

砂土中锚板的抗拔机理与承载力计算模型研究

张 昕^{1,2}, 乐金朝¹, 刘明亮³, 刘汉东²

(1. 郑州大学水利与环境学院, 河南 郑州 450001; 2. 华北水利水电学院资源与环境学院, 河南 郑州 450011;
3. 河南省电力勘测设计院, 河南 郑州 450007)

摘 要: 锚板上拔过程中板周土体变形破坏机理的研究对锚板极限承载力的可靠预测至关重要。通过室内模型试验, 采用数字图像关联技术对锚板上拔过程中锚板周围土体的变形场进行了研究。分析结果表明: 在锚板上拔过程中锚板周围土体伴随着剪胀现象, 其应力水平、峰值摩擦角和剪胀角控制着破坏面的形状, 进而影响着锚板的极限承载力。在此基础上, 建立了锚板承载力计算模型。通过引入 Bolton 理论所建立的剪胀角、相对密实度和应力水平之间的关系, 得到了锚板极限承载力的理论计算公式。该理论公式考虑了埋深率、剪切摩擦角、剪胀和应力水平等影响因素, 可对不同密实度砂土中锚板的极限承载力进行预测。理论公式与其他学者的试验结果对比表明该理论模型计算结果与其他学者的试验结果有较好的一致性, 验证了该理论模型的合理性。

关键词: 锚板; 变形场; 极限承载力; 计算模型

中图分类号: TU47 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2012)09-1734-06

作者简介: 张 昕(1977-), 女, 河南新乡人, 博士, 副教授, 主要从事土力学试验及理论研究方面的工作。E-mail: zhangxin@ncwu.edu.cn。

Uplifting behavior and bearing capacity of plate anchors in sand

ZHANG Xin^{1,2}, YUE Jin-chao¹, LIU Ming-liang³, LIU Han-dong²

(1. School of Water Conservancy and Environment, Zhengzhou University, Zhengzhou 450001, China; 2. Institute of Resources and Environment, North China University of Water Resources and Electric Power, Zhengzhou 450011, China; 3. Henan Electric Power Survey & Design Institute, Zhengzhou 450007, China)

Abstract: The deformation mechanism of sand around plate anchors during uplifting is essentially important for the reliable prediction of their ultimate bearing capacity in sand. First, a series of model tests are conducted. The digital image correlation method is used to measure the sand deformation fields during uplifting of anchors. The deformation fields show that a pair of shear zones accompanied by dilatancy are formed. The stress level, friction angle and dilatancy angle control the shape of the failure surface, thus affecting the bearing capacity of the plate anchors in sand. A prediction model for uplift force is developed based on the sand deformation mechanism around an uplifting plate anchor. The relationship among the dilatancy angle, the relative density and stress level established by Bolton is introduced to develop the theoretical formula. The comparison between the theoretical and test results is conducted. The theoretical results show good agreement with the test results.

Key words: plate anchor; deformation field; ultimate bearing capacity; computational model

0 引 言

锚板由于其经济实用被广泛应用于输电线塔、电视塔、挡土墙等结构。近年来, 随着能源需求日益加大, 深海油气开发使得大型悬浮式结构被广泛应用。深海悬浮式结构必须采用能够提供抗拔力的锚固基础, 以抵御风浪作用对悬浮式结构造成的荷载^[1]。锚板由于兼具定位准确、施工时间短、对环境破坏小及经济性好等优点, 成为一种新的系泊深海浮式结构的基础型式, 目前已引起国内外海洋工程界的关注^[2]。

在抗拔结构设计过程中, 锚板极限承载力计算模

型的建立一直是国内外学者关注的焦点和难点。很多学者根据板周土体不同的破坏机理假定, 提出了各种理论计算模型。Meyerhof 等^[3]假定破坏面与竖直方向的夹角为 $\varphi/4 \sim \varphi/2$ 之间, 提出了半经验理论计算公式。Chattopadhyay 等^[4]假定破坏面与锚板边缘相切并沿曲线向表面扩展, 破坏面与地面的夹角为 $(45^\circ - \varphi/2)$, 提出了承载力的计算公式。Saeedy^[5]将破坏面

基金项目: 河南省岩土力学与结构工程重点实验室开放基金项目 (ncwu-2010-02)

收稿日期: 2012-06-12

假定与锚板边缘相切并向上扩展的对数螺旋线, 通过引入压缩系数来反映锚板上拔过程中土体剪切强度的变化。Murray 等^[6]对中密和密砂中的锚板承载力进行了试验, 将破坏面近似为与竖向成 ϕ 角的平面, 基于平衡和极限分析法对锚板极限承载力进行了上下限分析。Ghaly 等^[7]将破坏面假定为对数螺旋线, 利用 Kottter 偏微分方程和极限平衡理论推导了锚板极限承载力公式。何思明^[8]以原位及室内试验资料为基础, 研究了抗拔锚板(包括长方形、圆形以及条形锚板)受竖向荷载作用下的破坏形式, 给出了相应的破裂面方程, 并在此基础上, 运用极限平衡原理分析了锚板基础的极限承载力。Merifield 等^[9]利用三维数值极限分析方法和轴对称有限元方法对不同形状的锚板进行了分析, 得到了锚板在砂土中的三维下限解。Kumar 等^[10]将带有有限元分析程序的上限分析法应用于锚板的极限承载力研究。刘文白等^[11]应用颗粒流数值模拟方法对扩底桩基础进行了研究。Wang 等^[12]、Liu 等^[13]、于龙等^[14]分别应用大变形有限元方法对圆形锚板和方形锚板在黏土中的极限承载力进行了分析。

目前, 多数学者都是基于对破坏面进行假定来确定极限承载力计算模型。但大量分析结果表明, 对破坏面的不合理假定往往直接导致预测结果的不确定性, 从而会对工程设计带来隐患。本文采用数字图像关联技术对锚板上拔过程中周围土体的变形场进行了量化分析, 通过对变形场的研究确定了锚板周围土体破坏形状的控制因素, 建立了能够反映锚板真实破坏机理的锚板承载力计算模型, 并给出了相应的锚板极限承载力计算公式。

1 板周土体变形破坏机理分析

1.1 试验设备

锚板抗拉破坏机理研究的试验设备如图 1 所示, 试验设备主要由试验台、半圆形锚板、连接杆、试验槽、位移传感器、力传感器、CMOS 相机和一台计算机组成。试验台主要作为试验的支撑平台并固定其它试验装置, 半圆形锚板由有机玻璃板制成, 厚度为 6 mm, 直径为 50 mm。连接杆采用直径为 6 mm 的两头带螺纹的钢杆制成, 通过锚板形心 6 mm 螺纹圆孔与拉力传感器相连, 模型槽采用有机玻璃板制成, 长、宽、高尺寸为 500 mm×300 mm×500 mm。位移传感器、力传感器、CMOS 相机和计算机主要用于试验过程中力、位移和图像的采集与处理。

1.2 试验过程

(1) 首先将相机置于模型槽前大约 25 cm 处并调节相机高度确保图像处于最佳位置, 调节相机使其正对模型槽, 调节相机焦距和光圈以获得最佳的图像效果。

(2) 检查传感器和电源处于供电状态, 启动数据

采集软件, 并设置各项采集参数。

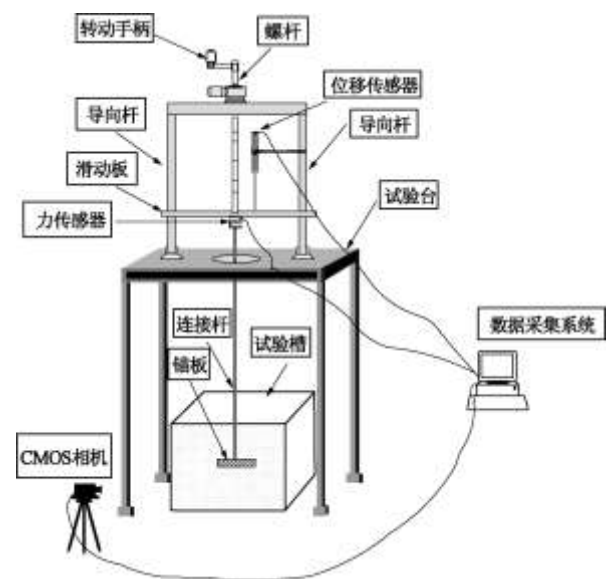


图 1 试验设备

Fig. 1 Test setup

(3) 点击开始进行自动采集, 转动加载装置加载上拔, 加载过程要控制速度使锚板缓慢上拔(大约 0.001 mm/s), 一方面可以减小加载速度对荷载的影响, 另一方面保证峰值前采集到足够多的图像。

1.3 土样物理性质指标

为了研究不同密实度和埋深率下锚板周围土体的变形机理, 采用了两种不同密实度的砂土在埋深率为 1, 2, 3, 4, 5 时的情况分别进行了 5 组试验, 砂土的物理性质指标如表 1 所示。

表 1 土的物理性质指标

Table 1 Soil properties

指标	松砂	密砂
不均匀系数 C_u	1.29	1.29
曲率系数 C_c	0.98	0.98
有效粒径 d_{10}/mm	0.56	0.56
最大干重度 $\gamma_{\max}/(\text{kN m}^{-3})$	16.5	16.5
最小干重度 $\gamma_{\min}/(\text{kN m}^{-3})$	13.8	13.8
试验土样干重度 $\gamma_d/(\text{kN m}^{-3})$	14.44~14.95	15.60~16.03
相对密实度 $D_r/\%$	27~47	71~85
摩擦角 $\phi/(\text{°})$	30.0	42.8

1.4 试验结果

图 2 为埋深率为 3 时松砂和密砂中锚板上拔力与位移关系曲线图。从图 2 中可以看出: 在松砂中, 锚板极限承载力为 24.8 N, 在密砂中锚板极限承载力为 61.8 N, 在相同埋深率下密砂中的承载力是松砂中的 2 倍多。对于峰值点的锚板位移, 松砂中达到极限承载力时锚板的位移为 6.3 mm, 而密砂中相应的锚板位移为 0.76 mm。由此可见, 松砂中达到峰值荷载所产生的位移要比密砂中达到峰值荷载所产生的位移大的多。据此可以推断, 砂土的相对密实度是极限承载力

的重要影响因素。

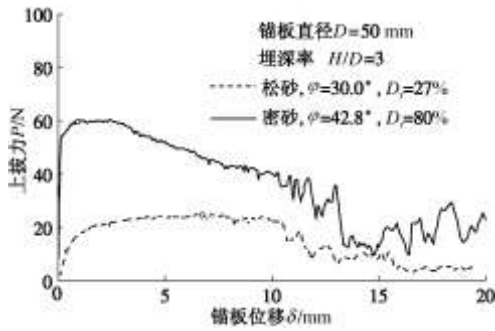


图2 上拔力与位移关系曲线

Fig. 2 The relationship between uplift force and displacement

但是单纯依赖砂土的相对密实度无法从理论上确定承载力计算公式，必须通过对变形场的分析才能获得影响承载力的力学机理。图3为埋深率为3时峰值点的位移场，从位移场可以看出：锚板正上方砂土的位移表现出均匀的整体向上移动，两翼部分土体位移则以一定倾角外倾向上移动，位移大小从中间向两侧逐渐减小，呈倒置的梯形分布。锚板两侧土体相对位移的变化说明在锚板两侧部位发生了剪切，形成了两个对称的剪切带。

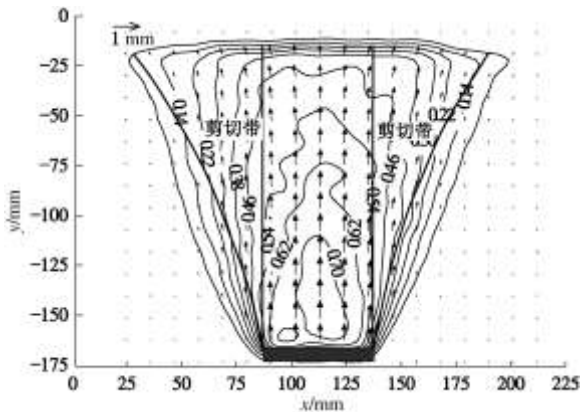


图3 密砂中峰值点的位移场

Fig. 3 Displacement fields at peak point in dense sand

板周土体两侧为剪切带，而不是剪切面，直接由位移场确定破坏面形状存在困难，因此，可以通过位移场根据公式(1)~(4)，确定相应的应变场，在此基础上对板周土体的变形力学机理进行分析。

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right], \quad (1)$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right], \quad (2)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} + \left[\frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial y} \right], \quad (3)$$

$$\epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y, \quad (4)$$

其中， u 、 v 分别为 x 和 y 方向的位移分量， ϵ_x 和 ϵ_y 分别为沿 x 和 y 方向的正应变， γ_{xy} 和 ϵ_v 分别为剪应变和

体积应变。

图4为密砂中埋深率为3时荷载峰值点锚板周围土体的剪切应变场。剪切带在锚板两侧呈对称分布，在锚板边缘处较窄，向上逐渐变宽，这主要是因为土体应力水平随着深度减小而减小，剪胀角随着应力水平减小而增加。如果将剪应变等值线图的最大剪应变点连接起来作为锚板抗拉破坏的剪切面，则最终形成一个弯曲向上并延伸到地面的曲面破坏。在剪切带内出现明显的剪胀现象，图5为密砂中埋深率为3时的体积应变场，剪胀区与剪切带分布一致，体积应变为正值，说明剪切过程中引起土体体积增加，剪切过程中发生了剪胀。

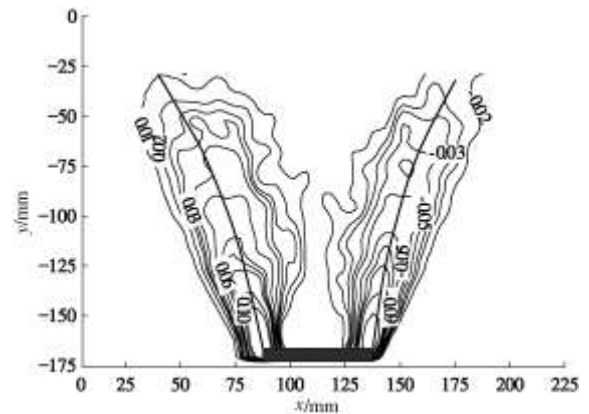


图4 密砂中峰值点的剪切应变场

Fig. 4 Shear strain fields at peak point in dense sand

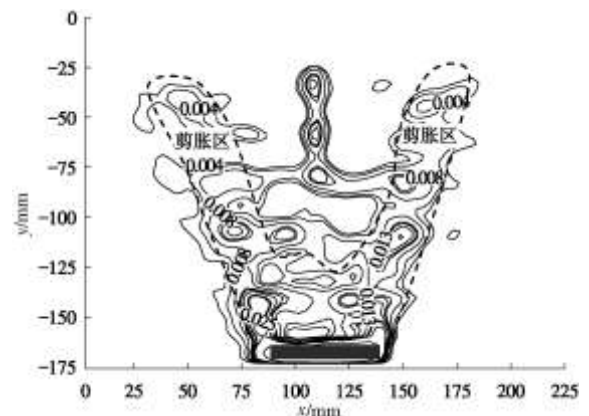


图5 密砂中峰值点的体积应变场

Fig. 5 Volumetric strain fields at peak point in dense sand

图6为埋深率为3时的松砂中锚板的剪切应变场。与密砂相比，松砂中的剪切带倾角明显较小。通过对松砂和密砂剪切应变场分析可知，剪切带的倾角随着土体密实度的变化而变化，密砂中剪切带的倾角比松砂中大，剪切带的倾角根据不同的砂土密实度大约在 $3^\circ \sim 14^\circ$ 之间变化。由变形场分析结果表明，锚板在上拔过程中砂土的摩擦角、剪胀角以及应力水平控制着锚板周围土体破坏面的形状。

2 锚板承载力的计算模型

2.1 锚板抗拉的力学机理

通过锚板上拔过程中周围土体变形破坏机理分析, 锚板极限承载力主要受砂土的密实度、剪切摩擦角、剪胀角、埋深率等因素控制。因此在建立锚板抗拔破坏的力学模型时, 应建立能反映以上因素的理论公式, 才能反映板周土体真实的破坏模式。图7为锚板抗拔的力学模型, 首先假定锚板在峰值荷载点时, 锚板两侧土体的破坏为曲面破坏, 且破坏面与竖直方向的夹角 $\theta = \psi$, ψ 为砂土的剪胀角, ψ 受砂土密度和应力水平控制。由于锚板为圆形锚板, 因此该模型为中心对称问题, 并假定在达到极限荷载时破坏面上正应力和剪应力满足莫尔-库仑破坏准则, 破坏面上的正应力和剪应力分布如图7所示。

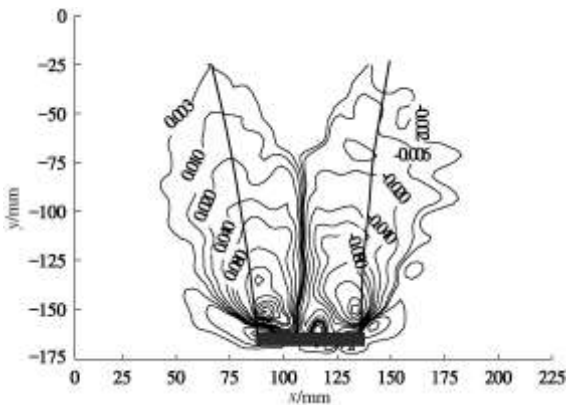


图6 松砂中峰值点的剪切应变场

Fig. 6 Shear strain fields at peak point in loose sand

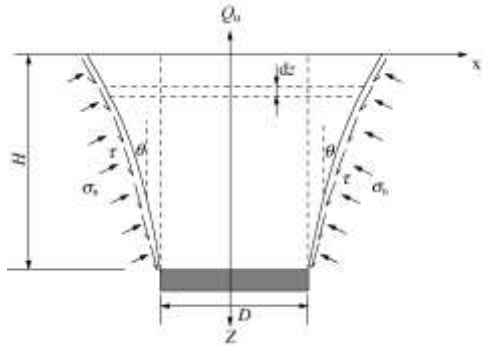


图7 锚板抗拔的力学模型

Fig. 7 The mechanical model of the uplift plate anchor

锚板的极限承载力等于破坏面所围土体的重力与破坏面上所作用力的合力在竖直方向的分量之和。为了计算破坏面上的剪应力和正应力在竖直方向的分量, 必须了解剪应力和正应力在破坏面上的分布。为了得到剪切面上正应力和剪应力的分布, 在破坏面上取一微小单元体如图7所示, 假定在初始状态该单元体受到竖向应力为 $\sigma_z = \gamma z$, 侧向应力为 $\sigma_x = K_0 \gamma z$, 式中 K_0 为静止土压力系数。随着锚板上拔力的增加, 在锚板上部由于压力差增大导致锚板正上方土体产生压缩使得土体向两侧挤压, 产生水平应力增量。在到达峰值荷载时, 水平应力增加达到临界破坏状态, 而竖向应力仍保持不变, 此时竖向应力为 $\sigma_3 = \gamma z$, 水平

应力为 $\sigma_1 = K_0 \gamma z + \Delta \sigma$ 。

2.2 极限承载力理论计算公式

为了求解剪切面上的正应力和剪应力, 首先画出剪切面上初始状态的莫尔圆与临界状态的莫尔圆。如图8所示, 图中小圆为初始状态的莫尔应力圆, 大圆为极限状态时的莫尔应力圆。

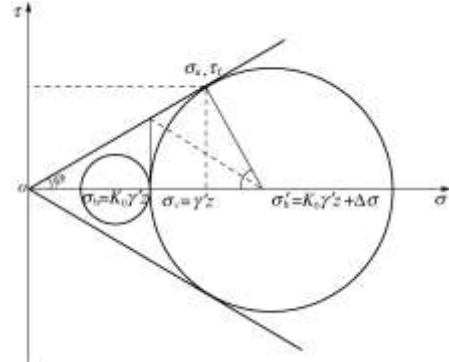


图8 极限状态下的莫尔应力圆

Fig. 8 Mohr's circles at peak value

根据 Botton^[15], 破坏时的摩擦角为 ϕ , 由莫尔圆的几何形状可以求出极限状态时剪切面上的正应力 σ_n 和 τ_f , 如式(5)和(6)所示:

$$\sigma_n = 2\gamma'z \cos^2 \psi \quad (5)$$

$$\tau_f = 2\gamma'z \cos^2 \psi \tan \phi_{max} \quad (6)$$

式中, γ' 为土的有效重度, z 为土体深度, ψ 为剪胀角, ϕ 为摩擦角。

确定了剪切面上正应力和剪应力的分布, 便可以求出剪切面上的所作用的合力, 在图中取微元体高度为 dz , 分布在微元体表面由剪应力产生的合力为

$$dT = \tau_f dA = 2\gamma'z \cos^2 \psi \tan \phi \cdot 2\pi(H \tan \psi + D/2 - z \tan \psi) dz \quad (7)$$

通过积分可以得到整个破坏面上由剪应力产生的合力为

$$T = \int_0^H \tau_f dA = 4\pi\gamma' \cos^2 \psi \tan \phi \left(\frac{H^3 \tan \psi}{6} + \frac{DH^2}{4} \right) \quad (8)$$

T 在竖直方向的分量为

$$T_v = 4\pi\gamma' \cos^3 \psi \tan \phi \left(\frac{H^3 \tan \psi}{6} + \frac{DH^2}{4} \right) \quad (9)$$

同理可求出破坏面上正应力产生的合力

$$F_v = 4\pi\gamma' \cos^2 \psi \sin \psi \left(\frac{H^3 \tan \psi}{6} + \frac{DH^2}{4} \right) \quad (10)$$

破坏面所围土体的重力为

$$W = \pi\gamma' \left(\frac{H^3 \tan \psi}{3} + \frac{DH^2 \tan \psi}{2} + \frac{D^2 H}{4} \right) \quad (11)$$

根据竖向力的平衡, 锚板的极限承载力为

$$Q = W + T_v - F_v = 4\pi\gamma' \cos^2 \psi \left(\frac{H^3 \tan \psi}{6} + \frac{DH^2}{4} \right) (\cos \psi \tan \phi - \sin \psi) + \pi\gamma' \cdot$$

$$\left(\frac{H^3 \tan \psi}{3} + \frac{DH^2 \tan \psi}{2} + \frac{D^2 H}{4}\right) \quad (12)$$

破坏系数则为

$$N_f = \frac{Q}{\gamma'AH} = 1 + \frac{4}{3}(\tan \psi + \sin 2\psi \cos \psi \tan \varphi - \sin 2\psi \sin \psi)\left(\frac{H}{D}\right)^2 + 2(\tan \psi + 2 \cos^3 \psi \tan \varphi - \sin 2\psi \cos \psi)\left(\frac{H}{D}\right) \quad (13)$$

可将其简写为

$$N_f = \frac{Q}{\gamma'AH} = 1 + F_1(\psi, \varphi)\left(\frac{H}{D}\right)^2 + F_2(\psi, \varphi)\left(\frac{H}{D}\right) \quad (14)$$

2.3 计算公式参数的确定

由式(14)可知,锚板的承载力是摩擦角和剪胀角的函数。因此,必须对这两个参数进行确定。根据 Bolton^[15]对砂土强度和剪胀的研究,在剪胀指数 $0 < I_R < 4$ 时剪胀角 ψ , 相对密实度 I_D , 有效应力水平 p' 之间存在着如下关系:

$$\varphi - \varphi_{crit} = 0.8\psi = 3I_R \quad (15)$$

$$I_R = I_D(Q - \ln p') - 1 \quad (16)$$

式中 φ 为摩擦角; φ_{crit} 为临界摩擦角; ψ 为剪胀角; I_R 为剪胀指数; I_D 为相对密实度; p' 为平均有效应力水平。

摩擦角和剪胀角可以通过相对密实度和应力水平进行确定,而这两个参数在实际工程中很容易获得。对于 Q 值则是一个与砂土类型有关的量, Bolton^[15]给出了几种砂土类型的 Q 值如表 2 所示。

表 2 不同类型砂土的 Q 值(根据 Bolton^[15])

Table 2 Values of Q for different sand types (after Bolton^[15])

砂土类型	Q
Quartz and feldspar	10
Limestone	8
Anthracite	7
Chalk	5.5

3 理论与试验结果比较分析

为了验证该理论模型的合理性,收集了 Adams 等^[16], Sutherland^[17], Fadl^[18], Ovesen^[19], Ilamparuthi^[1], Baker 等^[20], Murry 等^[6]学者的试验数据,应用本文提出的理论公式与其试验结果进行对比分析。

图 9 给出了松砂状态下理论值与试验值的对比结果,从图 9 中可以看出,试验数据比较分散,但整体趋势是破坏系数随埋深率增加近似呈线性增加。理论预测结果与大多数试验结果一致,误差在 25% 以内,只有少数试验数据与理论值误差较大。

对于松砂,表 3 给出了不同学者所用砂土的物理性质指标。从表中可以看出,松砂的相对密实度在 0.25 到 0.36 之间,摩擦角变化范围在 28° 到 33.6° 之间。

在理论计算时,为了统计方便,理论计算参数均取物理参数的平均值。

表 3 松砂试验数据汇总表

Table 3 Test data of anchors in loose sand

文献	锚板尺寸/mm	埋深率	砂土密度/($g\ cm^{-3}$)	相对密实度	摩擦角/ $(^\circ)$
Sutherland ^[17]	—	1~5	松砂	—	31.0
Fadl ^[18]	—	1~25	15.2	0.25	33.6
Ovesen ^[19]	20	1~4	—	0.36	29.1
Adams 等 ^[16]	15~115	1~10	15.68	—	28.0

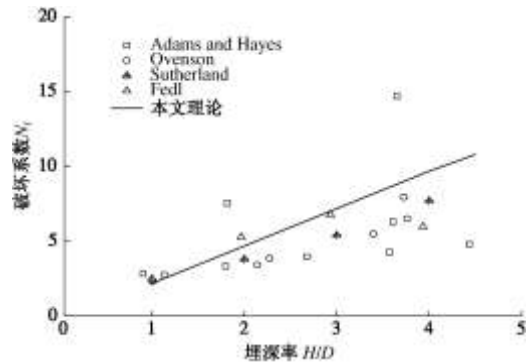


图 9 理论预测与松砂试验结果的对比

Fig. 9 Comparison between theoretical and test results in loose sand

对于密砂,表 4 给出了不同学者所用砂土的物理性质指标。密砂的相对密实度在 0.74 到 0.86 之间,摩擦角变化范围在 41.5° 到 45.0° 。在理论计算时,理论计算参数同样取物理参数的平均值。图 10 为密砂状态下理论值与试验值的对比结果,从图 10 中可以看出,密砂中的试验数据大多落在理论值附近,与理论

表 4 密砂试验数据汇总表

Table 4 Test data of anchors in dense sand

文献	锚板尺寸/mm	埋深率	砂土密度	相对密实度	摩擦角
Sutherland ^[17]	—	1~5	密砂	—	45.0
Ilamparuthi 等 ^[1]	100~400	1~12	17	0.74	43.0
Fadl ^[18]	—	1~25	16.97	0.85	41.5
Baker 等 ^[20]	25~75	1~21	17.6	—	42.0
Murry 等 ^[6]	50	1~8	16.47	0.86	44.0

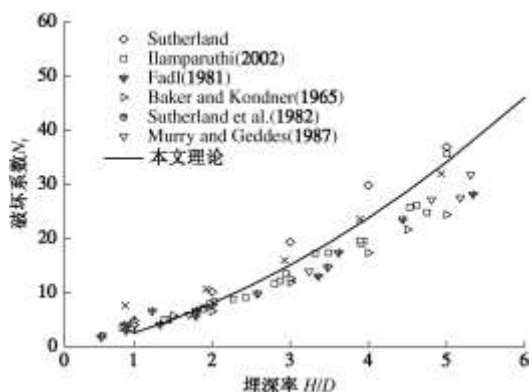


图 10 理论预测与密砂试验结果的对比

Fig. 10 Comparison between theoretical and test results in dense sand

计算结果具有较高的一致性, 最大理论值与试验值的最大偏差不超过 25%。

4 结 语

通过不同密实度砂土中锚板极限承载力的模型试验, 得到了不同密实度砂土中承载力与位移的关系曲线。关系曲线表明, 砂土密实度对极限承载力和峰值点位移有重要影响。

采用数字图像关联技术对锚板上拔过程中周围土体的变形场进行了研究, 变形场分析表明: 应力水平、峰值摩擦角和剪胀角控制着破坏面的形状, 进而影响着锚板的极限承载力。

基于变形破坏机理, 建立了锚板承载力力学模型, 引入 Bolton 理论所建立的剪胀角、相对密实度和应力水平之间的关系, 得到了极限承载力理论计算公式。该理论公式考虑了埋深率、剪切摩擦角, 剪胀和应力水平, 可对不同密实度砂土中锚板的极限承载力进行预测。理论公式与其他学者的试验结果对比表明该理论模型计算结果与其他学者的试验结果有较好的一致性, 验证了该理论模型的合理性。本文只对埋深率小于 5 的光滑圆形锚板进行了研究, 对于其它类型的锚板和埋深率大的锚板需做进一步研究。

参考文献:

- [1] ILAMPARUTHI K, DICKIN E A, MUTHUKRISNAIAH K. Experimental investigation of the uplift behaviour of circular plate anchors embedded in sand [J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2002, **39**(3): 648 - 64.
- [2] 刘 嘉, 王 栋. 正常固结黏土中平板锚基础的吸力和抗拉力[J]. *岩土力学*, 2009, **30**(3): 735 - 740. (LIU Jia, WANG Dong. Tension resistance and suction of plate anchor foundation in normally consolidated clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, **30**(3): 735 - 740. (in Chinese))
- [3] MEYERHOF G G, ADAMS J I. The ultimate uplift capacity of foundations[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1968, **5**(4): 225 - 244.
- [4] CHATTOPADHYAY B C, PISE P J. Breakout resistance of horizontal anchors in sand[J]. *Soils and Foundations*, 1986, **26**(4): 16 - 22.
- [5] SAEEDY H S. Stability of circular vertical anchors[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1987, **24**(3): 452 - 456.
- [6] MURRAY E J, GEDDES J D. Uplift of anchor plates in sand[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1987, **113**(3): 202 - 215.
- [7] GHALY A, HANNA A. Ultimate pullout resistance of single vertical anchors[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1994, **31**(5): 661 - 672.
- [8] 何思明. 抗拔锚板基础承载力研究[J]. *地下空间*, 2002, **22**(2): 145 - 148. (HE Si-ming. Study on bearing capacity of uplift anchor foundation[J]. *Underground Space*, 2002, **22**(2): 145 - 148. (in Chinese))
- [9] MERIFIELD R S, LYAMIN A V, SLOAN S W. Three-dimensional lower-bound solutions for the stability of plate anchors in sand[J]. *Géotechnique*, 2006, **56**(2): 123 - 132.
- [10] KUMAR J, KOUZER K M. Vertical uplift capacity of horizontal anchors using upper bound limit analysis and finite elements[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2008, **45**(5): 698 - 704.
- [11] 刘文白, 周 健. 扩底桩的上拔试验及其颗粒流数值模拟[J]. *岩土力学*, 2004, **25**(增刊 2): 201 - 6. (LIU Wen-bai, ZHOU Jian. Prototype tests and particle flow numerical simulation of under-reamed piles on uplift loading[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, **25**(S2): 201 - 206. (in Chinese))
- [12] WANG D, HU Y X, JIN X. Two-dimensional large deformation finite element analysis for the pulling-up of plate anchor[J]. *China Ocean Engineering*, 2006, **20**(2): 269 - 278.
- [13] JUN L, LILING W, YU XIA H. Pullout capacity of circular plate anchors in NC clay [J]. *Journal of Dalian University of Technology*, 2006, **46**(05): 712 - 719.
- [14] 于 龙, 刘 君, 孔宪京. 锚板在正常固结黏土中的承载力[J]. *岩土力学*, 2007, **28**(7): 1427 - 1434. (YU Long, LIU Jun, KONG Xian-jing. Stability of plate anchors in NC clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, **28**(7): 1427 - 1434. (in Chinese))
- [15] BOLTON M D. Strength and dilatancy of sands[J]. *Géotechnique*, 1986, **36**(1): 65 - 78.
- [16] ADAMS J I, HAYES D C. Uplift capacity of shallow foundations[J]. *Ontario Hydro Research Quarterly*, 1967, **19**(1): 1 - 13.
- [17] SUTHERLAND H B. Uplift resistance of soils[J]. *Géotechnique*, 1988, **38**(4): 493 - 516.
- [18] FADL M O. The behavior of plate anchors in sand[D]. Glasgow: University of Glasgow, 1981.
- [19] OVESEN N K. Centrifuge tests of the uplift capacity of anchors[M]// *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rotterdam, Neth; A. A. Balkema. 1981: 717 - 722.
- [20] BAKER W H, KONDNER R L. Pullout load capacity of circular earth anchor buried in sand[J]. *National Research Council-Highway Research Board-Highway Research Record*, 1966(108): 1 - 10.

