

DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2023.03.057

道路高填方地基承载力研究分析

郭洪阳,梅 朝,梁庆学,杜 飞

(中国市政工程中南设计研究总院有限公司,湖北 武汉 430010)

摘 要: 结合实际工程案例,以普朗特、太沙基地基承载力理论为基础,分析了道路填方路基土承载力的发挥情况及设计验算方法,以期今后类似的工程设计提供参考。

关键词: 高填方道路;地基承载力;普朗特理论;太沙基理论

中图分类号: U416.1

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2023)03-0226-04

0 引 言

随着国家城市化进程的发展,工程设计水平的提高,城市道路对平坦地形地貌的依赖性逐渐降低。为了减少征地拆迁,避免大量占用耕地,并结合城市发展规划,在我国南方地区,新建城市外环线经常选址在郊区的山岭地带,因此也带来了较多的桥梁、隧道以及道路边坡。本文结合实际工程案例,以太沙基、普朗特地基承载力理论为基础,分析填方道路下,路基承载力的发挥情况及设计验算方法,以期今后类似的工程设计提供参考。

本工程为福建省某城市新建城市主干路,设计车速 50 km/h,红线宽度 30 m(见图 1),双向 4 车道,全长 3.1 km。道路沿线地貌为残丘坡地及山间凹地,丘陵与凹地交错分布,因此形成多处道路边坡,最大填方边坡高度约 16 m,挖方边坡高度约 44 m。这就引出了一个很重要且平时易忽略的问题:对于一般地质场地的填方道路,路基填方高度可以做多高,普通地基承载力可以承担多大的填土荷载而不发生破坏。

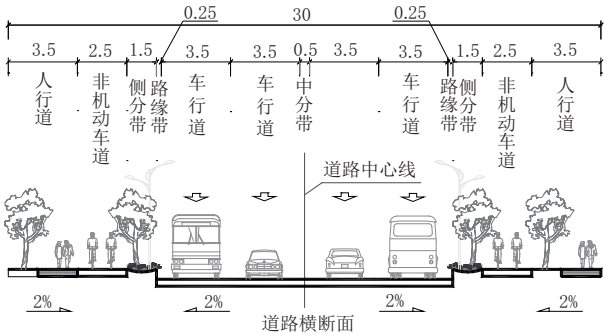


图 1 道路标准横断面(单位:m)

收稿日期: 2022-06-11

作者简介: 郭洪阳(1992—),男,学士,工程师,一级注册结构工程师,注册土木工程师(岩土),注册土木工程师(道路),从事道路桥梁设计工作。

1 地质条件分析

拟建场地在地貌上属残丘坡地及山间凹地,经现场勘察,场地土层分布为:表层为第四系人工填土层(Q_{ml}),岩性为素填土;第四系全新统冲洪积层(Q_{4al+pl}),岩性为粉质黏土、含泥角砾和卵石等;第四系残坡积层(Q_{pel+dl}),岩性为凝灰熔岩残坡积黏性土(以下简称残坡积黏性土);基底为侏罗系南园组凝灰熔岩各风化带(J_{3n})。

沿线揭露土层自上而下分别为:素填土①、粉质黏土②、卵石③、含泥角砾③₁、残积黏性土④、全风化凝灰熔岩⑤、散体状强风化凝灰熔岩⑥、碎块状强风化凝灰熔岩⑦及中风化凝灰熔岩⑧。岩土层承载力特征值及参数见表 1(表中仅示意研究需要的主要土层参数,其中带*号的数值为地勘单位的经验值)。

表 1 岩土层承载力特征值及参数

名称	重度 / (kN·m ⁻³)	黏聚力 c /kPa	内摩擦 角 / (°)	承载力基 本容许值 / kPa
残坡积黏性土④	17.5	20	22	160
全风化凝灰熔岩⑤	20*	25*	28*	300
散体状强风化凝灰熔岩⑥	21*	30*	30*	450
碎块状强风化凝灰熔岩⑦	22*	35*	35*	700
中风化凝灰熔岩⑧	23*	90*	50*	2 000

由表 1 可知,本项目场地建设条件较好,无软弱土层,对于一般填方路段,考虑直接填筑路基材料即可。问题在于,对于残坡积黏性土,承载力容许值仅有 160 kPa,按照荷载换算土柱高度,可承担高约 9 m 的填土,但是路基最高填方约 16 m,这就需要验算该层土的实际承载力,以保证地基承载力安全。

2 地基承载力理论浅析

2.1 地基土破坏原理

由于地基土是由碎散的连续土颗粒和孔隙水及

空气组成,具有三相(固体、液气和气体)特性,这就决定了土的承载力发挥机理与普通钢材或混凝土完全不同。

经相关试验研究表明,地基土承受上部路基填土传下来的荷载时,其内部剪应力增加。当某一点的剪应力达到土的抗剪强度时,这一点的土体就处于极限平衡状态。若土中某一个区域内各个点都达到了极限平衡状态并连在一起,就会形成极限平衡区,或称为塑性区。如荷载继续增加,地基内极限平衡区的发展范围随之变大,局部的塑性区会发展成为连续贯穿到地表的整体滑动面。这时,地基中的部分土体将沿滑动面产生整体滑动,地基失去稳定性^[1]。所以土体的承载力问题,核心就是整体滑动稳定性问题。根据荷载样式、基础埋深和土体的种类特性,地基土一般有整体剪切破坏、局部剪切破坏和冲剪破坏这3种破坏失稳形式。

2.2 地基承载力理论

通过土体抗剪强度破坏研究来计算地基承载力,现有普朗特理论、太沙基理论和梅耶霍夫理论等。在解决地基的极限承载力问题时,一般假设土体为理想的塑性材料。但通过理想塑性材料的极限平衡理论求得问题的解析解时,即使是对材料和边界条件作了很大的简化,也是极为困难的,一般都是在简化材料和边界条件以后,利用特征线法求解。这类方法可以在理论上确定“真正”滑动面的形状和位置,同时也确定了极限承载力的数值,例如普朗德-瑞斯纳解。但是由于简化与假设会使问题与实际材料和边界条件相差较大,使其实用性受到限制。另一种方法是根据观测和分析,先假设滑动面,然后对滑动土体进行极限平衡分析,确定其极限承载力,如太沙基和梅耶霍夫等理论^[1]。

3 道路填方路基稳定破坏分析计算

高填方道路一般都重视填方道路边坡的稳定性,本次在默认道路边坡稳定的基础上,计算分析地基土的抗剪承载力稳定性。

3.1 路基荷载模型建立

道路路基全宽 30 m,车行道宽 15 m,路基填土为普通砂性土,重度为 18 kN/m³;道路高 8 m 边坡坡率 1:1.5;高 16 m 边坡分 2 级放坡,每级边坡高度为 8 m,坡率分别为 1:1.5 和 1:1.75,中间设宽 2 m 放坡平台。高 24 m 边坡分 3 级放坡,坡率分别为 1:1.5、1:1.75 和 1:2,中间设宽 2 m 放坡平台。过高

的填方边坡可考虑与桥梁方案做比选,本处以第④层残坡积黏性土为对象,研究道路填方路基土承载力的发挥情况。

根据上述地基土破坏原理,地基发生整体剪切破坏时,会在土体中形成连续贯通至地面的滑动面,滑动面形状如图 2 所示。通过对以上模型分析求解,地基土滑动体破坏范围内分 3 个区域:朗肯主动区、朗肯被动区和过渡区,过渡区为对数螺旋线^[1]。

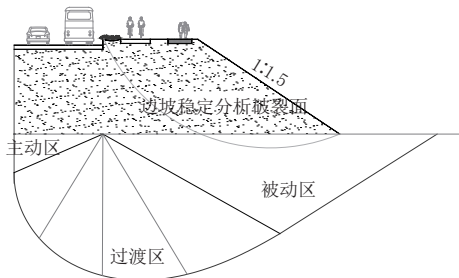


图2 路基土破坏模型

3.2 普朗特理论验算地基承载力

3.2.1 普朗特地基承载力公式

在用地基土抗剪强度极限平衡求解建筑结构浅基础下地基极限承载力时,普朗特假定:(1)地基土为无重介质,基础底面以下,土体重度为0;(2)基础底面是完全光滑面,没有摩擦力;(3)埋深小于基础宽度的浅基础,滑动破坏面只延伸至基底平面。

通过对以上模型分析求解,地基土的极限承载力 p_u 为:

$$p_u = q \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} + c \cdot \cot \varphi \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} - 1 \right] \quad (1)$$

式中: q 为基础两侧的均布荷载; c 为地基土的黏聚力; φ 为地基土的内摩擦角。

由式(1)可知,基础宽度越大,上部结构荷载越大,对应的滑动圆弧面积也增加,滑动面上抗滑力增大,两者同比例增长,最终地基承载力与基础宽度无关;由于假定地基土为无重介质,并未考虑地基土破裂面内滑动体重度大小对滑体稳定性的影响,因此对于埋深较浅的基础,承载力计算结果可能失真。

3.2.2 地基承载力验算

对于残坡积黏性土④,其黏聚力 $c=20$ kPa,内摩擦角 $\varphi=22^\circ$,分别验算不同宽度工况下的地基承载力。

(1)在车道范围内($b=15$ m),两侧填土作为超载并平均分布于整个滑体上(渐近线起点 $r_0=13.4$ m,终点 $r_1=25.3$ m,超载分布宽度 $t=25.3 \times \cos 34^\circ \times 2=42$ m),超载 $q=48$ kPa。此时,地基土的极限承载力 p_u 为:

$$p_u = 48 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{22^\circ}{2} \right) e^{\pi \tan 22^\circ} + 20 \cdot \cot 22^\circ \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{22^\circ}{2} \right) e^{\pi \tan 22^\circ} - 1 \right] = 375 + 337 = 712 \text{ kPa}$$

(2)在道路全宽范围内($b=30 \text{ m}$),两侧边坡填土作为超载并平均分布于整个滑体上(渐近线起点 $r_0=26.8 \text{ m}$,终点 $r_1=50.6 \text{ m}$,超载分布宽度 $t=50.6 \times \cos 34^\circ \times 2=84 \text{ m}$),超载 $q=11 \text{ kPa}$ 。此时,地基土的极限承载力 p_u 为:

$$p_u = 11 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{22^\circ}{2} \right) e^{\pi \tan 22^\circ} + 20 \cdot \cot 22^\circ \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{22^\circ}{2} \right) e^{\pi \tan 22^\circ} - 1 \right] = 86 + 337 = 423 \text{ kPa}$$

(3)在边坡范围内($b=55 \text{ m}$),两侧无超载,即 $q=0 \text{ kPa}$ 。此时,地基土的极限承载力 p_u 为:

$$p_u = 0 \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{22^\circ}{2} \right) e^{\pi \tan 22^\circ} + 20 \cdot \cot 22^\circ \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{22^\circ}{2} \right) e^{\pi \tan 22^\circ} - 1 \right] = 337 \text{ kPa}$$

由此可见,根据普朗特理论计算的地基土极限承载力与道路两侧超载关系较大;不考虑两侧超载时,地基土极限承载力为 337 kPa ,刚好约为地基承载力容许值的2倍。按极限承载力考虑的路基最大填土高度为 $337/18=18.7 \text{ m}$,本工程最大填方高度 16 m 在极限承载力范围内,但超出了容许承载力设计值,稳定安全系数 1.17 ,相对较低。

3.3 太沙基理论验算地基承载力

3.3.1 太沙基地基承载力公式

实际工程中并不存在完全光滑的结构,基础与地基表面之间也存在着摩擦力。摩擦力会阻碍基础底面以下一部分土体的变形,使之无法处于极限平衡状态。地基模型试验也表明,在荷载作用下基础向下移动时,基底下的土体形成一个刚性核,与基础形成整体,一起往下移动。下移的刚性核挤压两侧土体,使地基土破坏,形成滑动破坏面。由于刚性核的存在,地基中部分土体不会处于极限平衡状态。这种情况边界条件较为复杂,难以通过直接解极限平衡偏微分方程组求出地基的极限承载力。通常先假定刚性核和滑动面的形状,再应用极限平衡概念和隔离体的平衡条件求极限承载力的近似解。这类半理论半经验方法的公式甚多,应用最广泛的是太沙基

公式。

经求解计算,太沙基极限承载力 p_u 为:

$$p_u = \frac{\gamma b}{2} \left[\frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p1}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \right] + c \left(\frac{K_{p2}}{\cos^2 \varphi} + \tan \varphi \right) + \frac{q K_{p3}}{\cos^2 \varphi} = \frac{\gamma b}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q \quad (2)$$

式中: γ 为地基土重度; b 为基础宽度, m ; K_{p1} 、 K_{p2} 、 K_{p3} 分别为由于滑动土体重力、滑动面上的黏聚力、侧荷载所产生的被动土压力系数; N_γ 、 N_c 、 N_q 分别为上述公式简化后的承载力系数。

3.3.2 地基承载力验算

对于残坡积黏性土④,其黏聚力 $c=20 \text{ kPa}$,内摩擦角 $\varphi=22^\circ$,重度 $\gamma=17.5 \text{ kN/m}^3$ 。分别验算不同宽度工况下的地基承载力。太沙基地基承载力系数经查表计算。

(1)在车道范围内($b=15 \text{ m}$),两侧填土作为超载并平均分布于整个滑体上(渐近线起点 $r_0=8.1 \text{ m}$,终点 $r_1=19.4 \text{ m}$,超载分布宽度 $t=19.4 \times \cos 34^\circ \times 2=32 \text{ m}$),超载 $q=63 \text{ kPa}$ 。此时,地基土的极限承载力 p_u 为:

$$p_u = \frac{\gamma b}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q = \frac{17.5 \times 15}{2} \times 6 + 20 \times 20 + 63 \times 10 = 1\,818 \text{ kPa}$$

(2)在道路全宽范围内($b=30 \text{ m}$),两侧边坡填土作为超载并平均分布于整个滑体上(渐近线起点 $r_0=16.2 \text{ m}$,终点 $r_1=38.8 \text{ m}$,超载分布宽度 $t=50.6 \times \cos 34^\circ \times 2=64 \text{ m}$),超载 $q=15 \text{ kPa}$ 。此时,地基土的极限承载力 p_u 为:

$$p_u = \frac{\gamma b}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q = \frac{17.5 \times 30}{2} \times 6 + 20 \times 20 + 15 \times 10 = 2\,125 \text{ kPa}$$

(3)在边坡范围内($b=55 \text{ m}$),两侧无超载,即超载 $q=0 \text{ kPa}$ 。此时,地基土的极限承载力 p_u 为:

$$p_u = \frac{\gamma b}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q = \frac{17.5 \times 55}{2} \times 6 + 20 \times 20 + 0 \times 10 = 3\,438 \text{ kPa}$$

由以上计算结果可知,太沙基承载力理论在考虑破坏土体自重的影响后,路面宽度越宽,计算破坏范围越大,路基土自重能抵抗更大的破坏力矩,则路基土能承担的荷载也越大。

但是用此方法计算出来的地基承载力理论值远超实际地基承载力。太沙基理论公式对于宽度较大的路基承载力计算结果失真也就说明较宽道路下路

基土的失稳破坏模式不再是建筑结构独立基础的整体滑动破坏,而是变成了局部失稳,即前述的局部剪切破坏,普朗特和太沙基理论公式无法适用于道路路基土的承载力计算。

3.4 软件计算对比

为实际计算校核填方路基土承载力,笔者通过理正岩土计算软件,对路基承载力进行计算,对比其计算原理及结论。道路顶面宽度按 30 m,路基高度为 16 m,坡度按 1:1.5 控制,地基土容许承载力为 160kPa。经理正岩土计算软件计算,给定点下卧土层承载力验算表见表 2。

表 2 给定点下卧土层承载力验算表

深度 /m	P_z /kPa	P_{cz} /kPa	(P_z+P_{cz}) /kPa	$\gamma R f_{az}$ /kPa	是否满足
0	0	0	0	160	满足
10	36.8	197	233.8	277	满足
16	54.3	317	371.3	477	满足
23	69.3	457	526.3	617	满足

注: P_z 为验算点处附加应力; P_{cz} 为验算点处地基土自重应力; $\gamma R f_{az}$ 为验算点处修正后的地基承载力。

承载力验算公式: $p \leq \gamma R [f_a]$;验算点距离中线距离:0.000 m;承载力抗力系数 γR :1.00;承载力修正公式: $[f_a] = [f_{a0}] + \gamma_2 (h-h_0)$;基准深度 h_0 :0.000 m。

上述式中: $[f_a]$ 为修正后的地基土承载力容许值; $[f_{a0}]$ 为地基土承载力基本容许值; γ_2 为基底以下地基土重度; h 为验算点深度。

理正岩土软件采用的地基承载力验算公式来源于《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG 3363—2019)公式 4.3.5-1,修正后的软土地基承载力特征值 $[f_a] = [f_{a0}] + \gamma_2 h^{[2]}$,上部荷载按照路基填土自重计算,地基内附加应力按照布辛奈斯克理论求解,附加应力和路基土自重应力之和小于路基深度修正后的承载力,则承载力满足要求。

经过理正岩土软件计算可知,对于容许承载力为 160 kPa 的残坡积黏性土④,依然可以承担得起高 16 m 的道路填方荷载。

4 研究后的思考

在《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—2012)

第 5.1.2 条中,有关土钉墙支护基坑的坑底抗隆起验算采用的公式就是普朗特承载力理论。其结构模型与公路填方路基完全一样。因此,公路路基的承载力验算是否也可参考本公式进行,这将是后续研究的一个重点内容。

5 结 语

(1)普朗特与太沙基地基承载力理论均以小尺寸的房屋建筑浅基础为研究前提,基础宽度 b 值与道路路基宽度不在一个量级。尺寸较小的建筑基础在荷载作用下,置于土体上,会导致土基内部产生整体剪切破坏。而道路路基一般都相对较宽,在此条件下,地基土的破坏不再是整体剪切破坏,而是局部剪切破坏,这也是地基承载力深宽修正公式中,对宽度修正有上限要求的原因。关于局部剪切破坏的地基承载力公式,目前尚无相关理论公式,这将是工程技术人员今后的研究方向之一。

(2)现行《公路路基设计规范》(JTG D30—2015)与《城市道路路基设计规范》(CJJ 194—2013)仅表示路基要满足承载力设计要求,却没有明确的路基承载力验算公式。本处建议道路路基承载力参考《公路桥涵地基与基础设计规范》中公式 4.3.5-1,此公式中不计路基宽度修正,仅考虑深度修正。其中 $[f_{a0}]$ 可通过浅层平板载荷试验确定,其理论来源依然是地基土的整体剪切破坏。

(3)在工程设计中一般会综合比选高填方路基和桥梁方案的适用性。在需要消纳土方,或者城市规划需要地块开发填高,不可避免地采用高填方路基时,虽然现行路基设计规范中没有明确的公式,依然建议工程师尽量考虑路基土的承载力问题,以确保工程的安全性。

(4)本文通过实例计算分析,论证了普朗特及太沙基承载力理论在道路路基应用中的局限性,并提出了较为可行的承载力计算公式和验算方法,供同行业的工程师参考。

参考文献:

[1] 李广信.土力学[M].北京:清华大学出版社,2013.
[2] JTG 3363—2019,公路桥涵地基与基础设计规范[S].