K_0固结黏土基坑抗隆起稳定性上限分析

黄茂松，宋晓宇，秦会来

（1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室，上海 200092；2. 同济大学地下建筑与工程系，上海 200092）

摘 要：软黏土中深基坑开挖支护系统设计一般由不排水稳定控制。考虑基坑开挖引起土体应力主轴旋转和土体不排水抗剪强度的各向异性，首先基于所提出的各向异性本构模型推导了三轴条件下软黏土的不排水强度公式并结合Casagrande和Carillo推荐的能考虑土体应力主轴旋转的软黏土强度公式，提出一种适合于基坑开挖抗隆起稳定分析的K_0正常固结软黏土的不排水各向异性抗剪强度。假定Prandtl的土体滑移破坏形式，运用塑性极限分析上限定理推导非均质土层中深基坑开挖的抗隆起稳定公式。研究了基坑开挖土体强度各向异性比、挡墙入土深度、坑底硬土层对抗隆起安全系数的影响。并与基于MIT-E3模型的有限元计算结果及其它文献中的算例进行验证，说明该方法的适用性。

关键词：强度各向异性；极限分析；非均质软黏土；基坑开挖；稳定性

中图分类号：TU43 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－4548(2008)02－0250－06

作者简介：黄茂松(1965－)，男，浙江玉环人，教授，主要从事岩土工程的科研和教学工作。E-mail: mshuang@mail.tongji.edu.cn。

Basal stability of braced excavations in K_0-consolidated soft clay by upper bound method

HUANG Mao-song，SONG Xiao-yu，QIN Hui-lai

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministy of the Education, P. R. China, Shanghai 200092, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The design of braced excavations in soft clays is usually controlled by the short-term undrained stability. The principal stress axial rotation induced by excavation and the undrained anisotropic soil strength were taken into consideration. Assuming the Prandtl soil slip failure modes and considering the anisotropic soil strength recommended by Casagrande and Carillo and the non-homogeneous feature of soft soil, a calculation method for evaluating the basal stability was proposed based on the upper bound analysis. It was indicated by the numerical results that the basal stability was significantly influenced by the anisotropy ratio of soil, the plane geometry of the excavation as well as the thickness of soft soil layer between excavation base and hard stratum. The results were also compared with those calculated by numerical methods. The present method was verified by the field observations of braced excavations.

Key words: strength anisotropy; upper bound analysis; non-homogeneous soft clay; excavation; stability

0 引 言

正确评价基坑抗隆起安全系数对软黏土中的深基坑开挖支护体系设计是十分重要的，目前深基坑抗隆起稳定分析方法有极限平衡法、极限分析法和弹塑性位移有限单元法。极限平衡法大致可以分为两种：一种方法是基于地基承载力的概念[1-3]；另一种是圆弧滑动法[4-8]。其中以Terzaghi公式以及Bjerrum-Eide公式最为经典。常用的弹塑性位移有限单元法通常是需要采用强度折减法来求出稳定安全系数。但是该方法判别标准取值问题上在学术界还存在争议，而且决定其计算精度的本构模型选取也具有不可回避的困难性。极限分析法[9-13]是根据塑性力学的极限分析上限和下限定理，假定动力许可的速度场和静力许可的应力场，然后根据功能相等的原理，求出相应的坑底土体极限承载力或基坑的临界开挖深度，该方法能从上限和下限的角度使稳定安全系数逼近真实值，使计算结果更具可靠性。Chang等[10]采用Prandtl滑移破坏模式，假定土体强度不随深度变化，提出一种上限分析法；Ukritchon等[13]采用Davis等[14]提出的各向异性屈服准则，编制数值极限分析有限元程序，分析了基坑抗隆起稳定性，但并没有给出操作性很强的计算公式；邹广电[15]假定一种比较复杂的运动许可速度场，提出一

基金项目：上海市重大科技攻关项目子课题（04dz12001）

收稿日期：2007－07－12

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

种基坑抗隆起稳定性分析的上限法。笔者[16-17]在Chang[10]工作的基础上分别考虑了土体强度各向异性和土体强度沿深度的变化。但文献 [16，17]中对于土体强度的各向异性以及土体强度沿深度的变化只是停留在假设上，并没有从土体的本构模型出发进行严格的推导；同时文献[16]也没有考虑土体强度沿深度的变化特性。

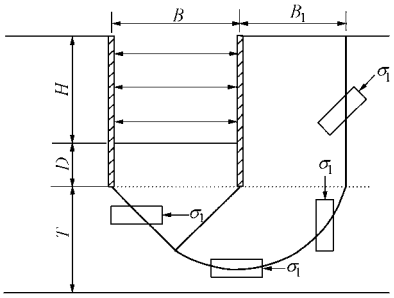

图 1 典型主应力旋转

Fig. 1 Typical rotation of principal stress

然而天然软黏土由于土体的沉积历史和初始 K_0 固结状态，使得土体不排水抗剪强度具有应力诱发各向异性性质，且与上覆有效应力密切相关。基坑开挖中典型的土体应力主轴旋转如图 1 所示[3]（B 表示基坑开挖宽度，H 表示基坑开挖深度，T 表示基坑底与坑底下硬土层距离，B_1 表示竖向滑移面与挡墙的距离，以下同）而通过土中某点沿不同方向的破坏面，其抗剪强度是不同的。假定土体任意点抗剪强度为常数，也就是忽略了各向异性的影响将无法保证计算结果的准确性。一些研究者[7, 13]指出不考虑土体应力各向异性基坑抗隆起稳定性分析结果偏于不安全。

为此，本文采用极限分析上限法，考虑 K_0 正常固结软黏土的不排水抗剪强度的各向异性和上覆有效应力的相关性以及基坑开挖引起土体应力主轴旋转导致的各向异性对基坑抗隆起安全系数的影响。最后通过有关文献中的经典实例验证本文分析方法的适用性。

1　K_0 正常固结软黏土的不排水各向异性抗剪强度

1.1　三轴条件下不排水抗剪强度公式

基于魏星等[18]所提出的各向异性本构模型，由该模型屈服面函数以及硬化规则可推导出体积应变率为

$$\dot{\varepsilon}_{\mathrm{v}}=\dot{\varepsilon}_{\mathrm{v}}^{\mathrm{e}}+\dot{\varepsilon}_{\mathrm{v}}^{\mathrm{p}}=\frac{\lambda}{1+e_0}\frac{\dot{p}}{p}+\frac{\lambda-\kappa}{1+e_0}\frac{2(\eta-\alpha)}{M^2-\alpha^2+(\eta-\alpha)^2}\dot{\eta}\ ,\quad(1)$$

式中，$\eta=q/p$ 为应力比，e_0 为初始孔隙比，λ，κ 分别为 $e-\ln p$ 空间中正常固结线和回弹线斜率，M 为临界状态应力比。

对于三轴不排水剪切条件，$\dot{\varepsilon}_{\mathrm{v}}=0$，则

$$\frac{\lambda-\kappa}{\lambda}\frac{2(\eta-\alpha)}{M^2-\alpha^2+(\eta-\alpha)^2}\dot{\eta}=-\frac{\dot{p}}{p}\ ,\quad(2)$$

对式（2）两边积分并代入相应边界条件可得出不排水应力路径为

$$\frac{p}{p_{\mathrm{c}}}=\left[\frac{M^2-\alpha^2}{M^2-\alpha^2+(\eta-\alpha)^2}\right]^{\frac{\lambda-\kappa}{\lambda}}\ 。\quad(3)$$

由于不排水极限强度值是不排水应力路径和临界状态线的交点剪应力值，取 $\eta=M$ 可得对应于三轴压缩试验的不排水极限强度值：

$$q_{\mathrm{ult}}=Mp_{\mathrm{c}}\left[\frac{M^2-\alpha^2}{M^2-\alpha^2+(M-\alpha)^2}\right]^{\frac{\lambda-\kappa}{\lambda}}=Mp_{\mathrm{c}}\left[\frac{M+\alpha}{2M}\right]^{\frac{\lambda-\kappa}{\lambda}}\ ,\quad(4)$$

如取 $\eta=-M$，可得对应于三轴拉伸试验的的不排水极限强度值：

$$q_{\mathrm{ult}}=Mp_{\mathrm{c}}\left[\frac{M^2-\alpha^2}{M^2-\alpha^2+(M+\alpha)^2}\right]^{\frac{\lambda-\kappa}{\lambda}}=Mp_{\mathrm{c}}\left[\frac{M-\alpha}{2M}\right]^{\frac{\lambda-\kappa}{\lambda}}\ 。\quad(5)$$

式中　p_{c} 为平均有效围压；α 为各向异性张量 α_{ij} 的第二不变量，计算时取其初始值 α_0 由初始固结应力状态决定。对于现场 K_0 固结土层，可取 $p_{\mathrm{c}}=(1+2K_0)\sigma'_{\mathrm{v0}}/3$，其中 σ'_{v0} 为土层上覆有效应力，且 $S_{\mathrm{u}}=q_{\mathrm{ult}}/2$，则

$$\frac{S_{\mathrm{uv}}}{\sigma'_{\mathrm{v0}}}=\frac{1+2K_0}{6}M\left(\frac{M+\alpha}{2M}\right)^{1-\frac{\kappa}{\lambda}}\ ,\quad(6)$$

$$\frac{S_{\mathrm{uh}}}{\sigma'_{\mathrm{v0}}}=\frac{1+2K_0}{6}M\left(\frac{M-\alpha}{2M}\right)^{1-\frac{\kappa}{\lambda}}\ 。\quad(7)$$

表 1 中列出 Ladd[19]的试验数据并与本文公式进行对比。根据文献[7]，近似取 $1-\lambda/\kappa=0.76$。相关试验参数为：$K_0=0.5$，$\alpha=3(1-K_0)/(1+2K_0)=0.75$，$\varphi'=33^\circ$，$M=6\sin\varphi'/(3-\sin\varphi')=1.331$。由表 1 可知本文计算结果与试验值比较吻合。

表 1 本文计算结果与试验结果[19]比较

Table 1 Comparison between calculated and measured results

试验方法	不排水强度表达式	试验值[19]	理论值
K_0UC	本文三轴压缩公式	0.330	0.367
K_0UE	本文三轴拉伸公式	0.155	0.140

1.2　考虑基坑开挖土体应力主轴旋转的强度公式

为考虑基坑开挖引起土体应力主轴旋转，本文采用Casagrande等[20]推荐的公式，即在竖向平面内，施加任意方向最大主应力力时，软黏土不排水抗剪强度为

$$S_{ui}=S_{\mathrm{uh}}+(S_{\mathrm{uv}}-S_{\mathrm{uh}})\cos^2 i\ 。\quad(8)$$

式中　S_{ui} 表示在最大主应力方向与竖向夹角为 i 时的软黏土不排水抗剪强度；S_{uh} 和 S_{uv} 分别表示施加最大主应力方向为竖向和水平时软黏土不排水抗剪强度，可由常规三轴压缩和拉伸试验获得。i 为主应力方向与竖直方向的夹角，由图 2 中的几何关系知，$i=\theta-\psi$，其中 θ 表示计算点土体单元破裂面与竖直方面的夹角，ψ 表示计算点土体单元最大主应力方向与破裂面的夹角。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

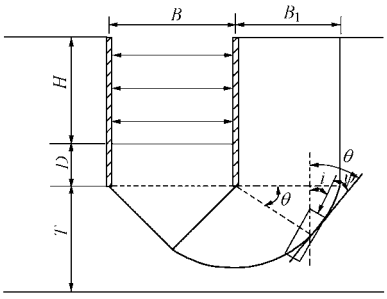

图 2 典型滑移面的几何参数定义

Fig. 2 Definition of geometric parameters of a typical slip circle

根据 Lo[21]试验结果，ψ 值是个常量，并不随最大主应力方向的旋转而变化。本文以下分析中取 Lo 试验结果的推荐值 $\psi=\pi/4$。

假定土体中各点的强度各向异性比相同，令其为 $k=S_{\mathrm{uh}}/S_{\mathrm{uv}}$。对于各向同性土 $S_{\mathrm{uv}}=S_{\mathrm{uh}}$，则 $k=1$，把 k 和 ψ 代入方程（8）可得：

$$S_{\mathrm{u}\theta}=S_{\mathrm{uv}}[k+(1-k)\cos^2(\theta-\pi/4)] \quad 。 \tag{9}$$

将式（6）得到的 S_{uv} 代入式（9）便得出可以考虑天然软土上覆有效应力和基坑开挖引起土体应力主轴旋转的各向异性强度公式，即：

$$S_{\mathrm{u}\theta}=[k+(1-k)\cos^2(\theta-\pi/4)]\frac{1+2K_0}{6}M\left(\frac{M+\alpha}{2M}\right)^{1-\frac{\kappa}{\lambda}}\sigma'_{\mathrm{v0}} \quad 。 \tag{10}$$

式（10）既可以考虑软黏土不排水抗剪强度与前期固结有效压力的关系，又可以可考虑基坑开挖引起土体应力主轴旋转所导致的强度各向异性。借鉴软土基坑抗隆起强度折减有限元分析法[22-26]定义抗隆起稳定系数为

$$F_{\mathrm{s}}=\frac{S_{\mathrm{u}}(z)}{S_{\mathrm{u}}(z)_{\mathrm{critical}}} \quad , \tag{11}$$

式中，$S_{\mathrm{u}}(z)$ 为土体实际的不排水抗剪强度，$S_{\mathrm{u}}(z)_{\mathrm{critical}}$ 为安全系数为 1 时的土体临界不排水强度。

2 考虑土体强度各向异性和非均质性的基坑抗隆起稳定性上限解

2.1 破坏模式选取

Chen[9]认为极限上限分析滑移破坏越接近土体实际破坏模式，计算结果就越精确；同时 Chang[10]和 Faheem 等[25]指出 Prandtl 滑移破坏模式比较接近软土深基坑开挖土体滑移的实际破坏模式。根据坑底硬土层位置，滑移模式分如图 3 两种情况。图 3（a）表示，$T\geq T_{\mathrm{c}}=B/\sqrt{2}$，图 3（b）表示，$T<T_{\mathrm{c}}$。同时 Goh[22-23]和 Faheem 等[25]通过强度折减有限元法得出挡墙和土体之间的摩阻力对抗隆起稳定安全系数几乎没有影响，故本文分析假定挡墙和土体之间摩阻力为零，这样更加便于极限分析。

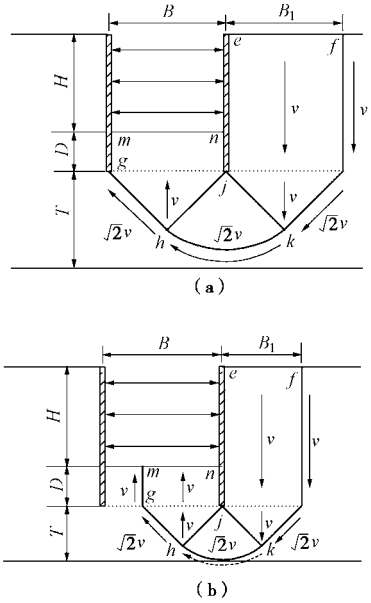

图 3 Prandtl 滑动破裂模式的速度场

Fig. 3 Velocity field based on assumed Prandtl sliding mechanism

许可速度场由刚性块 *efji*，*ghj*，*jik*，*mnjg* 以及辐射受剪区 *ihk* 组成，各部分速度大小如图 3 所示。其中辐射受剪区 *ihk* 的内能耗散率计算包括两部分，沿径向和沿圆弧滑移面，分别由 $\mathrm{d}E_3$ 和 $\mathrm{d}E_4$ 表示。

2.2 安全系数计算

外力考虑为土体自重和地面超载。分两种情况：当 $T\geq T_{\mathrm{c}}=B/\sqrt{2}$ 时，计算外功率时，将地面超载（均布超载假定为 q）等效为土体重度。

外功率：

$$\mathrm{d}w=rHBv+qBv \quad , \tag{12}$$

内能耗散：

$$\mathrm{d}E_i=\sum_{n=1}^{5}\mathrm{d}E_n \quad , \tag{13}$$

$$\mathrm{d}E_1=\int_0^{(H+D)}vS_{\mathrm{uv}}(z)[k+(1-k)\cos^2(\frac{\pi}{4})]\mathrm{d}z=\int_0^{(H+D)}vS_{\mathrm{uv}}(z)\frac{(1+k)}{2\mathrm{d}z} \quad , \tag{14}$$

$$\mathrm{d}E_2=\int_{(H+D)}^{(H+D+B/2)}\sqrt{2}vS_{\mathrm{uv}}(z)[k+(1-k)\cos^2\theta]\sqrt{2}\mathrm{d}z=\int_{(H+D)}^{(H+D+B/2)}2vS_{\mathrm{uv}}(z)\mathrm{d}z \quad , \tag{15}$$

$$\mathrm{d}E_3=\int_{\frac{\pi}{4}}^{\frac{3\pi}{4}}\int_{(H+D)}^{(H+D+R\sin\theta)}S_{\mathrm{uv}}(z)[k+(1-k)\cos^2(\theta-\frac{\pi}{4})]\cdot\sqrt{2}v\frac{\mathrm{d}z}{\sin\theta}\mathrm{d}\theta \, , \tag{16}$$

$$\mathrm{d}E_4=\int_{\frac{\pi}{4}}^{\frac{3\pi}{4}}S_{\mathrm{uv}(H+D+R\sin\theta)}[k+(1-k)\cos^2(\theta-\frac{\pi}{4})]\cdot\sqrt{2}vR\mathrm{d}\theta \, , \tag{17}$$

$$\mathrm{d}E_5=\int_{(H+D)}^{(H+D+B/2)}\sqrt{2}vS_{\mathrm{uv}}(z)[k+(1-k)\cos^2(\frac{\pi}{2})]\sqrt{2}\mathrm{d}z$$

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

$$= \int_{(H+D)}^{(H+D+B/2)} 2vkS_{uv}(z)\mathrm{d}z \quad , \tag{18}$$

$$\mathrm{d}E_i = \mathrm{d}w \quad , \tag{19}$$

$$F_s = \frac{\int_0^{(H+D)} S_{uv}(z)(\frac{1+k}{2})\mathrm{d}z + 2(1+k)\int_{(H+D)}^{(H+D+B/2)} S_{uv}(z)\mathrm{d}z}{(rH+q)B} +$$

$$\frac{\sqrt{2}\int_{\frac{\pi}{4}}^{\frac{3\pi}{4}}\int_{(H+D)}^{(H+D+R\sin\theta)} S_{uv}(z)[k+(1-k)\cos^2(\theta-\frac{\pi}{4})]\frac{\mathrm{d}z}{\sin\theta}\mathrm{d}\theta}{(rH+q)B} +$$

$$\frac{\sqrt{2}\int_{\frac{\pi}{4}}^{\frac{3\pi}{4}} S_{uv(H+D+R\sin\theta)}[k+(1-k)\cos^2(\theta-\frac{\pi}{4})]R\mathrm{d}\theta}{(rH+q)B}, \tag{20}$$

当土体强度随深度变化为常数时，

$$F_s = \frac{(1+k)(H+D+2B)+[\pi-1+k(\pi+1)]B}{2(rH+q)B}S_{uv}; \tag{21}$$

同理当 $T < T_c$ 时，

$$F_s = \frac{\int_0^{(H+D)} S_{uv}(z)(\frac{1+k}{2})\mathrm{d}z + 2(1+k)\int_{(H+D)}^{(H+D+\sqrt{2}T/2)} S_{uv}(z)\mathrm{d}z}{(rH+q)\sqrt{2}T} +$$

$$\frac{\sqrt{2}\int_{\frac{\pi}{4}}^{\frac{3\pi}{4}}\int_{(H+D)}^{(H+D+R\sin\theta)} S_{uv}(z)[k+(1-k)\cos^2(\theta-\frac{\pi}{4})]\frac{\mathrm{d}z}{\sin\theta}\mathrm{d}\theta}{(rH+q)\sqrt{2}T} +$$

$$\frac{\sqrt{2}\int_{\frac{\pi}{4}}^{\frac{3\pi}{4}} S_{uv(H+D+R\sin\theta)}[k+(1-k)\cos^2(\theta-\frac{\pi}{4})]R\mathrm{d}\theta}{(rH+q)\sqrt{2}T} +$$

$$\frac{\frac{(1+k)}{2}\int_H^{H+D} S_{uv}(z)\mathrm{d}z}{(rH+q)\sqrt{2}T}, \tag{22}$$

当土体强度随深度变化为常数时，

$$F_s = \frac{(1+k)(H+2D+2\sqrt{2}T)+[\pi-1+k(\pi+1)]\sqrt{2}T}{2\sqrt{2}(rH+q)T}S_{uv}。 \tag{23}$$

3　计算参数对抗隆起稳定性影响分析

本文分析方法能考虑基坑开挖过程引起土体应力主轴旋转和土体强度各向异性对坑底抗隆起稳定性的影响。针对坑底支护挡墙内土体，如果采用加固后的土体强度，同样可以考虑坑内土体加固对抗隆起稳定性的影响。下面主要分析土体强度各向异性、挡墙入土深度、坑底硬土层深度对抗隆起的影响及其土体强度各向异性对其它方面的影响。为了便于分析，假定基坑开挖土体参数为：重度 $\gamma = 18$ kN/m^3，地下水处在地表，不排水土体强度随深度变化为 $S_{uv}(z) = 0.33\sigma'_v$；宽度 $B = 15$ m，开挖深度 $H = 12$ m，挡墙入土深度 D 分别取为 6，8，10 和 12 m。

3.1　土体应力各向异性对安全系数 F_s 影响

图4表示不同土体强度各向异性比对抗隆起稳定性的影响。由图4可知，坑底抗隆起稳定系数随土体强度各向异性的增大而线性减小。在同样强度各向异性比值下，不同的挡墙入土深度并不能十分显著提高抗隆起稳定性系数；同时各条变化曲线近似相互平行，说明改变挡墙入土深度并不影响安全系数随各向异性比变化的总体规律。说明单独考虑土体强度各向异性的必要性。

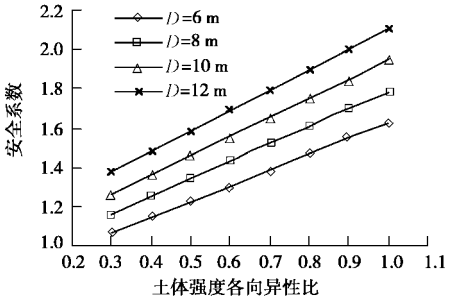

图 4　土体强度各向异性 k 对安全系数影响

Fig. 4 Influence of anisotropic strength on factor of safety

3.2　挡墙入土深度对安全系数的影响

图5表示抗隆起安全系数随挡墙入土深度的影响。同样由图5可知，安全系数随着挡墙入土比的增大有所增加。在相同的挡墙入土比之下，土体强度各向异性比能显著地影响抗隆起安全系数。

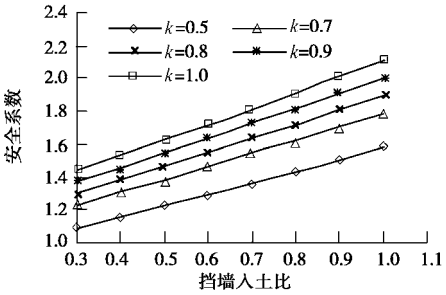

图 5　挡墙入土比 D/H 对安全系数影响

Fig. 5 Influence of D/H on factor of safety

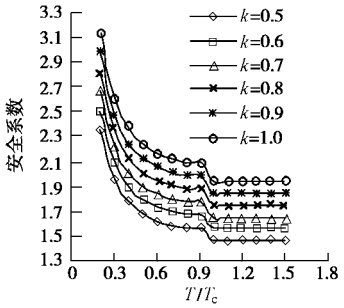

图 6　坑底硬土层 T/T_c 对安全系数影响

Fig. 6 Influence of T/T_c on factor of safety

3.3　坑底硬土层对抗隆起稳定性影响

图 6 表示坑底硬土层的存在对抗隆起安全系数的影响，分析中假定基坑挡墙入土深度 $D = 10$ m。由图可知，当 $T \le B/\sqrt{2}$，坑底硬土层的存在能显著的增大坑底抗隆起安全系数；$T \ge B/\sqrt{2}$，其它条件相同时，安全系数趋于一定值。当土体强度各向异性增大时，安全系数却显著减小。

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

表 2 本文分析方法工程实例计算并与 MIT-E3 模型有限元计算结果对比

Table 2 Case study considering anisotropic soil strength and comparison between calculated results and those of FEM MIT-E3

	基坑开挖临界深度 H_f/m	挡墙插入深度 D/m	基坑开挖宽度 B/m	抗隆起稳定安全系数		
				Hashash[27]基于 MIT-E3 模型的有限元计算结果	本文计算方法（k=0.5）	本文计算方法（k=1.0）
算例 1	10	2.5	40	1.0	1.16	1.55
算例 2	15	5	40	1.0	0.98	1.31
算例 3	22.5	17.5	40	1.0	1.03	1.38
算例 4	30	30	40	1.0	1.08	1.44

4 算例分析

算例 1 Hashash 等[27]采用著名的 MIT-E3 软黏土各向异性本构模型对一基坑进行了数值分析。基坑所在土体为波士顿蓝黏土。基坑开挖尺寸为宽度为 40 m，开挖深度取为 10，15，22.5，30 m，挡墙插入深度相应地分别为 10，15，22.5，30 m。文献中给出土体竖向有效应力随深度 z 的变化规律为 $\sigma'_{v0}=8.19z+24.5$，$\gamma=18.0$ kPa 。超固结比为 1.0 时，文献中给出土体强度各向异性比为 0.5；当 OCR=2.0 时，各向异性比为 0.48，当 OCR=4.0 时，各向异性比为 0.43。本文分析可以近似取土体强度各向异性比 $k=0.5$ 。

Hashash 等[27]指出该数据与 Whittle 等[28]的实测数据非常吻合。根据 Hashash 计算结果当基坑开挖深度为 10 m、挡墙入土 2.5 m 时抗隆起稳定性安全系数为 1.0，本文公式计算结果 1.16，与数值有限元分析结果比较吻合。Hashash 同时指出，在同样的开挖尺寸条件下，传统的分析方法如 Terzaghi 公式和 Bjerrum-Eide 公式计算得到的抗隆起稳定安全系数往往偏大。本文方法与另外三种开挖尺寸条件下 Hashash 的计算结果作了对比，见表 2。并与不考虑土体强度各向异性时的计算结果作了对比，可以说明本文方法的适用性，也说明考虑土体强度各向异性的必要性。总之本文计算方法比较简便，而 Hashash 的方法采用 MIT-E3 软黏土各向异性本构模型输入参数比较复杂。

算例 2 文献[7]记录了上海某地铁车站基坑在施工过程中产生较大的隆起和水平位移，基坑处于临界失稳状态。该基坑宽 23 m，深 16.7 m，纵向长度约 600 m，基坑挡墙深 30 m，墙厚 0.8 m。相关土体参数为 $K_0=0.65$，$1-\kappa/\lambda=0.91$，$M=0.818$。而按照上海地基规范推荐公式及上海隧道工程设计研究院提出的一类公式计算得到抗隆起稳定安全系数为 2.4 和 1.4。根据本文的分析方法，得出抗隆起安全系数为 0.97，比较符合现场的实际情况。说明上海深基坑开挖设计时考虑土体强度各向异性的重要性和可行性。

算例 3 文献[11]详细分析了台北某基坑失稳事故，并用基于地基承载力模式的各向异性强度公式对其进行分析。该基坑纵向长度 100 m，宽 17.5～25.8 m，开挖深度 13.45 m，基坑挡墙为深 24.0 m、宽 0.7 m 的地下连续墙。当基坑开挖到设计标高−13.45 m2.5 h 后，基坑发生整体失稳破坏。仅两分钟内整个基坑内部支护系统全部破坏，基坑破坏涉及范围延伸到基坑周围 14～18 m。文献[11]中给出了基坑开挖土体的详细强度参数。基坑开挖地表下 10.7～44.7 m 范围内软黏土，硬土层位于地表 56 m，符合本文分析情况一的条件。文献[11]还给出软黏土层的土体强度随深度变化规律 $S_{uc}=0.271\sigma'_{vc}$，$S_{ue}=0.189\sigma'_{vc}$，并指出虽然该式是基于重塑土样试验得出的结果，但与现场十字板剪切试验所得结果非常接近。按照本文分析方法可取土体强度各向异性比 $k=0.70$，将基坑几何参数及其它土体参数代入本文分析方法可得该基坑抗隆起安全系数为 1.10，与文献[16]1.01 是比较接近的。由于文献[11]的基于地基承载力的分析方法没有考虑基坑挡墙后开挖面以上土体的抗剪作用，所以得出的结果偏小。而本文在用上限分析时，恰恰考虑了这一点，从这个角度说本文的分析方法要比文献[11]的分析方法要优越。

5 结 语

（1）软土深度基坑开挖，基于不排水强度的抗隆起稳定性分析考虑土体强度各向异性的必要性。

（2）不考虑土体强度各向异性时，计算的抗隆起安全系数偏大，这样直接导致整个基坑设计偏不安全。

（3）本文同时分析了挡墙入土深度和坑底硬土层对软土深基坑抗隆起稳定性的影响，得出挡墙如土比可以提高抗隆起稳定性；当坑底硬土层与基坑开挖底部距离在临界深度 $T=B/\sqrt{2}$ 以上时，能显著提高坑底的抗隆起稳定性，这就可以指导工程界在设计基坑围护结构时，可以根据勘查报告合理利用坑底硬土层的存在从而提高基坑的抗隆起稳定性。

（4）本文计算方法物理概念清晰，可以根据一般室内三轴压缩和拉伸试验或平面应变压缩和拉伸试验求出土体强度各向异性比 k 代入计算；同时可以同时考虑天然软土强度和前期有效固结压力的关系。

参考文献：

[1] TERZAGHI K, PECK R B. Soil mechanics in engineering practice[M]. New York: Wiley, 1948.

[2] BJERRUM L, EIDE O. Stability of strutted excavations in

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

clay[J]. Geotechnique, 1956, **6**: 32－47.

[3] CLOUGH G W, HANSEN L A. Clay anisotropy and braced wall behavior[J]. J Geotech Eng Div, ASCE, 1981, **107**(7): 893－913.

[4] DUNCAN J M, SEED B H. Strength variation along failure surfaces in clay[J]. J Soil Mech Found Div, ASCE, 1966, **92**(9): 81－104.

[5] BISHOP A W. The strength of soils as engineering materials[J]. Geotechnique, 1966, **16**(2):89－130.

[6] O'ROURKE T D, O'DONNELL C J. Deep rorational stability of tiedback excavations in clay[J]. J Geotech Geoenviron Eng, ASCE, 1997, **123**(6): 506－515.

[7] 姜洪伟, 赵锡宏, 张保良. 各向异性条件下软土深基坑抗隆起稳定分析[J]. 岩土工程学报, 1997, **19**(1): 1－7. (JIANG Hong-wei, ZHAO Xi-hong, ZHANG Bao-liang. Analysis of heave-resistant stability for deep braced excavation in soft clay under anisotropic condition[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, **19**(1): 1－7. (in Chinese))

[8] 胡展飞, 周　健, 杨林德. 深基坑坑底软土稳定性研究[J]. 土木工程学报, 2001, **34**(2): 84－95. (HU Zhan-fei, ZHOU Jian, YANG Lin-de. Study of subsoil stability under deep excavation[J]. Chinese Journal of Civil Engineering, 2001, **34**(2): 84－95. (in Chinese))

[9] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier Scientific, 1975.

[10] CHANG M F. Basal stability analysis of braced cuts in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Enigineering, ASCE, 2000, **126**(3): 276－279.

[11] SU S F, LIAO H J, LIN Y H. Basal stability of deep excavation in anisotropic soft clay[J]. J Geotechnical and Geoenvironmental Eng, ASCE, 1998, **124**(9): 809－819.

[12] SU S F, LIAO H J, LIN Y H. Closure of discussion of paper by Su et al[J]. J Geotechnical and Geoenvironmental Eng, ASCE, 2000, **126**(8): 760－762.

[13] UKRITCHON B, WHITTLE A, SLOAN S W. Undrained stability of braced excavations in clay[J]. J Geotechnical and Geoenvironmental Eng, ASCE, 2003, **129**(8): 738－755.

[14] DAVIS E H, CHRISTIAN J T. Bearing capacity of anisotropic cohesive soil[J]. J Soil Mech Found Div, ASCE, 1971, **97**(5): 753－769.

[15] 邹广电. 基于一个上限分析方法的深基坑抗隆起稳定分析[J]. 岩土力学, 2004, **25**(12): 1873－1878. (ZOU Guang-dian. Analysis of stability against upheaval of deep excavation by an upper limit method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(12): 1873－1878. (in Chinese))

[16] 宋晓宇, 黄茂松, 王卫东. 考虑土体强度各向异性基坑坑隆起上限分析[J]. 地下空间与工程学报, 2008, **4**(4). (SONG Xiao-yu, HUANG Mao-song, WANG Wei-dong. Study of basal stability of deep excavations in anisotropic clays[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2008, **4**(4). (in Chinese))

[17] 秦会来. 黄茂松. 王卫东. 非均质条件下软土基坑稳定性上限分析[J]. 岩土力学, 2008, **29**(10). (QIN Hui-lai, HUANG Mao-song, WANG Wei-dong. Limit analysis method for basal stability of braced excavation in nonhomogeneous soft clay[J]. Chinese Journal of Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(10). (in Chinese))

[18] 魏　星, 黄茂松. 黏土的各向异性边界面模型[J]. 水利学报, 2006, **37**(7): 831－837. (WEI Xing, HUANG Mao-song. Anisotropic bounding surface model for clays[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, **37**(7): 831－837. (in Chinese))

[19] LADD C C. Discussion main session 4[C]// Proc 8th ICSMFE, Moscow, 1973, **4**(2): 108－115.

[20] CASAGRANDE A, CARILLO N. Shear failure of anisotropic soil[J]. J of the Boston Society of Civil Engineers, 1944, **31**(4).

[21] LO K Y. Stability of slopes in anisotropic soils[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 1965, **91**(SM): 85－106.

[22] GOH A T C. Assessment of basal stability for braced excavation systems using the finite element method[J]. Comp and Geotechnics, 1990, **10**(4): 325－338.

[23] GOH A T C. Estimating basal-heave stability for braced excavations in soft clay[J]. J Geotech Eng Div, ASCE, 1994, **120**(8): 1430－1436.

[24] CAI F, UGAI K, HAGIWARA T. Base stability of circular excavations in soft clay[J]. J Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE, 2002, **128**(8): 702－706.

[25] FAHEEM H, CA F, UGAI K, et al. Two-dimensional base stability of excavations in soft soils using FEM[J]. Comp and Geotechnics, 2003, **30**(2): 141－163.

[26] FAHEEM H, CAI F, UGAI K. Three-dimensional base stability of rectangular excavations in soft soils using FEM[J]. Comp and Geotechnics, 2004, **31**: 67－64.

[27] HASHASH Y M A, WHITTLE A J. Ground movement prediction for deep excavations in soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, 1996, **122**(6): 474－486.

[28] WHITTLE A J, DEGROOT D J, LADD, C C, SEAH T H. Model prediction of the anisotropic behavior of Boston Blue clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1994, **120**(1): 199－224.

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net