

# 岩溶塌陷影响下加筋路基加筋体设计方法

陈福全, 万梁龙

(福州大学 土木工程学院, 福建 福州, 350116)

**摘要:** 土工合成材料可用来加固受岩溶塌陷影响的路基, 有效地防止路堤突然塌陷, 减缓地表沉降, 起到预警作用。但该技术目前仍没有较为成熟的设计方法。统计已有的活动门实验数据, 提出计算塌陷区加筋体上竖向荷载的简化太沙基公式。针对塌陷尺寸相对较小的情况, 假设作用在塌陷区加筋体上的竖向荷载为倒三角分布模式, 推导并验证了计算加筋体挠曲、拉力和地表沉降的解析方程。提出同时考虑正常使用极限状态和承载能力极限状态的设计方法, 分析塌陷宽度、路堤高度、土体内摩擦角等参数对加筋体最大拉力和地表沉降的影响。研究结果表明: 塌陷宽度是影响加筋体选取的最主要因素, 当加筋体刚度增加到一定程度之后, 再提高加筋体刚度对减小地表沉降不明显。

**关键词:** 道路工程; 加筋路基; 土拱效应; 加筋体; 设计方法

中图分类号: U416.1

文献标志码: A

文章编号: 1672-7207(2018)01-0208-09

## Design method for geosynthetics as reinforcement to prevent embankments from collapsing due to localised sinkholes

CHEN Fuquan, WAN Lianglong

(College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou, 350116, China)

**Abstract:** Geosynthetics could reinforce embankment subjected to localised sinkholes to prevent embankment from collapsing suddenly and decrease free surface settlements. With the trapdoor experiment statistics, a simplified Terzaghi's formula was proposed to calculate the vertical loads on the geosynthetics over localised sinkholes. Analytical solutions to the vertical displacement of the geosynthetics spanning localised sinkholes, the tension force in the geosynthetics and the free surface settlements above sinkholes were deduced under the assumption that there was an inverse triangular load distribution perpendicular to geosynthetics bridging relatively small sinkholes. A new method was presented to design geosynthetic-reinforced embankments over localised sinkholes considering the serviceability limit state and the ultimate limit state simultaneously. The influences of the parameters including the size of sinkholes, embankment height, internal friction of embankment soil layers, etc. on free surface settlements and the maximum tensions of geosynthetics were investigated. The results indicate that the size of the sinkhole is the most important factor in selecting the geosynthetic reinforcement. Besides, the free surface settlement cannot be reduced significantly by enhancing the geosynthetic stiffness as the geosynthetic stiffness has increased to a certain extent.

**Key words:** road engineering; reinforced-embankment; soil arching effect; geosynthetics; design methodology

收稿日期: 2017-01-06; 修回日期: 2017-03-09

**基金项目(Foundation item):** 国家自然科学基金资助项目(41572253); 高等学校博士学科点专项科研基金博导类资助课题(20133514110004) (Project(41572253) supported by the National Natural Science Foundation of China; Project(20133514110004) supported by the Specialized Research Fund for the Doctoral Program of Higher Education of China)

通信作者: 陈福全, 博士, 教授, 从事岩土工程研究; E-mail: phdchen@fzu.edu.cn

我国岩溶地区分布广泛, 道路时常要穿过岩溶发育的区域, 在道路修筑之前首先要进行工程地质勘察, 由于地质勘察具有一定的不确定性, 有的岩溶空隙并不能准确探明, 有的甚至是在道路建设之后才形成, 岩溶一旦发生塌陷则会对交通产生很大影响。如广西百色至罗村口高速公路在建成通车后, 路面出现长 9 m、宽 4 m 的塌陷<sup>[1]</sup>; 京台高速公路通车 2 年后, 在浙江衢南段路面出现一直径为 8.3 m 的坑洞<sup>[2]</sup>。而现有的规范(JTG D30—2004)仅能处理溶洞已经探明的情况<sup>[3]</sup>。为减小岩溶突然塌陷造成的影响, 国内外学者提出在路堤底部铺设土工合成材料加固可能受岩溶塌陷影响的路基<sup>[4-6]</sup>。但由于筋土相互作用机理复杂, 塌陷影响下的加筋路基设计方法仍有待完善。1990 年 GIROUD 等<sup>[7]</sup>结合土拱效应和膜效应提出了跨越土洞加筋路基的设计方法。英国的 BS8006<sup>[8]</sup>设计方法不考虑土拱效应, 只考虑加筋体的膜效应, 设计方法较为保守。BLIVET 等<sup>[9]</sup>在法国 RAFAEL 研究项目下进行了一系列现场实验, 考虑土拱效应、膜效应和塌陷区上方土体体积的增加提出了 RAFAEL 设计方法。上述方法都假设锚固区加筋体不产生位移, 且加筋体挠度与加筋体力学性质无关。BRIANCON 等<sup>[10-11]</sup>弥补上述假设条件的不足, 进一步考虑加筋体刚度、加筋材料与土的相互作用、锚固区加筋体的位移和塌陷边缘的影响, 提出了更为合理的分析与设计方法。国内, 付宏渊等<sup>[12]</sup>在 BRIANCON 等<sup>[10-11]</sup>研究基础上对锚固区加筋体采用弹塑性模型和全塑性模型进行了对比分析; 朱斌等<sup>[13]</sup>用绳索大变形理论对加筋材料进行分析, 提出了抗沉陷的加筋体设计方法。这些已有的加筋体设计方法大都考虑土拱效应, 假设作用在塌陷区加筋体上的竖向荷载均匀分布并用 Terzaghi 公式计算。而 HUCKERT 等<sup>[14-15]</sup>通过现场实验和离散元分析表明, 当塌陷尺寸相对较小时(路堤高度  $H$  与塌陷直径  $D$  之比大于 1), 作用在加筋体上的竖向荷载呈塌陷中央小、靠近边缘大的特点。这与现有的设计方法所依据的假设存在较大差异, 因此, 有必要采用更合理的假设进行分析。此外, Terzaghi 公式中的土压力系数理论与实验结果之间仍存在较大差别。本文作者归纳总结了已有的土拱活动门实验(trapdoor experiment)数据, 对塌陷区加筋体上竖向荷载计算公式进行改进。针对  $H/D > 1$  的情况, 假设塌陷区加筋体上的竖向荷载倒三角分布, 推导平衡状态加筋体的挠曲、拉力及地表沉降的解析方程。提出同时考虑 2 种极限状态下的加筋体设计方法。

## 1 土拱效应

岩溶塌陷发生后, 塌陷区上方的土体会向塌陷区运动, 塌陷区上方荷载就会向未塌陷区域(锚固区)转移, 即发生土拱效应。现有的分析方法假设塌陷区加筋体上的荷载  $q$  均匀分布, 并用 Terzaghi 公式计算<sup>[10, 12-13]</sup>。

对于长条形塌陷:

$$q = \frac{B(\gamma - \frac{2c}{B})}{2K \tan \varphi} \left[ 1 - \exp\left(-K \tan \varphi \frac{2H}{B}\right) \right] + q_s \exp\left(-2K \tan \varphi \frac{H}{B}\right) \quad (1)$$

对于圆形塌陷:

$$q = \frac{D(\gamma - \frac{4c}{D})}{4K \tan \varphi} \left[ 1 - \exp\left(-K \tan \varphi \frac{4H}{D}\right) \right] + q_s \exp\left(-4K \tan \varphi \frac{H}{D}\right) \quad (2)$$

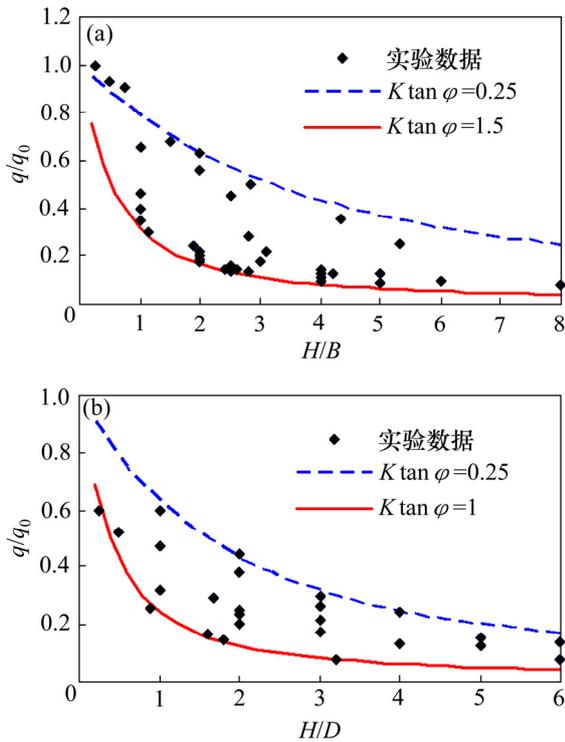
式中:  $B$  为长条形塌陷宽度;  $D$  为圆形塌陷直径;  $H$  为路堤高度;  $c$  为路堤填土黏聚力;  $\gamma$  为路堤填土的重度;  $\varphi$  为路堤填土内摩擦角;  $K$  为土压力系数;  $q_s$  为地表超载。

理论上, 式(1)和(2)也适用于黏土, 且黏聚力  $c$  会使荷载  $q$  的计算值比相同情况下的砂土小。但大多数土拱活动门实验都是用无黏性土进行的, 黏聚力对  $q$  的影响还没有得到实验的验证。因此, 本文仅考虑无粘性土的情况( $c=0$ ), 这样计算比实际黏土路堤条件下稍偏保守。

TERZAGHI<sup>[16]</sup>认为式(1)和(2)中的  $K$  在 1.0~1.5 之间, CHEVALIER 等<sup>[17]</sup>通过实验拟合得到砂土的土压力系数为 1.17, 砾状土为 1.47。加瑞<sup>[18]</sup>通过实验发现在不同高度处的土压力系数并不相同, 但各点的土压力系数  $K$  基本都超过 1, 最高可达 5。在设计中,  $K$  通常取主动土压力系数  $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ <sup>[19]</sup>。HANDY<sup>[20]</sup>假设小主应力拱为向下的悬链线拱形, 提出土压力系数  $K = 1.06[\cos^2(45^\circ + \varphi/2) + K_a \sin^2(45^\circ + \varphi/2)]$ 。在内摩擦角处于 0~90°时, 土压力系数  $K$  不管是按主动土压力系数计算还是用 Handy 的公式计算都小于 1<sup>[16]</sup>, 理论计算与实验数据存在较大差别。

由于  $K$  和  $\tan \varphi$  在式(1)和(2)中以乘积的形式出

现, 本文将式(1)和(2)中  $K \tan \varphi$  视为一个整体进行研究。统计文献[17-18, 21-27]中土拱实验数据(均无外荷载,  $q_s = 0$ ), 对于平面应变情况, 实验数据基本都处于  $K \tan \varphi$  为 0.25~1.5 之间(见图 1(a)所示,  $q$  为作用在活动门上的平均荷载,  $q_0 = \gamma H$ )。因此, 对于平面应变情况, 可保守取  $K \tan \varphi = 0.25$ 。对于轴对称情况(圆形活动门实验), 实验数据基本都处于  $K \tan \varphi$  为 0.25~1 之间(见图 1(b)), 因此, 对轴对称情况, 也可保守取  $K \tan \varphi = 0.25$ 。



(a) 平面应变; (b) 圆形

图 1 土拱实验统计

Fig. 1 Statistics of trapdoor experiments

土体高度越高、塌陷尺寸越小, 土拱效应越明显。对于平面应变情况(图 1(a)), 当  $H/B < 1$  时, 作用在活动门上的土压力与初始土压力接近, 土拱效应不明显, 因此, 可忽略土拱效应的影响。对于圆形活动门(图 1(b)), 在  $H/D = 0.25$  时, 作用在活动门上的土压力仍有一定程度的减小, 土拱效应仍有一定程度的发挥。

对于尺寸较小的塌陷, HUCKERT 等<sup>[14-15]</sup>发现作用在加筋体上的竖向荷载呈塌陷中央小, 远离塌陷中央大的特点(见图 2)。而加筋体的存在只会改变作用在加筋体上荷载分布而不会改变作用在加筋体上的总荷载<sup>[28]</sup>。对于无黏性土, 取  $K \tan \varphi = 0.25$ , 作用在塌陷区加筋体上的总竖向荷载  $Q$  可以通过 Terzaghi 公式进行保守计算。

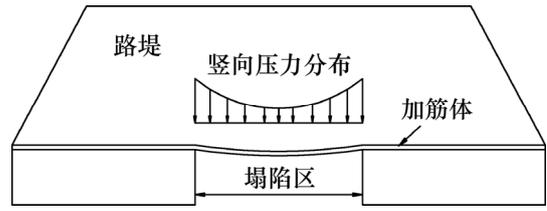


图 2 加筋体上竖向荷载分布

Fig. 2 Distribution of vertical load on geosynthetics over collapse area

长条形塌陷:

$$Q = qB = 2B^2 \gamma [1 - \exp(-0.5H/B)] + Bq_s \exp(-0.5H/B) \quad (3)$$

圆形塌陷:

$$Q = \frac{q\pi D^2}{4} = \frac{\pi D^3 \gamma}{4} [1 - \exp(-H/D)] + \frac{\pi D^2 q_s}{4} \exp(-H/D) \quad (4)$$

## 2 加筋体受力分析

### 2.1 长条形塌陷

#### 2.1.1 塌陷区加筋体

塌陷发生后, 假设塌陷区加筋体上的竖向荷载简化为倒三角分布(见图 3)。取塌陷区加筋体的一半进行研究, 任一点的拉力可分解为水平和竖直方向 2 个力 ( $T_H, T_V$ ), 如图 4 所示, 在塌陷区中央, 加筋体与水平线相切, 受到的拉力  $T = T_H$ , 在塌陷区边缘 A 点受到拉力  $T_1$ 。

在  $0 \leq x \leq B/2$  范围内的竖向总压力为

$$Q/2 = \int_0^{D/2} q(x) dx \quad (5)$$

则作用在塌陷区加筋体上的竖向荷载可表示为

$$q(x) = \frac{4Q}{B^2} x \quad (6)$$

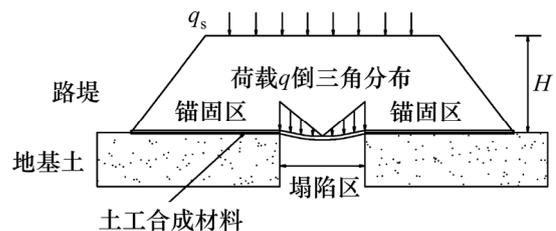


图 3 加筋路基示意图

Fig. 3 Schematic diagram of reinforced-embankment

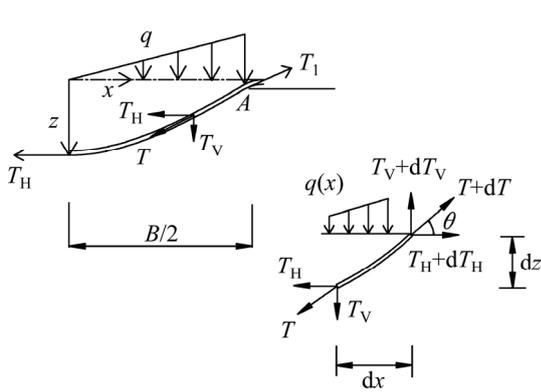


图 4 塌陷区加筋体受力示意图

Fig. 4 Schematic diagram of stress on geosynthetic above localised sinkhole

取其中一微段进行研究(见图 4), 忽略塌陷区加筋体与土体之间的摩擦( $T_H$ 为一常数)。在竖直方向,

$$q(x) = \frac{dT_V}{dx} \quad (7)$$

加筋体中的拉力  $T$  与水平向的夹角  $\theta$  与竖向、水平分力, 及  $dx$  和  $dz$  之间的关系可以表示为:

$$\tan \theta = -\frac{T_V}{T_H} = \frac{dz}{dx} \rightarrow T_V = -T_H \frac{dz}{dx} \quad (8)$$

$$\frac{dT_V}{dx} = -\frac{dT_H}{dx} \frac{dz}{dx} - T_H \frac{d^2z}{dx^2} \quad (9)$$

由于  $dT_H = 0$ , 式(9)可改写为

$$\frac{dT_V}{dx} = -T_H \frac{d^2z}{dx^2} \quad (10)$$

由式(7)和(10)可得微分方程:

$$\frac{4Q}{T_H B^2} x = -\frac{d^2z}{dx^2} \quad (11)$$

当  $x = B/2$  时,  $z = 0$ ; 当  $x = 0$  时,  $z' = 0$ 。于是式(11)的解为

$$z(x) = -\frac{2Q}{3T_H B^2} x^3 + \frac{QB}{12T_H} \quad (12)$$

式(12)即为倒三角荷载下加筋体的挠曲方程。

塌陷区边缘处加筋体拉力取得最大值  $T_{\max} = T_1$ ,

在塌陷中央加筋体竖向位移取得最大值  $w_{\max}$ 。

$$T_1 = \sqrt{T_H^2 + Q^2/4} \quad (13)$$

$$w_{\max} = \frac{QB}{12T_H} \quad (14)$$

塌陷区加筋体在塌陷发生后增加的长度  $\Delta L$  为

$$\Delta L = \int ds - B/2 = \int_0^{B/2} \sqrt{1+(z')^2} dx - B/2 =$$

$$-B/2 + \frac{1}{12} B \left[ \sqrt{4 + \frac{Q^2}{T_H^2}} + 4M\left(-\frac{Q^2}{4T_H^2}\right) \right] \quad (15)$$

式中,  $M(-x)$  为 Mathematica 软件中内置超几何函数, 前 8 项 Maclaurin 级数展开式可表示为

$$M(-x) = 1 - \frac{x}{10} + \frac{x^2}{24} - \frac{5x^3}{208} + \frac{35x^4}{2176} - \frac{3x^5}{256} + \frac{231x^6}{25600} - \frac{429x^7}{59392} + \frac{195x^8}{32768} + O(x)^9 \quad (16)$$

取前 3 项,  $\Delta L$  可表示为

$$\Delta L = -B/2 + \frac{1}{12} B \left( \sqrt{4 + \frac{Q^2}{T_H^2}} + 4 - \frac{Q^2}{10T_H^2} + \frac{Q^4}{96T_H^4} \right) \quad (17)$$

设加筋体抗拉刚度为  $J$ , 应变为  $\varepsilon$ , 且满足线弹性关系( $\varepsilon = T/J$ ), 塌陷区加筋体的拉伸变形量  $\chi$  可表示为

$$\chi = \int \varepsilon ds = \frac{T_H}{J} \left( \frac{B}{2} + \frac{BQ^2}{40T_H^2} \right) \quad (18)$$

由式(17)和(18)可得塌陷区加筋体边缘  $A$  点位移(拔出量)  $U_A$ :

$$U_A = \Delta L - \chi = -B/6 + \frac{1}{12} B \left( \sqrt{4 + \frac{Q^2}{T_H^2}} - \frac{Q^2}{10T_H^2} + \frac{Q^4}{96T_H^4} \right) - \frac{T_H}{J} \left( \frac{B}{2} + \frac{BQ^2}{40T_H^2} \right) \quad (19)$$

### 2.1.2 地表沉降

当岩溶塌陷发生后, 塌陷区上方的土体发生向下的位移, 土体就会变得松散, 体积增加。加筋体挠曲释放的空间  $\Delta V_w$  被土体因松散而增加的体积  $\Delta V_s$  部分或完全占据, 因此地表最大沉陷  $s$  小于加筋体的挠度  $w$ (见图 5)。假设滑动面竖直, 加筋体挠曲形式与地表沉降相同, 用挠度  $w$  表示加筋体挠曲为  $z(x) = -8wx^3/B^3 + w$ ; 用  $s$  表示地表沉降曲线为  $z_s(x) = -8sx^3/B^3 + s$ 。设土体的松散系数为  $C_e$ , 则  $\Delta V_w = \Delta V_s$  可表示为

$$2 \left[ \int_0^{B/2} z(x) dx - \int_0^{B/2} z_s(x) dx \right] = HB(C_e - 1) \quad (20)$$

化简得:

$$w = s + \frac{4}{3} H(C_e - 1) \quad (21)$$

### 2.1.3 塌陷区边缘加筋体

拉拔实验表明, 拉拔力(或剪应力)与加筋体和土之间的相对位移可用库仑摩擦定律描述<sup>[11, 29]</sup>。当筋土

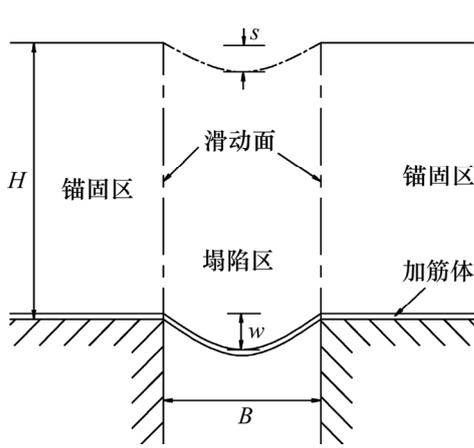


图 5 地表沉降示意图

Fig. 5 Schematic diagram of surface settlement

相对位移  $U$  达到筋土界面剪应力完全发挥时的相对位移  $U_0$  时, 界面的剪应力全发挥; 小于  $U_0$  时, 部分发挥, 即

$$\tau = \begin{cases} \alpha \sigma_n \tan \varphi, U \geq U_0 \\ \alpha \frac{U}{U_0} \sigma_n \tan \varphi, U < U_0 \end{cases} \quad (22)$$

式中:  $\sigma_n$  为作用在加筋体上的法向应力,  $\varphi$  为土的内摩擦角, 对于土工织物取  $\alpha=0.67$ , 对于土工格栅、土工网取  $\alpha=0.9$ <sup>[30]</sup>。

在塌陷区边缘, 由于加筋体拉力方向的改变, 拉力会有所减小, 设减小后的拉力为  $T_2$ , 则  $T_2$  可用文献[11]提出的公式计算:

$$T_2 = \frac{T_1}{\exp(\beta k_0 \alpha \tan \varphi_1)} \quad (23)$$

式中:  $\varphi_1$  为加筋体下方土体的内摩擦角; 当  $U_A \geq U_0$  时  $k_0=1$ , 当  $U_A < U_0$  时,  $k_0=U_A/U_0$ 。  $\beta$  为加筋体内力方向的转向角(rad),  $\tan \beta = |z'(B/2)| = Q/(2T_H)$ 。

### 2.1.4 锚固区加筋体

忽略土拱效应造成的锚固区竖向荷载增加, 作用在锚固区加筋体上的竖向荷载为  $q_0$ 。令  $\tau_0 = \alpha q_0 (\tan \varphi_u + \tan \varphi_1)$  (式中  $\varphi_u$  为路堤填土内摩擦角),  $r^2 = \tau_0 / (J U_0)$ ,  $T_0 = J r U_0$ , 当固区加筋体足够长时, 文献[10]提出了锚固区加筋体起点  $A$  处的位移  $U_A$  与  $T_2$  的关系:

$$U_A = \begin{cases} \frac{T_2}{J\beta}, U_A \leq U_0 \\ U_0 + \frac{T_2^2 - T_0^2}{2J\tau_0}, U_A > U_0 \end{cases} \quad (24)$$

### 2.1.5 解析方程

由式(19)和(24)可得

$$\begin{cases} -B/6 + \frac{1}{12} B \left( \sqrt{4 + \frac{Q^2}{T_H^2} - \frac{Q^2}{10T_H^2} + \frac{Q^4}{96T_H^4}} - \frac{T_H}{J} \left( \frac{B}{2} + \frac{BQ^2}{40T_H^2} \right) = \frac{T_2}{J\beta}, U_A \leq U_0 \\ -B/6 + \frac{1}{12} B \left( \sqrt{4 + \frac{Q^2}{T_H^2} - \frac{Q^2}{10T_H^2} + \frac{Q^4}{96T_H^4}} - \frac{T_H}{J} \left( \frac{B}{2} + \frac{BQ^2}{40T_H^2} \right) = U_0 + \frac{T_2^2 - T_0^2}{2J\tau_0}, U_A > U_0 \end{cases} \quad (25)$$

当  $B, H, \gamma, \varphi_u, \varphi_1, J$  和  $U_0$  已知时, 由方程(25)通过迭代计算即可解得  $T_H$ , 再通过方程(13)和(14)和(21)即可求得加筋体最大拉力和地表沉降。

## 2.2 圆形塌陷

工程中圆形或近似圆形塌陷相对于长条形塌陷更为常见, 而常用的加筋材料(如土工织物、土工格栅等)有着明显的各项异性。这就给理论分析带来不便。GOURC 等<sup>[31]</sup>的研究表明: 加筋方向与道路纵轴线方向一致时(见图 6), 加筋效果最佳。因此, 对于圆形塌陷本文仅考虑单向加筋而忽略横向加筋的影响。

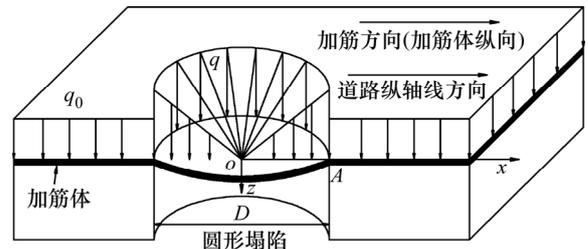


图 6 圆形塌陷示意图

Fig. 6 Schematic diagram of geosynthetic-reinforced embankment spanning a circular void

### 2.2.1 塌陷区加筋体

为简化分析, 本文采用 GIROUD<sup>[7]</sup>提出的分析假设, 即将圆形塌陷用等宽的长条形塌陷替代( $D=B$ )。作用在塌陷区加筋体上的荷载可表示为:  $q(x) = 12Qx / (\pi D^3)$ , 联合式(7)和(10)可得过塌陷中心截面上的加筋体挠曲线:

$$z(x) = -\frac{2Q}{\pi T_H D^3} x^3 + \frac{Q}{4\pi T_H} \quad (26)$$

加筋体拉力可表示为

$$T(x) = \sqrt{T_H^2 + \left( \frac{6Q}{\pi D^3} x^2 \right)^2} \quad (27)$$

加筋体最大拉力  $T_1$ , 挠度  $w$  和  $A$  点位移  $U_A$  可表示为:

$$T_1 = T\left(\frac{D}{2}\right) = \sqrt{T_H^2 + \left( \frac{3Q}{2\pi D} \right)^2} \quad (28)$$

$$w = \frac{Q}{4\pi T_H} \quad (29)$$

$$U_A = -D/6 + \frac{1}{12}D(\sqrt{4+9\lambda^2} - \frac{3}{4}\lambda^2 + \frac{27}{32}\lambda^4) - \frac{T_H}{J}(\frac{D}{2} + \frac{9D}{40}\lambda^2) \quad (30)$$

式中:  $\lambda = Q/(\pi D T_H)$ 。

### 2.2.2 地表沉降

由式(26)可知: 过圆形塌陷中心截面( $xoz$  截面, 见图 6)的加筋体挠曲线可用三次抛物线表示, 则在圆形塌陷范围内加筋体挠曲可用三次旋转抛物面来描述。在假设地表沉降形式与加筋体挠曲相同的情况下, 加筋体挠度  $w$  与地表最大沉降  $s$  之间的关系可表示为

$$w = s + \frac{5}{3}H(C_e - 1) \quad (31)$$

### 2.2.3 解析方程

由式(30)和(24)可得

$$\begin{cases} -D/6 + \frac{1}{12}D(\sqrt{4+9\lambda^2} - \frac{3}{4}\lambda^2 + \frac{27}{32}\lambda^4) - \frac{T_H}{J}(\frac{D}{2} + \frac{9D}{40}\lambda^2) = \frac{T_2}{Jr}, U_A \leq U_0 \\ -D/6 + \frac{1}{12}D(\sqrt{4+9\lambda^2} - \frac{3}{4}\lambda^2 + \frac{27}{32}\lambda^4) - \frac{T_H}{J}(\frac{D}{2} + \frac{9D}{40}\lambda^2) = U_0 + \frac{T_2^2 - T_0^2}{2J\tau_0}, U_A > U_0 \end{cases} \quad (32)$$

式(32)通过迭代求解的方法可解得  $T_H$ , 由式(28)和(31)即可求得加筋体最大拉力和地表最大沉降。

### 2.2.4 与 Huckert 研究成果对比

HUCKERT 等<sup>[14]</sup>用路堤高  $H=1$  m、直径  $D=0.75$  m 的圆形塌陷进行现场实验。所用的路堤填料为无黏性土, 内摩擦角为  $36^\circ$ , 重度为  $15.5$  kN/m<sup>3</sup>; 加筋体刚度为  $2\,988$  kN/m; 界面参数:  $\alpha \tan \varphi_u = 0.42$ ,  $\alpha \tan \varphi_1 = 0.84$ ,  $U_0 = 0.005$  m。将参数代入式(32)可求得  $T_H$ , 再由式(27)可求得塌陷区加筋体的拉力, 锚固段拉力可用文献[10]中的方法求得。通过与 HUCKERT 的实验和数值模拟结果对比可知: 实验、数值分析和解析解得到的塌陷区加筋体应变有一定差别, 但锚固段加筋体应变差别不大(图 7)。解析解得到的最大应变出现在塌陷区边缘, 这与实验结果是一致的。相对于实验结果, 解析解得到的最大应变(拉力)误差为 13%。总体来讲, 本文的解析公式是可行的。

## 3 设计方法

选用的加筋材料要同时满足承载能力极限状态和

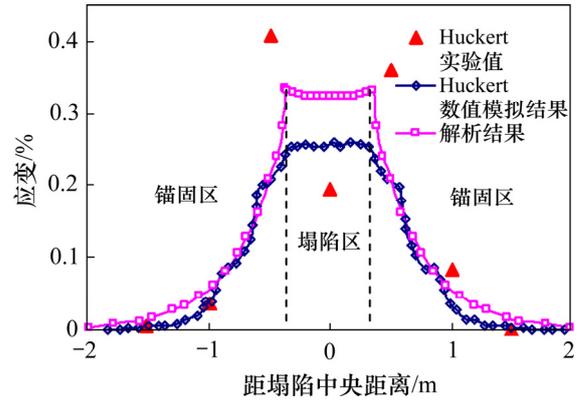


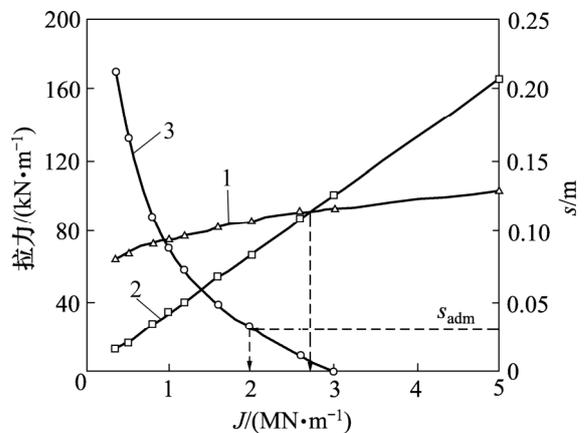
图 7 与 Huckert 研究成果对比

Fig. 7 Comparison with Huckert's results

正常使用极限状态, 即加筋体受到的最大拉力  $T_1$  小于加筋体允许的抗拉强度  $T_{adm}$ , 地表最大沉降  $s$  小于允许的沉降  $s_{adm}$ 。通常, 加筋体抗拉强度  $T_s$  越大, 加筋体抗拉刚度  $J$  越大, 在下面的算例中均假设  $T_s = 0.1J$ 。而加筋体抗拉强度由于铺设、搭接、蠕变等因素会使得加筋体抗拉强度有一定程度的减小, 工程上常用总折减系数  $R$  来表示<sup>[30]</sup>( $R=2\sim 5$ ,  $T_{adm} = T_s/R$ )。

### 3.1 长条形塌陷

设长条形塌陷有关参数:  $B=2$  m,  $H=4$  m,  $\varphi_u = \varphi_1 = 35^\circ$ ,  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>,  $U_0 = 0.01$  m,  $C_e = 1.04$ ,  $s_{adm} = 0.03$  m,  $\alpha = 0.9$ ,  $R=3$ 。通过式(25)对不同抗拉刚度的加筋体进行计算, 得到不同情况下的计算常数  $T_H$ ; 由式(13)和(21)可求得相应的加筋体最大拉力  $T_1$  和地表沉降  $s$ , 将  $J-s$ ,  $J-T_1$  和  $J-T_{adm}$  曲线表示在一幅图中。根据  $T_1 < T_{adm}$  和  $s < s_{adm}$  可得最小加筋体刚度为  $2\,700$  kN/m(见图 8), 抗拉强度为  $270$  kN/m。



1— $T_1$ ; 2— $T_{adm}$ ; 3— $s$ 。

图 8 长条形塌陷设计图

Fig. 8 Design chart for a long void

### 3.2 圆形塌陷

设圆形塌陷有关参数： $D=2\text{ m}$ ， $H=4\text{ m}$ ， $\varphi_u = \varphi_1 = 35^\circ$ ， $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$ ， $U_0=0.01\text{ m}$ ， $C_e=1.04$ ， $s_{\text{adm}}=0.03\text{ m}$ ， $\alpha = 0.9$ ， $R=3$ 。通过式(32)对不同抗拉刚度的加筋体进行计算，得到不同情况下的计算常数  $T_H$ ；由式(28)和(31)可求得相应的加筋体最大拉力  $T_1$  和地表沉降  $s$ 。与长条形塌陷设计方法相同，可得到如图 9 所示的曲线，于是可得满足承载能力极限状态和正常使用极限状态的最小加筋体刚度为  $1\ 600\text{ kN/m}$ ，抗拉强度为  $160\text{ kN/m}$ 。

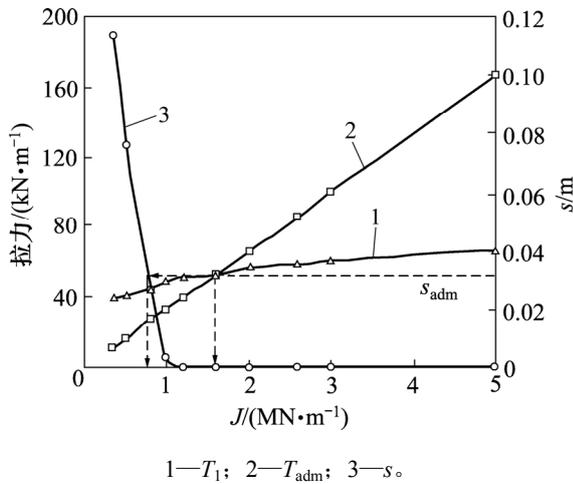


图 9 圆形塌陷设计图  
Fig. 9 Design chart for a circular void

## 4 参数分析

由于长条形塌陷和圆形塌陷分析方法相同、解析方程相近，因此，本文只针对长条形塌陷情况进行参数分析，对于圆形塌陷情况，各参数的影响与长条形塌陷情况相似。

分别改变塌陷宽度  $B$ 、路堤高度  $H$ 、土内摩擦角(设路堤土与地基土相同砂土，内摩擦角均为  $\varphi$ )、加筋体刚度  $J$ 、土的松散系数  $C_e$  和界面剪应力完全发挥时的相对位移  $U_0$ ，对平衡状态下的加筋体最大拉力和地表最大沉降进行分析，结果如图 10~15 所示。

由图 10 可知：塌陷宽度增加会使得加筋体最大拉力和地表沉降同时增加。路堤高度、内摩擦角和加筋体刚度的增加带来加筋体最大拉力增加的同时会使得地表沉降减小(见图 11~13)。虽参数  $U_0$  的确定较为困难，但  $U_0$  对加筋体最大拉力和地表沉降影响很小(见图 14)。松散系数仅对地表沉降产生影响，土的松散系数越大，地表沉降越小，如图 15 所示。

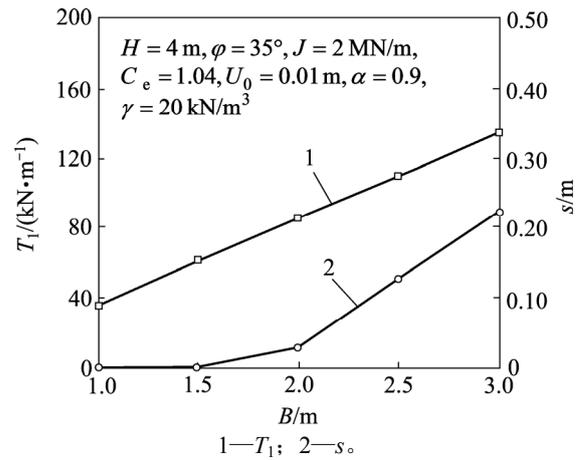


图 10 塌陷宽度对拉力和沉降的影响

Fig. 10 Influence of width of sinkhole on tensions and settlements

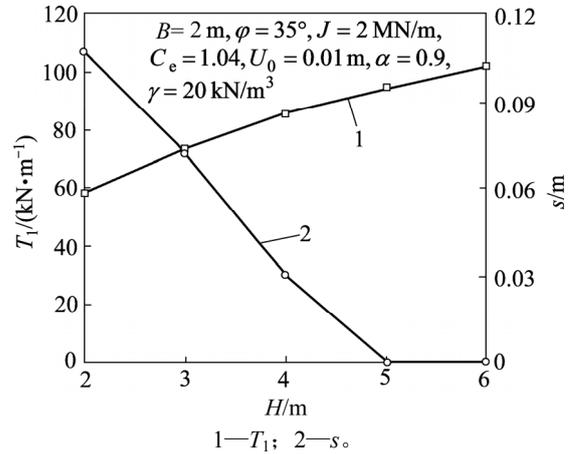


图 11 路堤高度对拉力和沉降的影响

Fig. 11 Influence of height of embankment on tensions and settlements

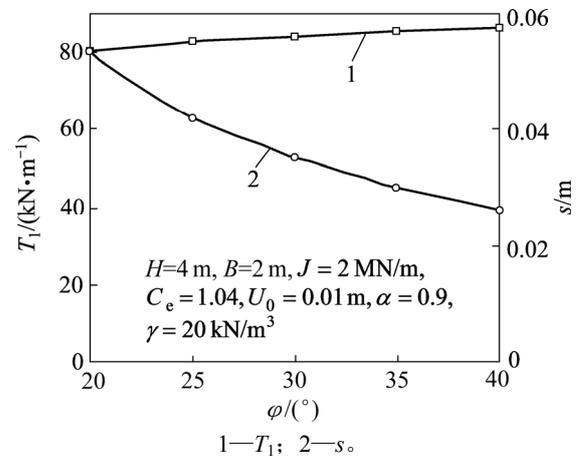


图 12 内摩擦角对拉力和沉降的影响

Fig. 12 Influence of internal friction angle on tensions and settlements

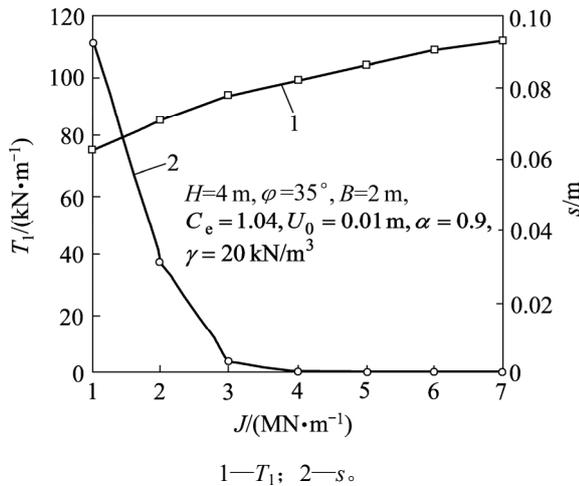


图 13 加筋体刚度对拉力和沉降的影响

Fig. 13 Influence of stiffness of geosynthetics on tensions and settlements

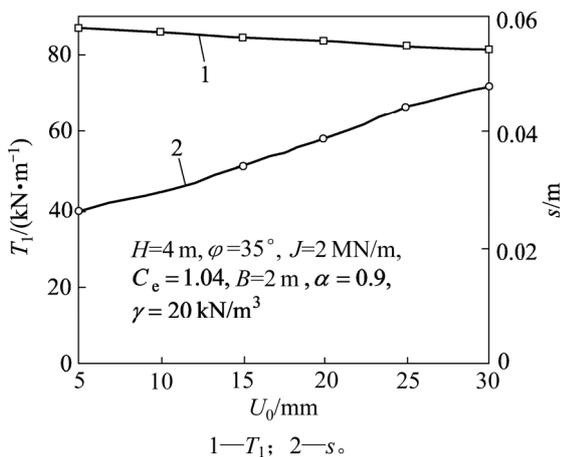


图 14  $U_0$ 对拉力和沉降的影响

Fig. 14 Influence of  $U_0$  on tensions and settlements

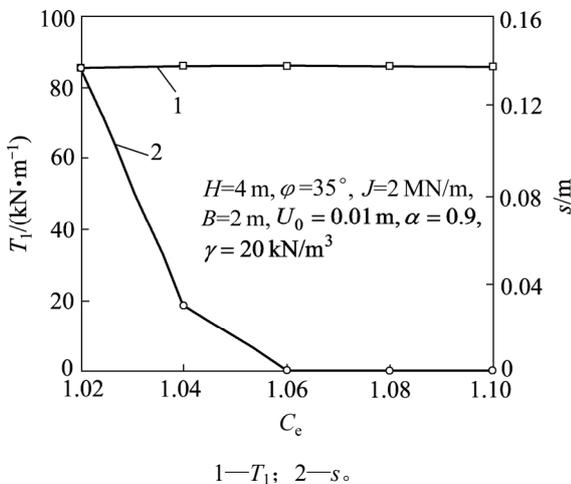


图 15 松散系数对拉力和沉降的影响

Fig. 15 Influence of expansion coefficient on tensions and settlements

加筋体刚度的增加会减小其挠度, 加筋体挠曲释放的空间  $\Delta V_w$  也随之减小, 当加筋体刚度增加到一定值后,  $\Delta V_w$  完全被土体松散而增加的空间  $\Delta V_s$  占据, 此时  $\Delta V_w = \Delta V_s$ , 地表无沉降(见图 13)。而路堤高度和松散系数的增加会使  $\Delta V_s$  增加, 当  $H$  和  $C_e$  增加到某一数值后,  $\Delta V_w = \Delta V_s$ , 地表也不出现沉降(见图 11 和 15)。

从参数变化对加筋体最大拉力和地表最大沉降影响程度来看, 塌陷宽度的影响最大。因此, 预测可能出现塌陷程度对加筋体选择尤为重要。土体内摩擦角和界面剪应力完全发挥时的相对位移  $U_0$  的影响相对较小。

### 5 结论

1) 通过对国内外平面应变和圆形活动门实验数据的统计分析, 将  $K \tan \phi$  视为一个整体, 并取  $K \tan \phi = 0.25$  进行保守计算, 简化了 Terzaghi 计算公式。

2) 针对  $H/D > 1$  (或  $H/B > 1$ ) 的情况, 考虑塌陷区加筋体上竖向荷载分布的不均匀性, 在假设竖向荷载为倒三角分布模式下推导了计算加筋体挠曲、拉力的解析式以及加筋体挠度与地表沉降的关系。通过与现场试验数据的对比验证了理论公式的合理性。提出了同时考虑正常使用极限状态和承载能力极限状态的设计方法。

3) 塌陷程度是影响加筋体选择的最主要因素。当加筋体刚度增加到一定程度后, 再提高加筋体刚度对减小地表沉降不明显。

### 参考文献:

- [1] 孟明辉, 刘之葵, 陈钊. 广西百罗高速公路路面塌陷成因分析及地基处理[J]. 岩土工程界, 2007, 10(12): 71-74. MENG Minghui, LIU Zhikui, CHEN Zhao. Causes of collapse of Guangxi baise highway and ground treatments[J]. Geotechnical Engineering World, 2007, 10(12): 71-74.
- [2] 徐湖林, 姜明才, 刘亚玲, 等. 浅析岩溶塌陷对公路的危害及其防治[J]. 公路交通科技(应用技术版), 2010, 68(8): 158-159. XU Hulin, JIANG Mingcai, LIU Yaling, et al. Analysis of the damage of collapse to roads and treatments[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development. 2010, 68(8): 158-159.
- [3] JTG D30—2004, 公路路基设计规范[S]. JTG D30 — 2004, Specification for design of highway subgrades[S].
- [4] BONAPARTE R, BERG R. The use of geosynthetics to support roadways over sinkhole prone areas[C]// BECK B F, WILSON

- W L. Karst Hydrogeology: Engineering and Environmental Applications. Rotterdam: AA Balkema, 1987: 437-445.
- [5] KINNEY T C, CONNOR B. Geosynthetics supporting embankments over voids[J]. *Journal of Cold Regions Engineering*, 1987, 1(4): 158-170.
- [6] VILLARD P, GOURC J, GIRAUD H. A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, 37(5): 987-999.
- [7] GIROUD J, BONAPARTE R, BEECH J, et al. Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 1990, 9(1): 11-50.
- [8] BS8006, British standard-code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills[S].
- [9] BLIVET J, GOURC J, VILLARD P, et al. Design method for geosynthetic as reinforcement for embankment subjected to localized subsidence[C]// *Proceedings of the Seventh International Conference on Geosynthetics*. France, AA Balkema, 2002: 341-344.
- [10] BRIANCON L, VILLARD P. Design of geosynthetic-reinforced platforms spanning localized sinkholes[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2008, 26(5): 416-428.
- [11] VILLARD P, BRIANCON L. Design of geosynthetic reinforcements for platforms subjected to localized sinkholes[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, 45(2): 196-209.
- [12] 付宏渊, 殷苗苗, 贺炜. 防治公路岩溶塌陷的土工合成材料设计理论研究[J]. *岩土力学*, 2011, 32(10): 2983-2988.  
FU Hongyuan, YIN Miaomiao, HE Wei. Study of design theory of geosynthetics for treating road sinkhole collapse hazard in karst terrain[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2011, 32(10): 2983-2988.
- [13] 朱斌, 陈若曦, 陈云敏, 等. 抗沟渠型空洞水平加筋体的作用机理及设计方法[J]. *中国公路学报*, 2009, 22(1): 11-16.  
ZHU Bin, CHEN Ruoxi, CHEN Yunmin, et al. Action mechanism and design method of horizontal reinforcement subjected to trench void[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2009, 22(1): 11-16.
- [14] HUCKERT A, BRIANCON L, VILLARD P, et al. Load transfer mechanisms in geotextile-reinforced embankments overlying voids: experimental and analytical approaches[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2016, 44(3): 442-456.
- [15] HUCKERT A, GARCIN P, VILLARD P, et al. Experimental and numerical approaches of the design of geotextile-reinforced embankments prone to sinkholes[C]// *Proceeding of 10th International Conference on Geosynthetics*. Berlin: DGGT, 2014: 107-114.
- [16] TERZAGHI K. *Theoretical soil mechanics*[M]. New York: John Wiley and Sons, 1943: 61-80.
- [17] CHEVALIER B, COMBE G, VILLARD P. Experimental and discrete element modeling studies of the trapdoor problem: influence of the macro-mechanical frictional parameters[J]. *Acta Geotechnica*, 2012, 7(1): 15-39.
- [18] 加瑞. 盾构隧道垂直土压力松动效应的研究[D]. 南京: 河海大学土木工程学院, 2007: 15-30.  
JIA Rui. Study on relaxation effect of vertical soil pressure for shield tunnel[D]. Nanjing: Hohai University, College of Civil Engineering, 2007: 15-30.
- [19] MCKELVEY III J A. The anatomy of soil arching[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 1994, 13(5): 317-329.
- [20] HANDY R L. The arch in soil arching[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1985, 111(3): 302-318.
- [21] LADANYI B, HOYAUX B. A study of the trap-door problem in a granular mass[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1969, 6(1): 1-14.
- [22] EVANS C H. An examination of arching in granular soils[D]. Boston: MIT. Department of Civil Engineering, 1983: 152-168.
- [23] ONO K, YAMADA M. Analysis of the arching action in granular mass[J]. *Geotechnique*, 1993, 43(1): 105-120.
- [24] 高登. 扩建垃圾填埋场中间衬垫变形与稳定性状及其工程控制措施[D]. 杭州: 浙江大学建筑工程学院, 2009: 87-125.  
GAO Deng. Deformation and stability of intermediate liner for landfill expansion and controlling measures[D]. Hangzhou: Zhejiang University. College of Civil Engineering and Architecture, 2009: 87-125.
- [25] IGLESIA G R, EINSTEIN H H, WHITMAN R V. Validation of centrifuge model scaling for soil systems via trapdoor tests[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2011, 137(11): 1075-1089.
- [26] DEWOOLKAR M M, SANTICHAIANANT K, KO H Y. Centrifuge modeling of granular soil response over active circular trapdoors[J]. *Soils and Foundations*, 2007, 47(5): 931-945.
- [27] PAPAMICHOS E, VARDOULAKIS I, HEIL L. Overburden modeling above a compacting reservoir using a trap door apparatus[J]. *Physics and Chemistry of the Earth, Part A: Solid Earth and Geodesy*, 2001, 26(1): 69-74.
- [28] BEZUIJEN A, VAN EEKELLEN S. Basal reinforced piled embankments: validation of inverse triangular load distribution with an extended Terzaghi equation[C]// *Proceeding of 10th International Conference on Geosynthetics*. Berlin: DGGT, 2014: 142-146.
- [29] PALMEIRA E M. Soil-geosynthetic interaction: modelling and analysis[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2009, 27(5): 368-390.
- [30] JTGD32—2012, 公路土工合成材料应用技术规范[S].  
JTGD32—2012, Technical specifications for application of geosynthetics in highway[S].
- [31] GOURC J, VILLARD P. Reinforcement by membrane effect: application to embankments on soil liable to subsidence[C]// *Proceedings of the 2nd Asian Geosynthetics Conference*. Kuala Lumpur: West Palm Beach, 2000: 55-72.

(编辑 杨幼平)