

DOI: 10.11779/CJGE201807003

# 抗土洞塌陷的低填方加筋路基荷载传递机制及设计方法

陈福全, 赖丰文

(福州大学土木工程学院, 福建 福州 350116)

**摘要:** 低填方加筋路基对地基承载力要求较低, 同时利用水平加筋法跨越尺寸较小的土洞能有效预防路堤出现突发式局部沉陷, 提高路堤抗工后沉降和失稳的安全系数, 正被逐步应用于岩溶土洞地区道路工程; 但其作用机理复杂, 现存设计方法大都偏于保守, 考虑抗土洞塌陷的低填方加筋路基荷载传递机制的设计方法亟待提出。通过揭示受土洞塌陷影响的低填方加筋路基荷载传递机制, 推导了考虑路基差异沉降引起土体应力偏转的竖向应力计算方法, 假定塌陷区上方加筋体作用抛物线荷载, 从而明晰了加筋体应力-应变状态; 应对岩溶区不同形态的土洞塌陷, 同时考虑设计需要满足的正常使用极限状态与承载能力极限状态, 提出了抗土洞塌陷的低填方加筋路基加筋体及路堤填方高度设计方法, 通过与现有设计方法的对比进行了合理性及准确性验证, 可为空洞上方低填方加筋路基设计提供参考。

**关键词:** 岩溶地区; 土洞塌陷; 低填方加筋路基; 荷载传递机制; 加筋体

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)07-1180-10

**作者简介:** 陈福全(1971-), 男, 博士, 教授, 主要从事土力学与岩土工程教学与科研工作。E-mail: phdchen@fzu.edu.cn。

## Load transfer mechanisms and design method of low geosynthetic-reinforced embankments subjected to localized sinkholes

CHEN Fu-quan, LAI Feng-wen

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

**Abstract:** Low geosynthetic-reinforced embankments have a higher bearing capacity. In addition, the horizontal geosynthetics can prevent embankment from collapsing suddenly, which plays a warning role. The design of geosynthetic-reinforced platforms based on the load transfer mechanisms of low embankment in karstic regions should be proposed, for which the existing design methods are not recommended because of the complex mechanisms. By analyzing the stress-strain relations of the platform, the design considering the principal stress rotation due to differential settlements is improved and optimized under the assumption that there is a parabolic overload distribution perpendicular to the sheet overlying the void. The design method for the tensile stiffness of geosynthetic-reinforced sheet and the embankment height based on the load transfer mechanisms of low reinforced embankment spanning the sinkholes is proposed, containing different forms of surface subsidence and can be applied to the serviceability limit state design and the ultimate limit state design simultaneously. The accuracy and rationality of the proposed method are verified by comparisons of the current design methods so as to provide a reference for such structures.

**Key words:** karstic region; localized sinkhole; low geosynthetic-reinforced embankment; load transfer mechanism; geosynthetic-reinforced sheet

## 0 引言

应对基础建设的大规模增长, 道路等构筑物经常不可避免地会建立在已探明的土洞或已判断工后可能形成的土洞上面, 因此岩溶区道路常面临局部沉陷的风险, 致使交通安全受到极大挑战。低填方加筋路基自身荷重及占地面积较小, 对地基承载力要求较低, 同时利用水平加筋法跨越尺寸较小的土洞能有效地预防路堤出现突发式局部沉陷, 提高路堤抗工后沉降和失稳的安全系数, 具有“沉降与失稳延迟效应”, 正被逐步应用于岩溶地区道路工程<sup>[1-9]</sup>, 如图1所示。

由于加筋体的存在, 路基变形受到了有效限制, 路堤填土单元剪应力往往小于其抗剪强度, 滑移面土体主应力偏转角较小, 随着变形增大, 土体才可能发展至屈服状态; 加之低填方路堤高度有限, 传递剪应力的剪切面不能贯穿整个路堤高度, 路堤填土无法形成完整的变形拱, 将不完整变形拱内土体剪应力发展伴随的应力转移现象称为低填方加筋路基荷载传递机制<sup>[1-2]</sup>。现有设计方法大都偏于保守<sup>[1, 6-7, 9-12]</sup>, 能够准

基金项目: 国家自然科学基金项目(41572253)

收稿日期: 2017-04-20

确考虑岩溶区低填方加筋路基荷载传递机制的加筋体设计方法亟待提出。

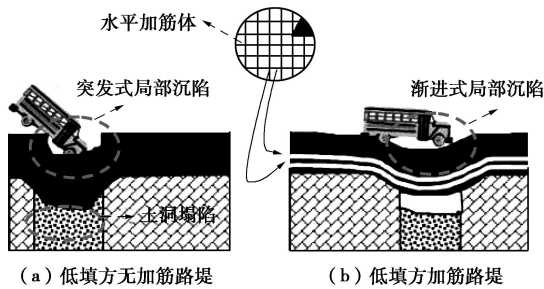


图1 水平加筋处治土洞塌陷

Fig. 1 Horizontal reinforcement spanning sinkholes

以抗土洞塌陷的低填方加筋路基为研究对象, 假设低路堤滑移面为塔形, 考虑不同差异沉降对低填方加筋路基荷载传递机制的影响, 推导加筋体上方竖向应力; 利用考虑应力转移的低填方加筋路基竖向应力计算模型, 改进 Briancon 设计方法<sup>[6-7]</sup>, 给出不同路堤高度下, 低填方加筋路基允许地表沉降、设计张拉强度。值得强调的是, 低路堤与高路堤是一个相对的概念, 目前国内尚无规范对其明确定义, 日本道路协会认为低路堤填方高度低于 2.5 m<sup>[5]</sup>, 而 Fu 等<sup>[4]</sup>则认为路堤高度小于 3 m 时为低填方路堤。探讨抗土洞塌陷的低填方加筋路基将路堤填方高度界定在 2 m 以内, 土洞横宽或洞径亦小于 2 m。

## 1 低填方加筋路基荷载传递机制

### 1.1 低填方路堤滑移面形状

Terzaghi<sup>[13]</sup>首先基于竖直滑移面提出了土拱效应完全发挥后的地基竖向应力表达式, 随后多名学者基于剪切面法提出的土拱效应计算模型也都建立在竖直滑移面的基础上<sup>[14]</sup>。王非等<sup>[2]</sup>对落水洞上覆路基不完全土拱效应进行研究时, 也采用竖直滑移面进行分析; 吕伟华等<sup>[1]</sup>对此进行了改进, 基于理想条件下的盆形滑移面研究了桩承式低填方加筋路基不完全土拱效应并提出了相应的竖向应力计算公式。然而大量浅层活动门试验表明<sup>[15-17]</sup>, 当活动门高宽比相对较小时, 上覆填土无法形成完整的变形拱, 土层以整体下移为主, 土体未发生屈服, 土层受应力转移的影响, 滑移面范围从下往上逐渐减小, 因此浅层活动门滑移面形状应呈塔形; Chevalier 等<sup>[18-19]</sup>利用离散元模拟验证了此观点, 如图 2 所示。综合上述研究成果, 认为考虑荷载传递机制的塌陷区低填方加筋路基滑移面形状可概化为塔形, 据此建立计算模型如图 3 所示。其中,  $H$  为填方高度,  $B(D)$  为沟泄渠(圆筒)型塌陷区宽度,  $p$  为顶部竖向荷载。

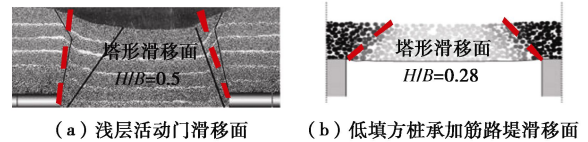


图2 低填方加筋路堤塔形滑移面<sup>[19, 22]</sup>

Fig. 2 Turret-shaped sliding plane of low-reinforced embankment

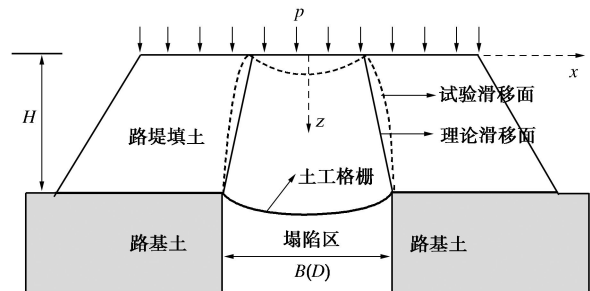


图3 塌陷区低填方加筋路基计算模型

Fig. 3 Computational model for low-reinforced embankment subjected to void

### 1.2 基本假定

土洞发生塌陷后, 塌陷壁往往直立, 呈现的地表形态通常可分为沟渠型和圆筒型(平面应变条件和轴对称条件)且圆筒型或近似圆筒型塌陷更为常见<sup>[9]</sup>, 如图 4 所示。



图4 土洞塌陷的地表形态

Fig. 4 Surface morphologies of sinkholes

为简化分析低填方加筋路基的荷载传递机制, 作如下基本假定: ①填方路基应优先选用级配较好的砾类土、砂类土等粗颗粒作为填料<sup>[20]</sup>, 因此假设填料为无黏性土, 土体均匀分布, 其重度为  $\gamma$ , 有效内摩擦角为  $\varphi'$ 。②土体滑移面贯穿低路堤, 路堤土不足以形成完整的变形拱, 土体单元剪应力始终小于其抗剪强度<sup>[1-2, 21]</sup>。③路基沉降过程中, 滑移面土体剪切作用使主应力发生了偏转, 应力偏转迹线假设为圆弧状大主应力轨迹线且关于中心线对称。

图 5 给出了水平微分土层应力偏转示意图。图中引入滑移面倾斜角  $\alpha$ , 通过调整  $\alpha$  值, 可表示不同工况下, 滑移面与路堤竖直方向的倾角;  $AB$  为厚度为  $dz$  的水平微分土层;  $\sigma_{ns}$  与  $\tau_s$  分别为作用于滑移面土体的正应力与切应力;  $\sigma_h$  与  $\sigma_v$  分别为作用于土体的

竖向应力与水平应力； $\sigma_1$ 与 $\sigma_3$ 分别为作用于单元体的大、小主应力； $\theta$ 为滑移面土单元小主应力方向与水平面的夹角亦为主应力偏转角； $\beta$ 为水平微分土层任意位置土单元小主应力方向与水平面的夹角；阴影部分表示微单元体。

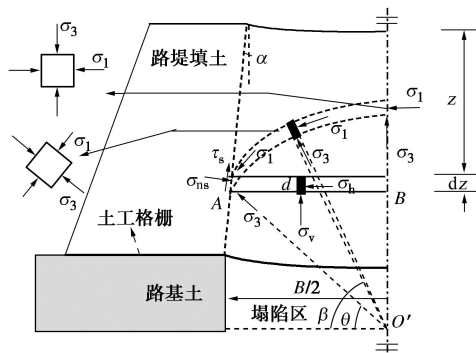


图5 水平微分土层应力偏转示意图

Fig. 5 Rotation of principal stresses of horizontal differential soil layers within low reinforced embankment

### 1.3 土体单元应力状态

图6描述了滑移面A点（见图5）的应力状态，从图中可看出，滑移面受竖直方向剪应力为 $\tau_w$ ，大主应力方向相应地发生偏转角 $\theta$ ，当 $\theta = 45^\circ - \varphi/2$ 时，滑移面土体发生屈服， $\eta$ 为大主应力方向与水平面的夹角，与主应力偏转角互余，即 $\eta = |\pi/2 - \theta|$ 。

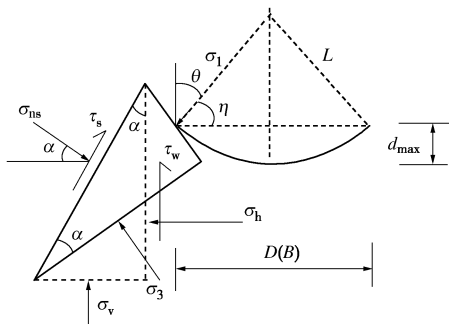


图6 滑移面A点应力状态变化示意图

Fig. 6 Change of stress state of point A on sliding plane

考虑滑移面土体单元平衡关系 $\sum F_z = 0$ 和 $\sum F_x = 0$ 可得

$$\sigma_{ns} = \sigma_1 \cos^2(\eta + \alpha) + \sigma_3 \sin^2(\eta + \alpha) \quad (1)$$

$$\tau_s = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2(\eta + \alpha) \quad (2)$$

用图7中的应力莫尔圆表示滑移面A点应力状态，由应力圆的几何关系可得

$$\sigma_v = \sigma_1 \sin^2 \eta + \sigma_3 \cos^2 \eta \quad (3)$$

$$\sigma_h = \sigma_1 \cos^2 \eta + \sigma_3 \sin^2 \eta \quad (4)$$

土体被动土压力系数为

$$K_p = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (5)$$

联立(1)~(5)式可得

$$\frac{\sigma_{ns}}{\sigma_3} = K_p \cos^2(\eta + \alpha) + \sin^2(\eta + \alpha) \quad (6)$$

$$\frac{\tau_s}{\sigma_3} = \frac{1}{2}(K_p - 1) \sin 2(\eta + \alpha) \quad (7)$$

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_3} = K_p \sin^2 \eta + \cos^2 \eta \quad (8)$$

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_3} = K_p \cos^2 \eta + \sin^2 \eta \quad (9)$$

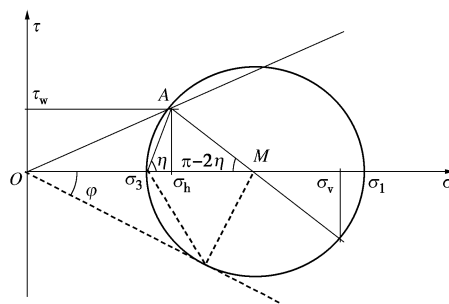


图7 滑移面A点剪应力不完全发展示意图

Fig. 7 Schematic diagram of partially developed soil shear stresses of point A on sliding plane

设 $\zeta = \frac{\pi}{2} - \beta$ ，则作用在图5中点d处用阴影表示的微单元体上的竖向力为

$$\begin{aligned} dF_z &= \sigma_v dA = \sigma_3 (K_p \sin^2 \zeta + \cos^2 \zeta) dA \\ &= \sigma_3 (K_p \cos^2 \beta + \sin^2 \beta) R \sin \beta d\beta \quad (10) \end{aligned}$$

式中， $dA$ 为阴影部分面积， $dA = R \sin \beta d\beta$ ， $R$ 为大主应力偏转轨迹线圆弧半径， $R = B_z / 2 \cos \theta$ 。

因此，土层平均竖向应力为

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_v &= \frac{F_z}{B_z} = \frac{2 \int_{\theta}^{\pi/2} (\sigma_1 \cos^2 \beta + \sigma_3 \sin^2 \beta) R \sin \beta d\beta}{B_z} \\ &= \sigma_3 \left[ 1 + \frac{1}{3} (K_p - 1) \sin^2 \eta \right] \quad (11) \end{aligned}$$

### 1.4 低填方路基平均竖向应力计算

#### (1) 平面应变条件

平面应变条件下，对沟渠型土洞上方低填方路基水平微分土层进行受力分析，如图8所示。土层作用力包括土层上表面压力 $F_z$ ，下表面压力 $F_z + dF_z$ ，滑移面法向压力 $F_n$ ，滑移面剪力 $F_s$ ，土体水平微分单元自重 $dW$ ， $B_z$ 为深度 $z$ 处对应滑移面内土层宽度。

考虑滑移面间土体水平微分单元平衡关系 $\sum F_z = 0$ 可得

$$-dF_z + dW + 2F_{ns} \sin \alpha - 2F_s \cos \alpha = 0 \quad (12)$$

联立式(6)、(7)、(11)可得

$$\left. \begin{aligned} \frac{\tau_s}{\bar{\sigma}_v} &= \frac{\frac{1}{2}(K_p - 1)\sin 2(\eta + \alpha)}{1 + \frac{1}{3}(K_p - 1)\sin^2 \eta} = \frac{3(K_p - 1)\sin 2(\eta + \alpha)}{6 + 2(K_p - 1)\sin^2 \eta} = C_1, \\ \frac{\sigma_{ns}}{\bar{\sigma}_v} &= \frac{3K_p \cos^2(\eta + \alpha) + 3\sin^2(\eta + \alpha)}{3 + (K_p - 1)\sin^2 \eta} = C_2. \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

联立式 (12)、(13) 得

$$-B_z d\bar{\sigma}_v - 2\bar{\sigma}_v \tan \alpha dz + B_z \gamma dz + 2(C_2 \tan \alpha - C_1)\bar{\sigma}_v dz = 0. \quad (14)$$

式 (14) 两边同除  $dz$  可得

$$\frac{d\bar{\sigma}_v}{dz} + \frac{2[(1 - C_2)\tan \alpha + C_1]}{B + 2z \tan \alpha - 2H \tan \alpha} \bar{\sigma}_v = \gamma. \quad (15)$$

因此, 平面应变条件下低填方加筋路基填土任意高度处土层竖向平均应力的表达式为

$$\bar{\sigma}_v = (B + 2z \tan \alpha - 2H \tan \alpha) \frac{(C_2 - 1)\tan \alpha - C_1}{\tan \alpha} + \left\{ C_3 + \frac{\gamma(B + 2z \tan \alpha - 2H \tan \alpha) \left[ \frac{(2 - C_2)\tan \alpha + C_1}{\tan \alpha} \right]}{2[(2 - C_2)\tan \alpha + C_1]} \right\}, \quad (16)$$

式中,  $C_3$  为未知常数。已知边界条件为  $z = 0$ ,  $\bar{\sigma}_v = p$  时, 代入式 (16) 解得

$$C_3 = p(B - 2H \tan \alpha) \frac{(1 - C_2)\tan \alpha - C_1}{\tan \alpha} - \frac{\gamma(B - 2H \tan \alpha) \left[ \frac{(2 - C_2)\tan \alpha + C_1}{\tan \alpha} \right]}{2[(2 - C_2)\tan \alpha + C_1]}. \quad (17)$$

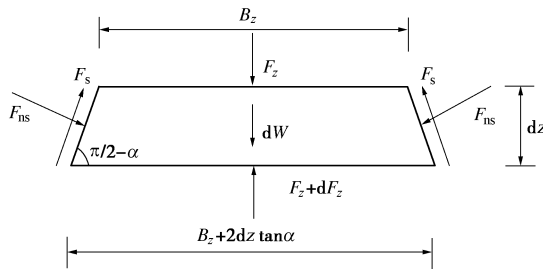


图 8 平面应变条件下水平微分土层受力分析示意图

Fig. 8 Loads applying to the horizontal differential soil layers based on plain strain conditions

### (2) 轴对称条件

对圆筒型塌陷土洞上方低填方加筋路基水平微分土层进行受力分析, 如图 9 所示。  $D_z$  为圆筒型塌陷土洞上方填土深度  $z$  处对应滑移面内洞径大小, 其他参数定义同平面应变条件保持一致。不同于平面应变条件的是,  $\bar{F}_{ns}$  与  $\bar{F}_s$  为作用于整个微分实体单元侧面(圆弧面)的法向应力与剪应力数值和。

根据平衡关系整理并解得轴对称条件下低填方加筋路基填土任意高度处土层竖向平均应力的表达式为

$$\bar{\sigma}_v = (D + 2z \tan \alpha - 2H \tan \alpha) \frac{2[(C_2 - 1)\tan \alpha - C_1]}{\tan \alpha} + \left\{ C_4 + \frac{\gamma(D + 2z \tan \alpha - 2H \tan \alpha) \left[ \frac{(3 - 2C_2)\tan \alpha + 2C_1}{\tan \alpha} \right]}{2[(3 - 2C_2)\tan \alpha + 2C_1]} \right\}, \quad (18)$$

式中,

$$C_4 = p(D - 2H \tan \alpha) \frac{2[(C_2 - 1)\tan \alpha - C_1]}{\tan \alpha} - \frac{\gamma(D - 2H \tan \alpha) \left[ \frac{(3 - 2C_2)\tan \alpha + 2C_1}{\tan \alpha} \right]}{2[(3 - 2C_2)\tan \alpha + 2C_1]}. \quad (19)$$

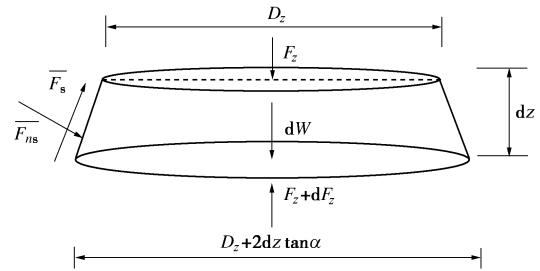


图 9 轴对称条件下水平微分土层受力分析示意图

Fig. 9 Loads applying to horizontal differential soil layers under axisymmetric conditions

### (3) 加筋体上方平均竖向应力

将  $z = H$  分别代入式 (16)、(18) 便可得到平面应变、轴对称条件下塌陷土洞上方低填方加筋路基加筋体上方竖向应力  $q$  大小(均布荷载)。注意到竖向应力表达式中式中存在唯一的未知参数  $\eta$ , 可通过图 6 的几何关系进行确定, 图中  $L$  为挠曲半径,  $d_{\max}$  为加筋体最大挠度:

$$L = \frac{B}{2\cos \eta} = d_{\max} + \frac{B \tan \eta}{2}. \quad (20)$$

引入加筋体挠曲比  $\lambda = \frac{d_{\max}}{B}$ , 解得

$$\eta = \arcsin \left( \frac{1 - 4\lambda^2}{1 + 4\lambda^2} \right). \quad (21)$$

因此, 加筋体竖向应力解析方程为

$$\left. \begin{aligned} q &= B \frac{(C_2 - 1)\tan \alpha - C_1}{\tan \alpha} \left\{ C_3 + \frac{\gamma B \frac{(C_2 - 1)\tan \alpha - C_1}{\tan \alpha}}{2[(2 - C_2)\tan \alpha + C_1]} \right\} - \frac{\gamma(B - 2H \tan \alpha) \left[ \frac{(2 - C_2)\tan \alpha + C_1}{\tan \alpha} \right]}{2[(2 - C_2)\tan \alpha + C_1]} \quad (\text{沟渠型塌陷}), \\ q &= D \frac{2[(C_2 - 1)\tan \alpha - C_1]}{\tan \alpha} \left\{ C_4 + \frac{\gamma D \left[ \frac{(3 - 2C_2)\tan \alpha + 2C_1}{\tan \alpha} \right]}{2[(3 - 2C_2)\tan \alpha + 2C_1]} \right\} - \frac{\gamma(D - 2H \tan \alpha) \left[ \frac{(3 - 2C_2)\tan \alpha + 2C_1}{\tan \alpha} \right]}{2[(3 - 2C_2)\tan \alpha + 2C_1]} \quad (\text{圆筒型塌陷}). \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

上述表达式只需给出相应加筋体挠曲比允许值换算成相应的应力偏转角即可得到考虑不同形态土洞塌陷的低填方加筋路基荷载传递机制作用下, 加筋体竖向应力的计算方程。

## 2 加筋体及地表沉降分析

设计时, 为满足承载力极限状态及正常使用极限状态, 加筋主方向对应的加筋体允许张拉力及地表允许沉降须作为主要的设计控制参数。

Briancon 等<sup>[3]</sup>、Villard 等<sup>[9]</sup>、Huckert 等<sup>[22]</sup>针对低填方加筋路基通过一系列的原型试验、现场监测与离散元分析等研究手段发现当土洞尺寸与路基高度比值较大时, 土洞上方加筋体荷载的分布规律为塌陷中央小两边大, 大致呈抛物线状。现有的设计方法大都建立在均布荷载的基础推导而得, 基于抛物线荷载下提出的加筋体设计法鲜有报道。通过进一步考虑低填方加筋路基荷载传递机制, 基于塌陷区上方抛物线荷载作用于加筋体, 改进 Briancon 设计方法<sup>[6-7]</sup>, 提出新的设计方法。

为简化加筋体分析过程, 提出如下假设: ①土洞侧壁为刚性; 加筋体符合线弹性即  $T = J\varepsilon$ ,  $T$  为单位宽度张拉力,  $J$  为单宽抗拉刚度,  $\varepsilon$  为加筋体应变; 筋土界面满足莫尔-库仑摩擦定律。②位于塌陷区边缘的加筋体将发生一定的滑移, 设滑移量为  $U_A$  且两侧加筋体锚固长度足够长 (大于  $U_A$ ), 如图 10。③作用在塌陷区加筋体上方的荷载总值不变<sup>[9]</sup>, 将考虑低填方加筋路基荷载传递机制得到的均布竖向应力换算为抛物线状竖向应力 (图 11), 同时忽略应力转移导致的锚固区应力增长, 假设作用在锚固区加筋体上方竖向应力  $q_0 = \gamma H$ ,  $q_1$  为塌陷区均匀荷载值,  $q_2$  为非均匀荷载最大值。

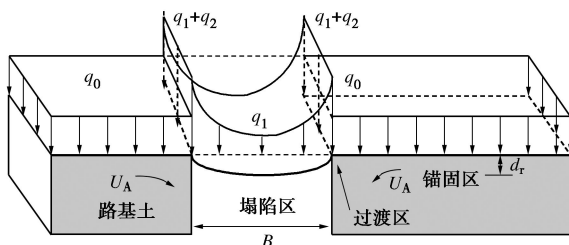


图 10 低填方加筋路基断面图

Fig. 10 Profile of low reinforced embankment

### 2.1 沟渠型塌陷

#### (1) 塌陷区加筋体

当地表塌陷形态近似为沟渠状时, 土洞横向 (短截面) 应考虑加筋强度问题, 可有效防止由于土洞塌陷引起的路基表面局部沉降<sup>[6-8, 10, 23]</sup>, 此时问题可简化成平面应变问题 (图 10)。如图 12 所示, 在平面应变

条件下, 对沟渠型塌陷区内加筋体任意点  $M$  取微段  $dx$  进行受力变形分析,  $T_M$  为  $M$  点加筋体张拉力, 与水平方向夹角为  $\varphi_M$ ,  $A$  点对应过渡区边缘点,  $T_A$  为加筋体最大张拉力,  $T_1$  为锚固区水平方向张拉力。

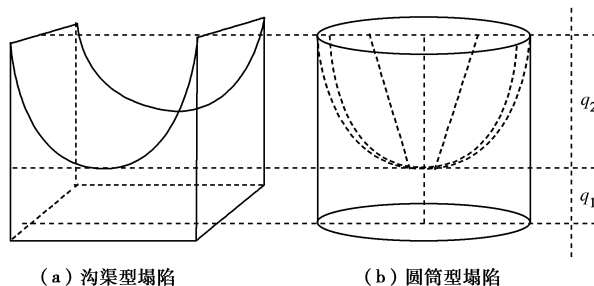


图 11 塌陷区加筋体上方抛物线荷载分布图

Fig. 11 Inverted parabolic overloads applying to geosynthetics spanning sinkholes

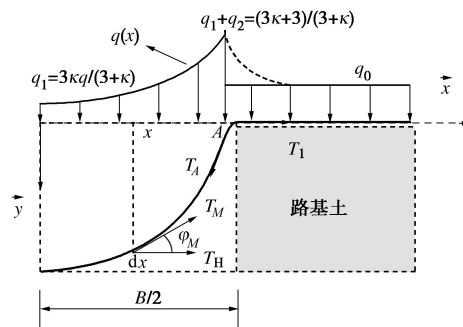


图 12 加筋体受力和变形分析

Fig. 12 Stresses and deflections of geosynthetic sheet

$$d(T_M \cos \varphi_M) = 0 \quad (23)$$

$$d(T_M \sin \varphi_M) = q(x)dx \quad (24)$$

由式 (23) 可得  $T_M \cos \varphi_M = T_H$ ,  $T_H$  为常数, 替换式 (24) 中  $T_M$  可得

$$T_H d(\tan \varphi_M) = q(x)dx \quad (25)$$

考虑  $\tan \varphi_M = -\frac{dy}{dx}$ , 因此式 (25) 可表示为

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{q(x)}{T_H} \quad (26)$$

引入荷载比例系数  $\kappa = q_2 / q_1$ , 加筋体上方竖向荷载为

$$q(x) = q_1 + 4q_2 \frac{x^2}{B^2} \quad (27)$$

其中,

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= \frac{3}{3 + \kappa} q \\ q_2 &= \frac{3\kappa}{3 + \kappa} q \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

将式 (27) 代入式 (26) 可得

$$y(x) = -\frac{q_2 x^2}{2T_H} - \frac{q_1 x^4}{3B^2 T_H} + \frac{(6q_2 + q_1)B^2}{48T_H} \quad (29)$$

假设塌陷区加筋体伸长由竖向荷载及塌陷区边缘

加筋体的滑动引起, 则加筋体伸长量为

$$\Delta L = \int_{x=0}^{x=\frac{B}{2}} ds - \frac{B}{2} = U_A + \int_{x=0}^{x=\frac{B}{2}} \varepsilon(x) ds \quad (30)$$

其中,

$$\int_{x=0}^{x=\frac{B}{2}} ds = \int_{x=0}^{x=\frac{B}{2}} \sqrt{1 + \left( \frac{q_2 x}{T_H} + \frac{4q_1 x^3}{3B^2 T_H} \right)^2} dx \quad (31)$$

若将式(31)直接积分无法得到原函数, 借助 Matlab R2014b 软件将被积函数进行六阶泰勒展开, 得到如下结果:

$$\int_{x=0}^{x=\frac{B}{2}} ds = \frac{B}{2} + \frac{B^3(80q_2^2 + 32q_1q_2)}{3840T_H^2} - \frac{3B^5q_1^4}{3840T_H^2} \quad (32)$$

$$\begin{aligned} \int_{x=0}^{x=\frac{B}{2}} \varepsilon(x) ds &= \frac{T_H}{J} \int_{x=0}^{x=\frac{B}{2}} \left[ 1 + \left( \frac{dz}{dx} \right)^2 \right] dx \\ &= \frac{BT_H}{2J} + \frac{q_2^2 B^3}{24T_H J} + \frac{q_1 q_2 B^3}{60T_H J} + \frac{q_1 B^3}{252T_H J} \quad (33) \end{aligned}$$

联立式(31)~(33)可得

$$\begin{aligned} &\frac{B^3(80q_2^2 + 32q_1q_2)}{3840T_H^2} - \frac{3B^5q_1^4}{3840T_H^2} - \\ &\left( \frac{BT_H}{2J} + \frac{q_2^2 B^3}{24T_H J} + \frac{q_1 q_2 B^3}{60T_H J} + \frac{q_1 B^3}{252T_H J} \right) = U_A \quad (34) \end{aligned}$$

## (2) 过渡区加筋体

引入莫尔-库仑定律描述筋土界面摩阻力的发挥<sup>[6-7]</sup>, 则界面剪应力 $\tau$ 的表达式为

$$\begin{cases} \tau = uq_0 \tan \varphi & (U \geq U_0) \\ \tau = u \frac{U}{U_0} q_0 \tan \varphi & (U < U_0) \end{cases} \quad (35)$$

式中,  $U_0$ 为摩擦力达到最大值对应的相对位移临界值,  $\mu$ 为筋土界面折减系数, 对土工格栅通常取 0.9, 土工织物取 0.67<sup>[24]</sup>。

加筋体内力方向的改变将引起筋材内力折减, 即

$$T_1 \text{ 小于 } T_A, \quad T_A = T_{\max} = \sqrt{T_H^2 + \left[ \frac{B(3q_2 + q_1)}{6} \right]^2}, \text{ 如图 12}$$

所示。事实上, 路基土并非完全刚性, 在上部荷载作用下将发生一定的变形, 因此可假设加筋体放置于圆弧面, 由极限平衡条件求得<sup>[6-7]</sup>

$$T_1 = \frac{T_A}{e^{\varphi_A K \mu \tan \varphi_1}} \quad (36)$$

当  $U_A \geq U_0$  时,  $K=1$ ; 当  $U_A < U_0$ ,  $K=U_A/U_0$ 。加筋体内力转角  $\tan \varphi_A = y'(B/2)$ 。

## (3) 锚固区加筋体

文献[6, 7]给出了锚固区加筋体任意位置  $M$  点位移量  $U_M$  及张拉力  $T_M$  及边缘区筋材拔出量  $U_A$  与张拉力  $T_1$  之间的关系, 如下:

$$\left. \begin{aligned} U_M &= \frac{T_1 \sinh[r(L-x)]}{Jr \cosh[r(L-B/2)]}, \\ T_M &= \frac{T_1 \cosh h[r(L-x)]}{Jr \cosh[r(L-B/2)]}, \\ U_A &= \frac{T_1}{Jr} \quad (U_A \leq U_0), \\ U_M &= \frac{T_1[(L/2-x)]}{J} + \left( \frac{Q_0}{2J} \right) \left( \frac{B}{2} - x \right)^2 + U_A, \\ T_M &= T_1 + Q_0 \left( \frac{B}{2} - x \right), \\ U_A &= U_0 + \frac{T_1^2 - T_2^2}{2JQ_0} \quad (T_2 = U_0 Jr), \\ r &= \sqrt{Q_0/JU_0} \quad (U_A > U_0). \end{aligned} \right\} \quad (37)$$

其中  $Q_0 = q_0(\tan \varphi_u + \tan \varphi_1)$ ,  $T_2$  为  $U_A > U_0$  时  $U_M = U_0$  对应的临界筋材张拉力。

联立式(34)、(37)可得

$$\left. \begin{aligned} &\frac{B^3(80q_2^2 + 32q_1q_2)}{3840T_H^2} - \frac{3B^5q_1^4}{3840T_H^2} - \\ &\left( \frac{BT_H}{2J} + \frac{q_2^2 B^3}{24T_H J} + \frac{q_1 q_2 B^3}{60T_H J} + \frac{q_1 B^3}{252T_H J} \right) \\ &= \frac{T_1}{Jr} \quad (U_A \leq U_0), \\ &\frac{B^3(80q_2^2 + 32q_1q_2)}{3840T_H^2} - \frac{3B^5q_1^4}{3840T_H^2} - \\ &\left( \frac{BT_H}{2J} + \frac{q_2^2 B^3}{24T_H J} + \frac{q_1 q_2 B^3}{60T_H J} + \frac{q_1 B^3}{252T_H J} \right) \\ &= U_0 + \frac{T_1^2 - T_2^2}{2JQ_0} \quad (U_A > U_0). \end{aligned} \right\} \quad (38)$$

## (4) 地表沉降

道路使用期间, 路表沉降是需要控制的重要参数。塌陷区上方加筋体挠曲将引起土颗粒将发生重新排列, 土体表面体积增加, 导致地表最大沉降  $w_{\max}$  小于加筋体挠度  $d_{\max}$ , 这与土体性质、颗粒级配、密实度及应力水平等有关, 如图 10 所示,  $B_0(D_0)$  为路表受土洞塌陷影响范围,  $B_0 = B - 2H \tan \alpha$ 。为表征土体体积膨胀量, 引入体积膨胀系数  $C_e = V_{\text{ex}}/V_{\text{in}}$ ,  $V_{\text{ex}}$  为土体发生膨胀后的体积,  $V_{\text{in}}$  为土体原始体积。对于相对密实度不小于 98% 的无黏性土, 当土颗粒为圆粒时  $C_e = 1.03$ ; 当土颗粒为破碎粒组时,  $C_e = 1.05$ <sup>[11]</sup>。由式(29)得加筋体挠曲线可假设为  $y = ax^4 + bx^2 + c$ , 地表竖向沉降表达式  $w = a_0x^4 + b_0x^2 + c_0$ , 沟渠型土洞上方滑移面内体积变化量为

$$\Delta V = V_{\text{ex}} - V_{\text{in}} = 2 \left( \int_0^{\frac{B}{2}} y dx - \int_0^{\frac{B_0}{2}} w dx \right)$$

$$= \frac{H}{2}(C_e - 1)(B + B_0) \quad , \quad (39)$$

简化并整理得  $w_{\max}$  与  $d_{\max}$  之间的数值关系可表示为

$$\frac{aB^4 - a_0B_0^4}{80} + \frac{bB^3 - b_0B_0^3}{12} + Bd_{\max} - B_0w_{\max} = \frac{H}{2}(C_e - 1)(B + B_0) \quad 。 \quad (40)$$

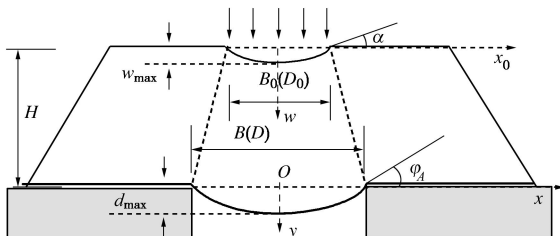


图 13 地表沉降计算示意图

Fig. 13 Calculating diagram of free surface subsidence

## 2.2 圆筒型塌陷

在 Giroud 设计方法<sup>[9]</sup>的基础上,考虑偏安全设计,利用等宽的沟渠型塌陷替换圆筒型塌陷亦即  $B = D$ 。

圆筒型土洞塌陷上方加筋体竖向荷载可表示为

$$q(x) = q_1 + 4q_2 \frac{x^2}{D^2} \quad 。 \quad (41)$$

由假设作用在加筋体上方竖向荷载总值不变有

$$q = q_1 + \frac{q_2}{2} \quad , \quad (42)$$

因此,

$$\left. \begin{aligned} q_1 &= \frac{2}{2 + \kappa} q \quad , \\ q_2 &= \frac{2\kappa}{2 + \kappa} q \quad 。 \end{aligned} \right\} \quad (43)$$

分析针对单向加筋(加筋主方向),圆筒型塌陷加筋体上方竖向荷载大小与沟渠型塌陷存在区别,但其设计方法的推导过程与沟渠型塌陷一致,得到加筋体解析方程只需将式(38)中  $B$  替换为  $D$ <sup>[10, 25]</sup>。

轴对称条件下,地表沉降计算必须考虑三维效应。由式(29)可得,考虑加筋体塌陷区旋转凹曲面的数学表达式为

$$y = a(x^2 + z^2)^2 + b(x^2 + z^2) + c \quad 。 \quad (44)$$

地表竖向沉降数学表达式为

$$w = a_0(x^2 + z^2)^2 + b_0(x^2 + z^2) + c_0 \quad 。 \quad (45)$$

化简并整理得  $w_{\max}$  与  $d_{\max}$  之间的关系为

$$\frac{aD^6 - a_0D_0^6}{8} + \frac{3(bD^4 - b_0D_0^4)}{4} + 6(D^2d_{\max} - D_0^2w_{\max}) = H(C_e - 1)(D^2 + D_0^2 + DD_0) \quad 。 \quad (46)$$

式(40)中  $a$ ,  $b$ ,  $c$  可利用边界条件求得,分别为

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{4B \tan \varphi_A + 16d_{\max}}{B^4} \quad , \\ b &= -\frac{8d_{\max} + B \tan \varphi_A}{B^2} \quad , \\ c &= d_{\max} = \frac{(6q_2 + q_1)B^2}{48T_H} \quad 。 \end{aligned} \right\} \quad (47)$$

只需令式(47)中  $B = B_0$ ,  $d_{\max} = w_{\max}$ ,  $\varphi_A = \alpha$  即可求得  $a_0$ ,  $b_0$ ,  $c_0$ 。

## 2.3 对比分析

为了验证上述设计方法的合理性,建立基本算例,利用现有的成果,将地表沉降、筋材挠曲及土工格栅应变进行对比分析。针对圆筒型塌陷,文献[1]使用无黏性土为路堤填料,其中  $\gamma = 15.6 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi' = 36^\circ$ ,  $C_e = 1.037$ ;土洞直径  $D = 2.2 \text{ m}$ ;路基填高  $H = 1.0 \text{ m}$ ;加筋体抗拉刚度  $J = 2988 \text{ kN/m}$ ;筋土界面参数为  $\phi_u = 23^\circ$ ,  $\phi_l = 40^\circ$ ,  $U_0 = 0.005 \text{ m}$ ,  $L = 10 \text{ m}$ ;顶部竖向荷载  $p = 0 \text{ kN/m}$ ;滑移面倾角  $\alpha = \psi = 5^\circ$ ,加筋体挠曲比  $\lambda = d_{\max}/D = 10\%$ ,对应加筋体上方  $\eta = 64.7^\circ > 60^\circ$ ,应力偏转角  $\theta = 25.3^\circ < 30^\circ$ (滑移面土体未屈服);荷载比例系数  $\kappa = 4$ <sup>[9]</sup>,将具体的数值代入,通过迭代即可求出  $T_H$ 。

通过现有的设计方法,计算得到加筋体纵向应变。Giroud 等<sup>[10]</sup>对计算模型进行了大量的简化,结合土拱效应和拉膜效应,假设作用在锚固区加筋体不发生滑移,塌陷区加筋体应变均匀分布;尔后法国学者<sup>[25]</sup>在此基础上考虑加筋体纵向作用提出了 RAFAEL 法,德国 BGE 法<sup>[11]</sup>针对低填方加筋路基忽略应力转移提出了能够考虑加筋体各向异性的加筋体设计方法,由于忽略了锚固区加筋体应变、加筋体滑移以及计算荷载不准确,导致加筋体计算应变偏大,设计方法仍偏于保守。Briancon 等<sup>[6]</sup>、Villard 等<sup>[7]</sup>以平面应变问题为基础,考虑了加筋体应变的不均匀性、锚固区加筋体滑移、土洞边缘应力集中等进一步提高了计算精度,但其未能深入考虑低填方加筋路基的荷载传递机制,得到的计算结果较试验结果仍旧偏大。上述设计方法均基于 Terzaghi 土拱效应理论,假设筋材承受均布荷载得到计算结果,误差较大;Villard 等<sup>[9]</sup>结合 Huckert 试验数据<sup>[22]</sup>,借助离散元模拟,提出了塌陷区加筋体上方作用抛物线荷载,对设计方法进行了改进;但从加筋体挠曲比换算得到应力偏转角可以发现,其滑移面土体并未发生屈服;吕伟华等<sup>[1]</sup>针对低填方桩承加筋路基承受不完全土拱效应,考虑了滑移面土体剪应力发展过程,提出了新的设计方法,得到了较为准确的竖向应力计算方法,应用于设计时,假设锚固区加筋体不发生位移且仍采用均布荷载,明显存在不足之处。结合现有的研究成果,考虑抗土洞塌陷的低填方



加筋路基荷载传递机制, 提出新的加筋体设计方法, 设计过程考虑了土体单元应力偏转过程的不完全土拱效应作用, 加筋体上方荷载呈抛物线分布, 从而揭示了低填方加筋路基加筋体应力-应变状态, 对现有的设计方法进行了完善和优化, 对比 Huckert 试验结果及 Villard 离散元计算结果更为吻合, 提高了计算精度, 如图 14, 说明了考虑荷载传递机制的必要性。

进一步利用本文设计方法计算得到地表沉降、加筋体竖向挠曲并与 Huckert 原型试验<sup>[22]</sup>、Villard 离散元计算结果<sup>[9]</sup>进行了对比 (如图 15)。本文设计方法考虑了荷载传递机制, 假定加筋体在抛物线荷载作用下, 得到加筋体挠曲线为 4 次凹曲面, 基于塔形滑移面, 考虑了荷载传递机制同时结合土体膨胀性质, 计算得到的地表沉降及筋材挠曲都介于试验结果与离散元计算结果之间且更加接近于试验值, 这说明所提假定更加完善, 说明了考虑荷载传递机制能使计算结果更贴近实际工况, 计算方法切实可行。

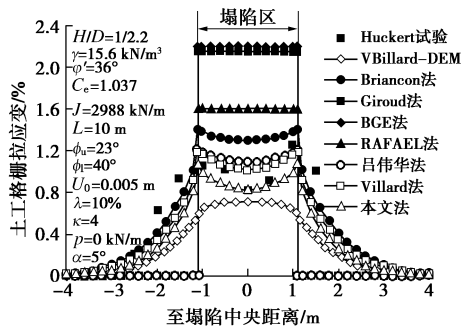


图 14 加筋体应变对比

Fig. 14 Comparison of geosynthetic sheet strains

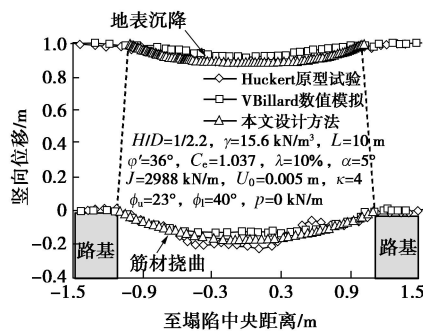


图 15 竖向位移对比

Fig. 15 Comparison of vertical displacements

### 3 工程设计方法及案例

#### 3.1 工程设计方法

应用本文提出的设计方法进行抗土洞塌陷的低填方加筋路基设计时, 可以同时满足正常使用极限状态 ( $w_{\max} < w_{\text{allow}}$ ) 与承载能力极限状态 ( $T_{\max} < T_{\text{allow}}$ )。可按如下步骤进行设计:

(1) 给出加筋路基加筋体挠曲比允许值  $\lambda_{\text{allow}}$ ,

求得应力偏转角  $\theta$ , 利用式 (22) 计算得到不同塌陷情况下作用在加筋体上方的均布荷载大小  $q$ ; 确定荷载比例系数  $\kappa$ , 换算得抛物线荷载形式下塌陷区上方荷载分布表达式。

(2) 在给定低填方加筋路基上覆填料物理参数、需要处理的土洞塌陷尺寸 ( $B$  或  $D$ ) 及允许地表沉降  $w_{\text{allow}}$  的情况下, 首先选定适合的低路堤填方高度, 然后利用式 (40) 或 (46) 反算得到  $T_H$ , 同时利用式 (38) 通过牛顿迭代法调节加筋体抗拉刚度  $J$  使其满足设计要求; 同理, 固定  $J$  值计算得到  $T_{\max}$ 。

(3) 计算加筋体设计张拉强度:

$$T_{\text{ult}} = R_{F_{\text{CR}}} R_{F_{\text{ID}}} R_{F_{\text{D}}} T_{\max} = R F T_{\max} \quad (48)$$

式中  $R_{F_{\text{CR}}}$  为蠕变折减系数, 一般取 2.5~4.0;  $R_{F_{\text{ID}}}$  为机械破坏折减系数, 一般取 1.1~1.5;  $R_{F_{\text{D}}}$  为老化折减系数, 一般取 1.1~2.0;  $R F$  为总折减系数, 宜取 2.5~5.0<sup>[26]</sup>。

#### 3.2 工程案例

某高速公路建造于岩溶地区之上, 经前期勘察发现地表存沟渠型土洞, 其宽度  $B$  大致为 2 m; 应设计要求, 须进行加筋处理, 拟用本文设计方法, 给出低填方路堤高度  $H$  与加筋体抗拉刚度  $J$  设计值。工程选用单向土工格栅, 加筋体允许挠曲比  $\lambda_{\text{allow}} = 10\%$ , 地表允许沉降  $w_{\text{allow}} = 0.05$  m, 荷载比例系数参考文献[8]; 路基填料使用无黏性土,  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>,  $\phi' = 35^\circ$ ,  $C_e = 1.1$ , 土体剪胀角  $\psi = 5^\circ$ , 滑移面倾斜角  $\alpha = \psi$ ; 单宽车辆荷载用静荷载等效, 取  $p = 10$  kN/m; 筋土界面参数为  $U_0 = 0.005$  m,  $\phi_u = 25^\circ$ ,  $\phi_l = 40^\circ$ ,  $L = 10$  m; 折减系数  $R_{F_{\text{CR}}} = 2.0$ ,  $R_{F_{\text{ID}}} = 1.5$ 。在选定路堤填高  $H$  的情况下, 取不同加筋体抗拉刚度  $J$ , 计算得到  $J - w_{\text{allow}}$  及  $J - T_{\max}$  曲线并绘制于图 16。假设路堤高度  $H = 1$  m, 当  $w_{\text{allow}} = 0.05$  m 时, 计算得到  $J = 1509$  kN/m, 对应  $T_{\max} = 34$  kN/m, 因此取设计张拉强度  $T_{\text{ult}} = R F T_{\max} = 5 T_{\max} = 170$  kN/m。

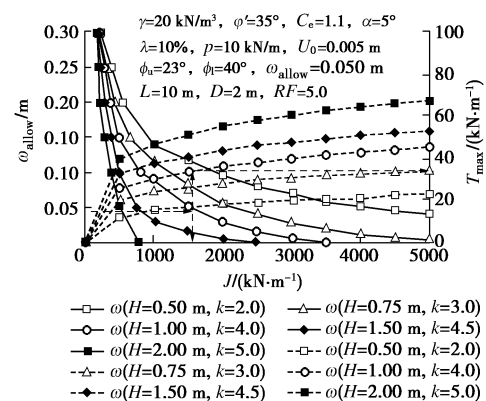


图 16 加筋体抗拉刚度及路堤填方高度设计值

Fig. 16 Design values of tensile stiffness of reinforced sheet and embankment height



## 4 结 论

(1)揭示了跨越土洞的低填方加筋路基荷载传递机制,推导了能够考虑路基差异沉降导致应力偏转的竖向应力计算方法,假定塌陷区上方为抛物线荷载,明晰了加筋体应力-应变状态,对已有的设计方法进行了优化和改进,从而提出了能够考虑荷载传递机制的抗土洞塌陷低填方加筋路基设计方法。

(2)所提出的设计方法能够应对不同形态的岩溶区土洞塌陷,同时考虑了设计需要满足的正常使用极限状态与承载能力极限状态,可为空洞上方低填方加筋路基设计及相关工程事故的防治提供参考。

(3)土洞塌陷超出一定范围外,采用水平加筋法加固路基,即便抗局部沉陷效果可能减弱,加筋仍可以延迟路基因空洞坍塌造成的突发式破坏,具有一定的工程意义,但其工作机理有待进一步研究。

### 参考文献:

- [1] 吕伟华, 缪林昌, 王 非. 基于不完全土拱效应的土工格栅加固机制与设计方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(3): 632 - 639. (LU Wei-hua, MIAO Lin-chang, WANG Fei. Mechanism of geogrid reinforcement based on partially developed soil arch effect and design method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(3): 632 - 639. (in Chinese))
- [2] 王 非, 缪林昌. 落水洞上覆路堤土工加筋设计新方法[J]. 东南大学学报 (自然科学版), 2009, **39**(6): 1217 - 1221. (WANG Fei, MIAO Lin-chang. New design method of geosynthetic-reinforced embankment over sinkholes[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2009, **39**(6): 1217 - 1221. (in Chinese))
- [3] BRIANÇON L, HUCKERT A, VILLARD P, et al. Experimental and numerical approaches of the design of geotextile-reinforced embankments prone to sinkholes[C]// International Conference on Geosynthetics. Berlin, 2014.
- [4] FU L L, GONG Q M, WANG Y. Analysis on dynamic transfer characteristics of low geosynthetic-reinforced embankments supported by CFG piles subjected to high-speed railway[J]. Advanced Materials Research, 2011, **368-373**: 2575 - 2580.
- [5] 陈炳初. 土工格室低路堤—刚性路面体系理论分析与试验研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2013. (CHEN Bing-chu. Theory analysis and experiment research of geocell reinforced low embankment and rigid pavement system[D]. Changsha: Hunan University, 2013. (in Chinese))
- [6] BRIANÇON L, VILLARD P. Design of geosynthetic-reinforced platforms spanning localized sinkholes[J]. Geotextiles & Geomembranes, 2008, **26**(5): 416 - 428.
- [7] VILLARD P V, BRIANÇON L B. Design of geosynthetic reinforcements for platforms subjected to localized sinkholes[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2008, **45**(2): 196 - 209.
- [8] 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.
- [9] VILLARD P, HUCKERT A, BRIANÇON L. Load transfer mechanisms in geotextile-reinforced embankments overlying voids: Numerical approach and design[J]. Geotextile & Geomembrane, 2016, **44**(3): 381 - 395.
- [10] GIROUD J P, BONAPARTE R, BEECH J F, et al. Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids[J]. Geotextiles & Geomembranes, 1990, **9**(1): 11 - 50.
- [11] SOCIETY T G G. Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements-EBGEO[M]. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 2011.
- [12] British Standard Institution. Code of practice for strengthened/ reinforced soils and other fills[S]. London: British Standard Institution, 2010.
- [13] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1943: 37 - 42.
- [14] HANDY R L. The arch in soil arching[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, **111**(3): 302 - 318.
- [15] 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.
- [16] RUI R, VAN TOL A, XIA Y, et al. Investigation of soil-arching development in dense sand by 2D model tests[J]. Geotechnical Testing Journal, 2016, **39**(3): 1 - 16.
- [17] CHEVALIER B, COMBE G, VILLARD P. Experimental and numerical studies of load transfers and arching effect[C]// Proc 12th Int Conf of the Int Association for Computer and Advances in Geomechanics (IACMAG). Goa, 2008: 273 - 280.
- [18] CHEVALIER B, VILLARD P, COMBE G. Investigation of load-transfer mechanisms in geotechnical earth structures with thin fill platforms reinforced by rigid inclusions[J]. International Journal of Geomechanics, 2010, **11**(3): 239 - 250.
- [19] 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.
- [20] JTG D30—2004 公路路基设计规范[S]. 2004. (JTG D30—2004 Specifications for design of highway subgrades[S]. 2004. (in Chinese))
- [21] 黎春林. 盾构隧道施工松动土压力计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(9): 1714 - 1720. (LI Chun-lin. Method for calculating loosening earth pressure during construction of shield tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(9): 1714 - 1720. (in Chinese))
- [22] HUCKERT A, BRIANÇON L, VILLARD P, et al. Load transfer mechanisms in geotextile-reinforced embankments overlying voids: experimental and analytical approaches[J]. Geotextiles & Geomembranes, 2016, 44(3): 442 - 456.
- [23] GOURC J P, 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 Plam Beach, 2000: 55 - 72.
- [24] PALMEIRA E M. Soil - geosynthetic interaction: modelling and analysis[J]. Geotextiles & Geomembranes, 2009, 27(5): 368 - 390.
- [25] 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, 2002: 341 - 344.
- [26] JGJ/T D32—2012 公路土工合成材料应用技术规范[S]. 2012. (JGJ/T D32—2012 Technical specifications for applications of geosynthetics in highway[S]. 2004. (in Chinese))

(上接 1170 页)

徐日庆, 陶连金, 袁晓铭, 姚仰平, 钱建固, 黄茂松, 梁波, 梁志荣, 凌贤长, 梅国雄, 章为民, 康景文, 谢永利, 傅旭东, 傅志斌, 温彦锋, 程展林, 韩自力, 韩焜, 雷华阳, 简文彬, 鲁晓兵, 滕延京, 蔡正银, 蔡袁强, 薛炜, 薛强。

**组织委员会:** 主席: 郑刚, 韩庆华, 副主席: 刘永超, 杨爱武, 缪俊发(待增补), 委员: 王睿, 尹金凤, 于鑫平, 高喜峰, 王成华, 陆培毅, 郭伟, 程雪松, 刁钰, 张雪莲, 刘景锦, 周海祚, 加瑞, 赵瑞斌, 张建新, 孙立强, 张天奇, 李涛, 周玉明, 郑玉文, 马丽, 赵志峰, 张稳军, 刘建志(待增补), 秘书长: 雷华阳, 副秘书长: 刘畅, 许洁, 王凡俊, 王宝德

**会议介绍:** 4年一度的中国土木工程学会全国土力学及岩土工程学术大会是我国岩土工程领域历史最为悠久、影响最为深远的学术会议之一。第十三届全国土力学及岩土工程学术大会将于2019年7月在天津召开。当前是我国基础设施工程建设飞速发展的时期, 伴随着高速轨道交通、高速铁路、高速公路、城市地铁、超高超限建筑、海洋资源开发等重大工程, 提出了许多新的土力学及岩土工程问题。第十三届学术大会将以“岩土工程品质提升与可持续发展”为主题, 对我国近年来土力学与岩土工程领域的最新研究进展进行广泛的学术交流。

**征文内容:** 会议主要研讨岩土工程的理论与实践、新技术和新方法等。组委会接受全文投稿, 大会学术委员会将组织专家成立论文评审委员会。征文内容包括以下12个方面。①岩土的基本性质与本构关系; ②岩土工程勘察、测试与评价技术; ③基础工程与地基处理; ④地下工程及深基坑工程; ⑤岩土工程数值仿真与信息化技术; ⑥土动力学与岩土地震工程; ⑦特殊土与边坡工程; ⑧环境岩土工程; ⑨岩土工程中的新技术与新材料; ⑩地质灾害预警与防治; ⑪重大岩土工程实录; ⑫岩土工程机械设备与施工技术。

**投稿要求:** 大会组委会于2018年7月31日开始接受论文投稿。应征论文须符合上述征文内容要求且未公开发表。投稿时

须向会务组提交全文电子文件(投稿邮箱附后), 论文请按《岩土工程学报》期刊格式撰写, 论文模板请登录《岩土工程学报》网站下载中心下载, 来稿务请注明作者的详细通讯地址、E-mail及联系电话。

本次会议是四年一届的学术大会, 对应征论文的学术水平与写作质量均有严格要求。每篇论文由两位专家评审, 决定是否录用。根据被录用论文的研究内容与学术水平, 分别推荐论文由《土木工程学报》(增刊)、《岩土工程学报》(增刊)、《岩土力学》(正刊、增刊)、《中国公路学报》(专刊)、《地下空间与工程学报》(正刊、增刊)、《工程地质学报》(正刊)、《防灾减灾工程学报》(专刊)、《地震工程学报》(正刊、增刊)等近十个国内高水平期刊以正刊、专刊或增刊形式发表, 其中多本期刊的专刊或增刊可被EI检索。热忱欢迎我国岩土工程勘察、设计、检测监测、科研教学、设备和施工领域的科技工作者踊跃投稿。

**重要日期:** 2018年7月31日: 接受论文全文投稿; 2018年11月30日: 提交论文全文截止; 2019年1月31日: 通知论文是否录用; 2019年2月28日: 提交修改后论文; 2019年3月30日: 全文移交出版印刷; 2019年7月: 会议召开。

**会议展览:** 会议期间举办岩土工程仪器设备、机械与施工技术展览, 主要包括岩土工程仪器、设备、机械、新材料、软件等, 并设立专场技术研讨会。热忱欢迎从事岩土工程领域的新材料、新技术、新设备的开发、生产和运用的相关单位踊跃报名参加技术展览。

**联系方式:** 联系人: 雷华阳, 联系电话: 13512418728, 刘畅联系电话: 13821202109, 程雪松联系电话: 13821807355, 张雪莲联系电话: 13011392385, 地址: 天津市津南区海河教育园雅观路135号天津大学北洋园校区, 第43教学楼建工学院土木工程系(300350), E-mail: cismge2019@163.com, 电话: 022-27400843。

(大会组委会 供稿)