

桩承式路堤中填土破坏模式研究

费 康^{1,2}, 陈 毅¹, 王军军¹

(1. 扬州大学 岩土工程研究所, 江苏 扬州 225009; 2. 河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098)

摘要: 为了研究桩承式路堤中填土的破坏模式, 采用有限元方法对不同桩间距、填土高度和摩擦角进行了参数敏感性分析。根据计算得到的屈服区和增量等效塑性应变结果, 分析了不同情况下填土的破坏机理。结果显示: 对于填土高度与桩间距之比 $H/s \leq 1$ 的低路堤, 填土中的破坏面为通过桩边缘的竖直面; 对于 $H/s \geq 1.2$ 的高路堤的情况, 最终填土中将发展出类似经典地基承载力理论中的由弹性楔体、径向剪切区和被动破坏区组成的区域, 并且由于相邻桩的影响, 填土中破坏面的具体形式会有所改变。

关键词: 桩承式路堤; 土拱效应; 有限元; 破坏模式

中图分类号: U416.1⁺2

文献标志码: A

文章编号: 1674-0696(2011)02-0258-05

Failure Modes in Fill of Pile-supported Embankments

FEI Kang^{1,2}, CHEN Yi¹, WANG Jun-jun¹

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Yangzhou University, Yangzhou 225009, Jiangsu, China)

2. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering

Hohai University, Nanjing 210098, Jiangsu, China)

Abstract To improve the understanding of the failure modes in the embankment fill, a parametrical study through finite element method was carried out. In the analysis, the pile spacing, the fill height and the friction angle of embankment fill were varied. Based on the yield zone and increment of equivalent plastic strain, failure mechanism in fill under different circumstances was analyzed. It was found that for low embankment with the ratio of fill height to the pile spacing $H/s \leq 1$, the failure surface was vertical or slightly inclined which started from the pile edge and went through the whole fill height. For $H/s \geq 1.2$, though the shape was upside down, the developed failure surface was like that assumed in the Terzaghi's bearing capacity theory, i.e. at the ultimate state there was triangular elastic zone, radial shear zone and passive zone in the embankment fill. Due to the interference effect of adjacent piles, the failure surface was different in different cases.

Key words pile-supported embankment; soil arching effect; finite element method; failure mode

桩承式路堤是指修建公路时用刚性桩支承路堤填土的一种地基处理形式^[1-2]。由于其桩顶不设筏板, 无需置换土体, 无需等待土体固结, 具有施工速度快、沉降小、稳定性高、经济性好的优点, 近年来在工程中应用得越来越多。

在路堤荷载作用下, 桩和地基土之间存在差异变形, 路堤填土中将产生剪应力, 荷载向桩顶转移, 作用在地基土表面的荷载得以减小, 这种现象被称为“土拱效应”。土拱效应是桩承式路堤中荷载传递机理的重要组成部分, 因此在设计桩承式路堤时, 重点关注特定的桩间距、填土高度和填土性质下, 土拱效应能将桩间土表面的荷载减小到什么程度, 这

和常规复合地基理论中关心桩间土对承载力的贡献有所区别。

为了研究土拱效应, Terzaghi^[3]进行了活板门 (Trap door) 试验, 根据试验结果, 他假设填土中的破坏面为通过活动门边缘 (桩边缘) 的竖直面, 考虑滑动土体与稳定土体之间的摩擦力, 通过求解滑动土体竖向力的平衡方程得到填土中竖向应力的分布。Hewlett 和 Randolph (以下简称 H-R 方法)^[4]假设路堤填土中存在支撑在桩顶的圆形土拱, 最不利情况下土拱的拱顶或拱脚的土体处于极限平衡状态, 土拱下部的土体则保持为静止平衡状态。Zeeb et al.^[5]认为在 H-R 方法中土拱下方还存在着一系列

收稿日期: 2011-01-27; 修订日期: 2011-03-01

基金项目: 国家自然科学基金项目 (50908198); 江苏省高校自然科学基金项目 (09KJB580004); 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部实验室开放基金项目 (GH200805)

作者简介: 费 康 (1978-), 男, 江苏如皋人, 副教授, 博士, 主要从事地基基础工程研究。E-mail: kfe@yzu.edu.cn

© 1994-2014 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

圆心和半径不同的土拱,即所谓的“多拱模型”,通过求解一系列土拱顶部的径向平衡方程得到作用在地基表面的荷载。Naughton^[6]假设路堤填土中的破坏面为通过桩边缘的对数螺旋曲线,作用在地基表面上的荷载为破坏面下方土体的重量。图 1 归纳了这几种方法中假设的破坏模式。图中: a 为桩直径或宽度, s 是桩间距, H 是填土高度。正是由于各方法采用的破坏模式不同,计算结果差异较大,并且计算值对桩间距、填土高度、填土摩擦角等参数的敏感程度也不一样^[7-8]。

为了加深对土拱效应的理解,笔者采用有限元软件 ABAQUS 对桩承式路堤中的破坏模式进行了参数敏感性分析。

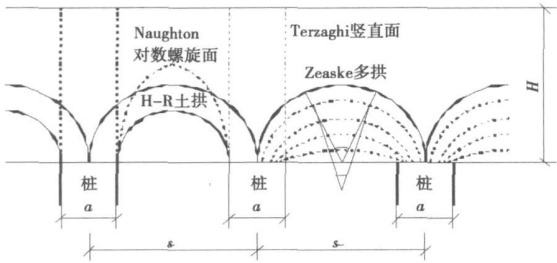


图 1 路堤填土的破坏模式
Fig 1 Failure modes of an bankment fill

1 有限元计算方法

1.1 几何模型及边界条件

为与简化设计理论一致,笔者主要分析平面应变条件下的土拱效应。计算中选择图 1 中的一根桩及其控制范围进行分析,考虑到对称性,采用的几何模型如图 2 图中的 AB 代表桩顶, BC 代表桩间地基的顶面, AE 和 CD 为填土的侧向边界。由于计算的重点在于分析桩和桩间土的差异变形所引起的土拱效应,简化起见,模型中无需包含桩体和地基土,差异沉降通过设置不同的边界条件来实现。具体做法为,约束 AB 和 BC 水平和竖直 2 个方向的变形,约束 AE 和 CD 的水平变形;对填土按自重应力分布设置初始应力状态,即:

$$\sigma_v = \gamma z \tag{1}$$

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \tag{2}$$

式中: σ_v 是竖向应力; σ_h 是水平向应力; γ 是填土的重度; K_0 是静止土压力系数, $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ (φ' 是土体的有效摩擦角); z 是从填土顶面起算的深度。

设置初始应力状态之后,在后续分析步中放松 BC 边的约束条件,以此模拟桩间土的沉降。这种做法相当于路堤的填筑在不排水的条件下进行,随后

土体固结沉降,桩和桩间土出现足够大的差异变形。由于没有考虑地基土的支撑作用,模拟的是最不利的情况。

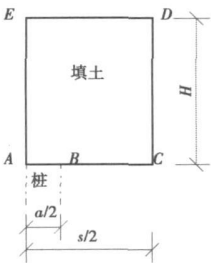


图 2 有限元分析模型
Fig 2 Finite element model

1.2 材料模型及计算方案

路堤填土采用莫尔-库仑理性弹塑性模型模拟,重度 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$,弹性模量 $E = 20 \text{ MPa}$,泊松比 $\nu = 0.3$,黏聚力 $c' = 0 \text{ kPa}$,摩擦角 φ' 分别取 20° , 25° , 30° , 35° 和 40° ,不考虑材料的剪胀角。计算中桩边长 $a = 0.5 \text{ m}$,桩间距 s 分别取 1.0 , 1.5 , 2.0 和 2.5 m ,对每一个桩间距,填土高度 H 分别取 1.0 , 2.0 , 3.0 , 4.0 , 5.0 和 6.0 m ,共计 5 种摩擦角,4 种桩间距和 6 种填土高度,总共 120 个计算方案。

2 计算结果分析

2.1 屈服区分布

H-R 方法认为极限情况下,圆形土拱的拱顶或拱脚的土体单元处于屈服状态,而多拱模型中则认为土拱以下的土体也会屈服,因而研究屈服区的分布对分析填土的破坏模式有重要的意义。这里根据 $\varphi' = 30^\circ$ 的计算结果进行分析。图 3(a)和图 3(b)分别给出了桩间距 $s = 2.5 \text{ m}$,填土高度 H 分别为 2.0 m 和 6.0 m 时的最终屈服区分布图。图中的阴影部分代表屈服区,虚线代表 H-R 方法中所假设的土拱位置。清晰起见,图中只给出了桩顶以上 $s/2$ 局部范围内的结果。

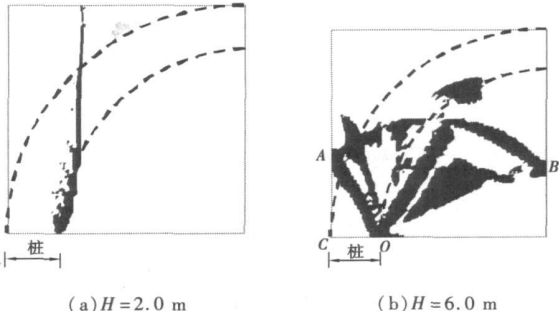


图 3 屈服区分布 ($s = 2.5 \text{ m}$)
Fig 3 Yield zone ($s = 2.5 \text{ m}$)

计算结果表明,在路堤填土较低($s=2.5\text{ m}$, $H=2.0\text{ m}$, $H/s=0.8$)的情况下,屈服区集中在沿桩边缘向上的填土中,贯穿整个填土高度,屈服区分布情况与 Terzaghi 方法中的竖直破坏面吻合较好。尽管此时填土高度与桩间距之比 $H/s=0.8$ 超过了 $H-R$ 方法中所要求形成土拱的最小填土高度,但在拱顶和拱脚位置都没有出现土体屈服的情况。同样,在土拱下方的土体中也没有出现屈服现象,与多拱理论也有所区别。

对于路堤填土较高的情况($s=2.5\text{ m}$, $H=6.0\text{ m}$, $H/s=2.4$),屈服区的分布与低路堤的情况截然不同。整个屈服区大致集中在区域 OAB 内部(见图 3(b)),桩顶以上的局部区域(OAC)则为弹性区域。这是因为计算中约束了桩顶土体的水平位移,相当于桩和填土之间为完全粗糙的情况,因而形成了类似于 Terzaghi 地基承载力理论中所假设的刚性核。另外,注意到 AB 段的形状与对数螺旋曲线类似,但其近似以桩边缘为中心,而不是 Naughton 所假设的以相邻桩的跨中为中心。

图 4(a)和图 4(b)给出了桩间距 $s=1.0\text{ m}$,填土高度 H 分别为 1.0 m 和 6.0 m 时的最终屈服区分布。图中也用虚线给出了 $H-R$ 方法中的土拱位置。计算结果表明,当填土高度较低时($H/s=1.0$),屈服区分布与 Terzaghi 方法中所假设的接近。而在填土高度较高时($H/s=6.0$)的屈服区分布则不同于图 3(b),拱脚处虽然也存在弹性区域,但范围较小,相反屈服区的范围要大的多。整体上看,屈服区的位置与 $H-R$ 方法或多拱理论也不一致。

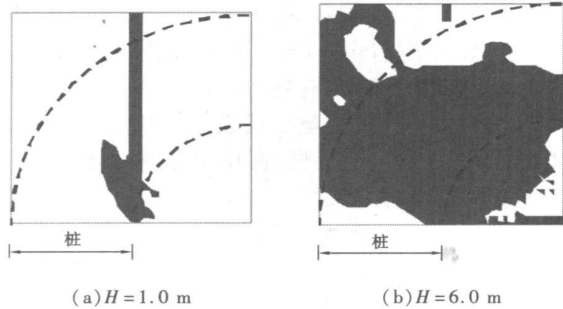


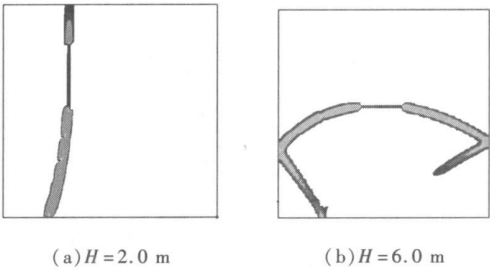
图 4 屈服区分布($s=1.0\text{ m}$)
Fig 4 Yield zone($s=1.0\text{ m}$)

2.2 基于增量等效塑性应变分布的破坏面确定

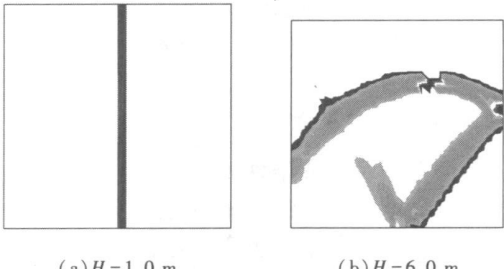
由于有限元计算得到的屈服区实际上指的是应力条件满足屈服准则的单元,但单元的应力状态可能仅仅处在屈服面上,而不出现明显的塑性流动变形,即屈服并不意味着破坏,应从塑性变形的总体变化趋势来分析是否达到失稳或破坏。这里采用计算结束时的等效塑性应变的增量来反映,等效塑性应

变 ϵ_{eq} 定义为:
$$\epsilon_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3} \epsilon^p : \epsilon^p} \tag{3}$$

式中: ϵ^p 是塑性应变张量。
图 5(a)和图 5(b)给出了桩间距 $s=2.5\text{ m}$,填土高度 H 分别为 2.0 m 和 6.0 m 下填土破坏时的增量等效塑性应变分布云图。图 6(a)和图 6(b)则给出了 $s=1.0\text{ m}$,填土高度 H 分别为 1.0 m 和 6.0 m 的情况。清晰起见,图中只给出了桩顶以上 $s/2$ 局部范围内的结果。由于关注的是塑性应变集中和突变的区域,图中没有给出塑性应变增量的具体大小。



(a) $H=2.0\text{ m}$ (b) $H=6.0\text{ m}$
图 5 增量等效塑性应变($s=2.5\text{ m}$)
Fig. 5 Increment of equivalent plastic strain($s=2.5\text{ m}$)



(a) $H=1.0\text{ m}$ (b) $H=6.0\text{ m}$
图 6 增量等效塑性应变($s=1.0\text{ m}$)
Fig. 6 Increment of equivalent plastic strain($s=1.0\text{ m}$)

增量等效塑性应变的分布给出了破坏面的位置。从低路堤的情况来看[图 5(a)和图 6(a)],破坏面的位置与 Terzaghi 方法中假设的竖直面基本对应,这和前面基于屈服区分布的分析结果是一致的。对于高路堤的情况[图 5(b)和图 6(b)],破坏面的位置不同于 $H-R$ 方法、多拱理论,或者 Naughton 的对数螺旋面。另外一点值得注意的是,在分析屈服区的分布式,桩间距不同的情况体现出了不同的分布模式[图 3(b)和图 4(b)],而从增量等效塑性应变的分布来看,它们的破坏模式是相似的,即在填土破坏时,填土中都存在近似以桩边缘为中心的对数螺旋曲线滑动面,该对数螺旋面与左右两个竖直边界的交点都有向桩边缘发展的剪切塑性应变带。

填土中的破坏面也是一个逐渐发展的过程。图 7 给出了地基顶面(即图 2 中的 C 点)竖向应力和位移的关系曲线,图 5(b)中破坏面模式对应于图 7

中的曲线拐点, 即 $T2$ 点。而在此之前, 如 $T1$ 点, 破坏面如图 7 中的小图所示, 是一条通过桩边缘的竖直直线。这意味着, 随着地基的下沉, 桩和桩间土产生差异沉降, 首先发展出如 Terzaghi 方法中的竖直破坏面, 如果填土高度较小, 该破坏面贯穿整个填土区, 填土破坏; 而若地基填土较高, 随着地基的进一步下沉, 在竖直破坏面贯穿填土层之前, 填土中将再出现一条类似于对数螺旋面的破坏面。

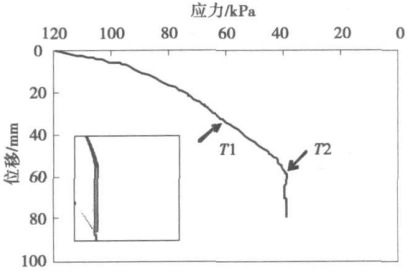


图 7 地基表面竖向应力与位移的关系曲线 ($s = 2.5\text{ m}$)
Fig 7 Vertical stress vs settlement at the ground surface($s = 2.5\text{ m}$)

2 3 填土高度对破坏模式的影响

为了进一步分析不同情况下的破坏面, 图 8 给出了 4 种桩间距 (1.0, 1.5, 2.0 和 2.5 m) 下不同填土高度时的破坏面位置。从计算结果可以看出, 当填土高度与桩间距之比 $H/s \leq 1$ 时, 路堤可看成是低路堤破坏模式, 即破坏面为桩边缘向上延伸的竖直面。而在 $H/s > 1.2$ 的情况下, 不同算例中填土的破坏模式都有相似的特点, 即填土中存在 3 条破坏面, 以图 8 (d) 中填土高度 $H = 6.0\text{ m}$ 的情况为例, 从桩边缘 O 点向左右各发展出一个近似直线的破坏面, 与水平面的夹角分别为 α 和 β 。若将这 2 个破坏面与左右边界的交点分别标记为 A, B , AB 两点之间存在着一个近似为对数螺旋曲线的破坏面。 $1 < H/s \leq 1.2$ 时, 填土中的破坏模式处于过渡状态, 出现的对数螺旋曲线破坏面未贯穿填土区。

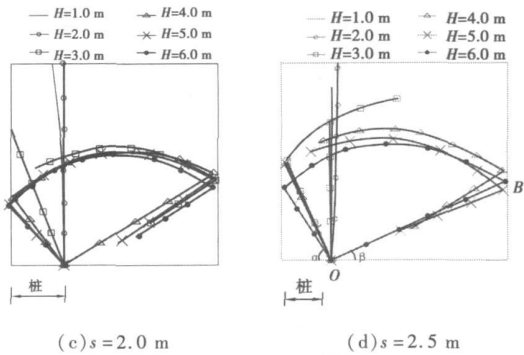
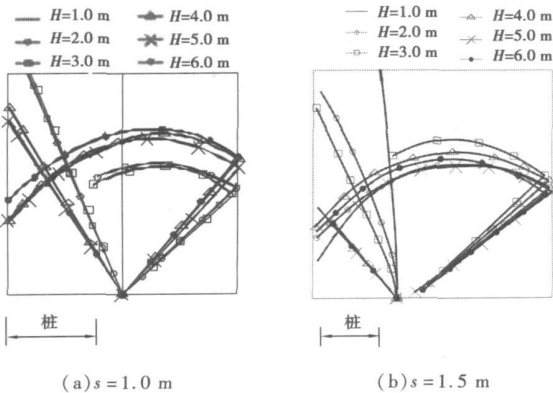


图 8 破坏面位置
Fig 8 Location of the failure surface

2 4 桩间距对破坏模式的影响

值得注意的是, 高路堤破坏模式中的破坏面 OAB 与地基承载力理论中的破坏模式很接近。图 9 (a) 给出了 Terzaghi 地基承载力理论中的整体剪切破坏模式, 由弹性楔体、径向剪切区、朗肯被动区组成。

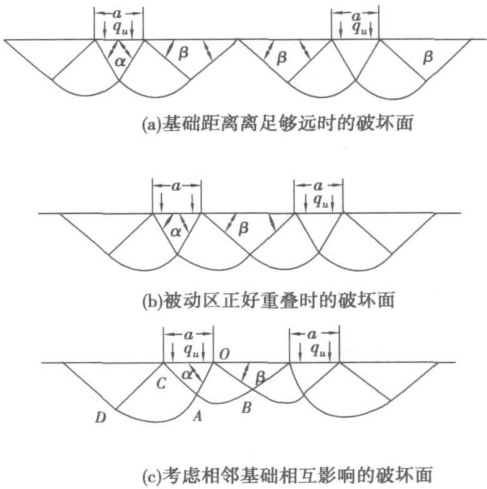


图 9 Terzaghi 承载力理论中的地基破坏模式^[9]
Fig 9 Failure mechanism of Terzaghi's bearing capacity theory^[9]

Terzaghi 认为图 9 (a) 中的 $\alpha = \varphi$, $\beta = 45^\circ - \varphi/2$ 。Stuart 在研究无黏性地基上相邻基础之间的影响时指出, 如果相邻基础之间的距离正好使得被 2 个基础的被动区重叠, 破坏面的形状不会发生改变, 仍然由弹性楔体、径向剪切区、朗肯被动区组成, 且 α 和 β 也保持不变, 分别为 φ 和 $(45^\circ - \varphi/2)$ 。如果相邻基础之间的距离在此基础上进一步减小, 破坏面的形状就会发生变化。为了保证被动区通过基础的边缘, 弹性楔体 OAC 中相邻基础一侧的角 $\angle COA$ 需增加, $\angle OCA$ 则相应减小。这种考虑相邻基础对破坏面影响的趋势可以用来解释图 8 中的计算结果。当桩间距较大时 [图 8 (c) 和图 8 (d)], 破坏面

的形状类似于图 9(b)中被动区重叠的情况。当桩间距较小时,由于相邻桩的影响, α 变大。由于桩承式路堤中的某根桩同时受到左、右相邻桩的影响, 导致图 9(c)中的 $\angle COA$ 和 $\angle OCA$ 同时增加, 使得弹性楔体边界与对数螺旋曲面不保持首尾相连的状态, 如图 8(a)和图 8(b)。

需要指出, 尽管桩承式路堤填土中的破坏面形状与地基承载力理论有相似之处, 但由于重力作用方向始终向下, 桩承式路堤并不能简单的看做是倒转的浅基础, 地基承载力理论不能直接应用。

2.5 摩擦角对破坏面的影响

图 10 比较了 $s = 2.5\text{ m}$, $H = 6.0\text{ m}$ 时不同摩擦角下的破坏面。结果表明不同摩擦角下的破坏面都显示出相同的特性, 即由类似于浅基础承载力理论中弹性楔体、径向剪切区、朗肯被动区组成。随着摩擦角的增加, 弹性楔体的倾角 α 增加, 而 β 则相应减小, 这和浅基础承载力理论也是一致的。另外注意到, 在地基承载力理论中, 破坏面的深度随着摩擦角的增加而增加, 而在图 10 中则没有这个现象。这是因为相邻桩的相互作用限制了破坏面的发展, 摩擦角越大, 相互作用的效应越明显。

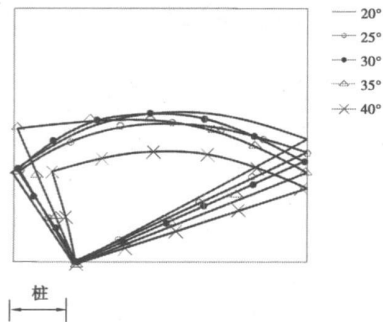


图 10 不同摩擦角下的破坏面位置 ($s = 2.5\text{ m}$, $H = 6.0\text{ m}$)

Fig 10 Location of the failure surface at different friction angle ($s = 2.5\text{ m}$, $H = 6.0\text{ m}$)

3 结 论

通过有限元数值分析, 对桩承式路堤中填土的破坏模式进行了分析, 主要结论总结如下:

1) 桩承式路堤中填土的破坏模式可分为低路堤和高路堤破坏模式 2 种, 当路堤填土较小时 ($H/s \leq 1$), 填土中的破坏面为一条通过桩边缘的竖直面; 当路堤填土较高时 ($H/s > 1.2$), 填土的破坏面由类似于地基承载力理论中的弹性区、径向剪切区和被动区

组成; $1 < H/s \leq 1.2$ 时, 填土中的破坏模式处于过渡状态。

2) 高路堤破坏模式中, 破坏面的位置随填土高度的变化变动不大, 破坏面的位置相对集中。

3) 桩间距对破坏模式的影响, 类似于在地基承载力理论中考虑相邻基础对破坏面的影响一样, 随着桩间距的变化, 弹性区的形状及范围发生改变, 以保证被动区通过桩的边缘。

4) 不同摩擦角下的破坏面都显示出相似的特性。摩擦角越大, 相邻桩之间的相互作用效应越明显。

参考文献 (References):

[1] 费康, 刘汉龙. 桩承式加筋路堤设计理论研究进展 [J]. 水利水电科技进展, 2008, 28(4): 89-94.
FEI Kang, LIU Han-long. Advances in research on design theory of geosynthetic reinforced pile supported embankment [J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2008, 28(4): 89-94.

[2] 费康, 刘汉龙, 高玉峰. 路堤下现浇薄壁管桩复合地基工作特性分析 [J]. 岩土力学, 2004, 25(9): 1390-1396.
FEI Kang, LU Han-long, GAO Yu-feng. Performance of cast-in-situ concrete thin-wall pipe pile composite foundation under road embankment [J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(9): 1390-1396.

[3] Terzaghi K. Theoretical soil mechanics [M]. New York: Wiley, 1943.

[4] Hewlett J, Randolph M F. Analysis of piled embankments [J]. Ground Engineering, 1988, 21(3): 12-18.

[5] Zeaske D, Kempfert H G. Berechnung und Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über punktförmigen und linienförmigen Traggliedern [J]. Bauingenieur, 2002(77): 80-86.

[6] Naughton P J. The significance of critical height in the design of piled embankments [C] // Proc. GeoDenver GSP 172 Soil Improvement Denver Colorado [S n.], 2007: 13-23.

[7] 费康, 刘汉龙. 桩承式加筋路堤的现场试验及数值分析 [J]. 岩土力学, 2009, 30(4): 1004-1012.
FEI Kang, LU Han-long. Field test study and numerical analysis of a geogrid-reinforced and pile-supported embankment [J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(4): 1004-1012.

[8] Russell D, Pierpoint N. An assessment of design methods for piled embankments [J]. Ground Engineering, 1997, 30(11): 39-44.

[9] Das B M. Shallow foundations bearing capacity and settlement [M]. New York: CRC Press, 1999: 68-71.