理论为依据,假定双层地基上产生的滑移线形状,推导出不同宽度下变厚度和黏聚力的双层地基极限承载力计算公式。同时,基于优势分析法探讨了软土固化形成硬壳层的厚度和强度、下卧层强度等因素对双层地基承载力的影响,为就地固化工程设计提供理论参考。

1 整体剪切破坏下的表面地基承载力理论分析

借鉴徐洋等^[3]计算复合地基极限承载力的滑移线假设,进一步研究不同处理宽度下黏聚力随深度线性变化且在边界位置加厚处理时人工硬壳层双层地基的极限承载力计算公式。计算前先将荷载的最大影响范围 $d_{\max}$ 与人工硬壳层处理厚度 H 进行对比, $d_{\max} > H$ 时,需考虑下卧层的影响,根据硬壳层厚度与主动土压力区的关系,确定滑移线的形状,然后根据地基破坏时的滑移线计算地基承载力。

主动土压力区范围与硬壳层厚度的关系决定了滑移线形状,因而选择不同的计算模型以及计算理论。本研究仅讨论硬壳层厚度处于主动土压力区域内,即 $H \leq \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ 时的情况。其中: φ 为硬壳层的内摩擦角, B 为基础宽度,具体模型见图1。确定地基极限承载力的计算方法为黏聚力引起的地基极限承载力与自重引起的地基极限承载力之和。

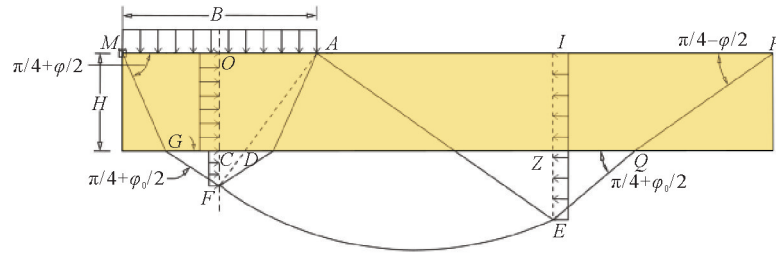


图1 双层地基滑移线简图

Fig. 1 Diagram of slip line of double-layer foundation

1.1 等厚度截面的双层地基承载力

本研究假定的滑移线形状如图1所示。当地基内部达到塑性极限平衡时形成滑动面, $MGFDA$ 为主动土压力区, FE 为滑移线, $AEQP$ 为被动土压力区。

由于采用就地固化处理软土时硬壳层的强度并非一成不变, 固化处理对黏聚力影响较大, 而对内摩擦角影响较小^[10]。因此, 本研究假定内摩擦角恒定, 黏聚力随深度线性递减^[2]。 c 为硬壳层表面黏聚力, k 为深度系数, 硬壳层的黏聚力为 $c - kH$ 。下卧层的黏聚力和内摩擦角分别为 c_0 、 φ_0 。

根据图1假定的滑移线可得螺旋线

$$r = r_0 \exp(\theta \tan \varphi_x) \quad (1)$$

式中: r 为从螺旋线起点到任意点的距离, r_0 为所选择轴线的距离, θ 为 r 与 r_0 的夹角, φ_x 为双层地基统一复合内摩擦角, 令 $\angle OAF = \alpha$, 则 $\varphi_x = 2\left(\alpha - \frac{\pi}{4}\right)$ 。

1.1.1 黏聚力引起的地基承载力

计算由黏聚力产生的地基承载力时, 取 $OCFEI$ 为脱离体, 分别计算主动土压力、被动土压力及滑移线上的黏聚力对 A 点的弯矩, 由于处理厚度并未超过主动土压力区, 主动土压力由上层土的一部分和下卧层的一部分共同承担, 滑移线均由下卧层承担, 被动土压力计算取决于硬壳层的处理宽度。

螺旋线上下卧层的摩阻力对 A 点的弯矩

$$M_1 = \int_0^l c_0 ds \cdot (r \cos \varphi_0) = \int_0^{\frac{\pi}{2}} c_0 r^2 d\theta = \frac{c_0 B^2 \csc^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_x}{2}\right)}{8\varphi_x} (e^{\pi \tan \varphi_x} - 1) \quad (2)$$

式中: s 为滑移线长度, l 为积分弧段。

上层地基主动土压力

$$p_{a1} = q_{u1} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2(c - kH) \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3)$$

式中, q_{u1} 为黏聚力引起的地基承载力。

下层地基主动土压力

$$p_{a2} = q_{u1} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}\right) - 2c_0 \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}\right) \quad (4)$$

当处理位置未至 Q 点, 即固化宽度

$W \leq B + \frac{B}{2} e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi_x} \cot\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + \frac{B}{2} e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi_x} \cot\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}\right) - H \cot\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}\right)$ 时, 被动土压力 p_b 由1项组成:

$$p_b = 2c_0 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_0}{2}\right) \quad (5)$$

当处理位置至 P 点后, 即

$W > B + \frac{B}{2} e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi_x} \cot\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + \frac{B}{2} e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi_x} \cot\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}\right) - H \cot\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}\right) + H \cot\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ 时, 被动土

压力由 p_{b1} 和 p_{b2} 两项组成:

$$p_{b1} = 2(c - kH) \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right), p_{b2} = 2c_0 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_0}{2}\right). \quad (6)$$

式中: p_{b1} 表示硬壳层的被动土压力, p_{b2} 表示下卧层的被动土压力。

主动土压力、被动土压力和黏聚力分别对 A 点取距, 其中: $\overline{CF}$ 记为 h_1 , $\overline{EI}$ 记为 h_2 , $\overline{EZ}$ 记为 h_3 , 令 $\sum M_A = 0$ 化简可得:

当处理位置未至 Q 点, 令

$$R_1 = \frac{B^2}{8} + \frac{H^2}{2} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + h_1 \left(\frac{h_1}{2} + H\right) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}\right),$$

$$q_{u1} = \frac{M_1 + c_0 h_2^2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_0}{2}\right) + c H^2 \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2kH^3}{3} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + 2c_0 h_1 \left(\frac{h_1}{2} + H\right) \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}\right)}{R_1}. \quad (7)$$

当处理位置至 P 点后,

$$q_{u1} = \frac{1}{R_1} \left[M_1 + c H^2 \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2kH^3}{3} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + 2c_0 h_3 \left(\frac{h_3}{2} + H\right) \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_0}{2}\right) + \right.$$

$$\left. c H^2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2kH^3}{3} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c_0 h_1 \left(\frac{h_1}{2} + H\right) \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}\right) \right]. \quad (8)$$

1.1.2 土体自重产生的极限承载力

计算土体自重产生的地基承载力时, 取 OCFEI 为脱离体, 分别对主动土压力区和被动土压力区求合力, 其中硬壳层重度为 γ , 下卧层重度为 γ_0 。令 $\alpha_1 = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, $\alpha_2 = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}$, 则主动土压力水平力合力 F_1 为:

$$F_1 = q_{u2} H \tan^2 \alpha_1 + q_{u2} h_1 \tan^2 \alpha_2 + \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \alpha_1 + \frac{h_1}{2} [\gamma H \tan^2 \alpha_1 + (\gamma H + \gamma_0 h_1) \tan^2 \alpha_2]. \quad (9)$$

式中, q_{u2} 为土体自重产生的极限承载力。

当处理位置未至 Q 点, 被动土压力仅由下卧层被动土压力组成, 被动土压力水平力合力 F_2 为:

$$F_2 = \frac{1}{2} \gamma_0 h_2^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_0}{2}\right). \quad (10)$$

当处理位置至 P 点后, 被动土压力由上下土层被动土压力组成, 被动土压力水平力合力为:

$$F_2 = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_1\right) + \frac{h_3}{2} \times \left[\gamma H \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_1\right) + (\gamma H + \gamma_0 h_3) \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_2\right) \right]. \quad (11)$$

图 2 为自重引起的地基承载力计算简图, $d\theta$ 对应土条总土体重度为 dG 。

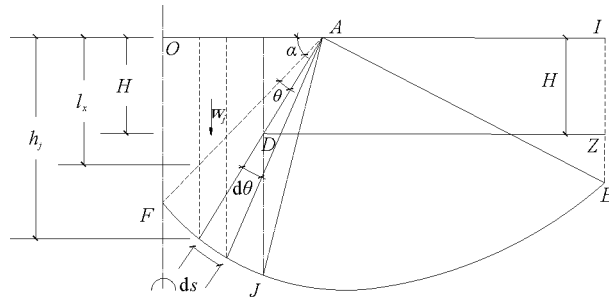


图 2 自重引起的地基承载力计算简图

Fig. 2 Calculation diagram of foundation bearing capacity caused by self-weight

$$dG = [\gamma_1 H + (H_i - H)\gamma_0] w_i \quad (12)$$

式中: H_i 为 $d\theta$ 对应的土条高度, $H_i = r \sin(\alpha + \theta)$; w_i 为 $d\theta$ 对应的土条宽度, $w_i = ds \cos\left(\varphi_x + \frac{\pi}{2} - \alpha - \theta\right) = \frac{r d\theta}{\cos\varphi_x} \cos\left(\varphi_x + \frac{\pi}{2} - \alpha - \theta\right)$ 。

根据几何关系, $d\theta$ 对应产生的水平力 $dF = d\left(G \left| \tan\left(\varphi_x + \frac{\pi}{2} - \alpha - \theta\right) \right| \right)$, 滑动线区域内的水平合力 F_3 为:

$$F_3 = \int_0^{\frac{\pi}{2}} (\gamma - \gamma_0) H \frac{r \sin(\alpha - \theta)}{\cos\varphi_x} d\theta + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \gamma H \frac{r^2 \sin(\alpha + \theta) \sin(\alpha - \theta)}{\cos\varphi_x} d\theta \quad (13)$$

根据应力平衡, $\sum F = 0$, F 表示脱离体所受水平力。当处理位置未至 Q 点, 令 $R_2 = H \tan^2 \alpha_1 + h_1 \tan^2 \alpha_2$, 则

$$q_{u2} = \frac{1}{2R_2} \left\{ \gamma_0 h_2^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_0}{2} \right) - \gamma H^2 \tan^2 \alpha_1 - h_1 [\gamma H \tan^2 \alpha_1 + (\gamma H + \gamma_0 h_1) \tan^2 \alpha_2] \right\} + \frac{1}{R_2} \left[\int_0^{\frac{\pi}{2}} (\gamma - \gamma_0) H \frac{r \sin(\alpha - \theta)}{\cos\varphi_x} d\theta + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \gamma H \frac{r^2 \sin(\alpha + \theta) \sin(\alpha - \theta)}{\cos\varphi_x} d\theta \right] \quad (14)$$

当处理位置至 P 点后,

$$q_{u2} = \frac{1}{2R_2} \left\{ \gamma H^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \alpha_1 \right) + h_3 \left[\gamma H \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \alpha_1 \right) + (\gamma H + \gamma_0 h_3) \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \alpha_2 \right) \right] \right\} + \frac{1}{R_2} \left[\int_0^{\frac{\pi}{2}} (\gamma - \gamma_0) H \frac{r \sin(\alpha - \theta)}{\cos\varphi_x} d\theta + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \gamma H \frac{r^2 \sin(\alpha + \theta) \sin(\alpha - \theta)}{\cos\varphi_x} d\theta \right] - \frac{1}{2R_2} \{ \gamma H^2 \tan^2 \alpha_1 + h_1 [\gamma H \tan^2 \alpha_1 + (\gamma H + \gamma_0 h_1) \tan^2 \alpha_2] \} \quad (15)$$

最后求得地基的极限承载力 q_u :

$$q_u = q_{u1} + q_{u2} \quad (16)$$

1.2 非等厚截面的地基承载力

为了降低就地固化处理后下卧层软土的侧向变形, 考虑在边界位置处加深处理厚度变为非等厚的硬壳层。由于掺加固化剂后硬壳层的自重变化较小^[11], 对承载力的影响较小, 因此, 针对此类工况研究非等厚截面的双层地基承载力时, 仅关注被动土压力区发生的变化。设距 Q 点 x 处开始加深处理 (如图 3), 此时, 被动土压力由上下土层被动土压力组成。

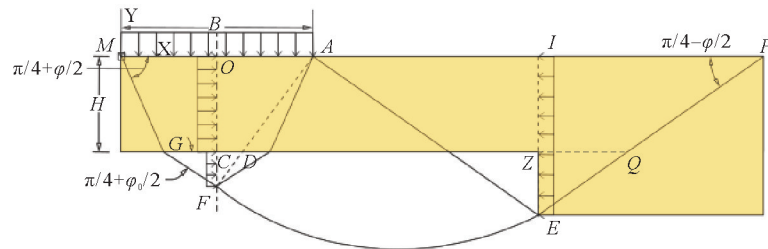


图 3 加深处理后的双层地基计算简图

Fig. 3 Calculation diagram of double-layer foundation after deepening treatment

$$q_{u1} = \frac{1}{R_1} \left[M_1 + c(H + x \tan \alpha_1)^2 \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2k}{3} (H + x \tan \alpha_1)^3 \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c_0 (h_3 - x \tan \alpha_1) \left(\frac{h_3 - x \tan \alpha_1}{2} + H \right) \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_0}{2} \right) + \right.$$

$$cH^2 \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2kH^3}{3} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + 2c_0 h_1 \left(\frac{h_1}{2} + H\right) \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{2}\right) \Big]。 \quad (17)$$

被动水平力合力为:

$$F_2 = \frac{1}{2} \gamma [H + x \tan \alpha_1]^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_1\right) + \frac{h_3 - x \tan \alpha_1}{2} \times \\ \left\{ \gamma (H + x \tan \alpha_1) \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_1\right) + [\gamma (H + x \tan \alpha_1) + \gamma_0 (h_3 - x \tan \alpha_1)] \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_2\right) \right\}。 \quad (18)$$

$$q_{u2} = \frac{\gamma}{2R_2} [H + x \tan \alpha_1]^2 \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_1\right) - \frac{1}{2R_2} \{ \gamma H^2 \tan^2 \alpha_1 + h_1 [\gamma H \tan^2 \alpha_1 + (\gamma H + \gamma_0 h_1) \tan^2 \alpha_2] \} + \\ \frac{1}{R_2} \left[\int_0^{\frac{\pi}{2}} (\gamma - \gamma_0) H \frac{r \sin(\alpha - \theta)}{\cos \varphi_x} d\theta + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \gamma H \frac{r^2 \sin(\alpha + \theta) \sin(\alpha - \theta)}{\cos \varphi_x} d\theta \right] + \\ \frac{h_3 - x \tan \alpha_1}{2R_2} \left\{ \gamma (H + x \tan \alpha_1) \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_1\right) + [\gamma (H + x \tan \alpha_1) + \gamma_0 (h_3 - x \tan \alpha_1)] \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha_2\right) \right\}。 \quad (19)$$

2 理论计算结果的对比与验证

2.1 均质地基极限承载力结果对比

为验证本研究公式的可行性,借助徐洋等^[3]给出的复合双层地基极限承载力计算方法,以及考虑地基土体容重但不考虑超载和基础底面粗糙度影响的 Terzaghi 理论,计算均质地基承载力并进行对比分析。计算时取 $B=4$ m,其他取值及计算结果对比见表 1。

表 1 本研究公式与 Terzaghi 公式计算结果的比较

Table 1 Comparison of the calculation results between the formula in this study and the Terzaghi formula

计算参数取值			q_u/kPa	q_{uX}/kPa	$\Delta_1/\%$	q_{uT}/kPa	$\Delta_2/\%$
c_s/kPa	$\varphi_s/(\circ)$	$\gamma_s/(\text{kN}/\text{m}^3)$					
20.0	22.0	19.5	613.5	536.4	14.4	531.1	15.5
25.0	22.0	19.5	697.9	620.8	12.4	615.5	13.4
20.0	22.0	18.5	599.4	526.2	13.9	521.2	15.0
20.0	25.0	19.5	824.2	702.1	17.4	730.7	12.8
20.0	30.0	19.5	1 402.2	1 151.7	21.8	1 308.1	7.2

注: c_s 表示土层黏聚力, φ_s 表示土层内摩擦角, γ_s 表示土层重度, q_u 表示本研究公式计算地基承载力, q_{uX} 表示徐洋公式计算地基承载力, q_{uT} 表示 Terzaghi 公式计算地基承载力, Δ_1 表示本研究与文献[3]徐洋公式计算结果的闭合差, Δ_2 表示本研究与 Terzaghi 公式计算结果的闭合差。

从表 1 中可以发现,随着黏聚力和内摩擦角的增大,本研究与 Terzaghi 公式计算结果的闭合差不断减小;随着黏聚力的增大,本研究与徐洋公式计算结果的闭合差减小;随着内摩擦角的增大,本研究结果与徐洋公式计算结果的闭合差增大。且本研究公式和 Terzaghi 公式计算结果闭合差在 7%~16%,与徐洋公式计算结果闭合差在 12%~22%,以上结果说明本研究公式计算均质地基承载力是可行的。

2.2 理论计算与试验结果对比与验证

为进一步印证本研究理论计算双层地基的可行性,引用已有研究的室内模拟试验^[7,12-14]进行对比分析,具体对比结果见表 2,本研究理论与室内模拟试验结果的闭合差较小,均在 20%以内。此外,本研究选取上覆硬土层的现场原位载荷试验结果^[15]进行对比,本研究理论与现场试验结果闭合差为 19.4%,进一步印证了本研究理论的可行性。

表 2 理论计算与试验结果对比

Table 2 Comparison between theoretical calculation and test results

c/kPa	$\varphi/(\text{^\circ})$	$\gamma/(\text{kN/m}^3)$	c_0/kPa	$\varphi_0/(\text{^\circ})$	$\gamma_0/(\text{kN/m}^3)$	H/m	B/m	q_{u1}/kPa	q_{u2}/kPa	$\Delta/\%$
42.1	25.0	18.1	7.0	3.0	16.4	0.03	0.06	153.0	180 ^[7]	15.0
3.0	28.0	17.0	1.0	1.5	16.0	0.04	0.11	13.4	11.34 ^[12]	18.4
10.0	30.0	17.0	1.0	1.5	16.0	0.04	0.11	21.3	21.05 ^[12]	1.1
20.0	20.5	19.1	3.5	12.2	14.9	0.04	0.06	114.5	120 ^[13]	4.6
4.5	28.1	12.7	3.9	3.5	18.8	0.01	1.40	26.6	28.7~32.4 ^[14]	13.0
4.5	28.1	12.7	3.9	3.5	18.8	0.03	1.40	27.4	28.7~32.4 ^[14]	10.2
4.5	28.1	12.7	3.9	3.5	18.8	0.06	1.40	28.8	32.4~36.1 ^[14]	15.8
7.0	19.5	19.0	5.0	10.0	17.0	0.75	2.00	95.5	80 ^[15]	19.4

注: q_{u1} 为本研究理论计算地基承载力, q_{u2} 为已有研究的试验结果, Δ 为本研究理论计算结果与试验结果的闭合差。

2.3 二维理论计算与三维数值模拟结果对比

为进一步增强理论研究在工程中的适用性,并验证二维理论的合理性,使用 ABAQUS 构建三维模型(如图 4)对地基承载力进行数值计算。为避免边界约束对应力场产生干扰,三维模型中分析区域的水平宽度取固化宽度的 2 倍,分析区域的高度和深度均取 10 m^[16]。地基材料采用 Mohr-Coulomb 模型构建,模型底部采用全约束,左右两侧限制 x 方向的位移,前后两侧限制 z 方向的位移^[16]。为了消除地基自重引起的地基变形影响,模型先进行地应力平衡计算,再开始加载计算^[17]。加载范围为图 4 中基础底面范围,在基础底面以 50 kPa 为一级逐级施加竖向荷载。

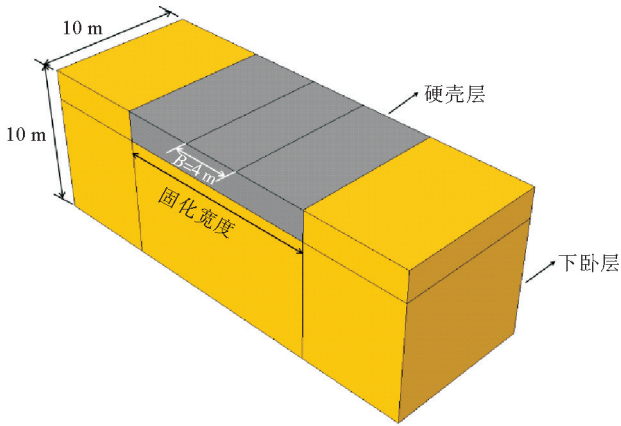


图 4 三维模型

Fig. 4 Three-dimensional model

H/B 分别取 0.1、0.3、0.5,根据前文公式计算可知,固化层厚度均处于主动土压力区域内,符合上述计算理论。基于前期研究^[18-20],土层物理力学性质指标选取如表 3。

数值模拟计算结束时的位移云图及位移场分布如图 5(a)、图 5(b)所示,选择每一级荷载下的竖向位移作为数值计算的输出变量,并在临近破坏处增加每 10 kPa 一级的荷载,重新输出结果,以荷载 p 为横坐标,位移 s 为纵坐标绘制 $p-s$ 曲线,如图 5(c),取拐点作为极限荷载与理论计算值进行对比。

将二维理论计算与三维数值模拟结果一并列如表 4,可以看出,理论计算与数值模拟的闭合差均小于 15%,且理论计算结果大多较数值模拟安全,说明了二维简化模型的合理性。此外,各种工况下,经固化处理的双层地基承载力较均质地基均有明显提升,当硬壳层的强度和厚度以及下卧层强度增大时,地基承载力提升幅度随之增大。

表 3 土层主要物理力学指标

Table 3 Main physical and mechanical index of the soil layer

参数	硬壳层	下卧层
重度 $\gamma/(\text{kN/m}^3)$	19.5	19.5
弹性模量 E/MPa	80	10
泊松比 ν	0.2	0.3
黏聚力 c/kPa	42,62,82	13,16,19,22
内摩擦角 $\varphi/(\text{^\circ})$	20,22,24	17,18,19
膨胀角 $\psi/(\text{^\circ})$	0.1	0.1

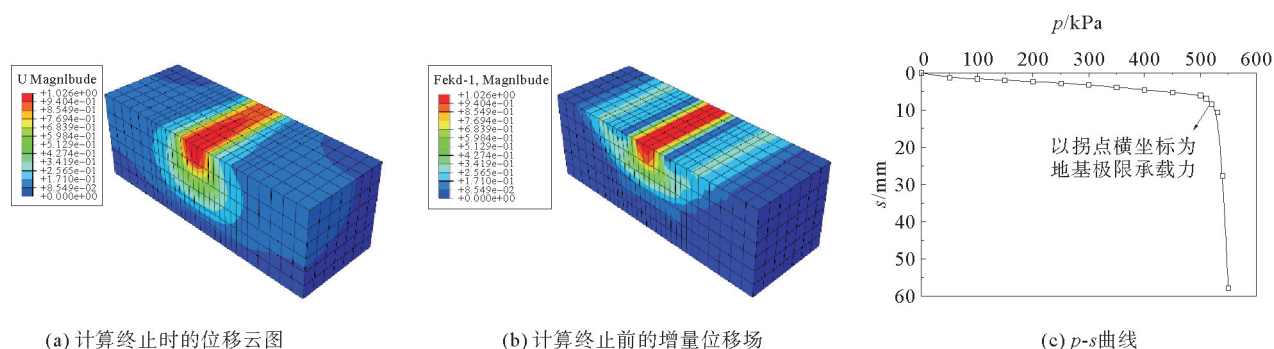


图 5 三维模型计算结果图

Fig. 5 Computational results diagram of 3D model

表 4 不同计算参数下双层地基极限承载力

Table 4 Ultimate bearing capacity of double-layer foundation with different parameters

序号	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$	c_0/kPa	$\varphi_0/(^{\circ})$	H/m	q_{u1}/kPa	q_{u3}/kPa	$\Delta_m/\%$	$L/\%$
1	42	20	22	17	2.0	531.8	520	2.27	29.0
2	62	20	22	17	2.0	573.9	620	7.44	39.2
3	82	20	22	17	2.0	616.0	650	5.23	49.4
4	42	22	22	17	2.0	588.4	580	1.45	42.7
5	42	24	22	17	2.0	648.9	600	8.15	57.4
6	42	20	13	17	2.0	426.5	440	3.07	41.6
7	42	20	16	17	2.0	461.6	490	5.80	36.4
8	42	20	19	17	2.0	496.7	510	2.16	32.3
9	42	20	22	18	2.0	547.2	590	7.25	21.7
10	42	20	22	19	2.0	563.4	640	11.97	14.6
11	42	20	22	17	1.2	450.8	510	11.61	13.9
12	42	20	22	17	0.4	392.1	460	14.76	3.4

注: Δ_m 为二维理论计算与三维数值模拟结果的闭合差, L 为双层地基和均质地基相比承载力的提升幅度, q_{u3} 为双层地基极限承载力数值模拟结果。

3 地基承载力参数影响规律研究

为了研究不同变量对结果的影响程度,选择固化处理宽度、硬壳层厚度与强度、下卧层强度等影响地基承载力的关键参数,分析不同参数对双层地基承载力的影响规律。

3.1 固化处理宽度的影响

为研究处理宽度对双层地基承载力的影响,取处理位置未至 Q 点及处理位置至 P 点后两种情况进行计算,并将结果列入表 5。

处理宽度超过 Q 点后,增加 $H \cot\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ 至 P 点时,地基承载力均有不同幅度的提升,具体提升幅度见表 5。随着硬壳层强度和厚度的增加,处理宽度对地基承载力的提升幅度增加;随着下卧层强度的提升,处理宽度对地基承载力的影响程度减弱。此外,处理宽度增至 P 点时,地基承载力大多提升明显,因此实际工程中建议处理至 P 点。

表 5 不同工况下处理宽度增至 P 点时地基承载力的提升幅度

Table 5 Increase of foundation bearing capacity with the width increased to point P under different working conditions

序号	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$	c_0/kPa	$\varphi_0/(^{\circ})$	H/m	q_u/kPa		提升幅度/%
						未至 Q 点	增至 P 点	
1	42	20	22	17	2.0	491.9	531.8	8.1
2	62	20	22	17	2.0	505.7	573.9	13.5
3	82	20	22	17	2.0	519.5	616.0	18.6
4	42	22	22	17	2.0	537.8	588.4	9.4
5	42	24	22	17	2.0	585.9	648.9	10.8
6	42	20	13	17	2.0	374.5	426.5	13.9
7	42	20	16	17	2.0	413.6	461.6	11.6
8	42	20	19	17	2.0	452.7	496.7	9.7
9	42	20	22	18	2.0	510.7	547.2	7.3
10	42	20	22	19	2.0	530.7	563.4	6.1
11	42	20	22	17	1.2	434.3	450.8	3.8
12	42	20	22	17	0.4	389.1	392.1	0.8

3.2 硬壳层强度的影响

为研究变黏聚力对双层地基承载力的影响,改变 k 值进行计算。由式(7)、式(8)可知,变黏聚力对双层地基承载力的改变主要与固化处理深度即硬壳层厚度有关,因此仅在不同硬壳层厚度下进行计算,结果如图 6 所示。随着固化处理深度的增加, k 值对双层地基承载力的影响增加,但总体而言其改变对承载力的影响不大。

为研究不同硬壳层强度对双层地基承载力的影响,取下卧层黏聚力为 22 kPa、下卧层内摩擦角为 17° ,对双层地基在不同硬壳层黏聚力和內摩擦角下进行承载力计算,结果如图 7 所示。由图 7(a)可得,双层地基的归一化承载力随硬壳层黏聚力的增加而提高,且两者呈线性关系。 H/B 分别为 0.1、0.3 和 0.5 的情况下, $c/(\gamma B)$ 由 0.5 增至 0.8、1.0 时,双层地基归一化承载力分别提高了 0.4%、0.9%、3.4%、6.7% 和 7.9%、15.8%。以上数据也表明,随硬壳层厚度的增加,硬壳层黏聚力对双层地基承载力的影响也愈发显著。

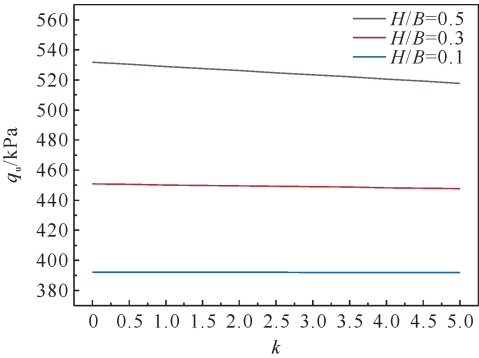


图 6 变黏聚力对地基承载力的影响
Fig. 6 Influence of variable cohesion on foundation bearing capacity

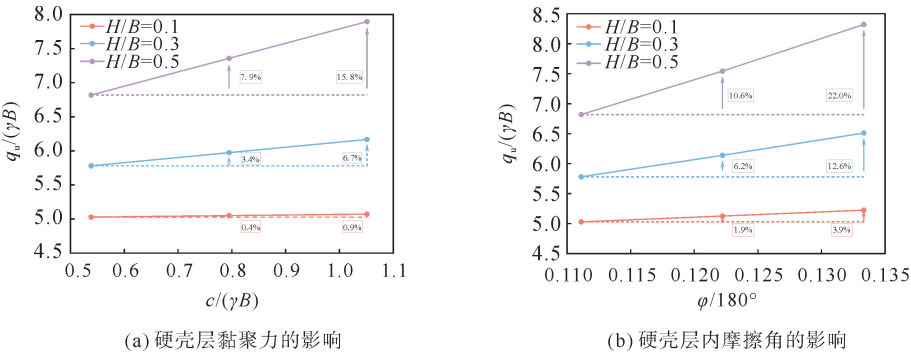


图 7 硬壳层强度对地基承载力的影响

Fig. 7 Influence of crust layer strength on foundation bearing capacity

由图 7(b)可得,双层地基的极限承载力随硬壳层内摩擦角的增加而提高,且两者同样呈线性关系。 H/B 分别为 0.1、0.3 和 0.5 的情况下,硬壳层内摩擦角 $\varphi/180^\circ$ 由 0.11 增至 0.12、0.13 时,双层地基极限承载力分别提高了 1.9%、3.9%、6.2%、12.6% 和 10.6%、22.0%。以上数据也表明,随硬壳层厚度 H/B 的增加,硬壳层内摩擦角对双层地基承载力的影响也愈发显著。

3.3 硬壳层厚度的影响

为研究不同硬壳层厚度对双层地基承载力的影响,在不同工况下改变硬壳层厚度进行双层地基承载力计算,结果如图 8 所示。双层地基的极限承载力随硬壳层厚度的增加而提高。且从增长率角度分析,硬壳层厚度对双层地基承载力的影响较大,近似指数增长。硬壳层黏聚力分别为 42、62、82 kPa 情况下, H/B 由 0.1 增至 0.3 和 0.5 时,双层地基极限承载力分别提高了 15.0%、35.6%、18.3%、45.7%、21.6%、55.7%。硬壳层内摩擦角分别为 20° 、 22° 、 24° 情况下, H/B 由 0.1 增至 0.3 和 0.5 时,双层地基极限承载力分别提高了 15.0%、35.6%、19.8%、47.2%、24.6%、59.3%。下卧层黏聚力分别为 13、16、19、22 kPa 情况下, H/B 由 0.1 增至 0.3 和 0.5 时,双层地基极限承载力分别提高了 21.4%、52.4%、18.7%、45.5%、16.6%、40.0%、15.0%、35.6%。下卧层内摩擦角分别为 17° 、 18° 、 19° 情况下, H/B 由 0.1 增至 0.3 和 0.5 时,双层地基极限承载力分别提高了 15.0%、35.6%、12.5%、29.7%、10.1%、23.9%。数据表明,随着硬壳层强度的增加,其厚度对双层地基承载力的提升幅度显著增加;而下卧层的强度越高,硬壳层厚度对双层地基承载力的提升幅度则相对越低,且相对黏聚力而言,下卧层内摩擦角对其提升幅度影响更为显著。

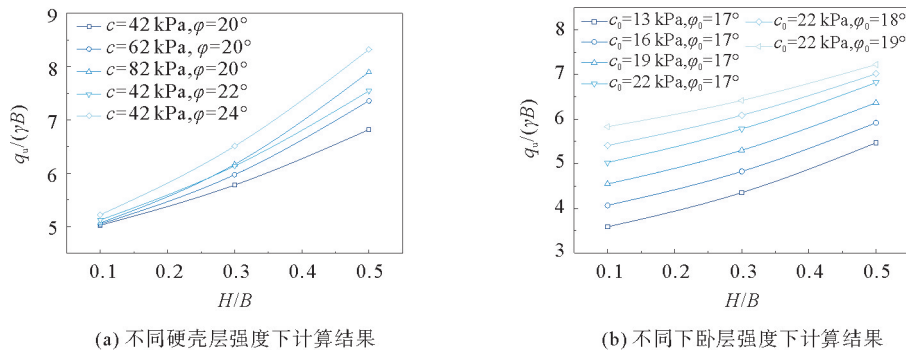


图 8 硬壳层厚度对地基承载力的影响

Fig. 8 Influence of crust layer thickness on foundation bearing capacity

3.4 下卧层强度的影响

为研究不同下卧层强度对双层地基承载力的影响,取硬壳层黏聚力为 42 kPa、硬壳层内摩擦角为 20° ,对双层地基在不同下卧层黏聚力和内摩擦角下进行承载力计算,结果如图 9 所示。

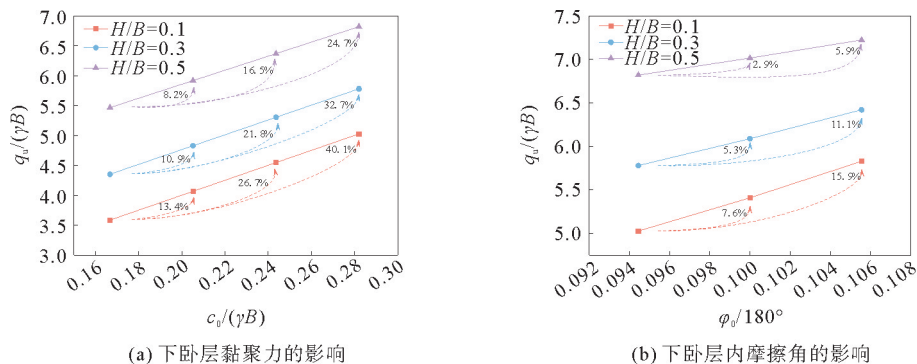


图 9 下卧层强度对地基承载力的影响

Fig. 9 Influence of underlying soil layer strength on foundation bearing capacity

由图 9(a), 双层地基的极限承载力随下卧层黏聚力的增加而提高, 且两者呈线性关系。 H/B 分别为 0.1、0.3 和 0.5 的情况下, 下卧层黏聚力 $c_0/(\gamma B)$ 由 0.17 增至 0.21、0.24 和 0.28 时, 双层地基极限承载力分别提高了 13.4%、26.7%、40.1%, 10.9%、21.8%、32.7% 和 8.2%、16.5%、24.7%; 表明随硬壳层厚度的增加, 下卧层黏聚力对双层地基承载力的影响逐渐减弱。

由图 9(b), 双层地基的极限承载力随下卧层内摩擦角的增加而提高, 且两者呈线性关系。硬壳层厚度 H/B 分别为 0.1、0.3 和 0.5 的情况下, 下卧层内摩擦角 $\varphi_0/180^\circ$ 由 0.09 增至 0.10、0.11 时, 双层地基极限承载力分别提高了 7.6%、15.9%, 5.3%、11.1% 和 2.9%、5.9%; 表明随硬壳层厚度的增加, 下卧层内摩擦角对双层地基承载力的影响逐渐减弱。

3.5 非等厚截面的影响

针对边界位置处加深处理厚度的工况进行计算, 结果如图 10 所示。当从不同位置开始进行加深处理时, 将改变被动土压力大小及其力臂。地基承载力随加深位置的后移而下降, 且其下降幅度逐渐减小。因此, 在实际工程中进行加深处理时建议从 Z 点处开始。

此外, 随硬壳层强度的增加, 加深处理对地基承载力的影响愈发显著, 而随着下卧层强度和硬壳层厚度的增加, 加深处理对地基承载力的影响减弱。值得注意的是, 在硬壳层厚度不同的工况下, 加深处理位置对地基承载力的下降情况影响较大, 尤其在硬壳层厚度较小时, 加深处理位置开始后移时地基承载力陡降。因此, 实际工程中固化处理厚度较小时, 建议在边界位置处加深处理厚度。

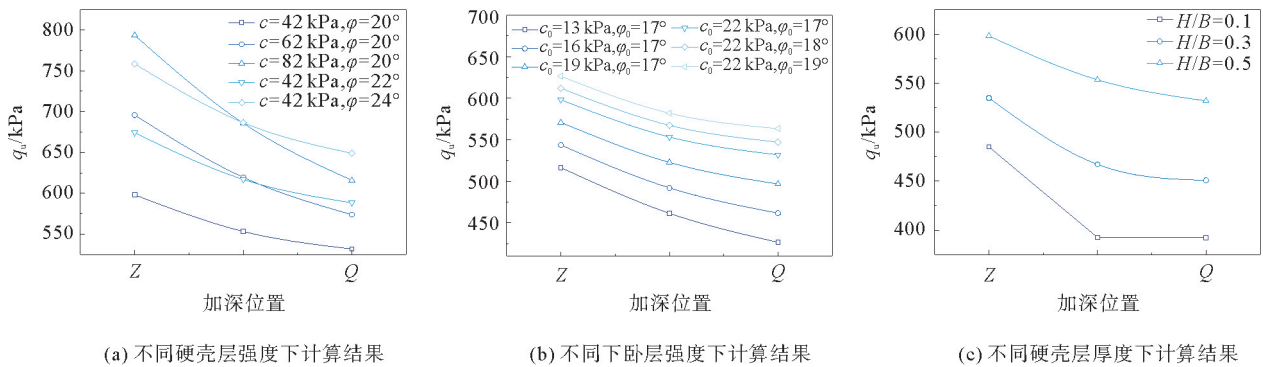


图 10 非等厚截面对地基承载力的影响

Fig. 10 Influence of non-equal-thickness sections on foundation bearing capacity

4 地基承载力影响因素优势分析

选取 5 个影响因素(硬壳层厚度 X_1 、硬壳层黏聚力 X_2 、硬壳层内摩擦角 X_3 、下卧层黏聚力 X_4 、下卧层内摩擦角 X_5)作为自变量, 在不考虑其自身影响的情况下计算每个影响因素纳入单独子模型时方程的相关系数的变化, 以表示每个影响因素的附加值贡献。通过附加值贡献的平均值表示这些影响因素的优势权重, 计算了影响因素对双层地基承载力的总体平均贡献, 计算结果如图 11 所示。

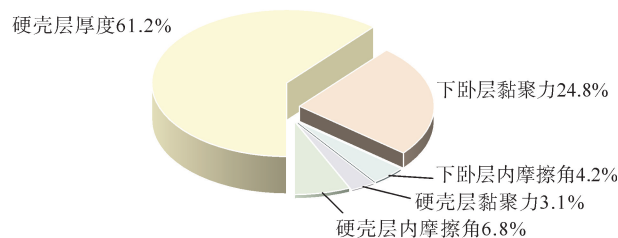


图 11 各影响因素对地基承载力的总体平均贡献率

Fig. 11 Overall average contribution of each influencing factor on foundation bearing capacity

从相对重要性的角度看,双层地基承载力的5个影响因素中,硬壳层厚度 $>$ 下卧层黏聚力 $>$ 硬壳层内摩擦角 $>$ 下卧层内摩擦角 $>$ 硬壳层黏聚力,硬壳层厚度对地基承载力影响最大,其次是下卧层土的黏聚力,其他因素的影响较小。

5 结论

基于极限平衡理论,假定双层地基极限承载力的滑移线,得出不同处理宽度下变厚度和黏聚力的地基承载力计算公式,并将计算结果与 Terzaghi 理论、试验结果和三维数值模拟结果进行对比,探讨了处理宽度、变黏聚力、固化层的厚度及强度、下卧层强度以及非等厚截面等因素对双层地基承载力的影响,并基于优势分析法对影响因素进行了敏感性分析,具体结论如下:

1) 本研究公式与 Terzaghi 公式计算均质地基的闭合差在 7%~16%,且随着黏聚力和内摩擦角的增大,闭合差不断减小,验证了本研究理论的合理性。对于双层地基,本研究理论计算结果与已有研究试验结果对比,闭合差在 20%以内,进一步验证了本研究的可靠性,与三维数值模拟结果进行对比,闭合差均小于 15%,说明了二维简化的合理性。

2) 固化处理宽度由 Q 点延伸至 P 点,地基承载力大多提升明显,且处理宽度对地基承载力的影响程度与硬壳层强度和厚度呈正相关,与下卧层强度呈负相关。变黏聚力对双层地基承载力的改变主要与处理深度有关,总体而言对地基承载力的影响较小。非等厚截面对双层地基承载力的影响主要体现在被动土压力的大小及其力臂,地基承载力随加深处理位置的后移而下降,且下降幅度逐渐减小。同时,硬壳层强度增加时,加深处理对地基承载力的影响更为显著,而下卧层强度和硬壳层厚度的增加则会减弱这种影响。在实际工程中,若固化处理厚度较小,建议在边界位置加深处理厚度。

3) 硬壳层的厚度、黏聚力和内摩擦角增大时,双层地基承载力较均质地基均有明显提升,且随硬壳层厚度的增大,硬壳层黏聚力和内摩擦角的增加对双层地基承载力的提升幅度增大。双层地基的承载力也随下卧层强度的增加而提高,但随硬壳层厚度的增大,下卧层黏聚力和内摩擦角的增加对双层地基承载力的提升幅度减小。从相对重要性的角度看,5个双层地基承载力的影响因素中,硬壳层厚度的影响最大,其次是下卧层黏聚力,然后依次是硬壳层内摩擦角、下卧层内摩擦角及硬壳层黏聚力。

参考文献:

- [1] 李珊珊,李大勇,张雨坤.废旧轮胎颗粒掺量对黏性土压缩特性的影响[J].山东科技大学学报(自然科学版),2016,35(5):55-62.
LI Shanshan,LI Dayong,ZHANG Yukun. Effects of scrap tire crumbs on compression behavior of clay[J]. Journal of Shandong University of Science and Technology(Natural Science),2016,35(5):55-62.
- [2] 王颖,王朝杰,胡振华,等.就地固化表层地基承载特性现场试验研究[J].土木与环境工程学报(中英文),2024,46(3):9-15.
WANG Ying,WANG Chaojie,HU Zhenhua,et al. Field test on bearing characteristics of surface foundation by in-situ stabilization[J]. Journal of Civil and Environmental Engineering,2024,46(3):9-15.
- [3] 徐洋,谢康和,刘干斌,等.复合双层地基的极限承载力计算[J].土木工程学报,2004,37(4):82-86.
XU Yang,XIE Kanghe,LIU Ganbin,et al. Calculation for ultimate bearing capacity of composite ground with double soil strata[J]. China Civil Engineering Journal,2004,37(4):82-86.
- [4] 彭邦阳,赵志峰.上硬下软双层地基极限承载力的计算方法研究[J].防灾减灾工程学报,2018,38(3):498-503.
PENG Bangyang,ZHAO Zhifeng. Study on computation method of the ultimate bearing capacity of two-layer foundation with sand over soft clay[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering,2018,38(3):498-503.
- [5] MICHALOWSKI R L,SHI L. Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering,1995,121(5):421-428.
- [6] 关宇,张毅博.条形基础下砂黏土双层地基极限承载力预测模型的不确定性分析[J].重庆大学学报,2021,44(9):8-16.
GUAN Yu,ZHANG Yibo. Analysis of the model uncertainty for predicting the ultimate bearing capacity of strip footings on sand overlying clay[J]. Journal of Chongqing University,2021,44(9):8-16.

- [7] 雷华阳,刘广学,周骏.吹填场区双层软黏土地基承载特性及破坏模式[J].岩土力学,2019,40(1):260-268.
LEI Huayang,LIU Guangxue,ZHOU Jun. Bearing property and failure mode of double-layer soft clay grounds in a dredger fill site[J]. Rock and Soil Mechanics,2019,40(1):260-268.
- [8] LIU Q B,LEHANE B M,TIAN Y S. Bearing capacity and stiffness of embedded circular footings on stiff-over-soft clay[J/OL]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,2020,146(11). DOI:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002393
- [9] ZHOU H Z,HU Q C,YU X X,et al. Quantitative bearing capacity assessment of strip footings adjacent to two-layered slopes considering spatial soil variability[J]. Acta Geotechnica,2023,18:6759-6773.
- [10] HU Z H,SUN R,WANG Y,et al. Experimental research on shear strength characteristics of cement-stabilized dredged silty clay reinforced with alginate fiber[J/OL]. Construction and Building Materials,2024,444. DOI:10.1016/J.CON-BUILDMAT.2024.137858
- [11] 郭聚坤,曹芯芯,马永明,等.道路用水泥-粉煤灰流态固化土宏观力学性能与细观行为研究[J].硅酸盐通报,2024,43(11):4107-4118.
GUO Jukun,CAO Xinxin,MA Yongming,et al. Macroscopic mechanical properties and mesoscopic behaviors of cement-fly ash fluid solidified soil for road engineering[J]. Bulletin of the Chinese Ceramic Society,2024,43(11):4107-4118.
- [12] 闫蔚旺,郭炳川,孙立强,等.硬壳层在吹填土真空预压中的应用[J].岩石力学与工程学报,2013,32(7):1497-1503.
YAN Shuwang,GUO Bingchuan,SUN Liqiang,et al. Application of crust layer to vacuum preloading dredge fill[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering,2013,32(7):1497-1503.
- [13] 刘文白,蒋宏鸣,刘春林,等.固化软土双层地基室内模型试验数值模拟研究[J].水运工程,2012(11):173-178.
LIU Wenbai,JIANG Hongming,LIU Chunlin,et al. Numerical simulation of indoor model test of double-layered soil with upper curing soft soil[J]. Port and Waterway Engineering,2012,(11):173-178.
- [14] 张益铭.路堤下草甸土地基应力分布及极限承载力模型试验研究[D].北京:北京交通大学,2016.
ZHANG Yiming. A model test study of the distribution of additional stress and ultimate bearing capacity of meadow soil foundation under embankment[D]. Beijing:Beijing Jiaotong University,2016.
- [15] 刘伯楠.基于IRMO算法的双层地基极限承载力上限解研究[D].长沙:中南大学,2022.
LIU Bonan. Research on upper bound solution of ultimate bearing capacity of double-layer foundation based on improved radial movement algorithm[D]. Changsha:Central South University,2022.
- [16] 张瑞.相邻矩形均布荷载作用下地基承载力的数值分析[D].南昌:南昌航空大学,2017.
ZHANG Rui. Numerical analysis of bearing capacity of foundation under rectangular uniform load[D]. Nanchang:Nanchang Hangkong University,2017.
- [17] 王海军,余洪晨,闫晓荣,等.桩筒组合基础地基承载力特性研究[J].太阳能学报,2021,42(9):312-317.
WANG Haijun,YU Hongchen,YAN Xiaorong,et al. Research on bearing capacity characteristics of pile-bucket combined foundation[J]. Acta Energiæ Solaris Sinica,2021,42(9):312-317.
- [18] 柴石玉,张凌凯.碱激发粉煤灰-钢渣粉协同固化膨胀土力学特性与微观机理研究[J].材料导报,2023,37(增1):269-276.
CHAI Shiyu,ZHANG Lingkai. Mechanical properties and mechanism analysis of expansive soil solidified by alkali-activated fly ash and steel slag powder[J]. Materials Reports,2023,37(S1):269-276.
- [19] 李丽华,黄畅,李文涛,等.稻壳灰-矿渣固化膨胀土力学与微观特性研究[J].岩土力学,2023,44(10):2821-2832.
LI Lihua,HUANG Chang,LI Wentao,et al. Study on mechanical and microscopic characterization of expansive soil solidified by rice husk ash-granulated blast furnace slag[J]. Rock and Soil Mechanics,2023,44(10):2821-2832.
- [20] 张艳美,马丁,李国勋,等.纳米 SiO_2 和石灰改良黄泛区粉土的力学特性研究[J].工程地质学报,2021,29(4):1233-1239.
ZHANG Yanmei,MA Ding,LI Guoxun,et al. Mechanical properties of nano- SiO_2 and lime-stabilized silt in Yellow River flood area[J]. Journal of Engineering Geology,2021,29(4):1233-1239.

(责任编辑:吕海亮)