

DOI:10.16030/j.cnki.issn.1000-3665.2016.03.10

强度随深度线性增长的不排水土坡稳定性分析

李萍^{1,2}, 张倩¹, 侯晓坤¹, 李同录^{1,2}

(1. 长安大学地质工程与测绘学院, 陕西 西安 710054; 2. 中国地质调查局西安地质调查中心/
国土资源部黄土地质灾害重点试验室, 陕西 西安 710054)

摘要: 土在自然沉积的历史中, 强度的形成主要受自重应力影响, 因此许多学者发现黏性土的不排水抗剪强度有随埋深线性增长的特点。本文用弹塑性有限元结合强度折减法计算了全淹没、部分淹没和不浸水3种工况下不排水边坡在抗剪强度随深度线性增长条件下的稳定系数, 利用稳定系数反演了稳定数。结果表明, 对于全淹没和不浸水的边坡, 有限元计算的稳定数和 Hunter & Schuster 的结果非常吻合。当部分淹没时, 与美国陆军工程师团推荐算法所得结果差异较大, 稳定系数的偏差在黏聚力增长梯度大时, 可达30%。为此, 本文基于弹塑性有限元的计算结果, 提供了新的稳定数图谱, 校正了美国陆军工程师团的方法。

关键词: 不排水边坡; 抗剪强度; 线性增长; 稳定数; 弹塑性有限元

中图分类号: P642.22

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2016)03-0059-07

Stability analysis of an undrained soil slope against the linearly increasing shear strength

LI Ping^{1,2}, ZHANG Qian¹, Hou Xiaokun¹, LI Tonglu^{1,2}

(1. School of Geological Engineering and Surveying, Chang'an University, Xi'an, Shaanxi 710054, China;
2. Key Laboratory for Geo-hazards in Loess Area of Ministry of Land and Resources/Xi'an Center
of Geological Survey, China Geological Survey, Xi'an, Shaanxi 710054, China)

Abstract: The soil shear strength in the procedure of the depositing history is mainly affected by gravity stress. Therefore, many investigators find that the undrained soil shear strength increases linearly with depth. With the elastic-perfect plastic finite element method combining the strength reduction method, the factor of safety of merged, partly merged and emerged soil slopes are calculated against the linearly increasing strength. Furthermore, the stability numbers are inversely analyzed. The results show that the stability number N calculated by FEM is almost the same as the results supplied by the Hunter & Schuster against merged and emerged condition. When the slope is partly merged and the strength increasing gradient is big, N may decrease by 30% of the results showed in the manual of US Army Corps of Engineers. Thus, a series of the stability number N charts are supplied with the FEM to amend the results of US Army Corps of Engineers.

Keywords: undrained slopes; shear strength; linearly increasing; stability number; elastic-plastic finite element method

在诸如海底边坡、地下水位较高的基坑开挖边坡 或水库库岸边坡, 由于土体接近饱和或完全饱和状态,

收稿日期: 2015-10-15; 修订日期: 2015-12-18

基金项目: 国家自然科学基金项目资助(41372329, 41272283)

第一作者: 李萍(1971-), 女, 博士, 副教授, 从事地质工程教学、黄土强度特性及黄土边坡可靠度研究。

E-mail: dcdgx07@chd.edu.cn

若其土体由黏粒含量较高的黏性土构成,则多为不排水破坏模式。三轴和直剪实验表明,黏性土不排水抗剪强度仅有黏聚力 c_u ,内摩擦角 ϕ_u 接近 0。且黏聚力 c_u 随深度呈线性增长趋势^[1-7]。简文彬等^[8]用静力触探试验测试了福建沿海地区软土强度,闫澍旺等^[9]用十字板测试了天津港地区地基土强度,都发现强度随深度具有明显的线性增长规律。Devin & Sandford (2000)^[10]对美国缅因州的冰积与海积混合成因土进行十字板剪切试验,也发现强度随深度具有线性增长的规律。具有这一规律的原因是强度与其上覆土体的有效应力相关,上覆土体的有效应力随埋深线性增长,强度随深度也将线性增长,且强度 c_u 与上覆有效应力 σ_v' 的比值对一定的土体为定值。王立忠等^[11]用 K_0 固结试验测定得正常固结土有效固结压力 σ_v' 与不排水黏聚力 c_u 之比为 $c_u/\sigma_v' = 0.22 \sim 0.26$,可见其范围小。Bjerrum^[12]对挪威软土的测试结果为 0.16。Skempton^[13]采用塑性指数 I_p 给出公式 $c_u/\sigma_v' = 0.11 + 0.0037I_p$ 。姜洪伟等^[14]认为该比值与土的压缩指数、回弹指数、罗德角及土体所受的主应力方向等多个指标有关,并给出了其计算方程。

国内外一些学者已将强度随深度线性增长模型用于地基承载力^[15-18]、桩身荷载传递^[19-20]等问题的分析中。陈昌富等^[21]对风化软岩和残积土强度随深度的变化与简化 Bishop 法相结合,进行了边坡稳定性分析。但国内对该模型在边坡稳定性分析中的系统研究还较少。Gibson 等^[22]采用 Taylor^[23]的摩擦圆法导出了不排水边坡在强度随深度线性增长、地表黏聚力为 0 且边坡全淹没条件下的稳定数。Hunter & Schuster (以下简称 H&S)^[24]将其拓展为地表黏聚力不为 0 的情况,并给出了稳定数图谱,该拓展也只适用于全淹没

的情况。这一结果被美国陆军工程师团编入工程手册,且用于部分淹没的边坡稳定性计算,而且被美国工程界广泛应用^[25-26]。笔者发现美国陆军工程师团误用了该方法,而且在黏聚力增长梯度大时会产生很大误差。由于 H&S^[24]的方法也是基于 Taylor 摩擦圆法推导出的,在 Taylor 稳定数中,边坡的重度必须是常数,边坡不浸水和全淹没时的稳定数是一样的。计算稳定系数时,分别取天然重度和浮重度即可。然而文献^[25],^[26]试图将 H&S^[24]的图谱用于部分淹没的边坡,按水上天然重度,水下浮重度厚度加权平均计算边坡重度,利用 H&S^[24]的稳定数图谱计算稳定系数。笔者用弹塑性有限元^[27]对其进行核算发现,边坡部分淹没时,稳定数不是一个独立于水位的数,即使采用加权平均重度,稳定数仍然是水位的函数。文献^[25],^[26]的误用在某些条件下,如地表黏聚力较小而随深度的增长梯度又较大情况下,估算的边坡稳定系数有 30% 以上的误差。

基于此,本文采用弹塑性有限元法,计算了全淹没、部分淹没和不浸水工况下,黏聚力随深度线性增长边坡的稳定数,讨论了地表初始黏聚力、黏聚力随深度的增长梯度、坡高及底部约束对稳定数的影响,给出了基于弹塑性有限元并考虑水位的稳定数图谱,这些图谱反映了边坡稳定性与各参数之间的关系。

1 计算模型及其参数取值

计算模型如图 1 所示。该模型和 H&S 的模型假定一致,即土体在水上也为饱和状态,水位在边坡内外高度一致。不考虑水位升降过程中渗透力的影响。根据 H&S^[26]的结果,稳定系数计算公式如式(1)所示。

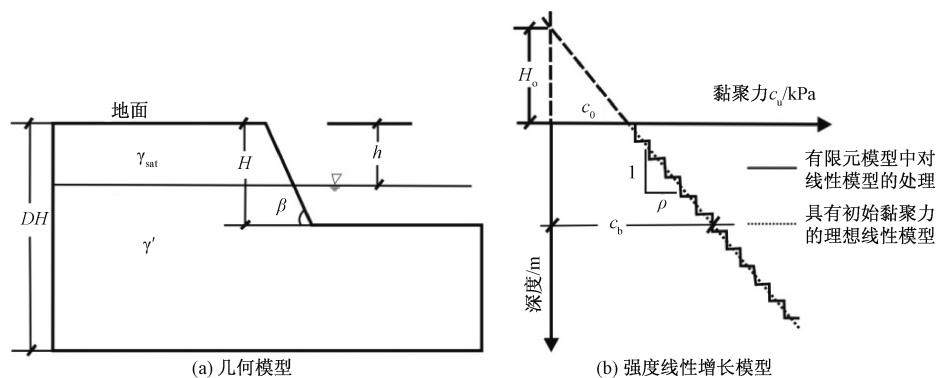


图 1 几何模型与相应的参数

Fig. 1 Model and parameters for analysis

$$F_s = \frac{c_b}{\gamma(H + H_0)} N \quad (1)$$

式中: F_s ——边坡稳定系数;

γ ——平均重度;

H ——边坡高度;

H_0 ——线性增长强度线的截距;

c_b ——坡底不排水黏聚力;

N ——稳定数。

根据图 1b 的几何关系,有:

$$c_b = c_0 + \rho H \quad (2)$$

$$H_0 = \frac{c_0}{\rho} \quad (3)$$

将式(2)和式(3)代入式(1)并简化,则有:

$$F_s = \frac{\rho N}{\gamma} \quad (4)$$

式中: c_0 ——起始不排水黏聚力;

ρ ——黏聚力随深度的增长梯度;

N ——H&S^[24]推导出的稳定数。

ρ 由式(5)计算:

$$\rho = \gamma' \left(\frac{c_u}{\sigma_v'} \right) \quad (5)$$

式中: c_u ——某深度的不排水黏聚力;

γ' ——浮重度;

σ_v' ——有效上覆正应力中。

N 由边坡坡度 β 和参数 M 确定,H&S引入的无量纲参数 M 由式(6)计算。 $M \rightarrow 0$ 意味着 $c_0 \rightarrow 0$ kPa,相当于全淹没正常固结条件的边坡,即地表没有强度。 $M \rightarrow \infty$ 意味着 $\rho \rightarrow 0$ kN/m³,即黏聚力没有梯度,为均值土坡。 M 从小到大,意味着边坡土体从极不均匀向均匀过渡。

$$M = \frac{H_0}{H} = \frac{c_0}{\rho H} \quad (6)$$

式(4)中的 γ 要求整个边坡的重度是一样的,只能取一个值。美国陆军工程师团为了使该方法能够用于部分淹没边坡的计算,给出(7)式的厚度的加权平均值,即水上取饱和重度,水下取浮重度,再用(4)式求稳定系数。

$$\gamma = \frac{\gamma_{\text{sat}} h - \gamma'(H - h)}{H} \quad (7)$$

问题是,如果不取加权平均值,该方法无法用于这种情况;若取加权平均值,则存在明显的误差,这一点可由有限元的结果证实。在有限元分析中,边坡坡度 β 取系列值,即 $5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ$ 和 90° ; M 也取系列值,即 $0, 0.10, 0.15, 0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 1.25, 1.50, 1.75, 2.0$;再任给一增长梯度 ρ ,根据边坡高度 H ,

用公式(6)可算得初始黏聚力 c_0 ;每个单元只能赋相同的强度值,为此以梯级增长近似代替线性增长。饱和重度 γ_{sat} 统一取 18.5 kN/m³。由于变形参数对应力的影响很小,弹性模量 E 统一取 1×10^5 kN/m²,泊松比 μ 统一取 0.3 。强度准则采用 Tresca 准则(无摩擦强度),采用 $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ 的8节点正方形单元。左侧的约束边界距坡肩为4倍坡高,右侧的约束边界距坡脚为3倍坡高,深度边界最大取坡高的4倍。采用弹-理想塑性强度折减法计算稳定系数,再利用式(4)反求稳定数 N ,图2为其中一个算例的模型及计算结果的网格变形图。

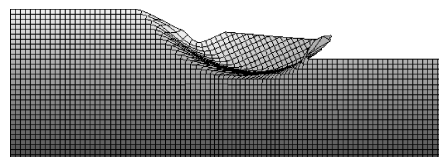


图2 有限元网格划分与变形图

Fig. 2 FEM mesh and deformation

2 稳定数 N 的影响参数

图3为按有限元法计算的稳定数 N 与强度增长梯度 ρ 、初始黏聚力 c_0 及坡高 H 之间的关系。可以看出,坡度一定的边坡,稳定数 N 与强度增长梯度 ρ 呈非线性反相关关系,与初始黏聚力 c_0 呈线性增长关系,而与坡高呈线性减小关系。从图4可以看出,稳定数 N 与 M 有关,不论 ρ, c_0 和 H 取什么值,如果边坡坡度和组合 M 给定,稳定数 N 基本不变。图4的5个算例 M 都为 1.0 ,坡度为 45° ,一定水位下5个算例的稳定数 N 仅有微小的起伏,基本可以认为是定值。因此,在坡度和水位一定的情况下,稳定数可由 M 确定,但水位对稳定数有较大的影响。

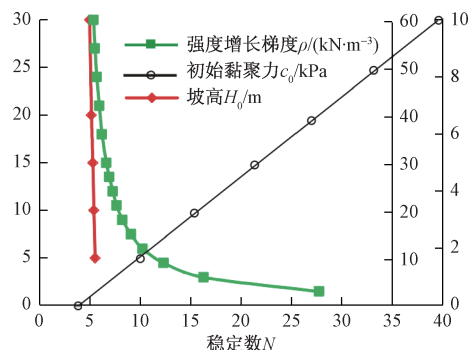


图3 稳定数与各参数的关系

Fig. 3 The stability number against parameters

约束深度系数 D 的意义如图1(a)所示。 D 越大,表示边界约束层埋深越大。根据 Talyor^[23]的结果,当边坡坡度小于 53.6° ,均值土坡滑面深度将发展为无

限深滑面,稳定数必须考虑约束深度。而对于强度随深度线性增长的土坡,滑面与均值土坡相比变浅,且 M 越小,滑面越浅。图 5 显示强度随深度线性增长边坡深度系数 D 与稳定数的关系,边坡越缓,滑面将越深,约束深度的影响就越大。由图 5 可见,对于强度随深度线性增长的边坡,当 $D > 2$,不同 D 值计算所得的稳定数在缓坡下也趋于一致,说明滑面深度多在 2 倍坡高以内。本文取 $D = 4$,这样就排除了底部约束对稳定数计算结果的影响。

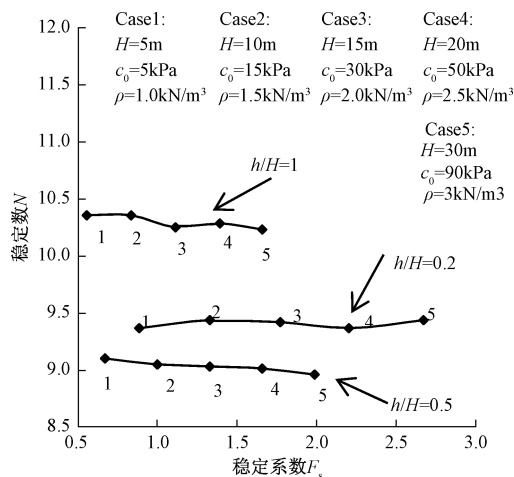
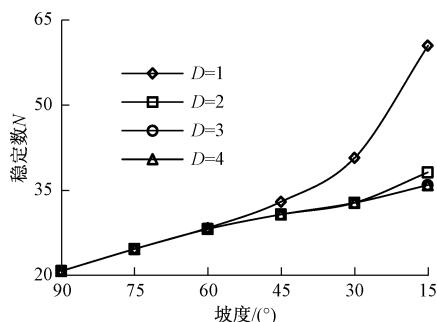
图 4 参数 M 的稳定性Fig. 4 The stability of parameter M 

图 5 底部约束对边坡稳定数的影响

Fig. 5 Influence on stability number by beneath restriction

3 坡体全淹没或不浸水的稳定数

图 6 为 H&S 得出的不浸水和全淹没边坡稳定数图谱和本文用有限元法计算结果的对比,可见二者吻合很好,说明这两者完全不同的方法可以获得较为一致的结果。

4 坡体部分淹没的稳定数

对于部分淹没的斜坡,由于水上和水下重度不同,

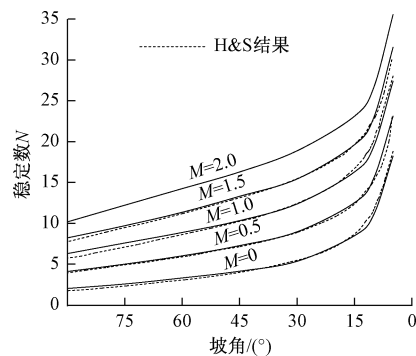


图 6 H&S 稳定数与有限元结果的对比

Fig. 6 Stability number comparisons between H&S and FEM

H&S 图谱实际上是无法应用的,美国陆军工程师团^[25]采用厚度加权值求取重度,仍然沿用了图 6 中 H&S 的稳定数图谱。而有限单元法可按水上和水下的实际重度计算,得到真实的结果。

将水位的位置用无量纲比值 h/H 表示,其中 h 为水位到坡顶高度。当 $h/H = 1$ 时为不浸水状态;当 $h/H = 0$ 时为全淹没状态。用有限元无法直接计算稳定数,但通过强度折减法可以计算稳定系数,此时水上取饱和重度,水下取浮重度。再用稳定系数反算稳定数。用公式(4)反算稳定数时,重度 γ 可采用公式(7)的厚度加权平均重度。图 7 为利用有限元计算得水位与加权平均重度、稳定系数和稳定数的关系。可以看出,加权平均重度随着水位降低线性增长,稳定系数随水位降低非线性单调降低,而稳定数随水位的降低先减小、后增加,当水位在坡的中间位置, $h/H = 0.5$ 处,稳定数有一个极小值,全淹没 ($h/H = 0$) 和不浸水 ($h/H = 1$) 的稳定数最大且相等。

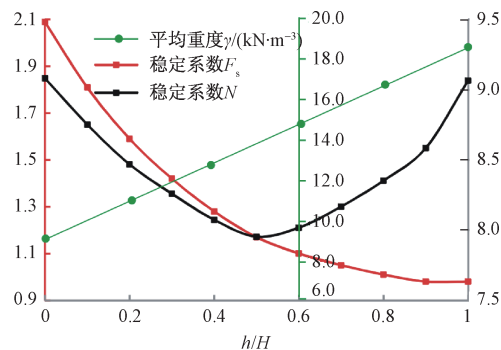


图 7 水位对平均重度、稳定系数和稳定数的影响

Fig. 7 Parameters changing against the variable water table

($c_0 = 10 \text{ kPa}$, $\rho = 2 \text{ kN/m}^3$, $\beta = 30^\circ$ and $H = 10 \text{ m}$)

图 8 是有限元计算得到不同 M 值的稳定数随水位的变化,可见水位对稳定数有显著的影响。 $M = 0$ 的曲线变化趋势与 $M > 0$ 的不同。这是因为当 $M = 0$

或接近于 0,地表黏聚力 c_0 接近于 0,上部单元的强度极低,当水位在坡内时,边坡破坏模式将不再是图 2 所示的整体滑动,而是接近水位的局部剪出,如图 9 所示。水位越低,剪出口位置越低。但对于全淹没和不浸水的情况下,即使 $M = 0$,仍然为整体破坏模式。由于破坏模式的不一致,导致稳定数随水位的变化趋势在 M 较大和 $M = 0$ 时不一致。坡面局部剪出的破坏模式只有在 M 极小(多在 $M < 0.15$)的情况下出现,在工程实际中如果遇到类似情况,稳定数的最小值并不是水位接近坡中位置,而是接近坡顶的位置。

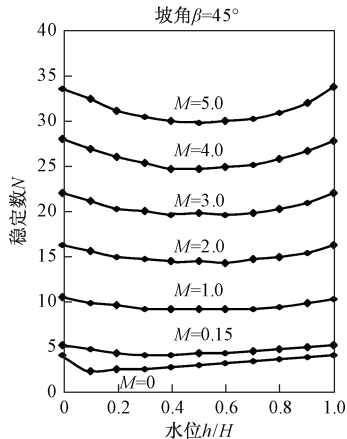


图 8 稳定数随水位的变化趋势

Fig. 8 Change in the stability number with the water table

图 10 为按有限元计算的稳定数与坡度图谱。图 10a 为 $h/H = 0$ 或 $h/H = 1$ 的稳定数与坡度图,该图与

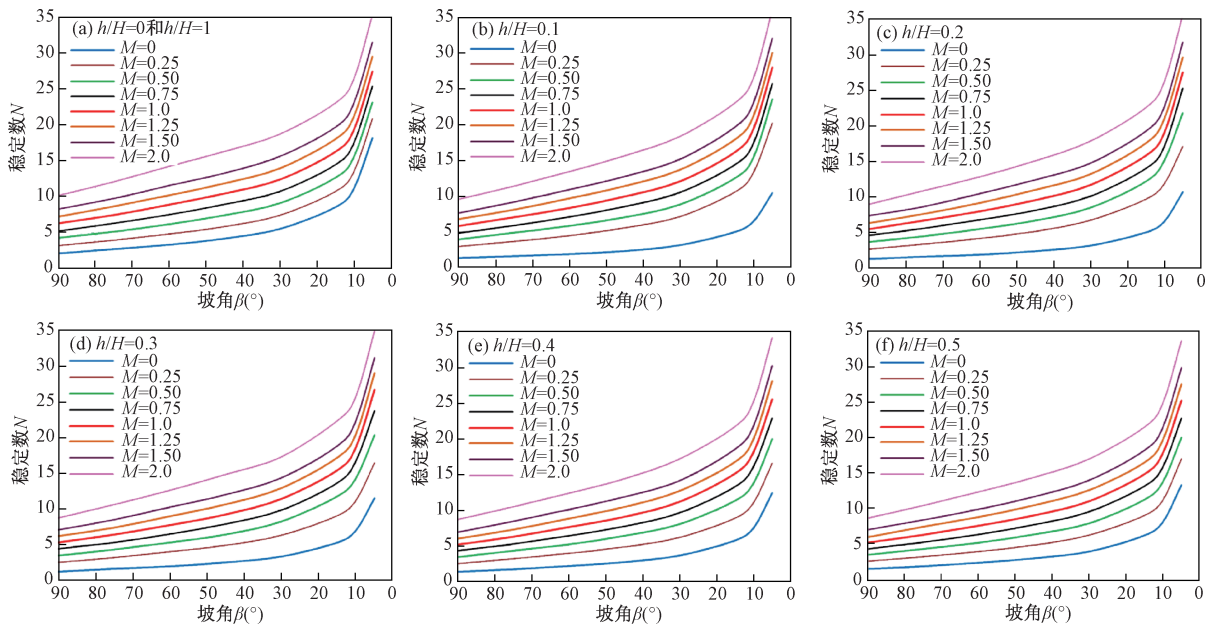


图 10 稳定数图谱

Fig. 10 Stability number charts

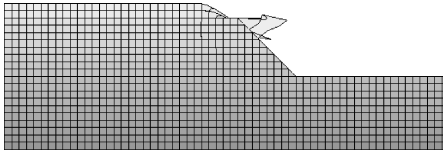


图 9 局部剪出破坏模式

Fig. 9 Local shear model

($c_0 = 0 \text{ kPa}$, $\rho = 3 \text{ kN/m}^3$, $h/H = 0.1$)

H&S 的图基本吻合;图 10b ~ f 为本文新增的 $h/H = 0.1$ 、 $h/H = 0.2$ 、 $h/H = 0.3$ 、 $h/H = 0.4$ 和 $h/H = 0.5$ 的稳定数与坡度图谱。现以 45° 坡、 $M = 1.0$ 为例说明文献[25]和[26]与本文计算结果的差异。统一取 $h/H = 0.5$, 增长梯度 $\rho = 1.5 \text{ kN/m}^3$, 饱和重度 $\gamma_{\text{sat}} = 18.5 \text{ kN/m}^3$, 按文献[25]和[26], 稳定数没有考虑水位的影响, 即取 $h/H = 0$ 或 $h/H = 1$ 时的稳定数 $N = 10.43$, 按公式(4)计算得稳定系数为 $F_s = 1.15$ 。若按本文的结果, 当 $h/H = 0.5$ 时, 根据图 10f 查得 $N = 9.03$, 按公式(4)计算得稳定系数为 $F_s = 1.0$ 。两者相差达 0.15, 这个稳定系数误差不可忽略。可见当边坡处于部分淹没状态时, H&S 的图谱将高估边坡的稳定性。由图 8 可以看出, $M > 0.15$ 的边坡近似以 $h/H = 0.5$ 为对称轴估计稳定数, 因此 $M > 0.15$ 的边坡可根据对称性获得 $h/H > 0.5$ 水位条件下的稳定数; $M \leq 0.15$ 的边坡, 虽然不对称, 但 $h/H > 0.5$ 的边坡具有线性增长的趋势, 可通过图 10 进行线性插值获得。

5 结论

(1) Taylor 摩擦圆法是迄今为止唯一具有理论解的极限平衡法,但其求解条件甚为严格,必须是形态简单、土的强度参数和重度均为常数的边坡。Gibson & Morgenstern 和 Hunter & Schuster(H&S)先后将该方法推广到无摩擦(饱和不排水)、且黏聚力随深度线性增长的边坡。本文利用弹塑性有限元法对 H&S 的理论解进行了验算,表明有限元与理论解获得的结果很吻合。

(2) H&S 的方法只能适用于重度不变的全淹没或不浸水边坡稳定性计算;对于部分淹没边坡,水位以上和以下重度不同,并没有理论解。而美国陆军工程师团采用重度取加权平均值,仍沿用 H&S 的图谱,高估了稳定系数,在黏聚力增长梯度大时,误差可达 30%。

(3) 利用弹塑性有限元结果反算了部分淹没边坡的稳定数,绘制了图谱,这些图谱可展现出强度随深度线性增长的不排水边坡($\phi=0$)初始黏聚力、黏聚力增长梯度、坡度、坡高等参数与稳定数的关系。

参考文献:

- [1] 刘祖德,陆士强,包承纲,等. 土的抗剪强度特性[J]. 岩土工程学报,1986,8(1):6-46. [LIU Z D, LU S Q, BAO C G, *et al.* Shearing strength property of soil [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1986, 8(1): 6-46. (in Chinese)]
- [2] 龚晓南. 漫谈土的抗剪强度和抗剪强度指标[J]. 地基处理, 2000, 11(3): 106-108. [GONG X N. Shearing strength and shearing strength parameters of soil[J]. Ground Improvement, 2000, 11(3): 106-108. (in Chinese)]
- [3] 高大钊,姜安龙,张少钦. 确定地基承载力方法若干问题的讨论[J]. 工程勘察,2004,(3):3-8. [Gao D Z, JIANG A L, ZHANG S Q. Discussions of several methods for bearing capacity of foundation[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2004, (3): 3-8.]
- [4] 陈波,胡云世,张效忠. 湖相软粘土力学特性的试验研究[J]. 水文地质工程地质,2014,41(3):76-81. [CHEN B, HU Y S, ZHANG X Z. An experimental study of the mechanical behavior of lacustrine soft clay[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2014, 41(3): 76-81. (in Chinese)]
- [5] 陈伟志,蒋关鲁. 土质路基荷载下地基沉降的修正计算方法[J]. 水文地质工程地质,2013,40(4):56-62. [CHEN W Z, JIANG G L. Correctional settlement calculation method of foundation under the soil subgrade load[J]. 2013, 40(4): 56-62. (in Chinese)]
- [6] 杨超,汪稔,傅志斌,等. 扁铲侧胀试验在滨海沉积软土中的应用[J]. 水文地质工程地质, 2010, 37(2): 79-82. [YANG C, WANG R, FU Z B, *et al.* Application of flat dilatometer test in littoral deposit soft soil[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2010, 37(2): 79-82. (in Chinese)]
- [7] 杨爱武,杜东菊,卢力强. 天津吹填软土沉积特性及其微观结构研究[J]. 水文地质工程地质, 2010, 37(5): 83-87. [YANG A W, DU D J, LU L Q. Study on sediment characteristics and micro-structure of soft dredger soil of Tianjin[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2010, 37(5): 83-87. (in Chinese)]
- [8] 简文彬,吴振祥,童文德,等. 静力触探判别软土固结历史[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(12): 2166-2169. [JIAN W B, WU Z X, TONG W D, *et al.* Consolidation state of soft soil differentiated by static cone sounding [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(12): 2166-2169. (in Chinese)]
- [9] 闫澍旺,封晓伟,侯晋芳,等. 用十字板强度推算软粘土抗剪强度指标的方法及应用[J]. 岩土工程学报,2009,31(12):1805-1810. [YAN S W, FENG X W, HOU J F, *et al.* Deduction and application of strength parameters of soft clay by use of vane strength [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, 31(12): 1805-1810. (in Chinese)]
- [10] Devin S C, Sandford T C. Shear Strength of Sensitive Clay Slopes in Maine[C]//ASCE, 2000, 114-124.
- [11] 王立忠,叶盛华,沈恺伦,等. K_0 固结软土不排水抗剪强度[J]. 岩土工程学报,2006,28(8):970-977. [WANG L Z, YE S H, SHEN K L, *et al.* Undrained shear strength of K_0 consolidated soft clays [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(8): 970-977. (in Chinese)]
- [12] Bjerrum, L.. Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings[J]. Géotechnique, 1967, 17(2), 83-118.
- [13] Skempton, A. W. Discussion on "The planning and design of the new Hong Kong airport" [C]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1957, 7: 305-307.

- [14] 姜洪伟,赵锡宏. K_0 固结粘土各向异性不排水剪强度研究[J]. 岩土力学, 1997, 18(2): 1-7. [JIANG H W, ZHAO X H. study on Anisotropic Undrained Shear Strength of Ko-consolidated Clays[J]. Rock and soil mechanics, 1997, 18(2): 1-7. (in Chinese)]
- [15] 赵少飞. 复合加载条件下海洋地基承载力特性数值分析方法研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2005. ZHAO S F. A Study on Numerical Method for analyses of Bearing Capacity of Behavior of Offshore Foundation under Combined Loading[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2005. (in Chinese)]
- [16] 武科,栾茂田,杨庆. 软粘土强度非均质性对复合加载模式下桶形基础破坏包络面的作用分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(3): 779-784. [WU K, LUAN M T, YANG Q, *et al.* Effect of strength heterogeneity of soft clay on failure envelopes of bucket foundation subjected to combined loading[J]. Rock and soil mechanics, 2009, 30(3): 779-784. (in Chinese)]
- [17] Reddy A S, Singh A K, Karnik S S. Bearing capacity of clays whose cohesion increases linearly with depth[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, 117(2), 348-353.
- [18] Salencon, J. Bearing capacity of a footing on a ($=0$) soil with linearly varying shear strength. Géotechnique, 1974, 24(3): 443-446.
- [19] 楼晓明,吴昊,黄江枫. 基于 $p-y$ 曲线确定饱和粘性土的地基比例系数[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(12): 2206-2212. [LOU X M, WU H, HUANG J F. Determination of slope coefficient of subgrade reaction of saturated clay based on $p-y$ curve[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(12): 2206-2212. (in Chinese)]
- [20] 罗晓辉,叶火炎. 桩身荷载传递的弹塑性分析方法[J]. 岩土力学, 2005, 26(7): 1090-1094. [LUO X H, YE H Y. Elastoplastic analysis method for load transfer of pile[J]. Rock and soil mechanics, 2005, 26(7): 1090-1094. (in Chinese)]
- [21] 陈昌富,秦海军. 考虑强度参数时间和深度效应边坡稳定性分析[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2009, 36(10): 1-6. [CHEN C F, QIN H J. Stability Analysis of Slopes Considering the Time[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2009, 36(10): 1-6. (in Chinese)]
- [22] Gibson R E, Morgenstern N. A note on the stability of cuttings in normally consolidated clays. [J]. Géotechnique, 1962, 12(3), 212-216.
- [23] Taylor D W. Stability of earth slopes[J]. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, 1937, XXIV(3): 337-386.
- [24] Hunter J H, Schuster R L. Stability of simple cuttings in normally consolidated clays [J]. Géotechnique, 1968, 18(3), 372-378.
- [25] US Army Corps of Engineering. Slope stability (engineer manual) [M]. EM 1110-2-1902; E-15-E-16, 2003.
- [26] Turner A K, Schuster R L. Landslides, investigation and mitigation [M]. Transportation Research Board Special Report 247. National Academy Press, WA, 1996: 352-353.
- [27] Griffiths D V, Lane P A. Slope stability analysis by finite elements [J]. Géotechnique, 1999, 49(3), 387-403.

责任编辑: 张明霞