

抛石挤淤对地基稳定性分析技术咨询

常拥

北京市市政四建设工程有限责任公司

摘要: 为了提升路基结构稳定性,判断不同地质条件下,地基稳定性分析技术存在的相关问题,提出对应解决措施,文章以烟台滨海路开发区工程段路基范围内池塘处为例,对抛石挤淤泥地基结构受力稳定性进行研究,供参考。

关键词: 抛石挤淤;地基;稳定性;分析技术

【DOI】 10.12254/j.issn.2096-6539.2022.14.061

一、工程概况

烟台滨海路开发区段工程设计8+985-9+080~9+180-9+255段道路路基范围内现状池塘处,现状基底为淤泥和地下水,需进行回填处理;具体回填方案:基坑底部采用厚度不大于30cm毛石抛石挤淤+50cm级配碎石压实至路床设计高程。施工过程需严格控制回填质量,基坑周边按规范要求开台阶,分层回填压实度需符合规范要求。

抛石挤淤法需要在路基结构北部向南方向,抛投一定数量的毛石结构,这样能够实现换土结构的稳定性,因此此施工方法便利化,简易。

二、理论依据

抛石挤淤即选取抛石压重物,利用自重的作用,将水下的抗剪强度及稳定性挤出到一定的工程施工范围外,这样能够最大化的达到清淤作用,对于土层分层来说,局部荷载作用下,压力大小与局部荷载作用成正比,且土层结构变形大致分成如下三个阶段。

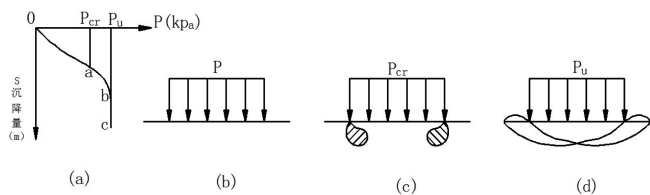


图1 荷载试验的P~S曲线和土层变形示意图

在受力分析的第一阶段,上图1(a)中的P~S曲线中,在oa位置处,变形来源于压密变形所引发,压力与沉降之间成正比例关系。在这个受力阶段中,应变的关系属于弹性受力变化的作用,如上图1(b)所示,在第二个阶段中,当P~S曲线的ab部分中,当荷载增加时,压力与沉降之间的关系呈现出塑性变形的关系,即塑性区域。此时的荷载区域中以临塑变形的关系,同时变形的大小及方向都呈现出纵向的方向发展。在第三个受力阶段中,要以塑性区域的变化为核心,在土层结构的稳定性上,要以连续性的滑动界面为核心,如下图1(d)所示,同时在荷载作用的过程中,不断的沉降增加处理的过程中,以土层整体的剪切性变化及破坏为核心,此时的荷载 P_{cr} 称为极限荷载。

针对处于饱和状态、流塑性变化的淤泥中,由于抗

剪强度的破坏力相对较低,一旦发生属性表变形的变化,以沉降量的增加而增大,压重体医“冲破”淤泥的下沉区间为主,因此,对于淤泥应在局部范围内所发生的剪切破坏为主,即临塑荷载。在工程施工的过程中,要基于淤泥结构的稳定性,需找出抛石结构最小荷载及稳定性,确定最小的高度。

(一) 抛石挤淤最小荷载的确定

抛石挤淤选取使用古式施工方法:对于垂直性的轴向为主向内推进到抛石中,抛石使用后的最小荷载应在公式使用推导之前,做出如下假设:(1)抛石体结构在向前占有1.0m;(2)抛石体结构的前部边缘处于直立的状态;(3)土体结构的重力方向应相当,且淤泥层结构的任意位置点主应力计算,如下图2所示。

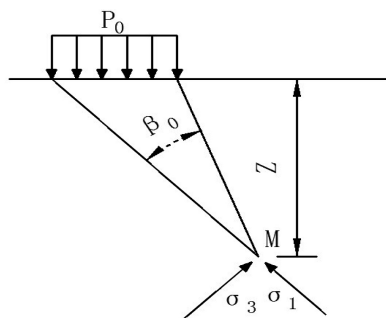


图2 淤泥层中任意点的主应力计算图

按照弹性力学的理论,淤泥层结构中,任意一点M在重力作用下所产生的附加主应力 σ_1 ,和小主应力 σ_3 。

当计入淤泥自重应力后,M点的大主应力 σ_1 和小主应力 σ_3 变为:

$$\sigma_1 = \frac{P_0}{\pi}(\beta_0 + \sin\beta_0) + \gamma z$$

$$\sigma_3 = \frac{P_0}{\pi}(\beta_0 - \sin\beta_0) + \gamma z \tag{1}$$

当M点到达极限平衡时,该点的大、小主应力应满足极限平衡条件,如图所示:

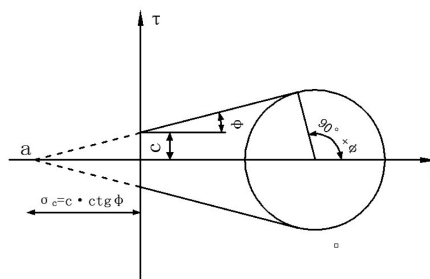


图3 黏性土的极限应力圆

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \text{ctg} \varphi} \quad (2)$$

将式(1)及(2)代入(3)得:

$$z = \frac{p_0}{\pi\gamma} \left(\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} - \beta_0 \right) - \frac{c}{\gamma} \text{ctg} \varphi \quad (3)$$

结合理论定义,当临塑荷载作用的过程中,塑流出现,因此可认定塑流结构的最大深度当达到Zmax为零。由此,可得出临塑荷载的公式表达,如下:

对式(3)求导数:

$$\frac{dz}{d\beta} = \frac{p_0}{\pi\lambda} \cdot 2 \left(\frac{\cos \beta_0}{\sin \varphi} - 1 \right) \quad (4)$$

令 $\frac{dz}{d\beta} = 0$ 时,可求得 z_{\max} 。再令 $z_{\max} = 0$ 可导出临塑荷载表达式:

$$\text{这时 } \cos \beta_0 = \sin \varphi, \text{ 故 } \beta_0 = \frac{\pi}{2} - \varphi \quad (5)$$

将(4)代入(5)得

$$z_{\max} = \frac{p_0}{\pi\gamma} \left(\text{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right) - \frac{c}{\gamma} \text{ctg} \varphi \quad (6)$$

当 $z_{\max} = 0$ 可得临界荷载 P_{cr} :

$$P_{cr} = \frac{\pi c \cdot \text{ctg} \varphi}{\text{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} \quad (7)$$

以上各式中:

P_0 ——压重荷载(kPa);

β_0 ——任意点M点到荷载两端点的夹角(弧度);

γ ——土的浮容重(kN/m³);

Z 、 z_{\max} ——M点距淤泥层表面深度及淤泥塑流最大深度(m);

C ——淤泥土粘聚力(kPa);

——淤泥土内摩擦角(度);

在式(6)中, z_{\max} 为淤泥塑性结构的最大深度,在使用上分成两部分,即原有的淤泥深度 z_y , 并结合实际的勘察结果可知,在另一部分的抛石体前进行淤泥最大高度 z_l 。

当抛石体前部的淤泥结构,即淤泥层厚度加厚,原有的淤泥结构层增加,荷载稳定性增加,当隆起厚度所产生的附加荷载达到临塑荷载时,这时淤泥自身产生塑流。由此可得出淤泥隆起最大高度:

$$z_l = \frac{\pi c \cdot \text{ctg} \varphi}{\gamma \left(\text{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right)} \quad (8)$$

淤泥最大深度:

$$z_{\max} = z_y + z_l \quad (9)$$

在 z_{\max} 深度下,淤泥结构全部发生塑流稳定性,需要最小的荷载 P_{\min} 由式(9)求得:

$$P_{\min} = \frac{\pi\gamma \left(z_{\max} + \frac{c}{\gamma} \text{ctg} \varphi \right)}{\text{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} \quad (10)$$

计算出淤泥压重最小荷载后,根据抛石体的浮容重 γ_s , 就得到了抛石体的高度 H 。

$$H = \frac{P_{\min}}{\gamma_s} \quad (11)$$

淤泥层的平均力学指标:浮容重 $\gamma = 5.2 \text{ kN/m}^3$,粘聚力 $c = 3.0 \text{ kPa}$,内摩擦角 $\varphi = 2^\circ$,现状淤泥层的最大厚度 $z_y = 3.75 \text{ m}$ 。

按式(11)计算淤泥隆起最大高度:

$$z_l = \frac{\pi c \cdot \text{ctg} \varphi}{\gamma \left(\text{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right)} = \frac{3.14 \times 3 \times \text{ctg} 2^\circ}{5.2 \times \left(\text{ctg} 2^\circ - \frac{\pi}{2} + \frac{2\pi}{180} \right)} = 1.9 \text{ m} \quad (12)$$

最大淤泥高度:

$$z_{\max} = z_y + z_l = 3.75 + 1.9 = 5.65 \text{ m} \quad (13)$$

由式(8)计算抛石压重体最小荷载:

$$P_{\min} = \frac{\pi\gamma \left(z_{\max} + \frac{c}{\gamma} \text{ctg} \varphi \right)}{\text{ctg} \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi} = \frac{3.14 \times 5.2 \times \left(5.65 + \frac{3 \times \text{ctg} 2^\circ}{5.2} \right)}{\text{ctg} 2^\circ - \frac{\pi}{2} + \frac{2\pi}{180}} = 13.36 \text{ kPa}$$

$$H = \frac{P_{\min}}{\gamma} = \frac{13.36}{10} = 1.34 \text{ m}$$

三、ABAQUS有限元抛石挤淤过程模拟分析

(一) ABAQUS有限元计算原理

欧拉格朗日耦合算法软件计算流固耦合过程中是具备关键性技术的,在具体数据计算的过程中,要基于计算的分析过程,按照网格结构固定性,在网格结构中进行分析和优化,按照流动性的变形分析,以单元奇异问题,可有效的进行模拟流体流动性,在穿透问题的分析中,需要挤压成型处理,主要在具体的施工过程中,要基于抛石挤淤施工的过程中,加强动态仿真处理,以具体的验证思路为核心,首先开展单石淤泥的仿真进行模拟处理,计算中,采取使用欧拉体淤泥流体作用,欧拉体的尺寸为 $6 \text{ m} \times 6 \text{ m} \times 5 \text{ m}$,抛石尺寸为 $0.3 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}$,淤泥容重为 15 kN/m^3 ,抛石容重为 22 kN/m^3 ,淤泥层弹性模量为 10 MPa ,泊松比 0.35 ,黏聚力 $c = 8 \text{ kPa}$,内摩擦角为 8° 。

(二) 8+985-9+080~9+180-9+255段道路路基抛石挤淤动态仿真

防波堤填筑过程中,多块石料同时下落,在数值模拟中,需要模拟多块石料同时下落的物理过程,研究抛石条件,分析抛石对粉土的影响,计算模型由水位、粉土和粉砂下卧层四部分组成,将抛石和粉砂下卧层定义

为拉格朗日体，抛石直径0.3m-0.5m流动，水和粉砂为欧拉体平面尺寸6m×6m×5m，水深为6m。

四、基于PLAXIS的抛石粉土路基稳定性研究

(一) PLAXIS有限元基本介绍

针对PLAXIS有限元的相关介绍，按照模拟分析过程中的相关抛石稳定性受力变化，随着有限元数据处理的结果，强度稳定性及受力的变化具有岩石结构稳定性与变形的变化，且有效的模拟过程，不仅要符合工程地质的环境要求，同时要基于轴对称或者平面结构稳定性为主，PLAXIS有限元软件分析处理的过程中，具有固结性、变形性及稳定性的分析处理的方法，分级处置后，适应的范围也会越来越广泛。

本次抛石挤淤模拟采用了Mohr-Coulomb模型，在该模型处理的过程中，要基于非线性理论的模型进行处理，按照对种基坑处理工程为核心，实现应用技术的广泛化分析。在使用“phi-c 折减法”的情况下，该模型可以用于计算支护结构的安全系数。还可以用来计算路基的极限荷载。Mohr-Coulomb 屈服条件是 Coulomb 摩擦定律在一般应力状态下的一个推广。如果采用主应力来描述该屈服条件，则Mohr-Coulomb 屈服条件由六个屈服函数组成。

式中： c ——粘聚力， φ ——摩擦角。

除了这些屈服函数，Mohr-Coulomb模型中还包括 6 个塑性势函数：

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\psi$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\psi$$

式中： ψ ——剪胀角，剪胀角用于模拟塑性土体的剪胀现象。

(二) 抛石挤淤数值模型建立

建立路基的一个横断面，该路基42米宽，6米高，坡度为1: 3。鉴于讨论的问题是对称的，可以只模拟其中一半（本情况下我们选择了右半边）。路基本身由松散的砂土构成。路基上结构组成由上至下为：上面层：5cm细粒式SBS改性沥青混凝土（AC-13C），黏层：乳化沥青，下面层：7cm中粒式沥青混凝土（AC-20C），热沥青预拌同步碎石封层，透层：乳化沥青，基层：16cm水泥稳定碎石I，16cm水泥稳定碎石II，16cm水泥稳定碎石III。路基下结构层从上往下分别是4.5m的石渣，水面以上1.5m的片石，4m的淤泥片石混合层，2.5m淤泥，10m的粉质黏土层。

(三) 完全性分析

安全系数通常被定义为损伤荷载与工作荷载的比值，但这种定义并不一定适用于岩土结构。例如，对于路基而言，大部分荷载是由土体自重引起的，土体自重的增加并不一定会导致结构的破坏。因此，安全系数做如下定义：

$$\text{安全系数} = \frac{S_{\text{最大}}}{S_{\text{平衡态要求}}}$$

通过引入标准库伦条件，安全系数可以表达为：

$$\text{安全系数} = \frac{c - \sigma_n \tan \phi}{c_r - \sigma_n \tan \phi_r}$$

强度参数的下降将由总乘数控制。此参数会逐渐增大，在已知损伤的情况下，假设失效后连续步骤的计算一般给出一个恒定值，我们将其定义为安全系数。

$$\text{安全系数} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_r} = \sum Msf$$

在程序中，折减phi/c计算选项可以从一般标签页面的计算类型菜单中获得，如果折减phi/c选项，参数切换菜单中的加载列席将自动设置到增量乘子。

五、结论

(1) 本报告主要计算了抛石挤淤后的路基的稳定性问题，计算结果表明采用设计方法抛石挤淤后，路基稳定性满足规范要求，同时采用折减phi/c方法，考虑内聚力和内摩擦角的正切将成正比的减小关系，选取了四个关键节点验算其安全性系数，安全系数均大于1.4，承载能力满足规范要求。

(2) 计算了不同数量的抛石挤淤效果，提取了不同数量抛石挤淤应力变化情况，创建了关键节点能量密度随时间的变化规律和关键节点应力随时间变化规律。

参考文献

- [1] 李磊. 抛石挤淤结合强夯法在公路软基处理中的应用[J]. 技术与市场, 2020, 27 (05): 109+111.
- [2] 邵勇强. 抛石挤淤软土加固技术及路基沉降影响因素分析[J]. 资源信息与工程, 2020, 35 (01): 74-77.
- [3] 田晓林. 抛石挤淤结合强夯法在公路软基处理中的应用[J]. 交通世界, 2019 (35): 51-52+56.
- [4] 杨峰. 抛石挤淤强夯法在海涂地区地基加固工程中的应用[J]. 科技创新导报, 2019, 16 (29): 48-49+51.
- [5] 周景君. 抛石挤淤致密法在小型水库除险加固地基处理中的应用[J]. 黑龙江水利科技, 2019, 47 (09): 182-184.
- [6] 武培培. 抛石挤淤与换填块石施工工艺在道路施工中的应用对比[J]. 交通世界, 2019 (24): 38-39.
- [7] 徐亮, 吉同元, 秦网根, 陈子祎. 抛石挤淤成堤效果综合检测技术研究[J]. 中国水运 (下半月), 2019, 19 (08): 170-171+173.

作者简介：常拥（1986.08-），男，汉，北京市房山人，本科，现有职称：中级工程师，研究方向：给水排水。