

DOI:10.16030/j.cnki.issn.1000-3665.2019.01.12

土工格室加筋垫层路堤破坏模式和稳定性评价

金家庆^{1,2}, 徐超^{1,2}, 梁程^{1,2}, 刘若桐^{1,2}

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要: 采用土工格室加筋垫层提高软土地基上填方路堤的稳定性已得到认可, 但其破坏模式和稳定性分析方法仍未取得共识。作者通过室内物理模拟试验, 识别软土地基上无筋垫层路堤、土工格栅加筋垫层路堤和土工格室加筋垫层路堤的失效模式, 并在此基础上探讨土工格室加筋垫层路堤的稳定性和临界填筑高度分析方法。研究表明: 软土地基上无筋垫层路堤和土工格栅加筋垫层路堤发生穿过垫层的圆弧滑动破坏; 土工格室加筋垫层路堤呈整体破坏模式, 滑动面虽呈似圆弧状但未穿过加筋垫层, 破裂面在软土地基中形成和发展, 而且位置更深。在识别破坏模式的基础上, 通过土工格室加筋垫层的工作机理分析, 提出了软土地基上土工格室加筋垫层路堤稳定性和临界填筑高度分析方法。

关键词: 软土地基; 加筋垫层路堤; 破坏模式; 土工格室; 稳定性

中图分类号: TU411.93

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2019)01-0086-09

Failure mode and stability evaluation of geocell-reinforced cushion embankment

JIN Jiaqing^{1,2}, XU Chao^{1,2}, LIANG Cheng^{1,2}, LIU Ruotong^{1,2}

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Using geocell-reinforced cushion to improve the stability of embankment over soft soils has been recognized, but researchers has not had consensus for the failure mode and stability evaluation method. The reinforcement effect and failure mode of embankment over soft soils are compared through three sets of physical simulation tests using non-reinforced, geogrid-reinforced and geocell-reinforced cushion. The results show that the failure modes of non-reinforced and geogrid-reinforced cushion embankment are circular slip failure. However, as for the geocell-reinforced cushion embankment, the sliding surface is in the form of an arc passing through the center of embankment bottom and all formed in the soft soils, not passing through the reinforced cushion and embankment fill, and its location is deeper than that of the other two groups. Based on the test results, the mechanism of improving the stability of embankment by using geocell-reinforced cushion is summarized. In addition, on the basis of the identification of failure mode, the evaluation method of stability and the limit filling height of geocell-reinforced cushion embankment over soft soils are deduced.

Keywords: soft soils; reinforced cushion embankment; failure mode; geocell; stability

土工格室与平面加筋材料相比,最大的特点是具有立体结构,土工格室加筋土强度高、刚度大、整体性好。在软土地基与路堤之间设置土工格室加筋垫层能够提高路堤的临界填筑高度和整体稳定性,约束路堤

和软土地基的侧向变形,减小不均匀沉降^[1]。

目前,国内外学者对于土工格室加筋垫层路堤已取得一些研究进展,土工格室加筋的优越性得到证实,但对其破坏模式仍无共识,也缺乏路堤稳定性和临界

收稿日期: 2018-06-19; 修订日期: 2018-08-07

第一作者: 金家庆(1992-),男,硕士研究生,主要从事地基处理与土工合成材料(加筋土)研究。E-mail:1400070548@qq.com

填筑高度的分析方法。Krishnaswamy 等^[2]通过室内模型试验观测到路堤破坏时土工格室未被拉断且滑动面位于地基内。赵明华等^[3]认为传统的圆弧条分法未能充分考虑筋材对于软基稳定性的影响,其计算结果偏于保守。徐念云^[4]认为土工格室加筋土层 c 值较大,圆弧滑动面难以穿过土工格室加筋层,圆弧在地基中滑动的弧线长度增加,地基的安全系数提高。周志军等^[5]引入滑移线法推导出一种新的地基极限承载力计算公式,把路堤破坏宽度作为变量,求解出路堤的极限高度。根据《土工合成材料加筋土结构应用技术指南》^[6],在不对软基进行加固处理的情况下估算路堤填筑最大高度可用 Rowe^[7] 和 Hinchberger^[8] 提出的方法,假设对垫层充分加筋,使之成为类似于刚性基础的加筋垫层复合体,计算等效宽度下刚性基础的地基极限承载力。可以发现,已有研究很少针对软基上土工格室加筋垫层路堤的破坏模式。对于路堤是否发生滑动面不穿过加筋垫层而只在地基中形成的整体破坏,需要进一步试验验证。此外,现有分析方法多将加筋路堤视为加筋地基,把路堤临界填筑高度直接等效为地基极限承载力问题,这并不恰当。软基上填方路堤问题虽然与地基承载力有关,其实人们关注的是变形和稳定性问题^[9]。因此在理论计算中也需要从稳定性角度去分析土工格室加筋垫层路堤。

本文通过室内物理模拟试验,对比软基上无加筋、土工格栅加筋、土工格室加筋垫层路堤的加筋效果和失效模式,基于试验结果,总结格室加筋垫层提高路堤稳定性的作用机理,并在识别破坏模式的基础上探讨软基上土工格室加筋垫层路堤稳定性和临界填筑高度计算方法。

1 物理模拟试验

1.1 试验装置与材料

物理模拟试验的目的是验证土工格室加筋垫层路堤的失效模式,并与无筋垫层路堤和土工格栅垫层路堤失效模式进行对比。路堤失稳破坏可看作平面应变问题。试验采用的模型箱尺寸为 $1\,000\text{ mm} \times 300\text{ mm} \times 800\text{ mm}$ (长 $\times$ 宽 $\times$ 高),后壁和侧壁为 15 mm 厚木板,前壁采用 10 mm 厚透明有机玻璃面板,并在外侧画上 $100\text{ mm} \times 100\text{ mm}$ 的网格,模型箱周身用3道角钢环绕箍紧加固,以保证填筑和加载过程中四壁不发生外凸变形,模型箱内侧四周涂抹凡士林并铺设聚四氟乙烯薄膜以减小地基土和模型箱侧壁的摩擦。

对于土工格室加筋垫层路堤,目前还没有具体的工程实例可以借鉴。本文为了研究土工格室加筋垫层路堤的破坏模式,根据采用的模型箱尺寸和前人做的土工格室加筋路堤模型试验^[2,10-11],在本次试验中决定采用相似比为 $1:10$ 。对 3 m 高的原型路堤进行模拟,模型路堤按相似比进行折减,高度为 0.3 m 。试验中软基厚 0.5 m ,半幅路堤底部宽 0.4 m ,顶部宽 0.2 m ,坡脚为 56° 。试验模型土工格栅采用尺寸为 $400\text{ mm} \times 300\text{ mm}$ (长 $\times$ 宽) 的尼龙纱窗网代替,通过室内拉伸试验得到材料拉伸模量为 22 kN/m ,开孔率约 0.72 。模型土工格室由强度较高、有一定延展性且便于切割的皮革自制而成,皮革条带宽 15 mm ,条带之间用万能胶黏合并经强力订书针加固,形成直径 40 mm 的三维蜂窝状格室,由室内拉伸试验得到拉伸模量为 150 kN/m ,满铺后的土工格室尺寸为 $400\text{ mm} \times 300\text{ mm} \times 15\text{ mm}$ (长 $\times$ 宽 $\times$ 高),换算为原型土工格室高度为 150 mm 。模型箱和模型筋材实物见图1。

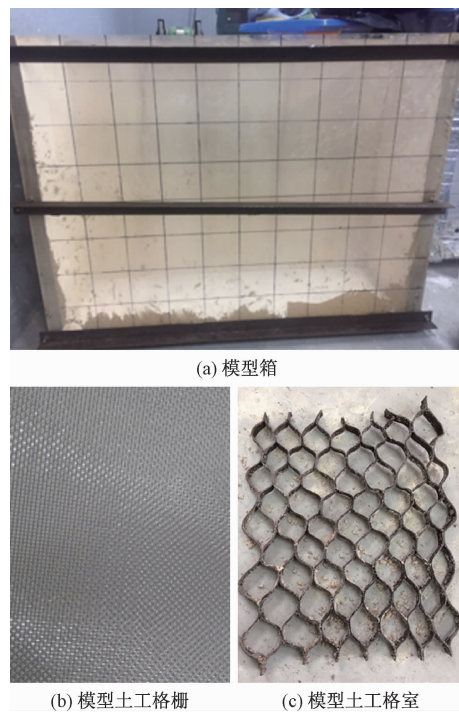


图1 模型箱和模型筋材实物图

Fig. 1 Model casing and model reinforcement materials

取用上海第四层淤泥质黏土经风干粉碎过筛,并按原状土含水率加水搅拌制成软土地基;路堤填土由细粒土含量 10% 的中砂制成,含水量约 9% ;垫层采用平均粒径 0.65 mm 的级配干砂。各种土料的物理学参数通过室内土工试验测得,结果如表1所示。

表 1 土的物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil					
土的种类	重度/ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	含水量/%	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/($^{\circ}$)	
地基	软黏土	18.75	33.77	6.00	14.00
路堤填土	中砂 (10% 细粒土)	20.60	8.96	4.60	36.70
垫层	级配干砂	20.50	—	—	42.00

1.2 试验方案与步骤

考虑对称性,取软土地基上(加筋垫层)路堤结构的一半进行平面应变条件下的物理模拟试验。表 2 给出了本次物理模拟的 3 种工况。路堤破坏的产生和发展是随着路堤填筑不断接近极限高度的过程,受试验尺寸限制,无法一直增加填筑高度,因此填筑到模型箱顶部后在路堤顶面施加超载以模拟路堤高度的增加。即当路堤填筑 0.3 m 高与模型箱上沿齐平后,用尺寸为 220 mm×200 mm×20 mm(长×宽×高)、重 6.8 kg 的矩形铁块,一块块向上叠加铺设直至路堤明显破坏。填筑尺寸及超载如图 2 所示,软基上垫层铺设范围与路堤底部相同,400 mm×300 mm(长×宽),高 15 mm。3 种工况下的模拟试验除了垫层结构不同(表 2),其他条件都保持一致。

表 2 试验工况

Table 2 Test conditions		
工况编号	垫层结构	描述
①	无筋垫层	纯级配干砂
②	土工格栅加筋垫层	模型土工格栅加筋垫层 (平面加筋)
③	土工格室加筋垫层	15 mm 高模型土工格室加筋垫层 (立体加筋)

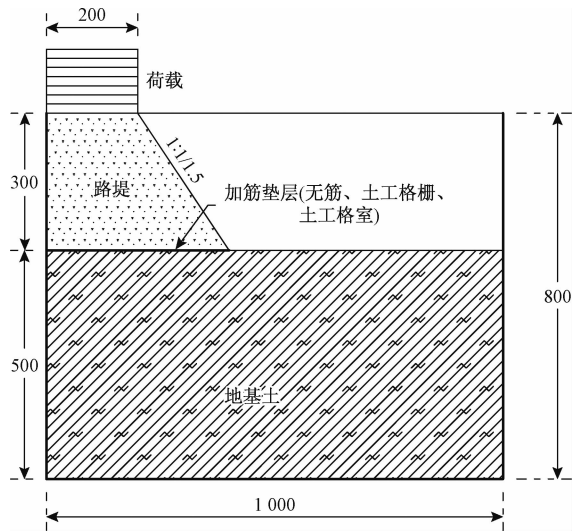


图 2 模拟试验尺寸示意图(单位:mm)

Fig. 2 Schematic diagram of model test(Unit:mm)

模拟试验主要包括:软土地基制备、铺设(加筋)垫层、填筑路堤和堤顶施加超载。按如下步骤进行:

(1)地基土经过风干—粉碎—过筛—加水搅拌后放入模型箱内,静置 24 h 使得土质均匀。

(2)在软基表面按照试验方案铺设垫层(表 2)。无筋垫层:软基表面平铺 15 mm 级配干砂形成砂垫层;土工格栅加筋垫层:砂垫层中间铺设 1 层模型格栅;土工格室加筋垫层:先将格室各边张拉固定,再向格室内充填级配干砂。

(3)路堤按照每层 50 mm 分层填筑,用锤击方式击实填土,并用刚性板找平。逐层填筑完毕后,用水平仪校准。

(4)路堤填筑完成后,用相同规格铁块在路堤上加载,加载速率为 10 min/块,直到观察到路堤明显破坏,试验停止。

为了使 3 组试验结果具有可比性,在模型制作过程中控制软基和路堤填土的密度、含水量、压实度等不变。另外,每组试验结束后,在模型中相同位置(路堤 0.1 m 高处及地基 0.2 m 深处)取样试验进行事后验证。室内土工试验结果验证表明 3 组试验中土的密度、含水量与表 1 测试结果基本一致。对于垫层和路堤填土的压实度,采用击实能量控制,即使用击实锤以相同落距、击实间隔和击实次数均匀夯实,每次分层击实后将同一刚性板置于表面找平,以保证 3 组试验除加筋垫层结构不同外,其他几何尺寸、土性参数一致。

整个试验过程中,模型箱四周涂抹凡士林并铺设聚四氟乙烯薄膜以减小地基土和模型箱侧壁的摩擦,并借助网格标记土体的变形,观察记录裂缝的发展形态并和路堤填筑高度、所加荷载级数一一对应,以合理推测软土地基上垫层路堤的破坏模式。

2 试验结果与分析

2.1 无筋垫层路堤

按前述试验步骤准备地基,铺设垫层和分层填筑路堤。填筑到模型箱上沿时,堤身完整但发生沉降,堤外地表少量隆起。在路堤上表面分级加载,观察到地基沉降及堤趾处侧向位移缓慢增加。当加载到 8.5 kPa 时,堤身和模型箱侧壁靠顶部位置有裂缝产生,裂缝自上而下逐渐发展。继续加载至 11.9 kPa 时,裂缝迅速被拉大,堤身上层填土贯入裂缝中,路堤形态明显破坏,此时路堤沉降显著,堤外地基表面明显隆起(图 3)。

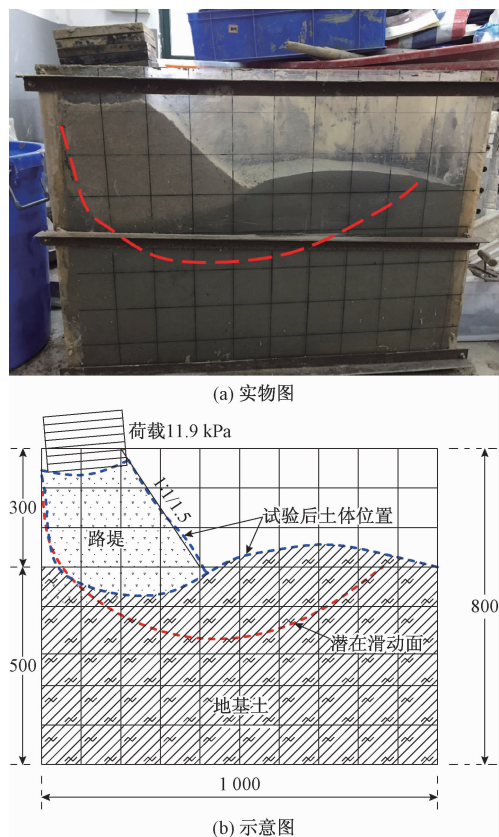


图3 无筋垫层路堤破坏形态

Fig. 3 Diagram of the unreinforced embankment failure mode

堆载过程中,随着荷载增加,堤下软基变形逐渐发展,地基剪应变逐渐增大,开始形成塑性区;路堤侧向位移随超载逐渐增加,堤身出现拉力区并产生裂缝,裂缝不断扩张也促使地基应力出现调整,堤身裂缝向下发展与软基塑性区不断扩大相互作用,最终造成无筋垫层路堤的圆弧滑动破坏。地基塑性区发展过程中,堤底部软基中有分散状短裂缝出现,但未能观察到明显的贯通裂缝。

从路堤裂缝的产生、地基沉降和地表隆起位置以及堤身填土滑动发展过程可推测无筋垫层路堤的滑裂面穿过堤身以弧形切入软基中。图3b中蓝色虚线描绘了破坏时路堤形态和地表位置,红色虚线为根据试验现象确定的潜在破坏面。

2.2 土工格栅加筋垫层路堤

软基表面平铺砂垫层,并在砂垫层中间铺设模型土工格栅形成加筋垫层。按试验步骤分层填筑路堤,然后分级施加超载。观察发现,路堤填筑完成时,堤身完整,仅发生少量沉降,堤外地表隆起不明显;沉降量和隆起量均小于无筋路堤。当堤顶超载加到11.9 kPa时,堤身和模型箱侧壁靠下的位置出现裂缝,裂缝随时

间逐渐变宽并向上发展。当超载达到15.3 kPa时,整个堤身向外侧位移明显,堤外地表隆起明显,堤顶铁块(超载)发生倾斜,路堤失稳,停止加载。

与无筋垫层路堤相比,破坏时土工格栅加筋垫层路堤堤身形态更完整。试验结束后把路堤填土挖除,观察到模型格栅未发生断裂,但模型格栅出现多道褶皱,擦痕明显(图4)。这表明在路堤及附加荷载作用下,筋材限制了路堤和软基的侧向位移。同无筋垫层路堤类似,堤趾外地表由于隆起出现横向张拉裂缝,堤底附近软基中有分散裂缝出现,但未观察到明显的贯通裂缝。



图4 模型土工格栅纱窗网擦痕位置

Fig. 4 Scratch location of the model geogrid screen net

分析认为,在超载及填土自重作用下,路堤发生沉降,并随地基变形产生侧向位移。经筋土相互作用,格栅承受拉力,并限制了路堤填土的侧向运动。相较于无筋垫层路堤,土工格栅加筋垫层的使用,提高了路堤临界填筑高度(破坏时超载增大),也保持了堤底的相对完整连续。随着荷载增加,整个路堤沿近似圆弧滑动面失去稳定。

根据试验后观察到的模型格栅变形擦痕和地基中出现的分散裂缝,结合堤身裂缝张拉过程、地基变形与表面隆起位置以及土体滑动趋势,路堤潜在破坏面如图5红色虚线所示,自堤底附近开始发展,呈圆弧状穿过堤身、格栅加筋层和软基。

2.3 土工格室加筋垫层路堤

软基表面先铺设模型土工格室,张拉后向格室内充填级配干砂并用小锤击实,再进行路堤分层填筑。路堤填筑完成时,堤身完整,略有沉降,堤外地表隆起亦不明显;沉降量和隆起量均小于前两组。之后分级加载,加载过程中未观察到堤身如前两组一样发生破坏,仅在荷载作用下不断被压实,产生明显整体沉降。堤下软基开始出现细小裂缝并随堤顶荷载的增加逐渐变长变宽。当路堤顶面加载到21.1 kPa时,可观察到

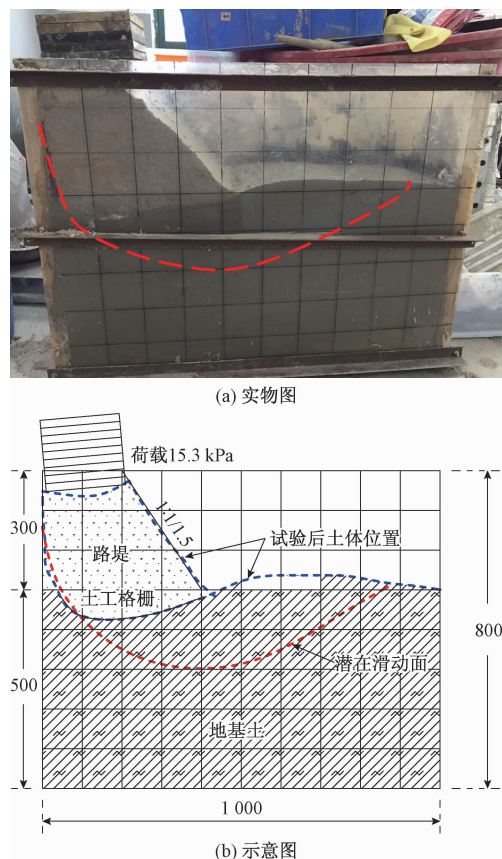


图5 土工格栅加筋垫层路堤破坏形态
Fig. 5 Diagram of the geogrid-reinforced cushion embankment failure mode

堤底约 20 cm 处出现较明显的横向裂缝,裂缝的位置和局部放大图如图 6(a)所示。同时,堤趾外地表由于隆起出现横向拉裂缝,但堤身仍保持完整,未出现明显局部破坏。将堤下软基中裂缝按照位置和发展形态相连,可大致形成贯通滑裂面,认为路堤失效,停止加载。

图 6(a)中蓝色虚线为路堤破坏时观察到的格室垫层形态,加筋垫层向下扰曲,中部随路堤共同沉降,端部略翘起,中间呈半抛物线形平缓过渡。试验结束后将其挖出,观察到模型格室完好,未被拉断。图中红色虚线为根据已有裂缝推测画出的破裂面,该滑裂面呈圆弧状,延伸通过堤底中心,仅在地基中形成,未穿过格室加筋垫层和堤身。图 6(b)为根据试验现象观察绘制的路堤破坏模式示意图。

2.4 试验结果与加筋机理对比分析

根据模拟试验中的观察,在相同荷载下,堤底沉降量、堤趾处侧向位移量、地表隆起量,都有相同的规律:无筋垫层路堤 > 格栅加筋垫层路堤 > 格室加筋垫层路堤,而破坏时的最大加载量的顺序与之相反。无筋垫层路堤和格栅加筋垫层路堤的堤身都出现明显裂缝,

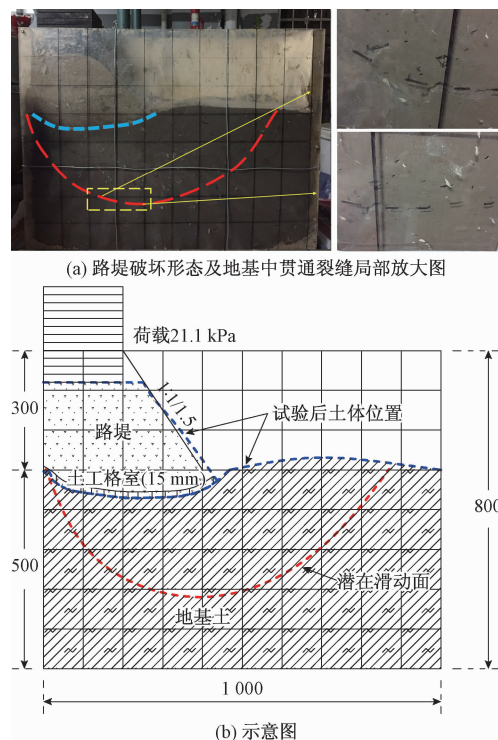


图6 土工格室加筋垫层路堤破坏形态
Fig. 6 Diagram of the geocell-reinforced cushion embankment failure mode

而格室加筋垫层路堤堤身完整,仅在荷载下不断压实。结果表明相较于无筋垫层路堤,采用加筋垫层可限制地基的侧向变形,有效提高路堤的临界填筑高度,减小沉降和不均匀沉降。而且,加筋效果与加筋垫层结构的特性相关,立体加筋优于平面加筋。

无筋垫层路堤和格栅加筋垫层路堤的破坏模式类似,都发生圆弧滑动破坏,滑裂面由路堤向下发展最终与地基中不断扩大的塑性区贯通,呈圆弧状穿过堤身、平面加筋层和软基。格室加筋垫层路堤的破坏模式为滑动面呈圆弧状经过路堤底部中心,但全部在软基中形成,未穿过加筋垫层和堤身的整体破坏,且滑动面在地基中发展的位置更深。

针对上述两种加筋垫层工况下路堤变形及破坏模式的差异,分析认为主要是由于加筋垫层结构及其特性引起的。平面加筋材料厚度薄,几乎没有抗弯刚度,主要利用筋材的抗拉特性,通过与周围土界面的摩阻效应限制地基和填土的侧向变形。而土工格室呈三维结构,具有强度高、刚度大、整体性能好的特点,其提高路堤稳定性的机理主要体现在:①土工格室加筋垫层能够提供更强的侧向约束作用,显著减小路堤和软基侧向变形,使路堤沉降量和地表隆起量相应减少且更加均匀。②格室使得加筋土垫层的模量显著提高,应

力扩散角增大,通过应力扩散改善浅层软基应力分布。
③垫层和路堤协调变形,中心沉降量大于端部,格室加筋层的张力膜更强,进一步减小软土层所受竖向荷载。

3 稳定性评价

赵九斋等^[12]和刘开富等^[13]通过现场试验和数值模拟发现土质均匀的软基上的路堤呈对称破坏模式。因此,为了简化分析,本文取半幅路堤进行研究,并将路堤荷载等效概化为条形荷载。根据模拟试验结果,认为软基上格室加筋垫层路堤最可能呈圆弧滑动面仅在地基土中形成且通过堤底中心点的整体破坏模式,与图6一致。据此假定,先计算无筋路堤的临界填筑高度,再考虑格室加筋垫层的侧向约束作用、张力膜效应和应力扩散效应,将其贡献在无筋垫层路堤计算模型的基础上,通过滑动力矩和抗滑力矩的变化体现。

3.1 无筋垫层路堤

如图7所示,分析时将梯形断面路堤简化成等面积等高度的矩形断面路堤(图7中矩形虚线所示),且圆弧滑动面的圆心O位于矩形断面路堤边界延长线上^[13]。

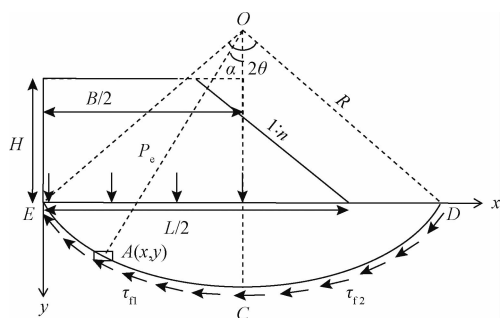


图7 无筋垫层路堤稳定性分析示意图

Fig. 7 Stability analysis of the unreinforced embankment

土的抗剪强度与所受正应力有关,因此将地基破坏面分为EC和CD两段,表示 τ_{n1} 和 τ_{n2} 两种不等的地基抗剪强度,则由地基产生的抗滑力矩 M_R 为:

$$M_R = \tau_{n1} \widehat{EC} + \tau_{n2} \widehat{CD} \quad (1)$$

为了计算 τ_{n1} 和 τ_{n2} ,在图7中A点取一宽为 Δx 、高为 Δy 的单元体进行受力分析,如图8所示。假定大主应力 σ_1 为竖直方向,小主应力 σ_3 为水平方向,则 σ_1 和 σ_3 的关系表示为:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c_f \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2)$$

式中: φ ——地基土的内摩擦角;

c_f ——地基土的黏聚力。

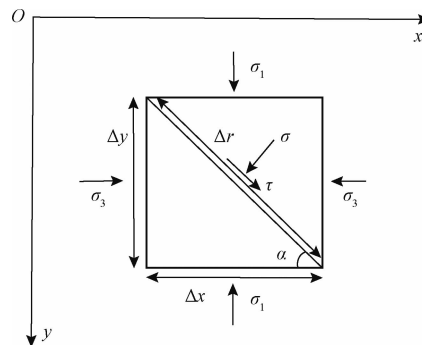


图8 点A处单元体受力分析示意图

Fig. 8 Stress analysis of a unit at point A

把大主应力 σ_1 在EC段和CD段分别表示,在EC段时:

$$\sigma_1 = P_e + \gamma_f y \quad (3)$$

$$P_e = \gamma H$$

$$\text{在CD段时: } \sigma_1 = \gamma_o y \quad (4)$$

式中: γ ——路堤填土重度;

H ——路堤填筑高度;

γ_f ——地基土重度;

y ——点A在图7中纵坐标的取值。

根据几何关系, y 可表示为:

$$y = R(\cos \alpha - \cos \theta) \quad (5)$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} = \sqrt{1 - \left(\frac{B/2 - x}{R} \right)^2} \quad (6)$$

式中: θ ——滑动面圆弧对应圆心角的一半^[14];

x ——点A在图7中横坐标的取值;

R ——滑动圆弧半径, $R = B/(2\sin \theta)$;

B ——等效矩形断面路堤宽度, $B = L - nH$;

n ——路堤坡率;

L ——梯形断面路堤底部宽度。

根据摩尔-库伦强度理论, τ_f 可表示为:

$$\tau_f = \sigma \tan \varphi + c_f \quad (7)$$

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha \quad (8)$$

联立式(2)~(8),可解出地基土抗剪强度 τ_{n1} 和

τ_{n2} 。则地基EC段和CD段产生的抗滑力矩 $\tau_{n1} \widehat{EC}$ 和

$\tau_{n2} \widehat{CD}$ 可分别表示为:

$$\tau_{n1} \widehat{EC} = \sum_{x=0}^{B/2} \tau_{n1} \Delta r R = \int_0^{B/2} \frac{\tau_{n1} R}{\cos \alpha} dx \quad (9)$$

$$\tau_{n2} \widehat{CD} = \sum_{x=0}^{B/2} \tau_{n2} \Delta r R = \int_0^{B/2} \frac{\tau_{n2} R}{\cos \alpha} dx \quad (10)$$

则地基产生的总抗滑力矩为:

$$M_R = \int_0^{B/2} \frac{\tau_n R}{\cos \alpha} dx + \int_0^{B/2} \frac{\tau_n R}{\cos \alpha} dx \quad (11)$$

由路堤荷载产生的滑动力矩为:

$$M_S = \frac{1}{8} P_e B^2 \quad (12)$$

因此,路堤的稳定性系数为:

$$K = \frac{M_R}{M_S} \quad (13)$$

将式(2)~(12)代入式(13)中,若令 $K = 1$, 可求得无筋路堤临界填筑高度 H_{cri} 。

3.2 土工格室加筋垫层路堤

(1) 张力膜效应

软基在路堤荷载作用下发生沉降,路堤荷载在格室铺设长度方向上呈不均匀分布,格室层会发生挠曲变形,中心沉降量大于端部,试验中透过侧壁的透明有机玻璃也可观察到这一现象。此时,格室拉伸变形引发的轴力会产生向上的分力,从而减小软土层表面所受竖向荷载。

路堤沉降值与路堤宽度相比小很多,因此格室变形后的形状可近似为等腰三角形,如图9所示。由于张力膜效应产生向上的“托举力” F_T 可表示为:

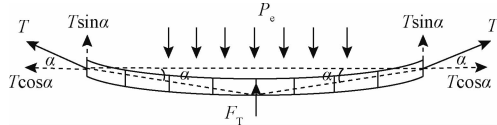


图9 张力膜效应示意图

Fig. 9 Membrane effect of the geocell cushion

$$F_T = 2T \sin \alpha \quad (14)$$

根据几何关系有:

$$\sin \alpha \approx \tan \alpha = \frac{2S}{B} \quad (15)$$

格室垫层产生的轴力 T 可表示为:

$$T = E_g \varepsilon_g h \quad (16)$$

格室垫层应变 ε_g 可近似表示为:

$$\varepsilon_g = \frac{\sqrt{[(B/2)^2 + S^2]} \times 2 - B}{B} \quad (17)$$

式中: E_g ——格室复合层的模量,可由测得的材料拉伸模量结合 Latha 等^[15]提出的经验公式计算;

α ——格室轴力 T 与水平向夹角;

S ——土工格室加筋垫层的挠度。

将式(15)~(17)代入式(14)中,可求出:

$$F_T = \frac{4SE_g h}{B^2} [2 \sqrt{(B/2)^2 + S^2} - B] \quad (18)$$

(2) 应力扩散效应

格室使加筋土垫层的模量提高,应力扩散角增大,能更好发挥应力扩散效应,降低软基表面竖向荷载。如图10所示,考虑张力膜效应 F_T 所提供的向上的力,根据荷载发生扩散前后相等的原则,有:

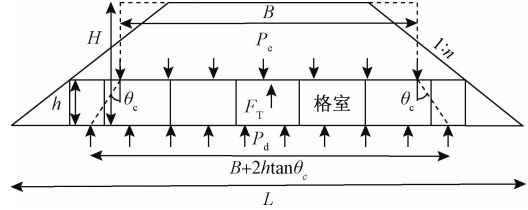


图10 应力扩散效应示意图

Fig. 10 Vertical stress dispersion effect of the geocell cushion

$$P_e B - F_T = P_d (B + 2h \tan \theta_e) \quad (19)$$

$$P_d = \frac{P_e B - F_T}{B + 2h \tan \theta_e} \quad (20)$$

式中: P_d ——发生应力扩散后作用在地基上的荷载;

θ_e ——格室加筋垫层的应力扩散角^[16-17]。

(3) 侧向约束作用

将格室与其内填土视为复合体,把格室侧壁对填料的作用力视为内力,仅考虑垫层与路堤填土和地基土之间的摩阻力对路堤侧向变形的约束作用。同时,由于格室不会被拉断或拔出,滑动面仅在地基中形成无法穿过加筋层,因此只考虑格室垫层与地基接触面之间的摩阻力 τ_g 对路堤稳定性的贡献,如图11所示。界面强度由较弱的软土地基制约,用摩尔-库伦强度公式表示:

$$\tau_g = P_d \tan \varphi + c_f \quad (21)$$

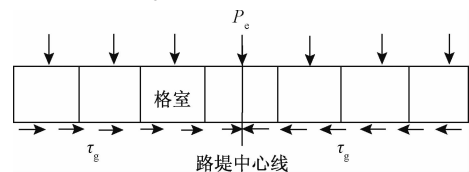


图11 侧向约束作用示意图

Fig. 11 Lateral confinement effect of the geocell cushion

(4) 计算模型

在考虑格室加筋垫层上述效应的条件下,路堤稳定性分析的示意图见图12。土工格室加筋垫层路堤的抗滑力矩由地基产生的抗滑力矩和格室垫层产生的抗滑力矩两部分组成,前者(M'_{R1})与无筋垫层路堤中一致,见式(11)。

格室加筋垫层侧限作用产生的抗滑力矩可表示为:

- Hunan University (Natural Science Edition), 2003, 30(2):68-72. (in Chinese)]
- [4] 徐念云. 对土工格室加筋地基结构性能的探讨研究[J]. 科技与生活, 2011(6):180-180. [XU N Y. Study on structural performance of geocell reinforced foundation[J]. Technology and Life, 2011(6):180-180. (in Chinese)]
- [5] 周志军, 陈昌富. 路堤下土工合成材料加固软土地基的极限分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(10): 3014-3018. [ZHOU Z J, CHEN C F. Limit analysis of soft ground reinforced by geosynthetics under embankment[J]. Rock and Mechanics, 2011, 32(10): 3014-3018. (in Chinese)]
- [6] 杨广庆, 徐超, 张孟喜. 土工合成材料加筋土结构应用技术指南[M]. 北京: 人民交通出版社, 2016. [YANG G Q, XU C, ZHANG M X. Geosynthetics reinforced structure application technology guide [M]. Beijing: China Communications Press, 2016. (in Chinese)]
- [7] ROWE R K, LI A L. Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations[J]. Geosynthetics International, 2005, 12(1): 50-85.
- [8] HINCHBERGER S D, ROWE R K. Geosynthetic reinforced embankments on soft clay foundations: predicting reinforcement strains at failure [J]. Geotextiles and Geomembranes, 2003, 21(3): 151-175.
- [9] 徐林荣, 彭巨为. 考虑加筋垫层作用的软基路堤临界高度确定方法初探[J]. 水文地质工程地质, 2008, 35(3): 32-34. [XU L R, PENG J W. Preliminary study on the determination method of critical height of soft foundation embankment considering reinforced cushion [J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2008, 35(3): 32-34. (in Chinese)]
- [10] ZHANG L, ZHAO M H, SHI C J, *et al.* Bearing capacity of geocell reinforcement in embankment engineering [J]. Geotextiles and Geomembranes, 2010, 28(5): 475-482.
- [11] SITHARAM T G, HEGDE A. Design and construction of geocell foundation to support the embankment on settled red mud [J]. Geotextiles and Geomembranes, 2013, 41(11): 55-63.
- [12] 赵九斋, 龙国英, 徐啸海, 等. 土工织物加固路基和天然路基对称破坏及其分析[J]. 岩土工程学报, 1991, 13(2): 73-81. [ZHAO J Z, LONG G Y, XU X H, *et al.* Analysis on the symmetrical failure of subgrade reinforced with geotextile and unreinforced ones [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1991, 13(2): 73-81. (in Chinese)]
- [13] 刘开富, 谢新宇, 张继发, 等. 软土地基上路堤填筑的破坏性状分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(7): 2075-2080. [LIU K F, XIE X Y, ZHANG J F, *et al.* Failure behavior analysis of embankment built on soft subgrade[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(7): 2075-2080. (in Chinese)]
- [14] 胡中雄. 土力学与环境土工学[M]. 上海: 同济大学出版社, 1997. [HU Z X. Soil mechanics and environmental engineering [M]. Shanghai: Tongji University Press, 1997. (in Chinese)]
- [15] Madhavi Latha G, Rajagopal K, Krishnaswamy N R. Experimental and theoretical investigations on geocell-supported embankments [J]. International Journal of Geomechanics, 2006, 6(1): 30-35.
- [16] 刘毓斌, 左广洲, 陈福全. 加筋垫层应力扩散特性试验研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(5): 903-908. [LIU Y C, ZUO G Z, CHEN F Q. Numerical research on stress distribution of geosynthetic reinforcement layer [J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(5): 903-908. (in Chinese)]
- [17] NETO J O A, BUENO B S, FUTAI M M. A bearing capacity calculation method for soil reinforced with a geocell [J]. Geosynthetics International, 2013, 20(3): 129-142.

编辑:张明霞