文章编号：1000-8608(2008)02-0229-06

饱和黏土中倾斜圆形锚板承载力分析

刘 君*，于 龙，吴利玲，孔宪京

（大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室，辽宁 大连 116024）

摘要：采用三维弹塑性有限元方法计算并比较了均质饱和黏土中圆形锚板在不同埋深和上拔倾角下的承载力，阐明了埋深和倾角对锚板承载力的影响，并给出了倾斜圆形锚板承载力的简单计算公式.研究表明，倾角对浅埋锚板的承载力影响较大，当锚板处于深埋状态(大于7D)，倾角对承载力的影响可以忽略；锚板承载力随埋深的增加而增加，当锚板埋深超过7D，锚板承载力不再变化；对于浅埋锚板，锚板边缘附近的应力要比其他部位高很多，这对工程设计非常重要；土的相对重量是影响锚板周围土体的流动机制和锚土分离的重要因素，当其介于5～7时，锚板与土将会分离.

关键词：黏土；圆形锚板；承载力；有限元

中图分类号：TU311 **文献标志码**：A

0 引 言

锚板作为一种提供抗拔力的基础形式，在实际工程中有着广泛的应用，比如桅杆和电视塔的纤绳锚固基础，用于桥台或码头的锚定板挡土结构以及大型海上浮式结构的锚固基础等.在过去的几十年里，不同的学者对土中锚板的承载力做了大量的研究.但是过去的许多研究包括现有的工程设计大都是依据经验所得.相对而言，比较严格的数值分析方法在计算锚板的最终上拔承载力问题上应用得较少.

大部分对于黏土中锚板承载力的研究所得出的结论都是简单的近似解，或者是仅由模型试验所得出的试验解.在这方面，文献[1～4]给出了一些结论.锚板的上拔承载力一般用承载力系数来表示，它是锚板形状、埋置深度、上覆土压力和土的特性的函数.

相对于试验解来说，在锚板的上拔承载力问题上精确的数值解还比较少，文献[5、6]应用了弹-塑性有限元分析方法研究了均质饱和黏土中水平和竖直条形锚板的承载力.

迄今为止，对于锚板承载力的研究大都是水平或竖向受力问题.但在实际工程中，根据使用类型和荷载方向的不同锚板经常需要倾斜埋设.然而，锚板的倾斜度对锚板承载力的影响却很少受到关注.文献[7]对于浅埋倾斜方板做了大量的试验并针对倾斜方板的承载力给出了一个简单的经验公式，而且在不同倾角下根据公式所得出的承载力与试验所得出的值吻合很好.文献[8]对倾斜条形锚板的稳定性做了比较系统的研究，并给出了可观的结论.

值得注意的是，以往的数值方法大都是二维的，三维数值方法的应用还很少，文献[9]给出了黏土中水平向圆形、方形和条形锚板承载力的三维下限解.另外，过去的研究大都针对条形板或方形板，对圆形板的研究还比较少.在此本文应用通用岩土工程有限元程序 AFENA[10] 对饱和黏土中不同埋深和倾角的圆形锚板的承载力进行三维数值分析，并与以往的试验或数值结果进行比较.

1 问题描述和计算模型

1.1 问题描述

倾斜圆板在土中的埋设方向及受力如图1所示.锚板的倾斜度可以用锚板的上拔力方向与竖直方向的夹角 β 来表示.当 $\beta=0°$ 时，锚板为水平放置受竖向力；当 $\beta=90°$ 时锚板为竖直放置受水平力(锚板受力方向垂直于锚板平面).本次计算

收稿日期：2006-07-20； **修回日期**：2008-02-01.
基金项目：教育部留学回国人员科研启动基金资助项目；教育部创新团队发展计划资助项目(IRT0518).
作者简介：刘 君*(1972-)，男，博士，副教授.

中取了 β=0°、22.5°、45°、67.5°和 90°五种情况.图中 H 为土层表面到锚板中心的距离,定义为锚板的埋深;D 为锚板的直径.

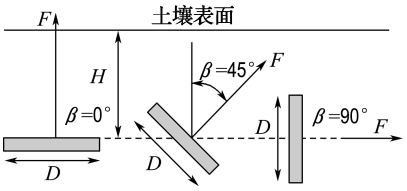
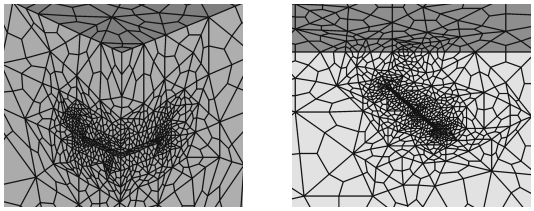


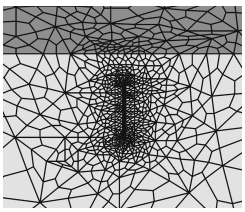
图 1 锚板在土中的位置及受力方向

Fig. 1 Position and loading direction of the anchor

本次计算的有限元网格划分如图 2 所示.采用了非结构化的六面体二十节点单元[11].对于水平埋设竖直上拔的圆板来说,由于 X、Z 方向的对称性,取 1/4 的圆板来计算.对于倾斜和竖向锚板来说,取 1/2 的圆板来计算.由于计算精度主要取决于锚板周围加密区的大小和单元尺寸,锚板周围的加密区范围取 0.5 m,四面体单元的体积为 0.02 m^3.由于非加密区的网格尺寸对计算精度影响很小,相对来说单元稀疏一些.土体侧向边界上法线方向施加位移约束,底边界施加固定端约束,土体表面自由.详细计算网格信息见表 1.



(a) 水平锚板 (b) 倾斜锚板



(c) 竖直锚板

图 2 土体网格划分

Fig. 2 The mesh of soil

表 1 H/D=1 情况下网格详细信息

Tab. 1 Details of the meshes when H/D=1

区域	节点数	单元数
竖直上拔 1/4 区域	50 627	12 774
倾斜拔 1/2 区域	68 255	17 252
水平拔 1/2 区域	93 044	23 935

1.2 计算模型

由于不排水条件下饱和黏土的不可压缩性以及土体本身的非线性,在计算中土体单元采用弹性-完全塑性模型,满足摩尔-库仑屈服准则.由于是不排水分析,摩擦角 φ 和膨胀角 ψ 均为 0,泊松比 μ 取 0.49.弹性模量 E 与不排水抗剪强度 s_u 的比 E/s_u=500.土体重度 γ=17 kN/m^3,不排水抗剪强度 s_u=50 kPa,板的直径 D=4 m,厚度为 0.3 m.计算中用三维节点节理元来模拟锚板-土之间的相互作用[11].节理元在法向上满足不嵌入原则,若产生拉应力则节理元失效,保证锚板与土体可以自由分开;在切向方向,满足摩尔-库仑准则.节理单元的抗剪参数为 c 和 φ,取值与锚板周围土体的抗剪强度参数相同.令节理元抗剪强度 c=0,则可模拟锚板与土体光滑接触模式.锚板视做刚体,采用位移控制,直接施加在锚板上以模拟锚板拔出过程.

2 计算结果与分析

饱和黏土中锚板的上拔承载力一般用承载力系数 N_c 来表示,它可以表示为

$$N_c = F/As_u \tag{1}$$

式中:F 为总的承载力;A 为锚板的面积;s_u 为土体的不排水抗剪强度.

在本次计算中锚板的埋深取 H/D = 1、2、3、4、5 和 7 共 6 种工况.

对于均质土来说,为了方便起见,N_c 可以作如下定义:

(1) 当单位土重 γ = 0 时

$$N_c = N_{c0}, N_{c0} = \left(\frac{F}{As_u}\right)_{\gamma=0} \tag{2}$$

(2) 当单位土重 $\gamma \neq 0$ 时

$$N_c = N_{c\gamma}, N_{c\gamma} = N_{c0} + \frac{\gamma H}{s_u} \tag{3}$$

式中:$\gamma H/s_u$ 为量纲一参数,它表示了上覆土压力对承载力系数的影响,即在一定范围内,承载力系数是随上覆土压力的增大而线性增加的.值得注意的是式(3)所表示的抗拔力系数并不是随着埋深的增大一直增大的,而是会达到一个极限值,此时锚板的破坏模式由浅埋转为深埋.另外,文献[6]还指出,$\gamma H/s_u$ 也是决定锚板周围土体破坏形式的主要原因.当 $\gamma H/s_u$ 较大时,即使埋深较小,土体也有可能发生深埋破坏;而当 $\gamma H/s_u$ 较小时,即使埋深很大,土体也有可能发生浅埋破坏.

2.1 承载力分析

Merifield 用三维下限解方法研究了无重土中圆形锚板的抗拔承载力系数 N_{c0},并根据式(3)给出了锚板在不同上覆土压力和埋深时的承载力

系数 $N_{c\gamma}$，而且得出了圆形锚板的极限承载力系数为 12.56. 由于土体自重对锚板周围土体破坏形式有着直接影响，本次计算考虑有重饱和黏土中圆形锚板的极限承载力.

图 3 给出了本次计算得到的有重黏土中水平锚板竖向抗拔承载力系数与三维下限解(考虑土体自重)[9]以及 Das 等[4]所做试验结果的比较. 从图中可以看出，承载力系数都是随埋深的增大而增大并达到极限值. 与三维下限解比较，本文有限元计算结果偏高，最大误差在 $H/D=3$ 时，高了约 11%. 文献[9]并没有给出上限解. 另外本次计算得到的竖向极限抗拔承载力系数为 13.45，比三维下限解 12.56 高出 7%. 与 Das(1994)所做试验结果相比，在 $H/D\leqslant 3$ 时很接近，但是当埋深大于 $3D$ 时差别就逐渐增大. Das 的结果已经开始达到极限值而本文计算结果还有明显的上升趋势. 这是由于在试验室内做小比尺模型试验时上覆土压力比较小. 从图中也可以看出，当埋深超过 $3D$ 后，试验所得到的锚板抗拔承载力系数已经趋于稳定，也就是说承载力系数已经达到极限值了，同时土体的破坏模式也转变成了深埋破坏，所以在 3 倍埋深后试验结果与数值解相差比较多. 这也表明，小比尺模型试验还不能真实反映深埋锚板的实际情况.

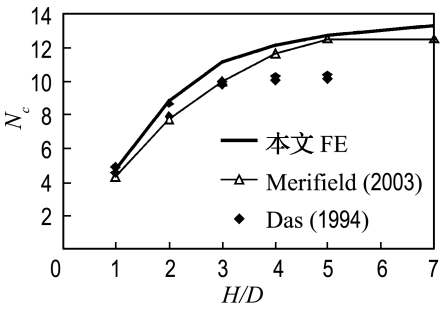


图 3　承载力系数与现有试验解及数值解的比较

Fig. 3　Comparison of N_c between existing laboratory and numerical results

图 4 和图 5 分别给出了埋深 $H/D=1$、2、3、4、5 和 7，β 从 0°到 90°变化时锚板的抗拔承载力系数. 从图 4 可以看出，对于同一埋深的锚板来说，承载力系数都是随着 β 角的增大而增大，但是埋深不同，承载力系数增大的快慢不同. 当 $H/D=1$ 时，锚板在水平和竖向两种情况下承载力系数差别就比较大. 而当 $H/D=5$ 时，二者之间的差别就比较小. 而当 $H/D=7$ 时，二者之间就几乎没有差别了. 这表明，对于深埋锚板，锚板的倾角对承载力系数没有显著影响.

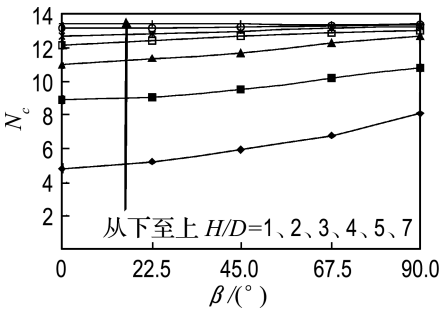


图 4　不同埋深下承载力系数随倾角变化曲线

Fig. 4　Variation of N_c vs. β for different H/D

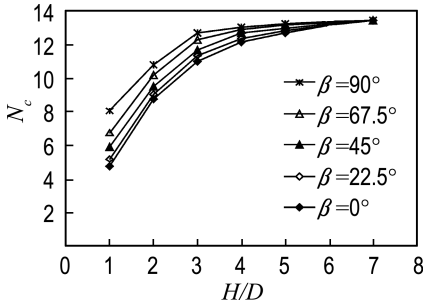


图 5　不同倾角下承载力系数随埋深的变化

Fig. 5　Variation of N_c vs. H/D for different β

从图 5 可以看出，对于不同倾斜角的锚板来说，抗拔承载力系数都是随埋深的增加而增加并在 7 倍埋深时达到最大值然后保持稳定. 另外可以看出在 7 倍埋深之前承载力系数随埋深增加的趋势比较明显，在 7 倍埋深之后承载力系数就趋于稳定了. 这是因为无论水平锚板还是竖向锚板，当埋深率达到 7 时上覆土压力已经比较大了，此时锚板周围土体的破坏已经发展成为局部破坏，埋深对承载力系数的影响消失. 另外，倾斜角度对承载力系数的影响随埋深的增加而减小，当埋深超过 $7D$ 时，承载力系数达到极限值，这时倾斜角度和埋深对承载力系数几乎没有影响. 文献[7]研究了倾斜方板的承载力，并比较了不同埋深下水平和竖向方板的承载力系数，也是在埋深较浅时二者差别比较大，而当埋深增加时，特别是当埋深达到 $7D$ 以后，二者几乎相等，这与本文的结果相同.

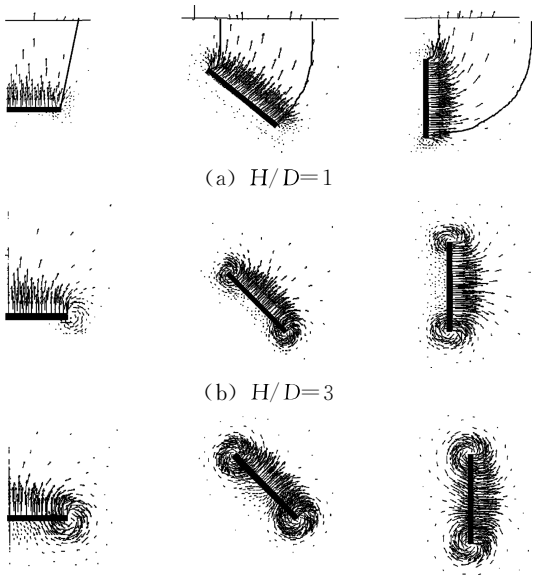
以上承载力系数随埋深和倾角的变化规律可以通过后面给出的不同埋深和倾角下土体的失效机制来解释.

2.2　板周土体流动机制

图 6 给出了锚板在不同埋深和倾角下板周围土体的流动机制. 从图中可以看出，埋深较浅时(图 6(a))，锚板上方土体的破坏属于浅埋破坏，土体有明显的破裂面并且破坏都延伸到了土层表面. 但是

倾角不同，从锚板侧面延伸到土体表面的破裂面大小不同. 随着倾角的增大，土体的破裂面也逐渐增大. 这就是为什么在埋深较浅时竖向锚板比水平锚板承载力明显增大的原因. 随着埋深的增加，锚板周围土体的破坏模式也发生了变化. 从图 6(b)可以看出，锚板边缘的土体有向板下流动的趋势，此时锚板周围土体的破坏模式已呈现为局部剪切破坏. 但是倾角不同，这种流动的趋势是不一样的. 竖向锚板周围土体的流动要大于水平锚板周围土体的流动. 因此在这种情况下随着倾角的增大，承载力还是逐渐增大的，只是增大的趋势已没有浅埋时那么明显. 随着埋深的继续增加(图 6(c))，上覆土压力系数 $\gamma H/s_u$ 也逐渐变大，土体的破坏模式也发展成完整的深埋破坏. 此时无论是倾斜的、水平的还是竖向的锚板，周围土体的破坏模式都几乎一样，都是局部剪切破坏，因此倾角和埋深对承载力系数的影响已不太明显.

文献[12]给出了锚板下方土体与锚板分离的条件 $\gamma H/s_u=5.0\sim7.0$；当 $\gamma H/s_u>7.0$ 时，锚土将不会分离；当 $\gamma H/s_u<5.0$ 时，锚土将分离. 对于本文的情况，当 $H/D=1$ 时，$\gamma H/s_u=1.36<5.0$，故锚土将分离(如图 6(a)所示)；当 $H/D=5$ 时，$\gamma H/s_u=6.8$，锚土将不会分离(如图 6(c)所示). 这也表明三维计算的结果与采用轴对称方法计算的结果一致.



(a) $H/D=1$

(b) $H/D=3$

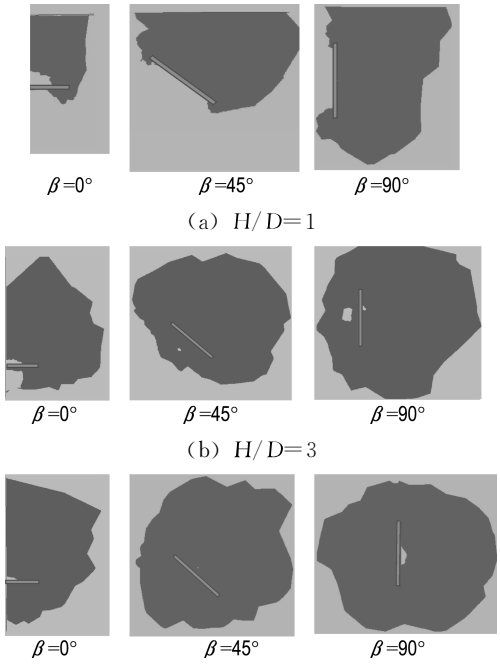
(c) $H/D=5$

图 6 锚板周围土体失效机制

Fig. 6 The soils failure mechanisms for anchors

图 7 给出了不同埋深和倾角下锚板周围土体的塑性区分布. 从图中可以看出，在埋深较浅时，塑性区随倾角的增大而增大并且都延伸到了土体表面，而且由于此时埋深较浅，只在锚板上方或前方有塑性区. 随着埋深的增加，上覆土压力增大，板周土体开始向下流动，此时在锚板下方也开始出现塑性区(图 7(b)). 随着埋深继续增大，板下土体塑性区变大，而且此时塑性区随倾角的增大变化不明显，这就是在埋深较大时倾角对承载力系数影响不明显的原因.

此外，锚板在埋深 $H/D=1$、3、5 时所对应的上覆土压力系数 $\gamma H/s_u$ 分别为 1.36、4.08、6.80，结合以上锚板周围土体流动机制和塑性区的分析可知，上覆土压力系数是影响锚板周围土体破坏模式的重要因素之一. 只有在上覆土压力较大时，锚板周围土体才有可能发生局部剪切破坏，破坏模式属于深埋破坏.



(a) $H/D=1$

(b) $H/D=3$

(c) $H/D=5$

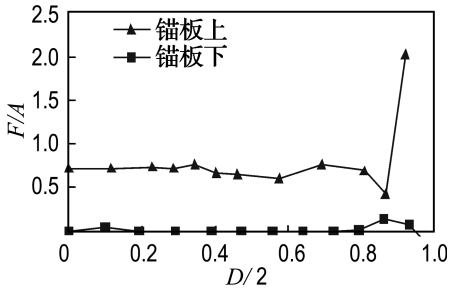
图 7 黏土中倾斜锚板周围土体塑性区

Fig. 7 Plastic zones for inclined anchor in clay

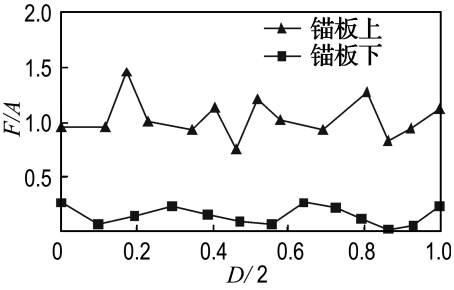
2.3 锚板应力

图 8 给出了埋深 $H/D=1$ 和 7 时的水平锚板上下方的竖直应力分布(按照平均竖直应力 F/A进行了归一化). 由图 8(a)可以看出，在埋深较浅时锚板上方的应力大都小于平均应力，但锚板边缘的应力很大，这与文献[13]中关于条形锚板的结果相同；锚板下方的应力基本上均为零，表明锚板与土体已经分离，这与图 6(a)所揭示的现象完全吻合. 由图 8(b)可以看出，在埋深较深时锚板上方的应力基本上与平均应力相同，即使在锚板边缘处的应力也与平均应力相当，这与埋深

浅时的情况有很大区别，文献[13]中关于条形锚板的计算结果也揭示了相同的现象；锚板下方的应力基本上等于 0.2 倍的平均应力，表明锚板与土体没有分离，这与图 6(c)所揭示的现象吻合. 这也再次表明三维计算的结果与采用轴对称方法计算的结果一致.



(a) $H/D=1$



(b) $H/D=7$

图 8　锚板上、下方土体应力分布

Fig. 8　Stress distribution across the anchor

2.4　承载力倾斜系数

锚板承载力系数随倾斜角度的变化可以用倾斜系数 i 来表示，i 的具体表达式如下：

$$i=\frac{N_{c\beta}}{N_{c(\beta=90°)}} \tag{4}$$

式中：$N_{c\beta}$ 为倾角为 β 时锚板的承载力系数；$N_{c(\beta=90°)}$ 为相同埋深下竖向锚板的承载力系数.

图 9 给出了不同埋深和倾角下锚板承载力倾斜系数. 从图中可以看出，当埋深较小时，倾斜系数随着倾斜角从 $\beta=0°$ 增加到 $\beta=90°$ 而呈非线性的增加趋势. 从图中还可以看出，当 $\beta\leqslant 22.5°$ 时，倾斜系数的斜率较小，这说明当 $\beta\leqslant 22.5°$ 时，倾斜角度的增大对锚板承载力系数的增大影响较小. 当 $\beta\geqslant 22.5°$ 时倾斜系数的斜率就比较大，这说明 $\beta\geqslant 22.5°$ 时锚板承载力系数随倾角的增大就比较明显. 这个结果与 Das 等[7] 所做倾斜方板和 Merifield等[8] 研究的倾斜条板所得出的结论是一致的.

另外 Das 等[7] 针对黏土中倾斜方板的承载力做了大量的试验，讨论了倾斜角对方形锚板承载力的影响，并根据试验结果对倾斜方板的承载力给出了如下一个简单的经验公式：

$$N_{c\beta}=N_{c(\beta=0°)}+[N_{c(\beta=90°)}-N_{c(\beta=0°)}]\left(\frac{\beta}{90}\right)^2 \tag{5}$$

式中：$N_{c(\beta=0°)}$ 表示水平锚板的承载力系数；$N_{c(\beta=90°)}$ 表示同一埋深下竖向锚板的承载力系数；β 表示锚板的倾斜角.

图 10 给出了在倾角 β 分别为 22.5°、45°、67.5°，埋深 H/D 从 1 到 7 时，用式(5)估算的承载力系数 $N_{c\beta,e}$（$N_{c(\beta=0°)}$ 和 $N_{c(\beta=90°)}$ 分别取水平圆板和竖向圆板的承载力系数）和有限元计算所得倾斜圆形锚板承载力系数 $N_{c\beta,a}$ 的比较. 从图中可以看出，尽管式(5)是针对方板提出的，但是对于估计倾斜圆板的承载力也是很合理的. 也就是说可以用式(5)，根据水平圆板和竖向圆板的承载力来估算倾斜圆形锚板的抗拔承载力.

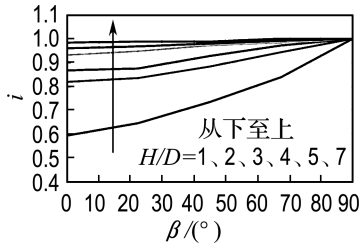


图 9　黏土中圆形锚板的倾斜系数

Fig. 9　Inclination factors for circular plate anchor in clay

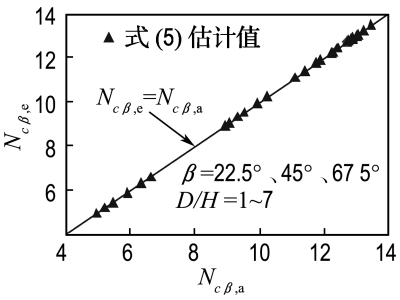


图 10　黏土中倾斜圆板承载力系数的比较

Fig. 10　Comparison of break-out factors for inclined circular plate anchor in clay

3　结　论

(1)在相同埋深时，承载力随倾斜角度的增大而增大(垂直锚板的承载力最大). 这种增大趋势对浅埋锚板来说尤其明显. 随着锚板埋深的增加，倾角对极限承载力的影响逐渐减弱. 当埋深大于 7D 时，锚板周围土体达到局部破坏状态，锚板属于深埋破坏，倾斜角度对承载力的影响可以忽略.

(2)在相同倾斜角度时，承载力随埋深的增大而增加. 倾角越小，这种增加的趋势越明显，即倾角越小埋深对极限承载力的影响越显著.

(3)锚板埋深比较浅时,当锚板的倾斜角 $\beta \leqslant 22.5°$ 时,随倾角的增大承载力变化不明显,只有当倾斜角 $\beta \geqslant 22.5°$ 时承载力随倾角的增加才比较显著.

(4)在已知水平和垂直锚板承载力的情况下可以应用式(5)计算任意倾斜角度圆形锚板的承载力.

(5)上覆土压力系数 $\gamma H/s_u$ 是影响锚板周围土体破坏模式、锚土分离以及锚板应力的重要因素.当 $\gamma H/s_u$ 介于 5.0～7.0 的某个数值时,锚板与土将会分离.

(6)对于浅埋锚板,锚板边缘附近的应力要比其他部位的应力高出很多;而对于深埋锚板,锚板上的应力基本呈平均分布.因此,在设计浅埋锚板时,应对锚板边缘做特殊处理,避免锚板发生破坏.

参考文献:

[1] MEYERHOF G G, ADAMS J I. Uplift resistance of inclined anchors and piles[C]// **Proceedings of 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.** Moscow: [s n],1973: 167-172

[2] DAS B M. A procedure for estimation of ultimate capacity of foundations in clay[J]. **Soils and Foundations**, 1980, **20**(1): 77-82

[3] RANJAN G, ARORA V B. Model studies on anchors under horizontal pull in clay[C]// **Proceedings of 3rd Australia, New Zealand Conference on Geomechanics.** Wellington:[s n],1980: 65-70

[4] DAS B M, SHIN E C, DASS R N, *et al*. Suction force below plate anchors in soft clay[J]. **Marine Georesources and Geotechnology**, 1994, **12**: 71-81

[5] ROWE R K, DAVIS E H. The behaviour of anchor plates in clay[J]. **Geotechnique**, 1982, **32**(1): 9-23

[6] MERIFIELD R S, SLOAN S W, YU H S. Stability of plate anchors in undrained clay[J]. **Geotechnique**, 2001, **51**(2): 141-153

[7] DAS B M, PURI V K. Holding capacity of inclined square plate anchors in clay[J]. **Soils and Foundations**, 1989, **29**(3): 138-144

[8] MERIFIELD R S, LYAMIN A V, SLOAN S W. The stability of inclined plate anchors in purely cohesive soil[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE**, 2005, **131**(6): 792-799

[9] MERIFIELD R S, LYAMIN A V, SLOAN S W. Three-dimensional lower bound solutions for stability of plate anchors in clay[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE**, 2003, **129**(3): 243-253

[10] CARTER J P, BALAAM N P. **AFENA Users Manual**[M]. Sydney: Geotechnical Research Center, the University of Sydney, 1995

[11] 刘 君,于 龙,孔宪京. 饱和粘土中基础承载力的三维大变形分析[C]// 第14届全国结构工程学术会议论文集(第二册). 北京:工程力学杂志社, 2005: 307-312

[12] MEHRYAR Z, HU Y, RANDOLPH M F. Pullout capacity of circular plate anchor in clay-FE analysis[C]// **International Symposium on Numerical Models in Geomechanics-NUMOG VIII.** Rome: [s n], 2002: 507-513

[13] THORNE C P, WANG C X, CARTER J P. Uplift capacity of rapidly loaded strip anchors in uniform strength clay[J]. **Geotechnique**, 2004, **54**(8): 507-517

Pull-out capacity of inclined circular plate anchors in saturated clay

LIU Jun*, YU Long, WU Li-ling, KONG Xian-jing

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: 3D elasto-plastic (EP) finite element analysis is applied to evaluate the uplift capacity of the inclined circular anchors in undrained clay. Results are presented in the familiar form of break-out factors based on various anchor embedded depth and orientation. The effect of soil weight on the stability and soil flow mechanism is also discussed. Finally, a simple empirical relationship is given to evaluate the uplift capacity of inclined circular anchors. From the calculated results, it can be found that for shallow embedded anchor the effect of orientation on the uplift resistance is greater than that for deep one. The stress close to the anchor brim is much higher than that on the other part of the anchor. When the embedded depth is deeper than $7D$, the embedded depth and the orientation have no effect on the uplift resistance. The soil relative weight determines the separation between anchor and soil. When it is 5-7, the anchor will be separated from the soil.

Key words: clay; circular anchor; bearing capacity; finite element