

文章编号: 0451-0712(2005)09-0087-05

中图分类号: U416.12

文献标识码: B

高填土路堤预抛高分析计算

吴俊强¹, 刘朝权², 贺冠军³

(1. 广东粤赣高速公路有限公司 河源市 517000; 2. 黑龙江大学建筑学院 哈尔滨市 150086;

3. 河海大学岩土所 南京市 210098)

摘 要: 通过分析碾压机械压实过程中产生的附加应力, 确定了分层碾压土体所具有的前期固结应力; 通过土水特征曲线试验和渗透试验, 按照渗透系数折减的方法确定了非饱和土的固结系数; 按照饱和土的一维固结理论近似计算了非饱和土的固结过程; 按照自重应力大于前期固结应力的原则计算填土路堤的再压缩沉降, 结合固结计算的结果估计了高填土路堤的后期沉降, 提出了不同填土高度、使用不同碾压机械的高填方路堤的预抛高。

关键词: 高填土路堤; 前期固结应力; 非饱和土; 再压缩; 预抛高

在山区修筑高速公路, 由于地面高差大, 路线切坡通过会产生大量的路堑高边坡和高填方路堤。从目前已建成的高速公路的使用情况和工后观测结果看, 路面常因填方路基的过大沉降而无法正常使用或加铺面层导致成本加大。一般高填方路堤的不良地基在方案设计过程中均采取了根治措施, 地基沉降的可能性较小, 造成路堤沉降的因素主要是路堤自身压缩变形。

路堤达到一定高度时, 堤身下部土体单元所受到的自重应力会大于前期碾压时所受的最大作用力, 从而使路堤在填筑过程中土体本身再压实, 造成路堤本身的压缩变形。同时这部分变形将延续到公路的运营期, 从而影响到路堤的工后沉降。

通常, 对于饱和土而言, 由附加应力引起的土基沉降, 可由分层总和法来计算压缩层范围内的总沉降量, 并用太沙基固结理论来计算沉降过程。但对于填土路堤, 土体处于非饱和状态, 非饱和土中由于土颗粒、水和空气三相共同存在和相互影响, 使得问题变得非常复杂。目前对非饱和土的研究还处于初级阶段, 采用非饱和土理论计算非饱和土的固结沉降变形, 由于需要测定许多非饱和土的参数和没有解析解, 在工程实际应用中还存在较大的困难。

由于高填方路堤填土部分再压缩关系到工后沉降和路面后续施工等一系列问题, 通过计算预估路堤填土自身再压缩产生的沉降及随时间的变化趋势, 可以在路堤填筑阶段进行预抛抛高处理, 提高通

车运营后的路面平顺程度, 同时还能减少路面施工过程中由于路槽下沉而增加的 q_d 路面结构层的厚度, 达到降低直接造价的目的。因此, 对于高填土路堤的自身压缩变形的准确判断有直接的工程意义, 由于非饱和土固结问题的复杂性, 简便易行的估算方法是工程师们追求的目标。

1 碾压作用产生的附加应力估算

对于饱和土而言, 前期固结应力的大小对压缩变形的影响非常显著, 对于非饱和土也同样具有重要意义。路堤填土是经过碾压的, 对于不同位置的土层, 所承受的碾压作用是相同的, 因此存在某一特定层位, 该位置填土的前期固结应力和自重应力相同。其下层为欠固结土, 所承受过的碾压作用力小于自重应力; 其上层为超固结土, 所承受过得碾压作用力大于自重应力。

对于不同的碾压设备而言, 被碾压土层应具有不同的前期固结应力。目前国内高速公路施工中通常采用的碾压设备有2种, 最常用的是常规吨位的BM18T自行式压路机, 为满足特殊需要也采用大吨位YZTY22T拖式压路机。笔者在广东粤赣高速公路高填土路堤施工现场进行了对比试验, 以工程代表性土料花岗岩风化土为压实对象, 根据压实设备所能达到的极限压实度指标和对应的工作时间, 选择满足工程需要的碾压工艺参数。BM18T压路机有1个碾压钢滚、2个驱动橡胶轮胎, 共3个触地点,

施加于工作面上的有效静压力约为 10 t ; YZTY22T 牵引工作。2 种设备的工作性能对比情况列入表 1。

表 1 BM18T 压路机与 YZTY22T 压路机性能对比

型号	自重/t	触地点/个	有效静压力/t	最大激振力/t	振动轮尺寸/m		最大线压力 N/cm	工作方式
					直径	宽度		
BM18T	18.0	3	10.0	38.0	1.8	1.8	2 613	自行
YZTY22T	22.0	1	22.0	55.0	1.8	2.0	3 773	牵引

试验结果表明, BM18T 和 YZTY22T 相比, 在压实遍数相同的情况下, 压实度平均值显示, 后者比前者压实度提高 $5\% \sim 7\%$ 。显然, 2 种碾压设备碾压的土体的应力历史是有区别的。

分析碾压过程机械提供的最大静压力, 从而可以保守地估计土层所受到的最大前期固结应力。由于碾压滚轮和地面都不是刚性的, 则两者的接触带为一个矩形面, 如图 1 所示, (a) 为剖面图, (b) 为平面图。B 为凹陷面宽度, L 为滚轮长度。实际上, 最后一遍碾压是土体受到的作用力最大的时刻, 碾压轮迹中心 O 点正下方的应力为相同深度的最大点, 由于碾压滚轮是向前滚动的, 端部中心 M、N 正下方的应力为相同深度的最小点。

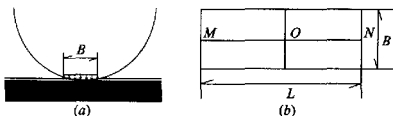


图 1 碾压滚轮触地凹陷面示意

如果将凹陷面上的作用力简化为均布荷载, 则 O 点和 M、N 点正下方的应力可以简化为矩形基底上作用均布荷载的应力计算问题, 参照 Boussinesq 解答:

$$\sigma_z = K_s \cdot p \quad (1)$$

式中: σ_z 为附加应力; p 为荷载集度; K_s 为矩形基础、底面受坚直均布荷载作用时角点下方的竖向附加应力分布系数, 是 m, n, z 的函数, 如式 (2)。其中 $m = L/B, n = z/B, L$ 为矩形长度, B 为宽度, z 为点位深度。

$$K_s = \frac{1}{2\pi} \cdot \left(\frac{mn}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \cdot \left(\frac{1}{m^2+n^2} + \frac{1}{1+n^2} \right) + \arctan \left(\frac{m}{n\sqrt{1+m^2+n^2}} \right) \right) \quad (2)$$

表 2 为路堤自重荷载引起的应力和碾压机械作用在碾压层内产生的附加应力。假定碾压机轮迹凹陷面宽度为 0.2 m , 路堤自重应力按最大干密度 18.6 kN/m^3 、最优含水量 11.3% 计算。

表 2 堤身自重应力和碾压机械作用下的土体应力

路堤自重应力		碾压机械荷载作用下的土体应力					
$\rho_d = 18.6 \text{ kN/m}^3$	$\omega_{op} = 11.3\%$	YZTY22T, $L=2.0 \text{ m}, B=0.2 \text{ m}, \rho=1\,925 \text{ kPa}$		BM18T, $L=1.8 \text{ m}, B=0.2 \text{ m}, \rho=1\,333.3 \text{ kPa}$			
Z/m	ρ_0/kPa	Z/m	σ_{0s}/kPa	σ_{0m}/kPa	Z/m	σ_{0s}/kPa	σ_{0m}/kPa
5	103.5	0.01	1 918.8	959.4	0.01	1 329.0	664.5
10	207.0	0.10	1 058.3	529.2	0.10	733.0	366.5
15	310.5	0.20	588.2	294.3	0.20	407.3	203.8
20	414.0	0.30	400.0	200.5	0.30	276.7	138.9
25	517.5	0.40	300.9	151.5	0.40	207.7	104.9
30	621.1	0.50	239.5	121.6	0.50	164.8	84.2
40	828.1	0.60	197.4	101.4	0.60	135.2	70.1

图 2 为碾压层内的附加应力随深度增加而衰减的关系, M、N 点的接触面压力比 O 点小 50% , 工作面 O 点下 30 cm 处应力衰减 79% , 60 cm 处衰

减 90% 。

YZTY22T 和 BM18T 比较, 在 O 点下 30 cm 处的应力前者为 400 kPa , 相当于堤身高 19.5 m 产生的

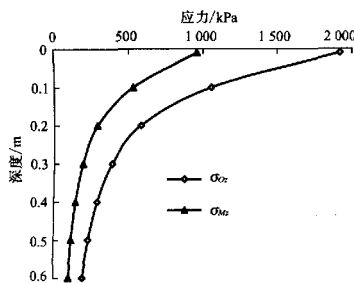


图2 碾压机中心点附加应力和深度关系

自重应力,后者为 276.7 kPa,相当于堤身高 13.2 m 产生的自重应力。30 cm 厚土层的附加应力平均值,前者为 935.3 kPa,后者为 647.6 kPa。20 cm 厚土层的附加应力平均值,前者为 1 155.9 kPa,后者为 800.6 kPa。图 3 为堤身自重应力与碾压附加应力关系曲线, O_1 、 M_1 代表 YZTY22T 碾压产生的附加应力对应的堤身高度, M_1 点以上碾压应力大于自重应力, O_1 点以下碾压应力小于自重应力,两点之间的范围所受到的碾压应力可能大于自重应力,也可能小于或等于自重应力,视考察点处于碾压滚轮经过时的位置而定。 O_2 、 M_2 代表 BM18T 碾压产生的附加应力对应的堤身高度。由于碾压过程轮迹是部分重叠的,因此受碾压土层所受到的附加应力可以统一按 O 点情况考虑。

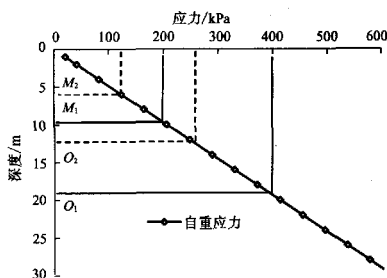


图3 堤身自重应力和碾压附加应力

以上分析表明,在高填方达到一定高度后,无论是 BM18T 还是 YZTY22T,所产生的碾压附加应力均没有达到高填方路堤自重应力的水平。假定碾压机械所提供的应力在碾压过程中全部转化为有效应力,认为振动荷载只具有加速填土层固结的作用,则

以上分析得到的碾压应力即为土层所受到的最大前期固结应力,即土体受到的最大前期固结应力均小于高填方路堤的自重应力。如果这种假定不成立,则土体所受到的前期固结应力还要小。

2 土体饱和度和固结时间

根据前人的研究成果,对于饱和度小于 50% 的碾压土视为干土,不考虑后续再压缩变形问题;而对于饱和度大于 80% 的碾压土,可以将非饱和土简化成饱和土,利用饱和土的固结理论去近似计算其固结沉降。对于饱和度介于两者之间的情况,本文仍按照简化成饱和土的方法处理,根据施工期完成的沉降数量再做进一步分析。

当饱和度较大时(一般达到 80%~85% 以上),此时气泡基本被水分隔成许多气泡,而孔隙水则是连通的,并可自由流动。在荷载作用下,水流动时,一部分气泡随水流动,并可能被带出土体外,也有部分较大气泡不随水流动,仍停留在原孔隙中。气泡的存在阻碍了水的流动,使得土体的渗透性降低。根据饱和度,可以对渗透系数进行修正,而利用饱和土的固结理论去近似计算非饱和土的固结沉降。

通过土水特征曲线试验,可以得到相对饱和度和^[1]:

$$S_r = \frac{S - S_r}{1 - S_r} = \frac{w - w_r}{w_s - w_r} \quad (3)$$

式中: S 为当前饱和度; S_r 为有效饱和度; S_r 为剩余饱和度,即基质吸力增加并不引起其显著变化的对应值; w 、 w_r 、 w_s 为与饱和度对应的含水量。在无资料时,可近似取值 S_r 为 0,则 $S_r = S^{[2]}$ 。

VG 模型^[3]中相对透水性 K_r 与有效饱和度有如下关系:

$$K_r = S_r^{1/2} [1 - (1 - S_r^{1/2})^m]^2 \quad (4)$$

非饱和渗透系数 $k = K_r k_0$; $m = 1 - \frac{1}{n}$; n 为试验参数,取值 1~3; k_0 为饱和状态下的渗透系数。从而可以根据试验得出的土体基本参数去推算非饱和土的固结系数。表 3 为运用试验结果计算得到的填土在非饱和状态下的渗透系数。根据压缩试验得到的压缩系数和上述计算得到非饱和土的渗透系数,利用式 $C_\alpha = \frac{k(1+e)}{a_v w}$ 得到填土不同饱和度状态下的固结系数,计算结果列入表 3。按照一维固结理论计算的不同饱和度情况下不同填土高度的平均固结度列入表 4。

表3 压实度为90%填土的固结系数计算

填土类别	$S_r/\%$	e	n	K_r	$k_0/(\text{cm/s})$	$k/(\text{cm/s})$	a_v/MPa^{-1}	$C_v/(\text{cm}^2/\text{s})$
花岗岩风化土	63.12	0.64	1.5	6.73×10^{-3}	1.38×10^{-5}	9.26×10^{-8}	4.54×10^{-2}	3.35×10^{-2}
	84.15	0.64	1.5	6.23×10^{-2}	1.38×10^{-5}	8.58×10^{-7}	5.31×10^{-2}	2.65×10^{-1}
高液限土	67.17	0.78	1.5	1.05×10^{-2}	1.49×10^{-5}	1.57×10^{-7}	3.13×10^{-2}	8.91×10^{-2}
	83.97	0.78	1.5	6.12×10^{-2}	1.49×10^{-5}	9.10×10^{-7}	4.78×10^{-2}	3.39×10^{-1}

表4 填土在不同饱和状态下的平均固结度计算

路堤填土高度/m		40			30			20		
施工时间/min		4	8	12	4	8	12	4	8	12
花岗岩风化土	饱和 度/%	63.12	0.18	0.24	0.29	0.22	0.31	0.38	0.33	0.47
		84.15	0.47	0.65	0.77	0.62	0.82	0.92	0.85	0.97
高液限土		67.17	0.27	0.38	0.47	0.36	0.51	0.62	0.54	0.74
		83.97	0.53	0.73	0.84	0.69	0.88	0.95	0.91	0.99

表3数据显示,对于选定的2种土料饱和度越高透水性越好。表4数据显示,饱和度较低的土渗透系数小,压缩系数也小,因此固结系数相对有所增加。

表4数据显示,按照单面排水情况考虑,在接近最佳含水量的情况下,2种土在施工完成后4个月的平均固结度,填土高度40m时小于30%,而高于最佳含水量约5%的情况,固结度是前者的2倍。填土高度为30m时,固结度是40m情况的1.2~1.3倍。由此看来,饱和度较高的非饱和土固结较快,填土高度越大固结过程持续时间越长,图4为填筑完成8个月的固结度、填土高度、饱和度关系曲线。

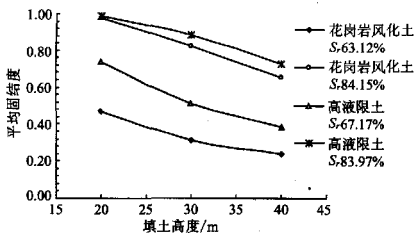


图4 固结度、填土高度、饱和度关系曲线

本文计算参数来自于室内制样的试验数据,现场压实条件下,高于最佳含水量5%的土可能无法达

到90%的压实度,实际的施工情况和固结过程可能介于上述两者之间。

3 工后沉降及预抛高

表5是按照一维分层总和法计算的工后总沉降量,压缩系数由控制含水量和干密度的压缩试验得到,忽略吸力变化引起的压缩,考虑前期固结应力的影响,当路堤自重应力小于前期固结应力时不考虑再压缩变形,否则计算两者差值引起的再压缩变形,扣除瞬时沉降后作为工后总沉降量。瞬时变形按压缩试验的初始压缩模量计算。

表5数据显示,路堤自身工后再压缩变形总量受碾压土前期固结应力的影响很大,随前期固结应力增大,再压缩变形数量减小,且减小的梯度很大。表6是根据前期固结应力、填土高度和固结度计算得到的填筑完成后8个月的剩余沉降量。表6数据显示,剩余变形量和填土高度、预压时间、前期固结应力相关,对其影响最大的是前期固结应力。如果前期固结应力按照600 kPa计算,高填方30~40m的路堤将没有剩余沉降发生,考虑到施工过程的复杂性,前期固结应力按400 kPa考虑,上述高路堤应产生不大于2 cm的工后沉降。如果前期固结应力按200 kPa考虑,上述高路堤应产生不大于6 cm的工后沉降。

表5 总沉降量计算成果

路堤填土类别	$W/\%$	$\rho_d/(\text{g}/\text{cm}^3)$	E_s/MPa	E_{s0}/MPa	工后总沉降量/mm					
					$H=40\text{ m}$			$H=30\text{ m}$		
					$P_e=200$	$P_e=400$	$P_e=600$	$P_e=200$	$P_e=400$	$P_e=600$
花岗岩风化土	15	1.67	36.04	60	70	23	1	23	2	0
高液限土	20	1.51	37.04	52.17	41	10	0	16	1	0

表6 填筑完成8个月后续再压缩变形数量

路堤填土 类别	$S_v/\%$	H/m	U	$P_c=200$		$P_c=400$	
				S_f/mm	S_a/mm	S_f/mm	S_a/mm
花岗岩风 化土	63.12	40	0.24	70	53	23	17
		30	0.31	23	16	2	1
高液限土	67.17	40	0.38	41	25	10	6
		30	0.51	16	8	1	0

针对本工程而言,碾压机具有2种,分层压实厚度按照30~40 cm计算,对于填筑30~40 m的路堤,如果全部使用YZTY22T拖式压路机,则需要预抛高2~4 cm;如果全部使用BM18T自行式压路机,则需要预抛高5~8 cm。

4 结语

高填方路堤的工后沉降实际上是路堤填土在自

重应力状态下的再压缩过程,其受压实度、施工含水量、土料性质和路堤高度四方面因素影响。用渗透系数折减的方法计算非饱和土的固结过程,是一种近似方法,其意义在于了解可能产生的工后沉降的数量级和持续时间,本文的分析方法基本可以达到这个目的,可以满足工程控制质量进度的需求。

参考文献:

- [1] Fredlund D G, Rahardjo H, 陈仲颐, 等. 非饱和土土力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [2] 殷宗泽. 土体沉降与固结[M]. 北京: 中国电力出版社, 1998.
- [3] Van Genuchten M. Th. A closed form equation for prediction the hydraulic conductivity of unsaturated soil. Soil Sci. Am. J., 1980, 44(5).

Analysis and Calculation of Height with Allowance of Soil Embankment

WU Jun-qiang¹, LIU Chao-quan², HE Guan-jun³

(1. Guangdong Provincial Yue-Gan Expressway Co. Ltd., Heyuan 51700, China;

2. Construction College of Heilongjiang University, Harbin 150086, China;

3. Research Institute of Geotechnical Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The preconsolidation stress is defined for compaction soil in layers on the basis of analyzing additional stress initiated by the compaction machines. The unsaturated soil consolidation modulus is defined with permeability modulus reduction method based on the soil-water characteristic curve tests and permeability tests. The unsaturated soil consolidation is approximately calculated with one-dimensional consolidation theory. For geostatic stress is greater than preconsolidation stress, the recompression settlement is calculated. The later settlement of high fill embankment is estimated based on the calculation and the height with allowance is put forward of high fill embankment in different heights of fill and compacting machines.

Key words: high filled soil embankment; preconsolidation stress; unsaturated soil; recompression; height with allowance

四川“十一五”规划新增高速公路1 253 km

“十一五”期间,四川省规划新增高速公路1 253 km,到2010年高速公路通车里程达到3 000 km以上。

“十一五”期间,四川将建高速公路共14条,包括西昌至攀枝花、遂宁至重庆、宜宾至水富、广元至巴中、乐山至宜宾、南充至重庆、攀枝花至田房、都江堰至汶川、邻水至垫江、南充绕城高速公路、雅安至石棉、石棉至泸沽、遂宁至绵阳、达州至陕西界高速公路,总里程达1 253 km(其中后4条为新开工)。

此外,四川还要新开工高速公路6条,包括纳溪至贵州界、宜宾经泸州至重庆界、南充至广元、广元至甘肃界、广元至陕西界、雅安至乐山高速公路,总里程865 km。

到2004年年底,四川公路总里程已达11.3万km,其中高速公路1 758 km。