

桩土复合路基垫层剪切机理研究

曾国东¹, 王佳¹, 徐奋强², 洪宝宁^{3,4,5}

(1.佛山市公路桥梁工程监测站有限公司, 广东 佛山 528041; 2.南京工程学院;

3.河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室; 4.江苏省岩土工程技术工程研究中心; 5.河海大学 岩土工程科学研究所)

摘要: 针对桩土复合路基垫层在调节承载方面的特点,研究垫层的剪切受力特性,以解决桩土应力比、垫层变形问题。借助太沙基地基极限承载力理论,分析垫层剪切破坏特点,推导获得了剪切破坏角、极限桩土应力比、最佳桩间距的表达式。表达式说明:垫层承载的调节作用取决于垫层内摩擦角和刚度的取值;复合路基现场静载试验和实例计算均表明:表达式具有较好的适用性和可靠性。

关键词: 路堤荷载; 桩土复合路基; 剪切破坏角; 极限桩土应力比; 最佳桩间距

随着桩土复合路基应用的快速发展,复合路基增强体也由原来的几种发展到现在的几十种,如:水泥土桩、CFG桩、PPC桩、X异形桩、管桩等。在桩土复合路基中,垫层起着调节桩土应力比的作用,决定着整个体系的承载力和沉降大小。目前垫层的研究方法主要有 Terzaghi 地基滑动破坏模式和弹塑性变形理论法。Terzaghi 破坏模式法以一组对数螺旋线构成的太沙基滑动面为基础,通过承载力模型“弹性核”的受力分析,可获得最佳垫层厚度等。如:池跃君通过采用 Mandel 和 Salancon 破坏模式导出了桩土应力比同垫层厚度、模量的关系式等。但该方法不考虑垫层塑性变形问题,因而与实际情况有一定的出入;另外,该方法基于刚性基础,不适用于路堤对应的柔性基础工作条件。弹塑性变形理论法将垫层视为理想弹塑性体,并在此基础上推导垫层厚度及分配应力的计算公式。如:吕文治(2010年)将路堤荷载作用下,垫层、复合地基、下卧层土体作为一个整体承载系统,并在考虑共同作用条件下,建立了桩土单元体荷载传递方程,得到桩土应力比的计算公式。虽然,该理论解决了桩土界面存在相对滑移和同一水平面不同变形问题,与工程实际荷载传递规律相吻合,但由于理论体系复杂,加之桩侧土刚度、变形协调参数等难以确定,因而影响了应用推广。总之,由于路堤荷载作用下,复合路基垫层受力的复杂性,这两类方法都不能方便地解决垫层的受力传递、破

坏模式等问题。因此,有必要进一步研究路基垫层的承载特性。该文结合太沙基地基极限承载力理论和垫层的理想弹塑性体理论,通过引入“剪切破坏角”参数和“等代简支梁(板)”受力模型,从极限受力平衡的角度,给出剪切破坏角、极限桩土应力比、最佳桩间距的表达式,以及垫层刚度表达式。并通过复合路基现场静载试验验证各表达式的适用性和可靠性。

1 垫层作用机理

太沙基地基极限承载力课题中,塑性区滑动面由对数螺旋线和相应切线组成,当破坏滑动面延伸至垫层底地基土体表面时,地基承载力达到极限。若将桩顶对垫层的作用视为倒置的桩对地基土的作用,就可以借鉴太沙基滑动理论分析桩对垫层的作用。基于垫层和其上路堤土的连续性,以及桩体上刺变形的特性,当垫层承载达到极限时,因柔性基础垫层厚度一般较小,桩顶塑性区将可能贯通垫层并向上扩展至路堤填土形成连续的滑动面,而不存在曼德尔(Mandel J.)和塞尔克(Salancon J.)认为的滑动面将受到基础限制的情况。而对于柔性基础的路堤荷载,无论垫层厚薄,太沙基滑动面将是连续贯通的滑动面,如图1所示。

以垫层为研究对象并假定:

(1) 垫层为均质理想弹塑性体,服从 Mohr-Cou-

收稿日期:2018-12-25

基金项目:广东省交通运输厅科技项目(编号:2013-02-003);河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室开放基金项目(编号:GH201204)

作者简介:曾国东,男,高级工程师,E-mail:19277875@qq.com

lomb 准则。

(2) 忽略垫层重量和黏聚力。

(3) 垫层在桩体荷载作用下的破坏形式为剪切破坏。

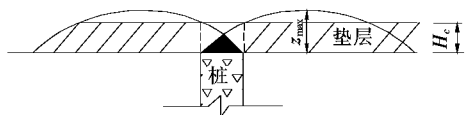


图 1 垫层承载破坏滑动面示意图

路堤荷载较小时,桩土共同受力,随着路堤荷载增加,垫层下桩间土体压缩变形,桩体刺入垫层,桩顶一定范围的土体将发生弹塑性变形,桩土应力差异分化开始。随着荷载增加,垫层塑性区扩展,太沙基滑动面延伸扩展,桩间土压缩变形增大,桩体持续刺入垫层以协调变形直至垫层因厚度不足导致刺入破坏而丧失调节作用,使得土体承载较大,桩土应力比偏小;反之,垫层刚度较大,桩上刺困难,相应的桩承载较大,桩土应力比偏大。随着荷载增加,垫层塑性区扩展,当太沙基塑性区扩展至滑动面最高点时,若路堤荷载继续增加,塑性区滑动面将贯通垫层,垫层承载力达到极限发生剪切破坏,而丧失调节作用。可见,路基、不同房建刚性基础,垫层刚度、厚度与桩的上刺量、地基压缩变形是一关联体系,相互协调工作,即:路堤荷载—垫层刚体—桩体支点—土层沉降系统。

综上所述,依据桩上刺变形(或地层沉降)与垫层的刚度、厚度关系可获得桩体的承载力,通过调节垫层厚度和内摩擦角即可达到控制桩土应力比的目的。

2 垫层作用机理分析

依据太沙基滑动面理论,受力分析如图 2 所示。

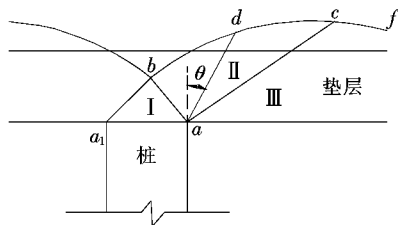


图 2 垫层承载滑动面和剪切破坏角示意图

太沙基弹性核 aa_1b 为主动区(I), acf 为受力被动区(III),在主动区与被动区之间为过渡区(II),由一组对数螺旋线和辐射线组成。过渡区(II)中 ab 和 ac 是关键界限,对于 II 区,随着桩的刺入,弹性核向两侧

挤压土体, ab 边受压,为被动土压力,对于 I 区太沙基定义为 E_p ,相应 II 区为大主应力(σ_1);随着滑动面的扩展至 III 区时, II 区被动土压力逐渐减小,可视 III 区为 II 区的围压作用,则 ac 边受到偏小的主应力 σ_3 ;当垫层达到极限承载力时, II 区处于极限平衡状态,基于 ab 、 ac 的直角关系, II 区内部必存在危险破坏面,按土力学理论,该剪切破坏面与大主应力作用面的夹角为 $45^\circ + \varphi/2$, φ 为垫层材料内摩擦角。

设剪切破坏面与 Terzaghi 滑动面相交于 d 点。如图 3 所示。

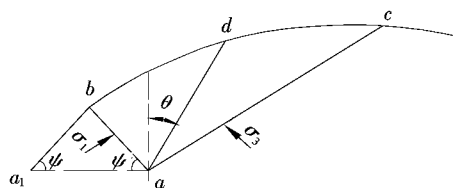


图 3 垫层剪切破坏受力图

令剪切破坏面与桩边缘向上延长线的夹角为 θ , 称其为剪切破坏角 θ 。

$$\theta + \frac{\pi}{2} - \psi \geq 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (1)$$

式中: ψ 为太沙基弹性核底角; φ 为垫层内摩擦角。垫层底粗糙,式(1)化简为:

$$\psi \geq \varphi, \theta \geq \frac{3\varphi}{2} - 45^\circ \quad (2)$$

从式(2)可以看出,当 $\varphi \leq 30^\circ$ 时,剪切破坏面与桩体边缘的夹角 θ 较小,桩体发生刺入现象,垫层破坏形式类似地基的冲剪破坏,桩体承担桩顶以上较小范围的路堤载荷;当 $\varphi > 30^\circ$ 时, θ 较大,桩体发生顶入现象,桩体承担桩顶以上剪切破坏区内较大范围的路堤载荷;可见路堤垫层宜采用内摩擦角较大的砂砾、碎石等材料以增大桩体的承载力。

Terzaghi 破坏滑动面为对数螺旋线,其方程为:

$$r = r_0 \exp(\delta \tan \varphi) \quad (3)$$

式中: r_0 为初始向径, $r_0 = r_p / \cos \psi$, r_p 为桩径; δ 为螺旋线上的任一向径与初始向径的夹角,则螺旋线上某点到垫层底面的距离为:

$$z = r \sin(\delta + \psi) \quad (4)$$

将式(3)代入式(4)中,得:

$$z = r_p \exp(\delta \tan \varphi) \sin(\delta + \psi) / \cos \psi \quad (5)$$

因垫层材料和桩径固定不变,内摩擦角 φ 、 r_p 为定值,变量只有 ψ 和 δ 。太沙基破坏模式中,最大值

z_{\max} 必然存在,方程(5)分别对 ψ 、 δ 求导数,则有:

$$(r_p/\cos\psi)\exp(\delta\tan\varphi)[\tan\varphi\sin(\delta+\psi)+\cos(\delta+\psi)]=0 \quad (6)$$

$$r_p\exp(\delta\tan\varphi)[\cos(\delta+\psi)/\cos\psi+\sin(\delta+\psi)\cdot\tan\varphi/\cos\psi]=0 \quad (7)$$

解得:

$$\psi=\varphi, \delta=\pi-\varphi-\arcsin(1/\cos\varphi) \quad (8)$$

解得塑性区最大高度为:

$$z_{\max}=r_p\exp(\frac{\pi}{2}\tan\varphi)\tan\varphi \quad (9)$$

从式(9)知:塑性区最大高度与桩径和垫层内摩擦角相关,对于工程设计而言,桩径是依据市场现状确定的,为可选的定值,因此 z_{\max} 主要取决于材料的内摩擦角,很大程度上材料内摩擦角决定了垫层的高度。

(1) 桩土应力比计算

桩顶与桩间土平均应力的比值,即:桩土应力比,直接反映了桩土复合路基荷载传递和受力变形的特性,是复合路基桩体、垫层设计的关键。以垫层破坏冲切面与太沙基滑动面所包围的区域 $adba_1$ 为研究对象,并视其为刚体,当垫层塑性区域达最大高度 z_{\max} 时,如图1所示,桩顶垫层某区域范围处于塑性极限平衡状态,此时垫层承载路堤荷载的效果发挥到极致,桩体分配的荷载达到最大,若桩间土体承载也达到天然地基的极限值,为复合路基最理想状态。该文称这种状态下,桩体和土体分担路堤荷载的桩土应力比为极限桩土应力比,记为 n_u 。

参见图3,塑性体底边 aa_1 受桩顶反力 p_p ,顶部 db 边承受路堤荷载,破坏面 $ad(a_1b)$ 承受剪应力 T_c 和被动土压力 P_c 。太沙基“弹性核” ab 边受大主应力 σ_1 ,依据太沙基地基极限承载力理论,仅由地基超载 q 产生的应力为 qN_q ,取 σ_1 为:

$$\sigma_1=(1+\tan\varphi)N_q p_{su} \quad (10)$$

式中: p_{su} 为天然地基承载力特征值(kPa); N_q 为无量纲承载力系数,其表达式为:

$$N_q=\frac{\exp[(3\pi/2-\varphi)\tan\varphi]}{2\cos^2(45^\circ+\varphi/2)}$$

桩顶分担的极限应力,由塑性状态时, $\psi=\varphi$,得:

$$p_{pu}=\sigma_1\cos\varphi \quad (11)$$

极限桩土应力比:

$$n_u=\frac{p_{pu}}{p_{su}}=\frac{(1+\tan\varphi)\exp[(3\pi/2-\varphi)\tan\varphi]}{2\cos^2(\pi/4+\varphi/2)} \quad (12)$$

由方程(5)、(6)可得塑性状态 θ 角,即:

$$r_p\exp(\frac{\pi}{2}\tan\varphi)\tan\varphi/\cos\theta=r_o\exp[(\theta+\frac{\pi}{2}-\varphi)\tan\varphi] \quad (13)$$

$$\sin\varphi=\cos\theta\exp[(\theta-\varphi)\tan\varphi] \quad (14)$$

解得:

$$\theta=\sin\varphi\tan\varphi+$$

$$\sqrt{\sin^2\varphi\tan^2\varphi+2(1-\sin\varphi-\varphi\sin\varphi\tan\varphi)} \quad (15)$$

经济合理的桩间距应为破坏面贯通面,并顺次衔接的状态,如图4所示。即:剪切破坏角理论所确定的最佳桩间距为:

$$s_d=2r_p+2h_c\tan\theta \quad (16)$$

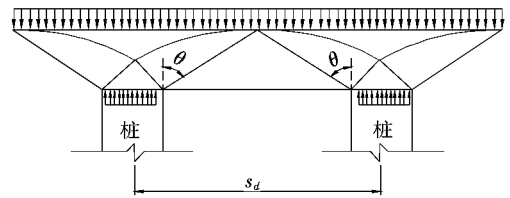


图4 剪切破坏角与桩间距关系

由桩体上刺与路基土体沉降相协调,当垫层承载力达到极限的同时,桩间土体也达到天然地基的极限承载力,则复合路基达到承载极限;否则,若桩间土沉降较大,甚至破坏,垫层则因桩体上刺量较大而发生剪切破坏,若塑性区扩展至路堤填土,对路堤危害极大。由路堤荷载和桩体刺入量(或地基压缩量)决定的垫层刚度,对桩土应力比影响很大。

(2) 垫层刚度计算

复合地基承载能力的核心因素之一是垫层的刚度,垫层不能太软又不能太硬,而柔性基础垫层的合理厚度已经实践证实为150~300 mm,但却很少有相关垫层承载刚度与垫层材料参数之间的量化计算关系式。垫层合理刚度可定义为既能协调桩间土体受力所产生的沉降变形,又能够合理分配桩土应力,使桩和桩间土体均充分发挥各自的承载力。则垫层刚度的作用可表现在两个方面:① 保证桩体向上刺入“垫层”,使得桩和桩间土承担载荷;② 垫层在桩间土压应力作用下变形不宜太大,使垫层能够达到合理分配路堤荷载的目的。

因垫层承受剪切力,故剪切角 $\theta>0$,垫层承受桩间土的均布压应力和桩体上刺摩阻力作用,桩的上刺阻止了桩周垫层的沉降,近似于支点作用,而桩体之间的垫层协同土体沉降,产生较大的桩间沉降,即:桩体

侧阻效应导致桩体中间形成的沉降较大,近似简支梁跨中挠度变形,因此,借鉴薄板理论,从满足工程应用的角度,桩间垫层受力可简化为等代均载简支梁(板),其满足允许变形的刚度为:

$$E_c I_c = \frac{5 p_s l_s^4}{384 \Delta_c} \quad (17)$$

式中: Δ_c 为垫层弹性变形(m); p_s 为垫层承受的地基反力(kPa); l_s 为桩体净间距(m); E_c 为垫层的弹性模量(kN/m²); I_c 为单位宽垫层截面惯性矩(m⁴)。

考虑路堤—垫层—桩体—土体受力体系,依据天然地基承载力特征值和路堤荷载确定桩土应力比,若假定桩间土体所承担的荷载 p_s ,设 $p_s = 0.8 f_a$,则依据外荷载和土体限值可确定桩体承载力 p_p ,可计算得桩土应力比 n 。由土体物理、力学参数计算出土体在 q_s 作用下的沉降 Δ_s ,则 $\Delta_c = \Delta_s$ 。可得到垫层刚度 $E_c I_c$ 。可见,垫层刚度是路堤荷载调节的关键。确定了垫层刚度 $E_c I_c$,因地制宜选取材料确定 E_c 和 h_c ,即可完成垫层的设计。桩体、垫层、桩间土变形连续,依据土层参数进一步计算桩长、桩径等参数,完成复合路基的桩体设计。

3 实例分析

为验证垫层刚度、桩土应力比、桩间距计算式的合理性,以某公路 KQK3+860~KQK5+499.649 段现场路基设计资料和静载测试结果为例进行分析。该路段 CFG 桩桩径为 377 mm,设计桩间距为 1.8 m,桩长为 18 m,路堤设计高度为 4 m,天然地基承载力特征值为 105 kPa,碎石垫层厚度为 300 mm,内摩擦角 $\varphi = 35^\circ$,复合路基承载力设计值为 180 kPa。选取 3 根 CFG 桩测试数据进行分析。

设桩间土承载力达到天然地基承载力的 80%,即:84 kPa,则桩应承载 2 560.4 kPa,桩土应力比应为 30.5。由该文计算公式,可得极限桩土应力比 $n_u = 40$,剪切破坏角 $\theta = 65^\circ$,最佳桩间距为 1.66 m,垫层弹性模量理论计算值为 320 MPa。

现场试验分别采用碎石、级配碎石、级配碎石+2 层格栅 3 种垫层形式,弹性模量分别控制为 30~50、50~70、250~350 MPa。实测桩土应力比分别为 8、10、25。可见,垫层实际刚度接近理论计算刚度时,桩土应力比测试结果与理论计算接近。

4 结论

垫层承载的调节作用就是使桩和桩间土体承载力能够充分发挥,表达式可解决垫层的设计问题以达到预设的桩土应力比。计算理论既能保证桩土复合地基正常工作又能达到桩和桩间土体充分发挥承载的目的,解决了柔性基础垫层刚度计算与桩土应力比控制的问题。

(1) 引入剪切破坏角理论,推导出极限桩土应力比、最佳桩间距的表达式。

(2) 在路堤荷载作用下,复合路基极限桩土应力比远大于现有文献实测的桩土应力比。说明桩体承载能力没有充分发挥,工程上可通过适当提高垫层刚度和厚度,以提高桩体的承载能力。

(3) 垫层的等代简支梁模型,计算过程简洁,简化合理,计算结果能够满足工程应用。

参考文献:

- [1] JGJ 94—2008 建筑桩基技术规范[S].
- [2] 钱家欢,殷宗泽.土工原理与计算[M].北京:中国水利水电出版社,1996.
- [3] 李国维,杨涛.柔性基础下复合地基桩土应力比现场试验研究[J].岩土力学,2005(2).
- [4] 郑俊杰,陈健,骆汉宾,等.刚性桩复合地基垫层破坏模式及厚度分析[J].华中科技大学学报:自然科学版,2008(7).
- [5] 亓乐,施建勇,侯仟.复合地基桩体对垫层的刺入量研究[J].岩土力学,2011(3).
- [6] 王年云.刚性桩复合地基设计的探讨[J].武汉城市建设学院学报,1999(6).
- [7] 池跃君,宋二祥.刚性桩复合地基在不同荷载下的桩土分担特性[J].天津大学学报,2003(3).
- [8] 王甘林.高速公路路堤荷载作用下变刚度复合地基优化设计方法研究[J].中外公路,2018(5).
- [9] 赵春风,李永刚,钱涛.水泥土搅拌桩复合地基桩土应力比的解析算法[J].中南大学学报:自然科学版,2012(6).
- [10] 吕文志,李春智,俞建霖,等.柔性基础下复合地基沉降规律研究[J].工业建筑,2010(9).
- [11] 何结兵,洪宝宁,丘国锋.高速公路 CFG 桩复合地基褥垫层作用机理研究[J].岩土力学,2004(10).
- [12] 吕文志,俞建霖,龚晓南.柔性基础下桩体复合地基的解析解法[J].岩石力学与工程学报,2010(2).