

软土地基堆土边坡数值模拟的建模过程分析

梁 栋

(上海市政交通设计研究院有限公司, 上海市 200030)

摘 要: 运用岩土工程设计中应用广泛的迈达斯 GTS NX 软件,在摩尔-库伦本构模型基础上,通过对各项参数取值来源进行分析,以及构建典型模型对建模过程进行演示,给出同类工程数值模拟的合理化建议。

关键词: 软弱土地基;堆土边坡;有限元计算

中图分类号: U417.1;U495

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2023)06-0217-05

0 引 言

天然形成的土质边坡在坡脚线以下的地基土性质往往优于上部边坡体,对其进行稳定性分析时通常采用静力平衡法,如瑞典条分法和简化毕肖普法。这2种方法都是对土体进行切条后计算其下滑力和抗滑力的数值,从而得出边坡的安全系数。现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》(GB 50330—2013)和交通部规范《公路路基设计规范》(JTG D30—2015)均推荐采用简化毕肖普法进行边坡稳定性计算。

在使用瑞典条分法和简化毕肖普法进行边坡稳定性计算时,极限平衡状态(安全系数 1.0)的圆弧滑面形态存在以下3种情况:

(1)当边坡体与地基强度接近时,圆弧滑面为超出坡脚的中等圆弧,坡脚外发生剪切破坏的范围小于滑动体在坡顶处的宽度。

(2)当边坡体强度明显小于地基时,圆弧滑面为切线穿过坡脚的小型圆弧,坡脚外无剪切破坏。

(3)当边坡体强度明显大于地基时,圆弧滑面为超出坡脚的大型圆弧,坡脚外发生剪切破坏的范围大于滑动体在坡顶处的宽度。

因此,当土体重度、抗剪强度确定时,由静力平衡法计算所得的边坡破坏形态为确定的圆弧滑面(见图1),当边坡顶宽度大于滑动体在坡顶处的宽度时,边坡的截面宽度不再影响边坡稳定性。

在工程实践中,当地基土为软弱土时,在控制边坡坡率和高度的前提下,大面积堆土会导致坡脚隆起变形显著增大(见图2、图3)。

收稿日期: 2022-09-01

作者简介: 梁栋(1992—),男,学士,工程师,主要从事岩土勘察设计工作。

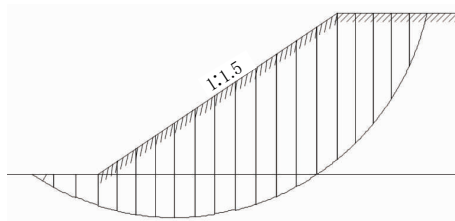


图1 静力平衡法分析得出的不利圆弧滑面形态



图2 上海某公园景观堆土施工过程中发生的坡脚隆起



图3 临近堆土体的河道底部隆起

采用数值计算的方法,在土体材料参数中引入弹性模量可计算坡体产生的变形^[1-2]。利用 GTS NX 有限元软件对相同土层、坡比、坡高的边坡进行模拟,可发现坡脚的变形随坡顶宽度的增大而增大,但增长幅度逐渐减小(见图4~图6)。

数值建模分析时需要对本构模型、材料参数、模型尺寸等进行选择,以尽可能真实地反映软土地基堆土边坡的变形特征。本文通过分析既有理论,结合勘察、设计工作条件来构建典型的计算模型,对

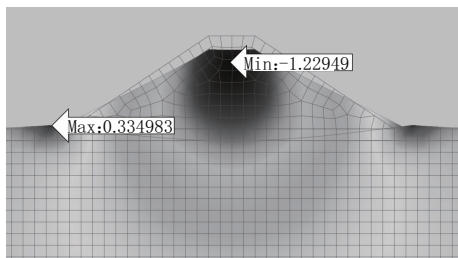


图4 坡顶宽度 6 m,坡脚最大隆起 33.50 cm(单位:m)

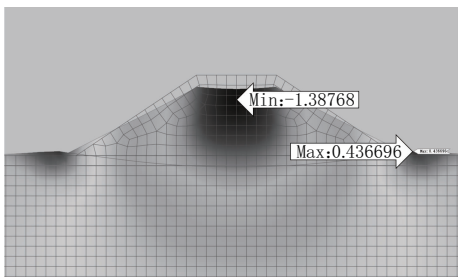


图5 坡顶宽度 8 m,坡脚最大隆起 43.67 cm(单位:m)

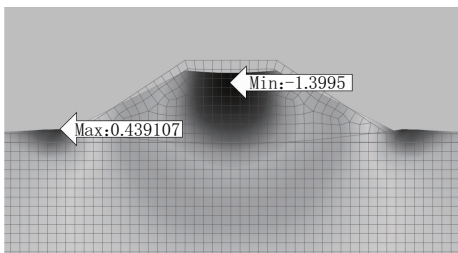


图6 坡顶宽度 10 m,坡脚最大隆起 43.91 cm(单位:m)

建模过程进行直观展示,并提供合理化建议。

1 GTS NX 软件简介

GTS NX 软件主要应用于岩土设计、施工、研发,软件中提供了摩尔-库伦、弹性、邓肯-张、软土蠕变等多种土体材料的本构模型,支持静力分析、动力分析、施工模拟等多种工况,适用于基坑、边坡、水工、桩基等不同的岩土工程类型。

2 土体本构模型简介

土是由固液气共同作用形成的三相材料体,其应力-应变关系呈现典型的黏弹塑性变形特征,同时具有受应力路径(时间)控制的流变特性。目前应用最为广泛的土体本构模型是摩尔-库伦模型和邓肯-张模型,这两者均为基于广义胡克定律的非线性弹性本构模型,其中摩尔-库伦模型所需参数为黏聚力 c 、内摩擦角 φ 、弹性模量 E 、剪切模量 G 、泊松比 μ ;邓肯-张模型在摩尔-库伦模型的基础上增加了破坏比 R_f 、初始加载模量系数 K 、无因次指数 n 和试验常数 C 、 F 、 D 等 6 个参数,将抗剪强度与围压的关系由直线型修正为双曲线型。

相比较而言,摩尔-库伦模型材料参数简单易

得,应力-应变关系明确,更容易在地区形成经验参数,因此常规工程多采用摩尔-库伦模型进行设计分析。

3 材料参数的取值分析

3.1 抗剪强度

土体抗剪强度直接决定了土体内应力的分布情况。目前针对土体抗剪强度的主流室内试验包括直接剪切试验(快剪、固结快剪、慢剪、反复剪)、三轴压缩试验(不固结不排水 UU、固结不排水 CU、固结排水 CD)、无侧限抗压强度试验等。《建筑边坡工程技术规范》规定,土质边坡在进行稳定性计算时,对一般的黏土和粉质黏土宜选择直剪固结快剪或三轴固结不排水(CU)剪;对粉土、砂土和碎石土宜选择有效应力强度指标;对饱和软黏性土,宜选择直剪快剪、三轴不固结不排水(UU)剪或十字板剪切试验。

工程实践证明,土体在不同应力路径上呈现出的抗剪强度存在巨大差异,这个差异由土的材料成分确定。对于软黏性土,土体为饱和状态,气相成分较少,液相成分较多。水相对于土粒的质量分数可达 35%~60%,多以弱结合水形态存在,具有一定的抗剪强度,因此饱和软黏性土渗透性极小,基本视为不透水层。在受到剪应力作用时,如加荷过程迅速,土体内形成超孔隙水压力,有效应力降低,土粒间抗剪强度降低,对应室内试验直剪快剪或三轴不固结不排水(UU)剪试验工况;如加荷过程缓慢,土体内超孔隙水压力得以充分消散,有效应力保持不变,则土粒间抗剪强度保持平稳,对应室内试验直剪固结快剪或三轴固结不排水(CU)剪试验工况。

因此,在初期进行边坡稳定性验算时,不考虑地基处理和施工控制措施(堆载速率),应取直剪快剪、三轴不固结不排水(UU)剪或十字板剪切试验强度指标;如天然状态边坡无法保持稳定,在增加地基处理或施工控制措施(堆载速率)后,可采用直剪固结快剪或三轴固结不排水(CU)剪强度指标。

3.2 泊松比

泊松比反映了材料在受到单向拉力或压力作用时,横向正应变与轴向正应变的比值。土主要受力为竖直向下的重力,在土体内部产生了竖向应力和水平应力。在摩尔-库伦模型中,土体作为弹性本构体,泊松比直接决定了土体内水平应力的分布情况,水平应力的大小与泊松比呈正相关。

目前尚无法通过室内土工试验直接测定土的泊

松比, 需要结合泊松比在土体应力-应变模型中发挥的作用(决定土体内水平应力的值), 以及室内土工试验获得的静止侧压力系数(K_0)值, 在 GTS NX 软件中进行反演, 得到这两者的函数关系(见图 7), 其表达式为:

$$\mu = -0.39 K_0^2 + 0.838 1 K_0 + 0.013 4, \quad (0.15 < K_0 < 0.65) \quad (1)$$

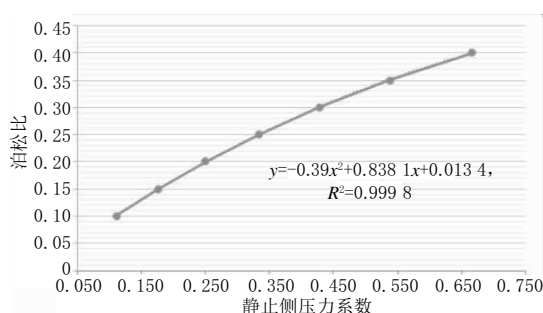


图7 泊松比-静止侧压力系数的关系曲线

如上海地区的典型软土层③层淤泥质粉质黏土和④层淤泥质黏土的 K_0 一般为 0.45~0.65, 通过式(1)换算可得泊松比 μ 为 0.31~0.39。

在初期进行边坡稳定性验算时, 对软土地基的泊松比可取 0.40; 对上部填坡体材料, 可根据其土料土性取 0.25(粗粒土)~0.35(细粒土)。

3.3 弹性模量、剪切模量

为了与材料力学中材料的弹性模量概念进行区别, 本文将 GTS NX 软件中需输入的土体参数“弹性模量”修改为“应力-应变模量”进行表述。但下述“弹性模量”仍为材料力学概念。

弹性模量 E 和剪切模量 G 反映的是材料在受力时产生变形的能力, 剪切模量可通过弹性模量和泊松比 μ 换算得到, 其表达式为:

$$G = E / 2(1 + \mu) \quad (2)$$

应力-应变模量是控制边坡整体变形的决定性因素。理想状态下, 土体为弹性材料体, 输入的应力-应变模量应为土体在天然状态三向应力作用下的弹性模量, 对于同一层地基土, 土体单元的弹性模量随着深度的增大而增大。在工程实践中, 土的弹性模量较难获得, 取同济大学实验室完成的“上海市轨道交通 7 号线工程常熟路车站”土样弹性模量试验曲线图(见图 8)进行分析。

试验前将土样在自重应力条件下完成固结, 然后进行循环加荷卸载。对试验数据进行分析后发现, 土体在卸荷回弹的过程中, 发生的是完全的弹性变形, 4 次加载-卸载过程后回弹变形量分别为 0.022 mm、0.024 mm、0.024 mm、0.024 mm; 忽略试

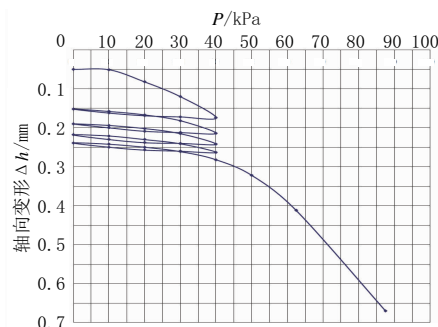


图8 弹性模量试验成果图

样高度变化的影响(初始高度 5 cm), 通过计算弹性变形与应力的关系, 得到的土体弹性模量为 43.72 MPa。

目前可由常规土工试验获得, 且应用较为广泛的用来反映土体变形能力的是压缩模量和回弹模量, 分别对应土体在受压和卸载时发生变形的能力。

对采取的土样进行分级加荷, 获得不同压力段下样品的压缩高度, 进而可计算获得相应的压缩模量。取典型的上海地区软黏性土土样压缩曲线(取样深度为 15.0~15.3 m, 见图 9)进行分析, 图中 e 为孔隙比; P 为试验压力, kPa。

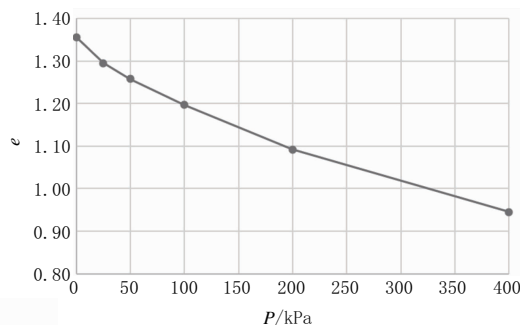


图9 软黏性土典型压缩曲线

按照有效应力理论, 土样在原始状态受到的自重应力约为 120 kPa。当附加荷载不大于 80 kPa 时, 该土样的压缩模量约为 2.24 MPa。

通过对采取的土样进行加载-卸荷, 获得土体在略大于自重应力的条件下卸荷后产生的回弹变形幅度, 可获得其回弹模量(见图 10), 图中 E_r 为回弹模量; E_{re} 为回弹再压缩模量。

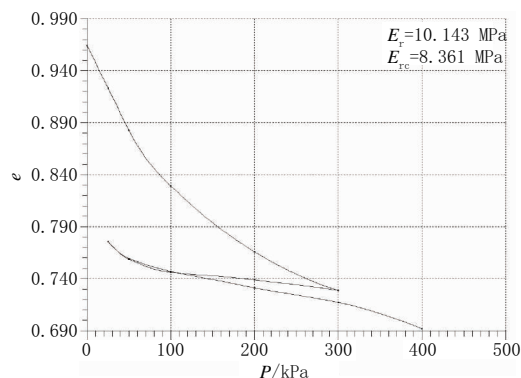


图10 软黏性土典型回弹曲线(e - P 关系曲线图)

上海地区③层淤泥质粉质黏土和④层淤泥质黏土回弹模量典型值为 6.0~10.0 MPa。

对比弹性模量、压缩模量和回弹模量试验结果可知,上海地区浅部分布的软土弹性模量、回弹模量、压缩模量存在着巨大差异,其相对比值约为 20:4:1。数值计算在变形模量参数选取时,需按照实际工况选择合适的模量。

堆土工程为单次加荷工况,土体无论是竖向还是横向均为受压状态,其参数取值应相应选择室内压缩试验值,取其在自重应力-自重应力+附加应力段的压缩模量进行计算。在实际工况中,当深度增大时,土体自重应力增加,压缩模量也随之增大,但目前 GTS NX 软件不支持按照深度对应力-应变模量数值进行修正。考虑到堆土工况土体的主要应力变化区集中在浅部,因此宜选择浅部土样的典型压缩曲线,取 50~100 kPa 和 100~200 kPa 段的压缩模量平均值。以本文选择的试验曲线为例,可取 2.08 MPa。

对于基坑工程,为单次卸荷工况,土体以回弹变形为主,其参数取值应选择室内回弹试验值,取其在自重应力-卸载段的回弹模量进行计算。当没有室内回弹试验数据时,也可按照 3~5 倍自重应力附近的压缩模量进行取值。

4 建模过程分析

4.1 模型宽度的影响

图 5 模型宽度为 100 m,向两侧各延伸 25 m 后,再次进行计算得到的坡脚隆起由 43.67 cm 增大至 49.06 cm(见图 11)。

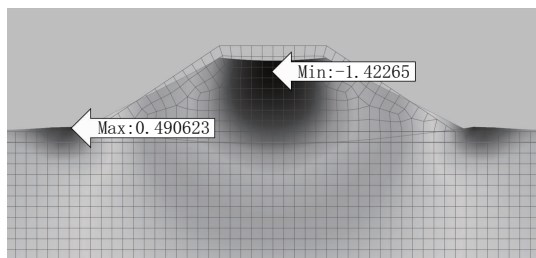


图 11 坡脚最大隆起 49.06 cm(单位:m)

不难看出,由于模型宽度的增大减小了横向约束,模型整体的变形被放大,除坡脚隆起变形增大外,坡顶的沉降也由原先的 1.39 m 增大到了 1.52 m。因此,在实际工程中,对于模型宽度的取值应谨慎。一般而言可用周边重要建构筑物为边界来确定模型宽度,如遇高层建筑、高架桥梁、高填路基等建构筑物,其上部荷载的反压作用可以带来良好的侧向约束,如存在桩基础,则桩身提供的水平抗力也可以作为

良好的边界约束条件;反之如遇地铁隧道、河道岸坡等类似的卸荷工况,则需增加模型宽度,将堆土应力对此类建构筑物或自然环境的影响纳入模型中进行分析。

4.2 模型高度的影响

图 5 模型地面以下深度为 20 m,将其向下延伸 10 m 后,再次计算得到的坡脚隆起由 43.67 cm 增加至 54.84 cm(见图 12)。

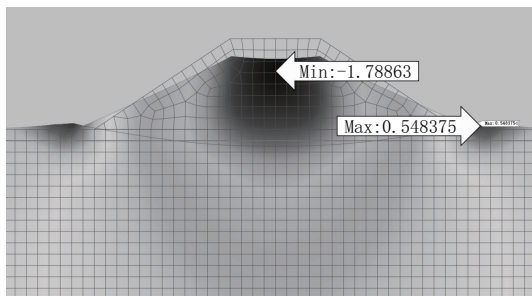


图 12 坡脚最大隆起 54.84 cm(单位:m)

模型深度的增大对于坡体的整体变形同样存在放大作用,除坡脚隆起变形增大外,坡顶的沉降也由原先的 1.39 m 增大到了 1.79 m。结合上节内容可知,将模型宽度和高度分别放大 50%后,模型高度的变化带来的影响更加显著。然而工程实践中软土的深度有限,模型宽度也不会无限增长,因此在实际工程中,模型高度包含全部的软土层及部分硬土层时即可保证分析精度。

模型高度除影响计算所得的坡脚隆起高度外,沉降计算也是重要的考虑因素。以上海地区为例^[3],典型的沉积地貌单元为滨海平原地貌,其中微地貌单元可细分为分布有⑥层可塑-硬塑状暗绿-草黄色粉质黏土的正常沉积区、由⑤₂层稍密-中密状灰色粉性土和⑤₃层软塑状的灰色粉质黏土取代⑥层土的古河道沉积区。正常沉积区的淤泥质土层底部深度一般为 15~25 m。上海地区⑥层土为超固结土^[4],其超固结比 OCR 值约为 2.15。取常见的顶面埋深 20~25 m 为例计算,可得其先期固结压力约为 320~400 kPa,即当上部堆土带来的附加荷载小于 200 kPa(对应堆土高度约 11 m)时,可不考虑⑥层及以下土层的压缩变形。对于古河道沉积区,其土层为正常固结,需按照沉降计算的一般性标准来确定压缩层厚度,即该深度处的附加应力小于自重应力的 20%,或穿透古河道沉积土层为止。

4.3 堆土体参数

堆土体由于其欠固结、不饱和的特性,在物理力学性质上表现得更为复杂,采用摩尔-库伦模型进

行模拟时,需根据土料性质、施工压实度控制和附加加固措施,综合确定其抗剪强度、弹性模量等数值。本文仅分析堆土边坡对于软土地基的影响。图5模型中堆土体材料参数取值:黏聚力 $c=15$ kPa,内摩擦角 $\varphi=5^\circ$,弹性模量 $E=5\ 000$ kPa,泊松比 $\mu=0.3$;当堆土体获得加固时,其抗剪强度的提高和弹性模量的增大可有效减小坡脚的隆起,而泊松比 μ 的降低对坡脚隆起控制影响较小(见图13~图15)。

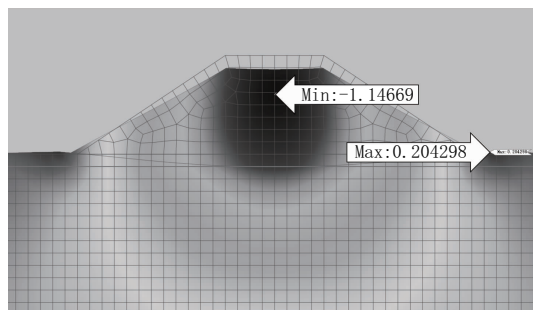


图13 抗剪强度提高至 $c=18$ kPa、 $\varphi=18^\circ$,坡脚最大隆起20.43 cm(单位:m)

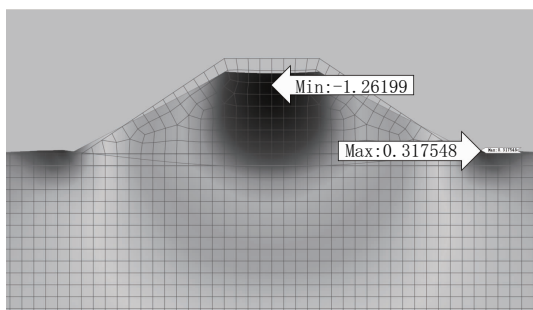


图14 弹性模量提高至 $E=2$ MPa,坡脚最大隆起31.75 cm(单位:m)

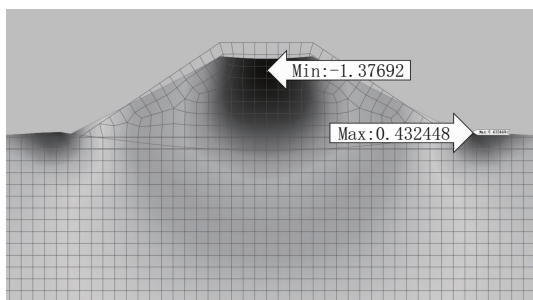


图15 泊松比降低至 $\mu=0.25$,坡脚最大隆起43.24 cm(单位:m)

因此在软土地区堆土边坡设计时,堆土体本身的加固同样有助于软土地基的变形控制。反过来讲,在进行堆土体的地基加固设计时,也应根据堆土体的性质来确定加固原则:当堆土体材料以粗粒土为主,压实度较好时,其竖向力集中,分散至坡脚的应力较小,地基加固时可侧重于中心区域;当堆土体材料以细粒土为主,压实度较差时,由于竖向力分散导致坡脚应力较大,地基加固时应对整个堆土区域进

行均一化加固。

但应注意,目前大部分的土体加固措施都不可避免地导致土体密度增加,由此产生的自重应力增大对坡脚变形控制而言显然是不利的。

4.4 典型断面的选取

堆土体,尤其是景观堆土,体型往往是不规则的,存在多种断面形态。在二维验算时,除选择坡高大、坡度陡的断面外,对临近天然岸坡的长缓坡,同样应进行验算。依然取上文中的土体参数构建以下模型:最大坡高8 m,坡比1:5的单向坡,模型左侧为挡土墙约束,坡脚外侧5 m为天然岸坡,坡比1:2,深度2 m,在堆土的作用下,岸坡底出现15.56 cm的隆起(见图16)。

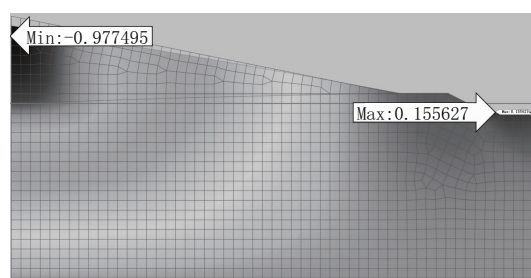


图16 岸坡底隆起15.56 cm(单位:m)

5 结 语

由于土材料本身的特异性,以及地质条件的复杂性,在数值计算过程中各参数的选取存在较大的争议,非常依赖区域经验。部分经过优化的土体本构模型虽然可以更加准确地模拟土体变形,但其所需参数较多,获取难度大。在方案阶段,工程师仍倾向于基于通用土力学理论的摩尔-库伦模型,利用土工试验或原位测试获得的直接指标,以静力平衡和数值计算相结合的方法,对岩土问题的发展趋势进行模拟,为进一步的设计工作提供方向。同时,应注重工程实践中反馈的监测数据与模型计算结果的相互印证,以期尽快在本区域形成较为完善的参数选取经验。

参考文献:

- [1] 雷华阳,李鸿琦,刘祥君,等.建筑垃圾堆山工程中软土地基稳定性评价探讨[J].岩土力学,2004(增刊2):589-593.
- [2] 翁鑫荣.软土地区某堆山工程的有限元数值模拟分析[J].地下空间与工程学报,2014(增刊2):1788-1793.
- [3] DGJ 08-37-2012,岩土工程勘察规范[S].
- [4] 魏道堃,胡中雄.上海浅层地基土的前期固结压力及有关压缩性参数的试验研究[J].岩土工程学报,1980,2(4):13-22.