

文章编号: 1000-7598-(2004)12-1873-06

基于一个上限分析方法的深基坑抗隆起稳定分析

邹广电

(南京水利科学研究院 土工研究所, 江苏 南京 210024)

摘 要: 提出了一个以塑性力学的上限分析理论为基础的深基坑基底抗隆起稳定分析方法; 该法从地基极限承载力的普朗德尔-瑞斯纳解答的滑裂面出发, 建立基本破坏模式。引入莫尔-库伦屈服准则得到其流动法则后, 求得塑性区的协调速度场, 从而通过虚功率原理求得深基坑基底的极限承载力, 最终求得深基坑的基底抗隆起稳定安全系数; 将该方法应用于上海浦东张杨路商业购物中心第一商厦的深基坑分析, 揭示了该商厦施工期间基坑基底发生严重隆起破坏的内在原因。

关 键 词: 深基坑; 基底抗隆起稳定分析; 上限分析; 滑裂面; 流动法则; 协调速度场

中图分类号: TU 441

文献标识码: A

Analysis of stability against upheaval of deep excavation by an upper limit method

ZOU Guang-dian

(Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China)

Abstract: An analytical method of stability against upheaval of deep excavation by the upper limit theory of plastic mechanics is presented. The basic wreck model is founded according to Prandtl-Reissner solution of ultimate bearing capacity of foundation. In order to obtain the harmonious velocity field, the Mohr-Coulomb yield criterion is introduced, in which the flow rule is obtained. The ultimate bearing capacity of bottom of deep excavation and the safety factor of against upheaval are solved through the principle of virtual work finally. In the stability analysis against upheaval of deep excavation for the First Edifice of the Commercial Shopping Center being located in Zhang—Yang Road of Shanghai, the internal reason of upheaval wreck of the deep excavation that occurred in the edifice is successfully opened out by the method.

Key words: deep excavation; analysis of stability against upheaval; upper limit analysis; slip surface; flow rule; harmonious velocity field

1 引言

深基坑基底抗隆起稳定的验算方法大致可分为两类, 一类是从地基承载力的概念出发, 求得稳定安全系数, 这类方法如普朗德尔 (Prandtl) 公式^[1]、太沙基 (Terzaghi) 公式^[1]和 Caguot 方法^[2]等; 另一类是假设土体沿墙体底面发生滑动, 且认为底面以下的滑裂面为一圆弧, 然后计算滑动力矩和抗滑力矩, 抗滑力矩与滑动力矩之比就是需求的稳定安全系数, 这类方法如考虑墙体极限弯矩的方法(1)和(2)^[2]以及文献[3], [4]所提出的方法等。

实际上, 当地基土和地面活荷载在基坑基底所

产生的垂直荷载超越了基底以下的土体所能承受的极限荷载时, 深基坑基底以下的土体会沿着某一滑裂面向开挖侧滑移, 从而导致深基坑基底发生隆起, 这便是深基坑基底隆起问题的根本机理所在。因此, 从理论上来说, 从地基承载力的概念出发求解应更具说服力; 而假设土体沿墙体底面发生滑动也具有较好的工程合理性, 但滑裂面一般不会是圆弧^[6-12]。

以上叙述还表明, 深基坑基底抗隆起稳定分析问题本质上属于土体的极限平衡问题, 因此, 从塑性力学的极限分析理论出发应该可以得到理论上和工程上都更为合理和可行的解答。为此, 本文遵循深基坑基底隆起问题的根本机理, 以塑性力学的上

收稿日期: 2003-09-16

修改稿收到日期: 2003-12-15

作者简介: 邹广电, 男, 1961年生, 在职博士生, 高级工程师, 曾在日本从事地下工程、隧道工程的设计研究工作10年, 现主要从事滑坡、边坡稳定分析、基坑围护工程等方面的研究。E-mail: gdzou@njhri.edu.cn

限分析理论为基础,首先从地基极限承载力的普朗德尔-瑞斯纳解答的滑裂面出发建立基本破坏模式,再引入莫尔-库伦屈服准则得到其流动法则后求得塑性区的协调速度场,从而通过虚功率原理求得深基坑基底的极限承载力,最终求得深基坑的基底抗隆起稳定安全系数;将本文方法应用于上海浦东张杨路商业购物中心第一商厦的深基坑^[5]分析,揭示了该商厦施工期间基坑基底发生严重隆起破坏的内在原因。

2 基本破坏模式

本文课题的基本破坏模式,由如下的基本假定:

(1) 开挖面以下的土体能起到抵抗地基隆起的作用,土体将沿墙体底面发生滑动。(2) 以墙体底面作为计算极限承载力的基准面。(3) 地基土和地面活荷载在基坑基底所产生的垂直荷载 Q , 超越了基底以下的土体所能承受的极限荷载 Q_p 是造成深基坑基底隆起的主因。(4) 假设普朗德尔-瑞斯纳解答的滑裂面适用于本课题,形成如图1所示的由朗肯主动区 I、过渡区 II 和朗肯被动区 III 三个区域所构成的滑裂土体,滑裂土体的基本尺寸由基坑开挖深度 D_p 所决定。(5) 认为 eg 面以外的地基土和地面活荷载已不再对深基坑基底的隆起产生影响。(6) 认为 eg 面上作用的侧向土压力 H 由开挖面以上的墙体所承受,忽略其对极限荷载 Q_p 的影响。

图1所示的基本破坏模式中,过渡区 II 的底部为对数螺线,其曲线方程为 $r = r_0 e^{\psi \tan \phi'}$; ab , bc , cd , de , bf 和 df 等面为各区的滑裂面。

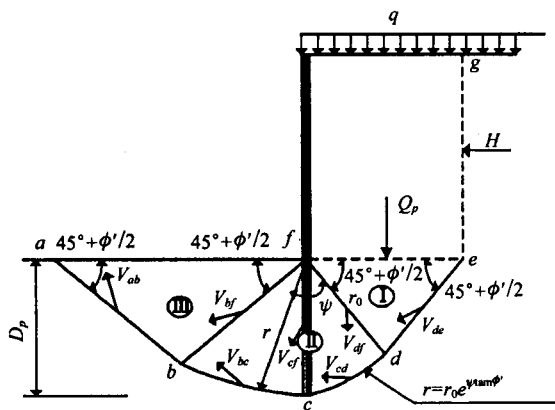


图1 基本破坏模式示意图

Fig.1 Sketch of basic failure model

3 莫尔-库伦屈服准则下的流动法则

莫尔-库伦屈服准则下的屈服面可由如下的式子表达:

$$f(\tau, \sigma) = \tau - c' - (\sigma - u) \tan \phi' = 0 \quad (1)$$

式中 τ 和 σ 分别为剪切破裂面上的剪应力和法向应力; c' 和 ϕ' 分别为土的有效粘聚力和有效内摩擦角 (对于本文问题, 取滑裂土体内的加权平均值); u 为土中的超静孔隙水压力; 另假设材料为理想塑性材料。

现从图1所示的滑裂土体中任取一滑裂面, 由于该滑裂面已进入屈服状态, 故符合莫尔-库伦屈服准则, 于是根据塑性位势理论, 沿该滑裂面有如下的公式成立:

$$d\varepsilon_n^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (2)$$

$$d\varepsilon_h^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \tau} \quad (3)$$

式中 ε_n^p 和 ε_h^p 分别为滑裂面上的法向应变和切向应变; g 为塑性位势函数, $d\lambda$ 为非负的比例因子, 对理想塑性材料, $d\lambda$ 恒为正值。由杜拉克公设可得 $g=f$, 则有

$$d\varepsilon_n^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (4)$$

$$d\varepsilon_h^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \tau} \quad (5)$$

设以 x 和 y 分别代表滑裂面的法线方向和切线方向, 以 u 和 v 分别代表滑裂面上某点的法向位移和切向位移, 以 v_x 和 v_y 分别代表滑裂面上某点的法向变形速度和切向变形速度, t 代表时间, 则有:

$$d\varepsilon_n^p = d\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right), d\varepsilon_h^p = d\left(\frac{\partial v}{\partial y}\right) \quad (6)$$

于是可得

$$d\varepsilon_n^p / dt = d\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right) / dt = \partial\left(\frac{du}{dt}\right) / \partial x = \frac{\partial v_x}{\partial x} \quad (7)$$

$$d\varepsilon_h^p / dt = d\left(\frac{\partial v}{\partial y}\right) / dt = \partial\left(\frac{dv}{dt}\right) / \partial y = \frac{\partial v_y}{\partial y} \quad (8)$$

$$(d\varepsilon_n^p / dt) / (d\varepsilon_h^p / dt) = d\varepsilon_n^p / d\varepsilon_h^p = \left(\frac{\partial v_x}{\partial x}\right) / \left(\frac{\partial v_y}{\partial y}\right) \quad (9)$$

又由式(4)和式(5)可得

$$d\varepsilon_n^p / d\varepsilon_h^p = \frac{\partial f}{\partial \sigma} / \frac{\partial f}{\partial \tau} \quad (10)$$

由式(1)得

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma} = -\tan \phi', \frac{\partial f}{\partial \tau} = 1 \quad (11)$$

故此, 得

$$\left. \begin{aligned}
 l_{ab} &= l_{bf} = D_p e^{\tan \phi' (45 + \phi' / 2) \pi / 180}, \\
 l_{af} &= 2l_{ab} \cos(45^\circ - \phi' / 2), l_{cf} = D_p \\
 l_{bc} &= \sqrt{l_{bf}^2 + l_{cf}^2 - 2l_{bf}l_{cf} \cos(45^\circ + \phi' / 2)} \\
 \widehat{l}_{bc} &= D_p (e^{\tan \phi' (45 + \phi' / 2) \pi / 180} - 1) / \tan \phi', \\
 \text{或 } \widehat{l}_{bc} &= D_p \pi / 4 \quad (\phi' = 0 \text{ 时}) \\
 l_{de} &= l_{df} = D_p / e^{\tan \phi' (45 + \phi' / 2) \pi / 180} \\
 l_{ef} &= 2l_{de} \cos(45^\circ + \phi' / 2) \\
 l_{cd} &= \sqrt{l_{cf}^2 + l_{df}^2 - 2l_{cf}l_{df} \cos(45^\circ + \phi' / 2)} \\
 \widehat{l}_{cd} &= l_{df} (e^{\tan \phi' (45 + \phi' / 2) \pi / 180} - 1) / \tan \phi', \\
 \text{或 } \widehat{l}_{cd} &= l_{df} \pi / 4 \quad (\phi' = 0 \text{ 时})
 \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

式中 l_{ab} , l_{bf} , l_{af} , l_{cf} , l_{bc} , l_{de} , l_{df} , l_{ef} 和 l_{cd} 的含义与上述相同, 代表各两点连接所成的直线的长度; $\widehat{l}_{bc}$ 和 $\widehat{l}_{cd}$ 分别表示 bc 段和 cd 段作为对数螺旋线的实际长度。

4.2 各滑裂分块重心及其墙体底面的速度场的求解

各滑裂分块重心的速度场同样可通过一组协调条件来实现, 具体可用矢量方程表示如下 (参见图 2)。

$$\left. \begin{aligned}
 \overrightarrow{V_{abf}} &= \overrightarrow{V_{ab}} + \overrightarrow{V_{bf}}, \quad \overrightarrow{V_{bcf}} = \overrightarrow{V_{bf}} + \overrightarrow{V_{bc}} \\
 \overrightarrow{V_{cdf}} &= \overrightarrow{V_{cf}} + \overrightarrow{V_{cd}}, \quad \overrightarrow{V_{def}} = \overrightarrow{V_{df}} + \overrightarrow{V_{de}}
 \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

式中 $\overrightarrow{V_{abf}}$, $\overrightarrow{V_{bcf}}$, $\overrightarrow{V_{cdf}}$ 和 $\overrightarrow{V_{def}}$ 分别表示各滑裂分块重心的速度矢量。

各滑裂分块重心的速度场沿垂直方向的分量是本文所关心的, 根据式 (21) 和式 (18) 进行求解, 可得

$$\left. \begin{aligned}
 (V_{abf})^v &= d_1 V_{ab}, \quad (V_{bcf})^v = d_2 V_{ab} \\
 (V_{cdf})^v &= d_3 V_{ab}, \quad (V_{def})^v = d_4 V_{ab} \\
 d_1 &= -[\sin(\beta_{ab}) + a_1 \sin(\beta_{bf})] \\
 d_2 &= -[a_1 \sin(\beta_{bf}) + a_2 \sin(\beta_{bc})] \\
 d_3 &= -[b_1 a_2 \sin(\beta_{cf}) + b_2 a_2 \sin(\beta_{cd})] \\
 d_4 &= -[c_1 b_2 a_2 \sin(\beta_{df}) + c_2 b_2 a_2 \sin(\beta_{de})]
 \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

式中 $(V_{abf})^v$, $(V_{bcf})^v$, $(V_{cdf})^v$ 和 $(V_{def})^v$ 分别表示各滑裂分块重心速度场的垂直分量, 并规定速度场的垂直分量向下时为正, 向上时为负。

对于墙体底面的速度场 $\overrightarrow{V_{ef}}$, 其方向为已知, 即垂直向下, 故此, 难以通过协调条件求解而只能近似推求; 三角块体 def 的主要运动是沿 de 面的滑

动, 也就是说, $\overrightarrow{V_{de}}$ 应该是三角块体 def 的运动控制因素, 因而如假设 “ V_{ef} 等于 $\overrightarrow{V_{de}}$ 的垂直分量”, 其误差应是较小的, 故此推得

$$\left. \begin{aligned}
 V_{ef} &= d_5 V_{ab} \\
 d_5 &= -c_2 b_2 a_2 \sin(\beta_{de})
 \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

上式的正负号规定同式 (22)。

5 稳定安全系数的求解

5.1 深基坑基底极限承载力的求解

以下应用虚功率原理求解深基坑基底的极限承载力, 首先计算滑裂土体的内能耗散值。

对于滑裂土体中任意的一个滑裂面, 其单位面积耗散能 dM 可由下式计算。

$$dM = \tau v_y + \sigma_x \quad (24)$$

由式 (14) 得

$$v_x = -v \sin \phi', \quad v_y = -v \cos \phi' \quad (25)$$

式中 v 代表实际的塑性速度, 将上式代入式 (24) 并应用式 (1), 得

$$dM = (\tau \cos \phi' - \sigma \sin \phi') V = (c' \cos \phi' - u \sin \phi') V \quad (26)$$

式 (26) 表明, 由式 (13) 所决定的塑性速度场, 计算内能耗散不必知道具体的应力状态。

由于式 (18) 所求得的塑性速度场为各滑裂面中心点的速度场, 故可近似看作为平均速度场, 于是式 (26) 中的 v 在该滑裂面上便成为常数, 因而只需将单位面积耗散能 dM 乘以滑裂面长度便可得到某滑裂面的内能耗散值; 又再假定超静孔隙水压力 u , 亦取平均值 $\bar{u}$ 而处处不变, 于是可得滑裂土体的总内能耗散值为

$$\left. \begin{aligned}
 \sum M &= V_{ab} F \\
 F &= |l_{ab} D| + |a_1 l_{bf} D| + |a_2 \widehat{l}_{bc} D| + |b_1 a_2 l_{cf} D| + \\
 &\quad |b_2 a_2 l_{cd} D| + |c_1 b_2 a_2 l_{df} D| + |c_2 b_2 a_2 l_{de} D| \\
 D &= c' \cos \phi' - \bar{u} \sin \phi'
 \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

根据塑性力学原理, 在机动场内, 广义内力在其对应的速度场上恒作正功, 故此, 式 (27) 中各滑裂面的内能耗散值单项均取绝对值。

外力做功包含极限外荷载 Q_p 和滑裂土体自重所作的功, 由式 (22) 和式 (23), 可得外力所作的总功为

$$\left. \begin{aligned} \sum \Pi &= V_{ab}(Q_p d_5 + \gamma S_{abf} d_1 + \gamma S_{bcf} d_2 + \gamma S_{cdf} d_3 + \gamma S_{def} d_4) \\ S_{abf} &= l_{af} l_{ab} \sin((45 - \phi')/2)/2, \\ S_{def} &= l_{ef} l_{de} \sin((45 + \phi')/2)/2 \\ S_{bcf} &= D_p^2 (e^{\tan \phi' (45 + \phi'/2) \pi / 90} - 1) / (4 \tan \phi') \\ \text{式 } S_{bcf} &= \pi D_p^2 / 8 \quad (\phi' = 0) \\ S_{cdf} &= l_{df}^2 (e^{\tan \phi' (45 - \phi'/2) \pi / 90} - 1) / (4 \tan \phi') \\ \text{式 } S_{cdf} &= \pi l_{df}^2 / 8 \quad (\phi' = 0) \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

式中 S_{abf} , S_{bcf} , S_{cdf} 和 S_{def} 分别表示滑裂土体各区的面积; γ 表示滑裂土体内重度的加权平均值。

按虚功率原理, 滑裂土体的总内能耗散值 ΣM 应等于滑裂土体上所有的外力所作的总功 $\Sigma \Pi$, 于是根据式(27)和式(28)可得

$$V_{ab} F = V_{ab} (Q_p d_5 + \gamma S_{abf} d_1 + \gamma S_{bcf} d_2 + \gamma S_{cdf} d_3 + \gamma S_{def} d_4) \quad (29)$$

将式(29)中两边的 V_{ab} 消去, 便可得

$$F = Q_p d_5 + \gamma S_{abf} d_1 + \gamma S_{bcf} d_2 + \gamma S_{cdf} d_3 + \gamma S_{def} d_4 \quad (30)$$

$$Q_p = (F - \gamma S_{abf} d_1 - \gamma S_{bcf} d_2 - \gamma S_{cdf} d_3 - \gamma S_{def} d_4) / d_5 \quad (31)$$

式(31)即为深基坑基底极限承载力的计算公式。

5.2 深基坑基底抗隆起稳定安全系数的求解

地基土和地面活荷载在基坑基底所产生的实际垂直荷载 Q_s 为

$$Q_s = \sum \gamma_i h_i l_{ef} + q l_{ef} \quad (32)$$

式中 γ_i 和 h_i 分别为基坑基底以上某层地基土的重度和层厚; q 为地面活荷载。

将式(31)计算所得的基底极限承载力 Q_p 除以地基土和地面活荷载在基坑基底所产生的实际垂直荷载 Q_s , 便可得到深基坑的基底抗隆起稳定安全系数 K , 即

$$K = (F - \gamma S_{abf} d_1 - \gamma S_{bcf} d_2 - \gamma S_{cdf} d_3 - \gamma S_{def} d_4) / [d_5 (\sum \gamma_i h_i l_{ef} + q l_{ef})] \quad (33)$$

5.3 深基坑基底抗隆起稳定安全系数的求解步骤

由于涉及的公式和系数比较多, 为计算方便起见, 这里将深基坑基底抗隆起稳定安全系数的求解步骤概括如下:

(1) 分别根据式(20)和式(28)计算滑裂土体各边长度和各区的面。

(2) 根据式(19)计算滑裂土体内各滑裂面的塑性速度场的倾角。

(3) 根据式(18)计算系数 a_1 , a_2 , b_1 , b_2 , c_1 和 c_2 。

(4) 分别根据式(22)和式(23)计算系数 d_1 , d_2 , d_3 , d_4 和 d_5 。

(5) 根据式(27)计算系数 F 和 D 。

(6) 根据式(32)计算出 Q_s 后应用式(33)求得深基坑基底抗隆起稳定安全系数 K 。

6 工程应用

6.1 工程实例 1

位于上海浦东的第一商厦和第二商厦是浦东张杨路商业购物服务中心的两幢相邻的高层建筑, 其中第一商厦的基坑采用水泥土搅拌桩作为基坑围护, 基坑开挖深度在 7~8 m, 水泥土搅拌桩的深度为 13.5~14.5 m。

第二商厦于 1992 年 12 月 29 日开始打桩, 结果于 1993 年 2 月 9 日发现靠近本商厦一侧的第一商厦基坑底严重隆起, 基坑底隆起最高达 0.6 m, 因而于 2 月 10 日被迫停止打桩。

文献[5]对此事故作了较为详细的事后分析, 结论是: 在饱和粘土中施打大量和密集的预制桩, 会产生较高的超孔隙水压力, 造成挤土体积的增加, 从而产生上浮力和侧向挤压力, 使施打桩区在一定范围内的地表和深层土体发生较大的水平位移和垂直位移, 可能导致已打入的桩偏位、弯曲和上浮, 给邻近基坑和地下管线等带来危害。

根据文献[5]提供的资料, 可计算出基坑地基常数的加权平均值为 $\gamma = 18.06 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 12.43^\circ$, $c = 8.73 \text{ kPa}$; 而最危险的基坑开挖深度和水泥土搅拌桩深度的组合应为: 基坑开挖深度为 8 m, 水泥土搅拌桩深度为 13.5 m, 即基坑围护墙体的入土深度为 5.5 m; 取地面超载 $q = 20 \text{ kN/m}^2$ 。根据这些资料, 应用本文所推出的公式计算深基坑的基底抗隆起稳定安全系数, 结果得 $K = 1.10$ 。这个结果表明, 第一商厦的基坑基底抗隆起稳定安全系数处于严重偏低的状态, 从而留下了隐患, 只要稍有工程不利因素产生, 便有可能使安全系数降至 1.0 以下而危及基坑的安全。据此, 笔者认为, 以上事故的事后分析结论应稍作修改, 即: 基坑基底抗隆起稳定安全系数的严重偏低是第一商厦的基坑基底发生严重隆起的内因, 而在饱和粘土中施打大量和密集的预制桩以致产生较高的超孔隙水压力和造成挤土体积的增加是本次事故的外因, 内外因的结合最终造成了基坑基底隆起事故的发生。

为作比较, 笔者又分别用普朗德尔 (Prandtl) 公式、太沙基 (Terzaghi) 公式和 Caguot 方法进行计算, 结果得普朗德尔公式的安全系数为 1.48,

太沙基公式为 1.57, Caguot 方法为 1.27, 3 种方法都显示了在安全系数上有较高的富余量, 因而都无法得出本文方法所揭示的事故内因。

6.2 工程实例 2

某商城的东、西基坑^[3]的开挖深度分别为 11.5 m 和 12.5 m, 基坑围护墙体的入土深度分别为 9.545 m 和 10.375 m; 东坑墙体以下的地基常数的加权平均值为: $\gamma=18.42 \text{ kN/m}^3$, $\phi=19.73^\circ$, $c=12.27 \text{ kPa}$, 墙体以上是 $\gamma=17.7 \text{ kN/m}^3$; 西坑墙体以下的地基常数的加权平均值为: $\gamma=18.39 \text{ kN/m}^3$, $\phi=19.17^\circ$, $c=12.37 \text{ kPa}$, 墙体以上是 $\gamma=17.74 \text{ kN/m}^3$; 取地面超载 $q=10 \text{ kN/m}^2$ 。

文献[3]应用独自推出的公式进行计算的结果为: 东坑的基底抗隆起稳定安全系数为 $K=1.88$, 西坑 $K=1.85$, 基坑基底是安全的。该工程并未发生任何的基底隆起现象, 因此, 文献[5]的结果是正确的。

应用本文所推出的公式计算该基坑的基底抗隆起稳定安全系数, 结果得: 东坑 $K=1.74$, 西坑 $K=1.67$, 同样, 得出基坑基底是安全的结论, 与工程实践和文献[3]保持一致。

6.3 工程实例 3

上海海兴广场的主楼基坑^[5]的开挖深度为 9.65 m, 灌注桩长为 22.5 m, 因而其入土深度为 12.85 m; 地基常数的加权平均值为: $\gamma=17.85 \text{ kN/m}^3$, $\phi=10.68^\circ$, $c=4.34 \text{ kPa}$; 地面超载为 $q=20 \text{ kN/m}^2$ 。

文献[5]采用 5 种方法进行深基坑的抗隆起稳定分析, 结果得到: 考虑墙体极限弯矩的方法的安全系数为 1.358, 普朗德尔公式为 1.497, 太沙基公式为 1.633, 控制基底隆起位移量的墙体入土深度的计算方法为 1.54, Caguot 方法为 1.912, 因此, 得出基坑基底是安全的结论。该工程的顺利完工表明了文献[5]的计算结果是正确的。

应用本文所推出的公式计算该基坑的基底抗隆起稳定安全系数, 结果得 $K=1.499$, 也得出了基坑基底是安全的结论, 与文献[5]和工程实践完全保持一致。

7 结语

以塑性力学的上限分析理论为基础, 从地基极限承载力的普朗德尔-瑞斯纳解答的滑裂面和莫尔-库伦屈服准则下的流动法则出发, 由此所建立的深基坑基底抗隆起稳定分析方法, 不仅理论基础较为严格, 而且工程实例的分析也表明该方法比较真实地反映了深基坑的基底抗隆起稳定安全系数, 而其数学运算也不太复杂, 因此, 可望在深基坑的基底

抗隆起稳定分析和围护墙体入土深度的设计等方面推广应用。

参考文献

- [1] 龚晓南主编. 深基坑工程设计施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
- [2] 赵志缙, 应惠清. 简明深基坑工程设计施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [3] 胡展飞, 周键, 杨林德. 深基坑基底软土稳定性研究[J]. 土木工程学报, 2001, 34(2): 84-95.
HU Zhan-fei ZHOU Jian, YANG Lin-de. Study on subsoil stability under deep excavation[J]. China Civil Engineering Journal, 2001, 34(2): 84-95.
- [4] 孙淑贤. 深基坑抗隆起稳定计算方法的研究[J]. 烟台大学学报(自然科学与工程版), 1999, 12(1): 67-70.
SUN Shu-xian. Calculation method of resistant heave stability for deep excavations[J]. Journal of Yantai University(Natural Science and engineering), 1999, 12(1): 67-70.
- [5] 赵锡宏, 陈志明, 胡中雄. 高层建筑深基坑围护工程实践与分析[M]. 上海: 同济大学出版社, 1996.
- [6] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算(第二版)[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996.
- [7] 陈祖煜. 拱座稳定的三维极限分析[J]. 水利学报, 2001, (8): 1-6.
CHEN Zu-yu The 3-D stability analysis for arch dam abutment[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2001, (8): 1-6.
- [8] 王仁, 熊祝华, 黄文彬. 塑性力学基础[M]. 北京: 科学出版社, 1998.
- [9] 高大钊. 软土深基坑支护技术中的若干土力学问题[J]. 岩土力学, 1995, 16(3): 1-6.
GAO Da-zhao. Some soil mechanics problems on supporting technique of deep excavation in soft soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 1995, 16(3): 1-6.
- [10] 黄宏伟, 支国华. 基坑围护结构系统的性态及其状态变量[J]. 岩土力学, 1997, 18(3): 7-12.
HUANG Hong-wei, ZHI Guo-hua. The behavior of retaining structure system of foundation pit and its state variables[J]. Rock and Soil Mechanics, 1997, 18(3): 7-12.
- [11] 徐杨青, 范士凯. 软土深基坑支护设计与开挖中的若干问题[J]. 岩土力学, 1997, 18(增刊): 271-275.
XU Yang-qing, FAN Shi-kai. Some problems in bracing design of deep foundation pit and excavation in soft clay[J]. Rock and Soil Mechanics, 1997, 18(增刊): 271-275.
- [12] 杨林德, 仇圣华. 基坑围护位移量及其稳定性预测[J]. 岩土力学, 2001, 22(3): 267-270.
YANG Lin-de, QIU Sheng-hua. Prediction on displacement and stability of frame bracing structure of foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2001, 22(3): 267-270.