

DOI: 10.11779/CJGE201901008

密砂中圆形锚上拔承载力尺寸效应分析

陈榕¹, 符胜男², 郝冬雪^{*1}, 史旦达³

(1. 东北电力大学建筑工程学院, 吉林 吉林 132012; 2. 中国电力工程顾问集团东北电力设计研究院有限公司, 吉林 长春 130021;

3. 上海海事大学海洋科学与工程学院, 上海 201306)

摘要: 通过模型试验和有限单元法分析了密砂中圆形锚板上拔承载力的尺寸效应问题。分别对直径为 20, 50, 400 mm 的锚板在埋深比为 2~6 时进行拉拔试验, 获得上拔力和位移关系曲线及极限上拔力。基于不同埋深比时板径与上拔承载力系数关系曲线, 可发现: 相同埋深比时, 随着锚板直径增加, 上拔承载力系数逐渐减小; 且随着埋深比增加, 此现象愈明显。考虑密砂强度随应变发展而出现的软化现象, 对理想弹塑性 Mohr-Coulomb 模型进行改进, 基于改进的模型对上述 12 个拉拔试验进行有限元数值模拟, 同时与理想弹塑性模型模拟结果进行比较。结果表明: 理想弹塑性模型严重高估锚板上拔承载力, 而考虑土体软化的模型能够模拟锚板上拔过程中破坏面上土体强度逐渐发挥的过程, 计算得到的极限承载力与试验结果吻合较好。尺寸效应产生的原因一方面由于应力水平对土体强度的影响, 另一方面由渐进破坏引起; 埋深比越大, 随着锚板直径增加, 周围土体依次进入破坏的过程愈加明显。

关键词: 圆形锚板; 上拔承载力; 尺寸效应; 破坏模式; 渐进破坏

中图分类号: TU441.4 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2019)01-0078-08

作者简介: 陈榕(1979-), 男, 辽宁沈阳人, 博士, 副教授, 主要从事输电线路基础承载特性及软土地基处理研究工作。E-mail: lg1316cjh@126.com。

Scale effects of uplift capacity of circular anchors in dense sand

CHEN Rong¹, FU Sheng-nan², HAO Dong-xue¹, SHI Dan-da³

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Northeast Electric Power University, Jilin 132012, China; 2. Northeast Electric Power

Design Institute Co., Ltd. of China Power Engineering Consulting, Changchun 130021, China; 3. College of Ocean Science and

Engineering, Shanghai Maritime University, Shanghai 201306, China)

Abstract: The scale effects of uplift capacity of circular anchors in dense sand are studied by means of the model tests and finite element method. The pullout tests on the circular anchors with the diameters of 20, 50 and 400 mm as well as the embedment ratios of 2~6 are carried out, where the curves of uplift resistance and displacement and ultimate uplift capacity are obtained. It is seen from the test results that the breakout factor decreases with the increase in anchor diameter under the same embedment ratio, and the phenomenon is more obvious with larger embedment ratio. Numerical analysis for the pullout tests is performed based on the modified Mohr-Coulomb model which can reflect the strain softening of dense sand, and the results are compared with those based on the elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb model. It is shown that the numerical results based on elastic-perfectly plastic model overestimate the uplift capacity of anchors remarkably, while the simulations based on the modified Mohr-Coulomb model can reveal the process of mobilizing soil strength to the peak value, and thus the numerical results agree well with the test ones. The reasons causing the scale effects are the soil strength dependent on stress level and the progressive failure during pullout. The process that the soils surrounding the anchors reach failure step by step becomes more and more obvious with the increase of anchor diameter when the embedment ratio is relatively large.

Key words: circular anchor plate; uplift capacity; scale effect; failure mode; progressive failure

0 引言

由于锚板基础具有较强的抗拔能力, 在陆上和近海工程中得到了广泛的应用。对其上拔承载力的研究通常采用模型及现场试验^[1-9]、极限平衡分析^[1, 10-11]、极限分析及有限元等数值方法^[6-9, 12-17]。基于理想弹塑

性模型的理论及数值分析结果表明, 砂土中锚板上拔承载力只与砂土内摩擦角、剪胀角和埋深比有关。然

基金项目: 国家自然科学基金项目(51308095, 51409045, 41772273);

吉林省科技厅优秀青年人才基金项目(20170520105JH)

收稿日期: 2018-01-07

***通讯作者** (E-mail: haodongxue2005@126.com)

而, 一些缩比尺模型试验及离心机试验^[6-9]观察到了尺寸效应, 即上拔承载力系数 N_γ ($N_\gamma = Q/\gamma AH$, Q 为上拔承载力, γ 为砂土的有效重度, A 为锚板面积, H 为锚板埋深) 随着锚直径或宽度的增加而减小。Dickin^[6]对比了密砂中 50 mm 宽锚板的离心机试验和常规试验结果, 发现随着埋深比增加, 尺寸效应更明显, 且方形锚的尺寸效应较条形锚板显著, 但没有对这一现象进行解释。

尽管已发现了锚板的上拔尺寸效应问题, 但对其解释和数值模拟的研究较少, 且数值模拟由于土体大变形的限制, 能够计算的埋深比也很小。Sakai等^[7]使用引入剪切带厚度的非关联应变硬化-软化弹塑性本构模型对密砂中圆形锚板上拔承载特性进行模拟, 并与试验结果进行对比, 重点研究了尺寸效应。其中锚板直径为 3, 5, 10, 20 cm, 埋深比为 1, 2, 3, 结果表明, $H/D=3$ 时尺寸效应显著; 尺寸效应是由剪切带发展产生的渐进破坏引起。

Khatri等^[17]基于线性规划和下限原理有限元分析了条形锚板上拔承载特性, 通过考虑峰值内摩擦角随平均主应力变化, 考察条形锚板宽度对上拔力的影响。分析结果能够模拟尺寸效应问题, 但由于采用的相关关联流动法则, 可能会削弱尺寸效应的影响。

针对尺寸效应问题, 本文对密砂中不同直径的圆形锚板进行拉拔模型试验, 分析锚板直径对上拔承载力的影响。同时, 以 ABAQUS 通用有限元软件为平台, 考虑密实砂土应变软化的特性, 对理想弹塑性 Mohr-Coulomb 本构模型进行改进, 编写了用户子程序。基于改进的 Mohr-Coulomb 本构模型, 同时考虑土体强度受围压影响, 对密砂中圆形锚板上拔特性进行模拟, 以此揭示砂土渐进破坏过程, 并阐述产生上拔尺寸效应的原因。与试验结果对比表明, 考虑了土体应变软化的本构模型能较好地反映实际情况。

1 拉拔模型试验

1.1 试验方案

为分析锚板尺寸效应, 对不同直径的圆形锚在不同埋深比时进行拉拔试验, 试验方案见表 1。直径为 20, 50 mm 的锚板拉拔试验在 1g 下进行, 直径为 400 mm 的锚板试验是由 20 mm 直径的模型锚在 20g 加速度的鼓式离心机内进行。模型锚由铝制成, 锚板厚度与直径之比为 0.1; 50 mm 直径锚的锚杆与锚片直径之比为 0.2, 20 mm 直径锚的比值为 0.235。

1.2 砂土特性及制样

试验所用砂土为石英砂, 砂土的物理特性指标见表 2。进行 3 种围压下相对密实度为 100% 的砂土

轴排水试验, 所得偏应力-轴向应变关系曲线如图 1 所示。采用砂雨法制备相对密实度为 100% 的土样。模型槽由 38 mm 厚不锈钢板制作, 内部长宽高为 650 mm×390 mm×325 mm。锚板距槽底至少 20 mm, 当铺砂至埋置深度时, 轻轻将锚板放置在砂层表面, 并采用拉线定位以保证锚杆垂直度, 之后继续洒砂至地面高度以上, 最后由吸尘装置将砂面刮平。制样后通过测量砂样重量和体积, 计算实际制样的密实程度, 对所有模型制样的结果显示砂样的相对密实度在 95%~100% 变化, 制样效果较好。采用电动作动器进行位移加载, 位移加载速率为 0.3 mm/s。作动器上固定连接杆, 依次连接荷载传感器及与圆形锚连接的钩子。通过数据采集软件实现作动器控制和数据传输。

表 1 试验方案及极限上拔力

Table 1 Test programs and ultimate uplift capacities

D/mm	H/D	Q_u						数值 u_f /mm
		试验	数值/N		误差/%			
			MC	MMC	MC	MMC	MMC	
20	2	1.66	2.19	1.52	31.9	-8.4	0.76	
	3	3.90	5.56	3.65	42.6	-6.3	0.81	
	4	7.52	11.68	7.12	55.3	-5.3	1.10	
	6	21.56	30.16	20.31	39.9	-5.8	1.74	
50	2	18.64	31.57	20.52	69.4	10.1	1.25	
	3	47.34	76.35	50.57	61.3	6.82	1.57	
	4	102.71	157.80	102.06	53.6	-0.63	2.45	
	6	273.71	464.50	278.26	69.7	-1.66	7.79	
400	2	10055.1	12667.1	9212.0	26.0	-8.38	8.80	
	3	22728.4	30175.4	22561.9	32.8	-0.73	12.90	
	4	44150.5	62105.2	43607.8	40.7	-1.23	23.00	
	6	109865.0	185263.1	106713.1	68.6	-2.87	80.40	

表 2 砂土物理特性指标

Table 2 Physical properties of sand

平均粒径 d_{50}/mm	不均匀系数 C_u	曲率系数 C_c	ρ_{\max} /($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)	ρ_{\min} /($\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$)
0.25	1.87	0.938	1.75	1.56

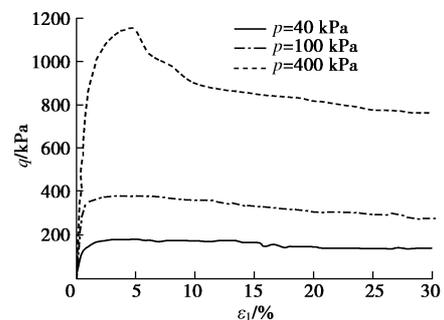


图 1 偏应力-轴向应变关系曲线

Fig. 1 Deviatoric stress-axial strain relationship

1.3 试验结果

拉拔试验测得了荷载-位移关系曲线, 为与数值结果比较, 将其绘制在图 2 中。对于 $D=400$ mm, $H/D=6$ 的锚板, 荷载位移曲线在趋近水平时开始出现波动, 但在峰值出现的附近波动较小, 故取最大值作为极限

上拔力；对于其它拉拔试验的荷载位移曲线，在峰值或水平段出现前基本是平滑的；试验获得的极限上拔力列于表 1。将不同埋深比 H/D 时锚板直径 D 和上拔承载力系数 N_y 关系绘于图 3。由图 3 可见，相同埋深比的锚板上拔承载力系数不同，存在着尺寸效应。随着锚板直径增加，上拔承载力系数减小，且减小速率逐渐放缓；这种尺寸效应随着埋深比的增加更明显。埋深比为 6 时， $D=400, 50 \text{ mm}$ 的上拔承载力系数较 $D=20 \text{ mm}$ 时分别减小 31.1% 和 18.7%。

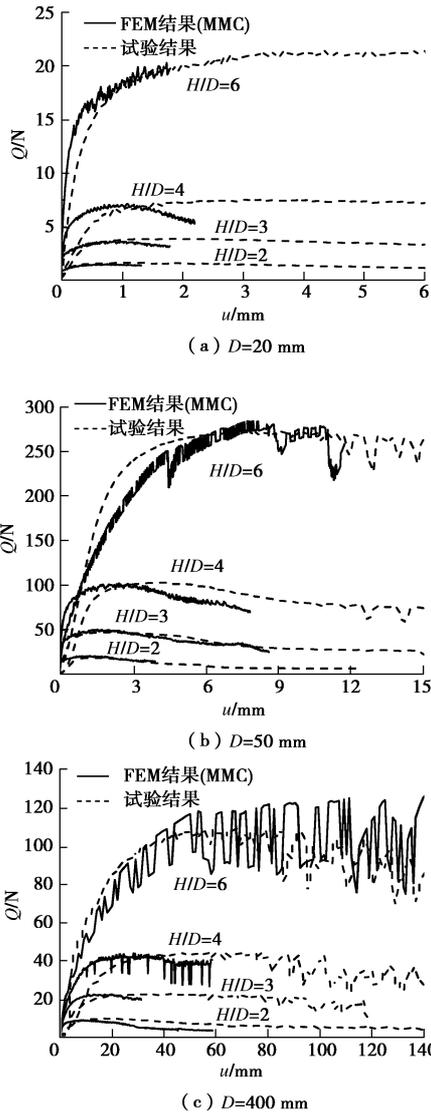


图 2 不同直径圆形锚的荷载 - 位移关系曲线
Fig. 2 Uplift resistance-displacement curves of circular anchors with various diameters

2 有限元模型

为探讨尺寸效应产生的原因，建立上述 12 个拉拔试验的有限元模型，模拟锚板上拔过程中土体破坏过程并确定极限承载力。土体本构模型分别采用理想弹塑性 Mohr-Coulomb 本构模型 (MC 模型) 及考虑土

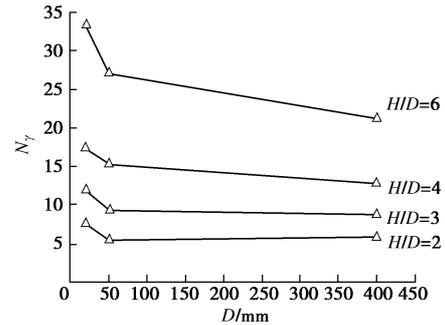


图 3 不同埋深比 H/D 时板径 D 与上拔承载力系数 N_y 关系
Fig. 3 Relationship between anchor diameter D and breakout factor N_y under various embedment ratios for H/D

体应变软化特性改进的 Mohr-Coulomb 本构模型 (以下简称 MMC 模型)。

2.1 MMC 本构模型

对于密实砂土，在排水条件下，通常表现为应变软化现象。随着偏应力的施加，土体的强度逐渐被激发，内摩擦角的发挥值逐渐增大，在某一应变时达到峰值内摩擦角 φ_p ，剪胀角 ψ 由初始的零度发挥到最大值 ψ_p ；随着应变继续增大，土体出现应变软化，内摩擦角和剪胀角由峰值逐渐减小，最终在较大应变时内摩擦角降至临界状态内摩擦角 φ_{cr} ，剪胀角降为 0。实际上内摩擦角和剪胀角随着应变增加呈非线性变化，但为简化，将其变化过程描述为 3 个线性阶段，如图 4 所示，其中横坐标表示等效塑性应变 ε_d ， φ_p 及 ψ_p 对应的等效塑性应变记为 ε_d^p ，土体达到临界状态对应的等效塑性应变为 ε_d^r 。 φ_0 为 $\varepsilon_d = 0$ 时对应的内摩擦角，为简化，将 φ_0 与临界状态内摩擦角 φ_{cr} 取相同值。根据试验用砂的三轴试验结果，临界状态内摩擦角 φ_{cr} 取为 31° 。

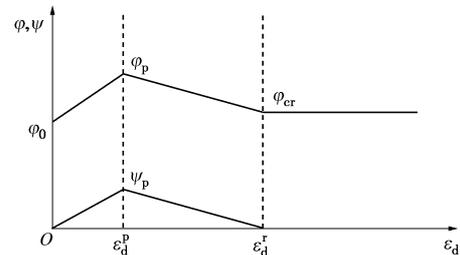


图 4 改进的莫尔库仑模型示意图

Fig. 4 Diagrammatic sketch of modified Mohr-Coulomb model

砂土峰值内摩擦角和剪胀角与土体密实程度和围压有关^[18-20]。许多研究者^[6, 21-22]发现 $\lg \sigma_3$ 和 φ_p 存在线性关系。根据图 1 所示 3 种围压下的三轴试验结果，估算试验用砂在相对密度为 100% 时的峰值内摩擦角和围压的关系如下：

$$\varphi_p = 40.9 - 7.8 \lg(\sigma_3 / p_a) \quad (1)$$

式中， σ_3 为围压 (kPa)， p_a 为大气压，取 101 kPa。

对不同埋深锚板的模拟, 土体峰值内摩擦角按照式 (1) 确定, 其中 σ_3 按锚板埋深处土体自重计算; 峰值内摩擦角 φ_p 由 Bolton 建议的公式^[21]

$$\varphi_p = \varphi_{cr} + 0.8\psi_p \quad (2)$$

计算确定。不同试验模型所用参数列于表 3。

忽略剪切过程中的弹性变形, 根据轴向应变 - 偏应力关系曲线, $p_0 \leq 100$ kPa 时, 等效塑性应变 ε_d^p 在 2%~3%, ε_d^r 约为 20%。由于模型试验的初始应力较低, 在数值模拟时峰值 ε_d^p 取为 2%。

根据三轴试验结果, 土体模量 E_{50} 与围压 σ_3 的拟合关系如下:

$$E_{50} = 658p_a (\sigma_3 / p_a)^{0.469} \quad (3)$$

在数值计算中, 土体弹性模量按照式 (3) 进行取值, 列于表 3。泊松比 ν 取为 0.3, 初始侧压力系数 K_0 按 Jaky 建议公式^[23]计算, 即 $K_0 = 1 - \sin \varphi_{cr}$ 。

表 3 本构模型参数

Table 3 Strength parameters for various constitutive models

D /mm	H/D	σ_3 /kPa	E_{50} /MPa	φ_p /($^\circ$)	ψ_p /($^\circ$)
20	2	0.70	6.5	58	33
	3	1.05	7.8	56	31
	4	1.40	8.9	55	30
	6	2.10	10.8	54	28
50	2	1.75	9.9	55	30
	3	2.63	12.0	53	27
	4	3.50	13.7	52	26
	6	5.25	16.6	51	25
400	2	14	26.3	47	20
	3	21	31.8	46	18
	4	28	36.4	45	17
	6	42	44.0	44	16

2.2 计算模型

对于锚板上拔模拟, 考虑到结构与地基耦合体系几何形状与加载条件关于锚杆中轴线对称, 建立锚-土耦合体系的轴对称模型, 采用动态分析模块进行准静态分析。计算域在板底至下边界取 $5D$, 水平向取 $11D$ ^[12]。模型底面边界约束竖向和水平向位移; 侧面土体边界和对称面土体边界上约束水平位移; 由于锚为铝制作, 上拔过程中变形可忽略, 因此有限元模型中将锚设为刚体, 在锚顶部设置参考点, 约束参考点的水平向位移和轴向转动, 如图 5。锚土之间的接触采用摩擦接触, 根据 Rowe 等^[12], 水平锚与砂土的摩擦系数对上拔荷载 - 位移曲线和极限承载力影响可忽略, 本文接触面间摩擦系数取值为 0.3。由于锚板较薄, 锚板周围土体网格在有限的上拔位移时可能出现过大变形, 往往产生严重的畸变问题, 导致有限元计算的收敛性较差。因此, 在数值分析中, 考虑埋深比 H/D 为 6 的锚板上拔所需的位移较大而使网格产生过大的变形, 故对于 $H/D=6$ 的模型, 采用 ALE 自适应网格法 (arbitrary Lagrangian Eulerian adaptive meshing),

使网格在整个分析过程中保持一种比较好的状态, 不出现过大的扭曲与变形。网格采用规则划分, 如图 5, 锚板附近网格加密, 最小网格宽度 ΔB 在板边缘处, $\Delta B/D$ 为 0.00625。在锚板周围一定区域内网格采用 ALE 方法, 每 2 个增量步重新划分一次网格, 网格扫描技术采用体积算法与等位算法结合, 每一个重划网格过程进行 2 次扫描, 曲率较大的曲线边界网格密度设置为 5, 其它参数设置为默认值; 变量转换采用二阶算法。网格单元采用轴对称 4 节点减缩积分单元 CAX4R。

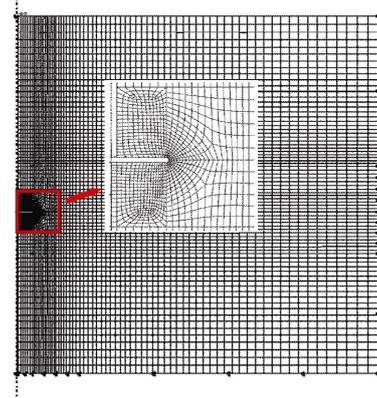


图 5 有限元计算模型

Fig. 5 Finite element model used in analyses

对于准静态问题的模拟, 应综合考虑惯性力的影响和计算时间, 合理地设置加载时间。以 $D=20$ mm, $H/D=6$ 的圆形锚模型为例, 通过设置不同加载速率和网格密度进行比较, 确定合理的加载时间和网格密度, 其中土体采用 MMC 模型。设置 $\nu=0.5D$ (100 s), $0.5D$ (150 s) 两种加载速率, 计算结果如图 6。由图可见, 两个加载速率所得的荷载位移曲线基本相同, 因此, 在其它所有模型中均采用 $0.5D$ (100 s) 的加载速率。

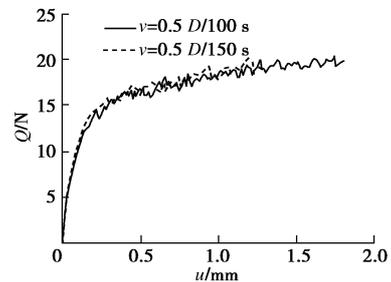


图 6 不同加载速率时荷载 - 位移关系曲线 ($D=20$ mm, $H/D=6$)

Fig. 6 Uplift resistance-displacement curves for different loading velocities ($D=20$ mm, $H/D=6$)

3 数值结果分析

3.1 与试验结果对比

为与试验结果进行对比, 将基于 MMC 模型计算

获得的上拔荷载 - 位移关系曲线与试验结果绘于同一图中, 如图 2 所示。对于埋深比为 6 的情况, 数值计算获得的荷载 - 位移曲线在接近水平段时出现较大波动, Q_u 按波动曲线的中心线取值。基于 MC 和 MMC 模型计算的极限上拔力 Q_u 及误差同时列于表 1。采用理想弹塑性 Mohr-Coulomb 模型对 Q_u 的预测均比试验结果高, 可高达 70%, 基本上, 埋深比越大, 预测结果高估量越大。而采用改进的 Mohr-Coulomb 模型, $H/D=6$ 时, 数值模拟获得的曲线与试验曲线吻合很好, $H/D \leq 4$ 时, 数值曲线在荷载峰值之前较试验曲线刚度稍大, 但两者的荷载峰值比较接近, Q_u 的预测结果误差范围在 $\pm 10\%$ 。这表明, 考虑土体强度随围压变化并采用土体软化的本构模型能很好地模拟实际情况。

由图 2 可见, 随着埋深比增加, 达到峰值上拔力所需的位移越大。对于 $H/D \leq 4$ 的情况, 在位移加载范围内, 荷载出现峰值后又开始下降; $H/D=6$ 时, 荷载达到峰值后, 在加载范围内, 荷载保持在峰值附近, 即荷载 - 位移曲线保持水平, 这与土体渐进破坏过程有关, 将在下文中进行解释。

图 7 为基于 MMC 模型的数值结果和试验获得的上拔承载系数对比, 可见数值模拟能很好地反映 N_f 随板径增加而减小的尺寸效应问题及埋深比对尺寸效应的影响。

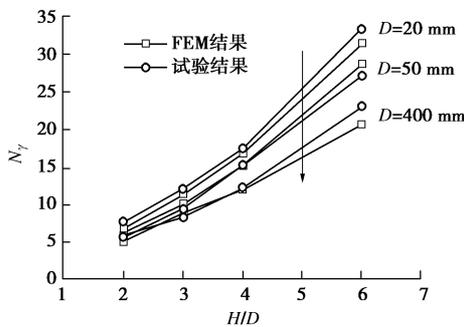


图 7 不同埋深比时归一化上拔系数对比

Fig. 7 Variation of breakout factor with embedment ratio

3.2 破坏模式

图 8, 9 分别为 $H/D=2$ 和 6 时两个直径锚上拔破坏时砂土中等效塑性应变云图, 其中, 等效塑性应变超过 2% 以黑色显示。当 $H/D=2$ 时, 在较小上拔位移作用下, 锚板边缘土体开始进入塑性区, 随着上拔位移增大, 土体塑性区向两侧向上开展, 当荷载 - 位移曲线达到峰值点或水平时 (上拔破坏), 塑性区域开展至地表, 锚板中间上方土体等效塑性应变均未达到 2%。 $D=20, 400$ mm 锚周围土体等效塑性应变超过 2% 的区域范围明显不同, $D=20$ mm 时该区域接近地表, 而 $D=400$ mm 时, 该区域则在一半埋深内。根据土体本构模型, 等效塑性应变达到 2% 时土体强度达到峰

值, 超过 2% 后强度开始减小, 向残余强度发展。因此, 对于等效塑性应变超过 2% 的区域, 土体经历了峰值强度, 开始出现不同程度的强度下降, 将在 3.3 节进行详细说明。

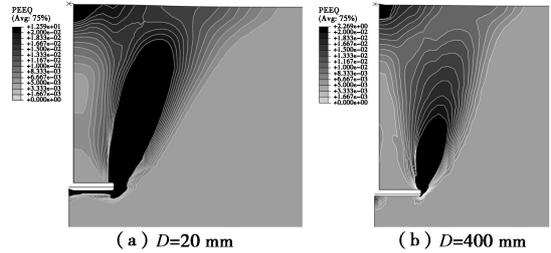


图 8 不同直径锚破坏时等效塑性应变云图 ($H/D=2$)

Fig. 8 Contours of equivalent plastic strain for different diameters at failure ($H/D=2$)

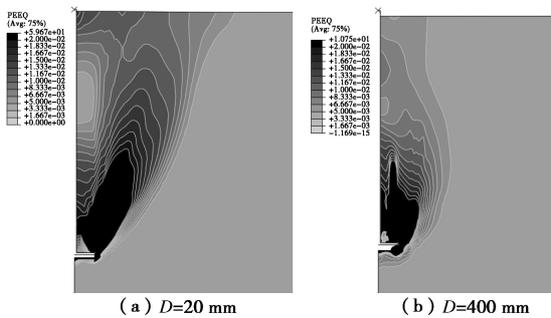


图 9 不同直径锚破坏时等效塑性应变云图 ($H/D=6$)

Fig. 9 Contours of equivalent plastic strain for different diameters at failure ($H/D=6$)

当 $H/D=6$ 时, 土体塑性区仍在锚板边缘开始出现, 但不同的是, 随着上拔位移增加, 塑性区向板外两侧开展, 同时向锚板正上方开展。上拔荷载达到峰值时, $D=20$ 和 400 mm 两锚周围土体破坏模式不同, $D=20$ mm 锚由于埋深相对较浅, 塑性区开展到地表, 与 $H/D=2$ 时的形式接近, 但在锚板上方土体存在三角形弹性区域; 而 $D=400$ mm 的锚, 土体塑性区向板外侧上方发展受限制, 开始向锚正上方发展, 破坏时等效塑性应变超过 2% 的区域仅限于锚板上方 $H/3$ 范围内, 地表出现很小的塑性应变。由此可见, 对于 $H/D=6$, $D=20$ mm 时锚板破坏模式为浅坏模式, 而 $D=400$ mm 时, 锚板破坏时向深破坏模式过渡。

3.3 尺寸效应分析

为分析尺寸效应产生的原因, 将埋深比 $H/D=4$ 时基于 Mohr-Coulomb 理想弹塑性模型 (MC 模型) 和考虑应变软化的 MMC 模型的计算结果绘于图 10。图中“强度不随围压变化”表示 3 种板径时土体峰值内摩擦角 ϕ_p 和剪胀角 ψ_p 不变, 均按 $D=20$ mm 情况取值; “强度随围压变化”时 ϕ_p 和 ψ_p 随板径变化, 具体取值见表 3。由图 10 可见, 基于理想弹塑性模型且强度

不随围压变化时, 上拔承载力系数基本不随板径变化, 没有尺寸效应产生且严重高估抗拔力; 基于理想弹塑性模型且考虑强度随围压变化的情况, 上拔承载力系数随板径增加明显减小, 能够反映尺寸效应, 但计算结果仍明显高估实际情况; 基于 MMC 模型的强度变化与不变两种情况, 均能反映尺寸效应; 但只有在同时考虑应变软化及强度受应力水平影响时, 计算结果与试验结果吻合最好, 表明实际尺寸效应产生的原因为两方面: 一方面是由于土体强度依赖于应力水平, 虽然埋深比相同, 但板径大时锚板周围土体围压较高, 强度有所下降; 一方面为受应变软化引起的渐进破坏出现, 下文详述。

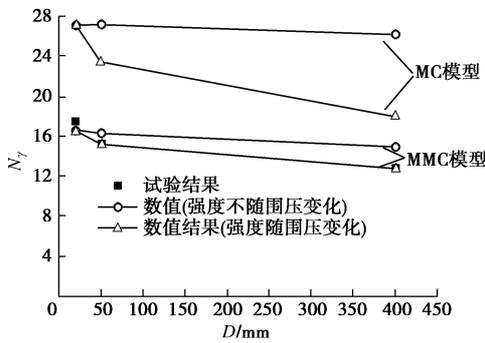


图 10 两种模型计算结果对比($H/D=4$)

Fig. 10 Comparison of numerical results based on two models ($H/D=4$)

锚板埋置越深, 达到破坏所需的位移越大, 数值模拟时需要加载的位移也越大, 位移增大到一定值, 计算会出现不收敛现象。对于 $H/D=6$ 的情况, 数值计算仅能计算至荷载位移曲线出现峰值或水平段, 未能算到之后的下降段, 而对于 $H/D \leq 4$ 的情况, 荷载 - 位移曲线达到峰值后又出现下降段。故, 为更清楚地分析尺寸效应及埋深的影响, 将 $H/D=2$ 和 4 两个埋深时不同直径锚上拔过程土体强度变化进行对比分析, 如图 11, 12 所示, 其中, 内摩擦角接近峰值时以浅灰色显示。

由图 11 可见, 在位移加载初期, 锚板边缘附近一定区域最先达到峰值内摩擦角; 随着加载位移增加, 该区域内摩擦角逐渐减小, 部分土体进入临界状态, 达到临界状态内摩擦角, 同时, 沿塑性区开展方向, 上部土体逐渐进入峰值状态, 而后随着位移继续增大, 强度又逐渐衰减; 当 $u=u_f$ 时, 锚周围土体强度得到最大发挥, 抗拔力达到峰值, 与图 8 对比, 土体经历峰值内摩擦角的区域等效塑性应变已达到或超过 2%; 当 $u>u_f$ 时, 接近地表的土体峰值强度逐渐被激发, 周围土体的整体强度保持一段后开始减小, 抗拔力则开始下降, 此过程体现了上拔过程中土体是渐进破坏的。

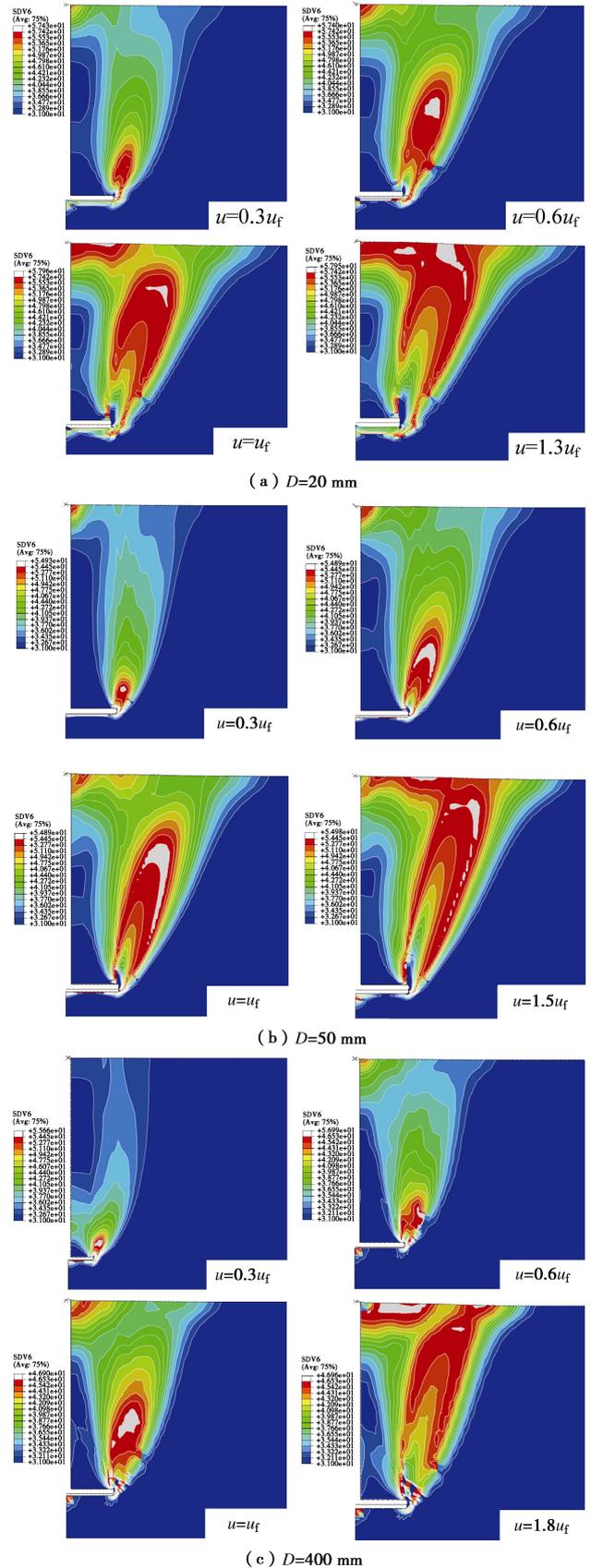


图 11 不同加载位移时砂土内摩擦角云图 ($H/D=2$)

Fig. 11 Contours of internal friction angle with different loading displacements ($H/D=2$)

比较图 11 (a) ~ (c), 随着板径增大, 渐进破坏过程越明显。图 11 中, 内摩擦角超过峰值内摩擦角

的 99% 显示浅灰色, 不同加载位移时内摩擦角的云图可清晰反映出沿着塑性区发展方向土体强度依次发挥至峰值的过程。 $D=20\text{ mm}$ 的锚, 随着位移增加, $u=u_f$ 时, 达到峰值内摩擦角的区域从锚边缘开始沿塑性区开展方向逐渐连续发展至 $0.813H$ 高度处, 接近地表; 当 $u=1.3u_f$ 时, 峰值内摩擦角连续发展与地表贯通, 与 u_f 位移时土体整体强度相比, 此时上拔承载力还未出现明显下降。对于 $D=50, 400\text{ mm}$ 的锚板, $u=u_f$ 时, 峰值内摩擦角从锚边缘开始分别发展至埋深 $0.686H$ 和 $0.477H$ 处, 当地表土体强度达到峰值强度时, 需要的加载位移分别为 $1.5u_f, 1.8u_f$, 并且, 对于 $D=400\text{ mm}$ 的锚板, 当地表土体达到峰值内摩擦角时, 锚板的抗拔力已经开始下降。由此可见, 相同埋深比时, 随着锚板直径的增加, 渐进破坏的过程更加明显, 当塑性区开展至地表时, 破坏滑裂面周围土体的强度不同时发挥的程度更高, 亦是产生尺寸效应的关键原因。

对比图 11, 12 发现, 对于同一直径锚板, 随着埋深比增加, 渐进破坏的过程越显著。相同上拔位移比 u/u_f (上拔位移与峰值抗拔力对应的位移比) 时, 埋深越大, 锚板周围土体经历峰值强度的区域越小, 峰值强度开展至地表所需要的位移比越大; $H/D=4, D=20, 50\text{ mm}$ 的锚, 地表土体达到峰值强度对应的上拔位移分别为 $1.4u_f$ 和 $1.7u_f$, 对于 $D=400\text{ mm}$ 的锚, 数值计算的加载位移至 $2.6u_f$, 虽未达到峰值强度发展至地表所需要的位移, 但已反映了埋深对渐进破坏的影响。

对于 $H/D=2$ 的情况, $D=50, 400\text{ mm}$ 时地表土达到峰值强度所需的上拔位移比是 $D=20\text{ mm}$ 时的 1.15 和 1.38 倍; $H/D=4$ 时, $D=50, 400\text{ mm}$ 所需的上拔位移比为 $D=20\text{ mm}$ 的 1.21 倍和 1.85 倍以上。这表明, 在较大埋深时, 随着板径增加, 渐进破坏过程较小埋深比时更加明显; 即随着上拔位移加大, 贯通至地表的破坏带上土体强度同时达到峰值强度的比例越小, 故在较大埋深比时, 表现了更明显的尺寸效应。

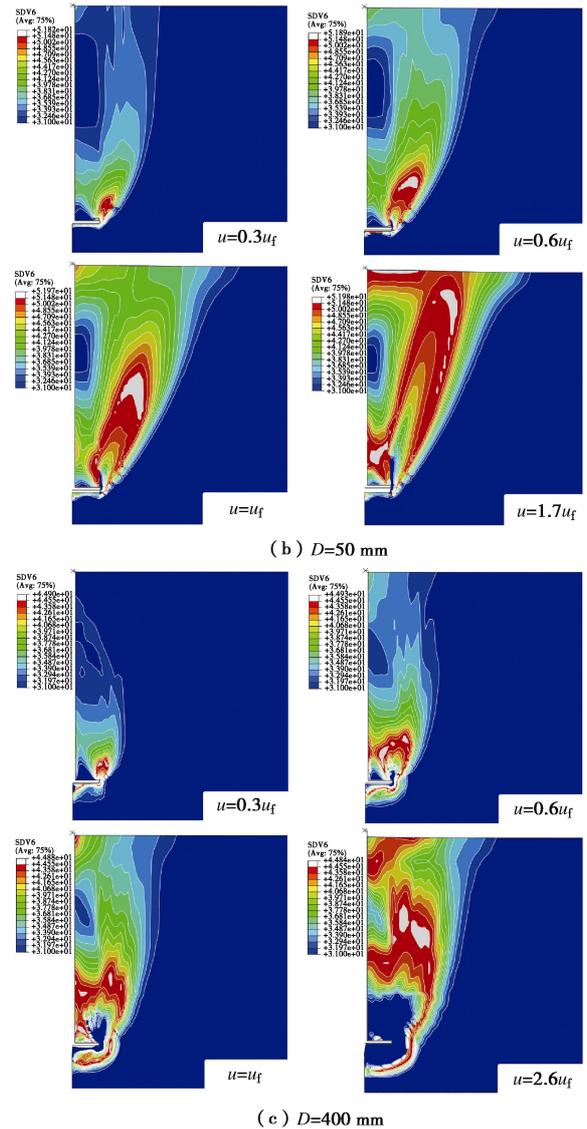
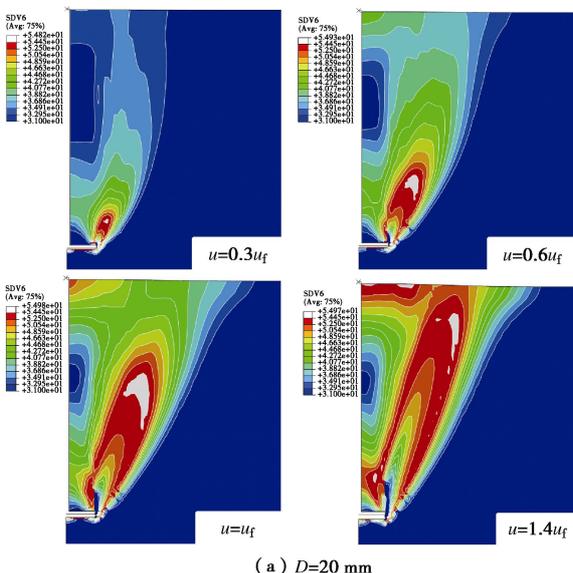


图 12 不同加载位移时砂土内摩擦角云图 ($H/D=4$)

Fig. 12 Contours of internal friction angle with different loading displacements ($H/D=4$)

5 结 论

通过模型试验和有限元法对密砂中圆形锚板上拔承载力的尺寸效应问题进行研究, 分析锚板尺寸对上拔破坏模式的影响及尺寸效应产生的原因。

(1) 板径 $D=20\sim 400\text{ mm}$, $H/D=2\sim 6$ 共 12 个拉拔模型试验结果表明, 相同埋深比时, 随着板径增加, 上拔承载力系数减小, 且随着埋深增加, 尺寸效应更加明显。

(2) 基于改进的 Mohr-Coulomb 模型的数值计算结果与试验结果吻合较好, 考虑土体应变软化的本构模型能够较好地模拟实际破坏过程。

(3) 锚板埋深比较小时, 塑性区由基础边缘开始向两侧上方开展, 峰值抗拔力时, 塑性区域开展至地表, 为浅破坏模式; 锚板埋比深较大时, 土体塑性区仍在锚板边缘开始出现, 但不同的是, 随着上拔位移

增加,塑性区向板外两侧开展,同时向锚板上方开展。对于 $H/D=6$, $D=20$ mm 时锚板破坏模式为仍浅破坏模式,但在锚板上方存在三角形弹性区;而 $D=400$ mm 时,塑性区局限于土体内部,在锚板边缘两侧及上方一定范围内。

(4) 尺寸效应产生的原因一方面为土体强度受应力水平影响;另一方面是密砂应变软化产生的渐进破坏所致。基于 MMC 模型的数值模拟能够捕捉土体渐进破坏的过程,相同埋深比时,锚板直径越大,渐进破坏越明显;埋深比越大,随着锚板直径增加,周围土体依次进入破坏的过程愈加明显。

参考文献:

- [1] MURRAY E J, GEDDES J D. Uplift of anchor plates in sand[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1987, **113**(3): 202 - 215.
- [2] GHALY A, HANNA A, HANNA M. Uplift behaviour of screw anchors in sand: I dry sand[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1991, **117**(5): 773 - 793.
- [3] LIU J Y, LIU M L, ZHU Z D. Sand deformation around an uplift plate anchor[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2012, **138**(6): 728 - 737.
- [4] OVESEN N K. Centrifuge tests of uplift capacity of anchor[C]// *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Stockholm, 1981: 717 - 722.
- [5] TAGAYA K, SCOTT R F, ABOSHI H. Pullout resistance of buried anchor in sand[J]. *Soils and Foundations*, 1988, **28**(3): 114 - 130.
- [6] DICKIN E A. Uplift behavior of horizontal anchor plates in sand[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1988, **114**(11): 1300 - 1317.
- [7] SAKAI T, TANAKA T. Progressive failure and scale effect of trap-door problems with granular materials[J]. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1993, **33**(1): 11 - 222.
- [8] SAKAI T, TANAKA T. Scale effect of a shallow circular anchor in dense sand[J]. *Soils and Foundations*, 1998, **38**(2): 93 - 99.
- [9] SAKAI T, TANAKA T. Experimental and numerical study of uplift behavior of shallow circular anchor in two-layered sand[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2007, **133**: 469 - 477.
- [10] GHALY A, HANNA A. Ultimate pullout resistance of single vertical anchors[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1994, **31**(5): 661 - 672.
- [11] 郝冬雪,符胜男,陈榕. 砂土中锚板拉拔模型试验及其抗拔力计算[J]. *岩土工程学报*, 2015, **37**(11): 2101 - 2106. (HAO Dong-xue, FU Sheng-nan, CHEN Rong, et al. Experimental investigation of uplift behavior of anchors and estimation of uplift capacity in sands[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, **37**(11): 2101 - 2106. (in Chinese))
- [12] ROWE R K, DAVIS E H. The behaviour of anchor plates in sand[J]. *Géotechnique*, 1982, **32**(1): 25 - 41.
- [13] TAGAYA K, TANAKA A, ABOSHI H. Application of finite element method to pullout resistance of buried anchor[J]. *Soils and Foundations*, 1983, **23**(3): 91 - 104.
- [14] BHATTACHARYA P, KUMAR J. Uplift capacity of anchors in layered sand using finite-element limit analysis: formulation and results[J]. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 2016, **16**(3): 1532 - 3641.
- [15] MERIFIELD R S, SLOAN S W. The ultimate pullout capacity of anchors in frictional soils[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2006, **43**: 852 - 868.
- [16] KUMAR J. Uplift response of strip anchors in sand using FEM[J]. *Irianian Journal of Science and Technology*, 2006, **30**(4): 475 - 486.
- [17] KHATRI V N, KUMAR J. Effect of anchor on pullout capacity of strip anchors in sand[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2011, **48**: 511 - 547.
- [18] TATSUOKA F, GOTO S, SAKAMOTO M. Effects of some factors on strength and deformation characteristics of sand at low pressures[J]. *Soils and Foundations*, 1986, **26**(1): 105 - 114.
- [19] ALSHIBLI K A, BATISTE S N, STURE S. Strain localization in sand: plane strain versus triaxial compression[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2003, **129**(6): 483 - 494.
- [20] ANDERSEN K H, SCHJETNE K. Database of friction angles of sand and consolidation characteristics of sand, silt, and clay[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2013, **139**(7): 1140 - 1155.
- [21] BOLTON M D. Strength and dilatancy of sands[J]. *Géotechnique*, 1986, **36**(1): 65 - 78.
- [22] HSU S T, LIAO H J. Uplift behaviour of cylindrical anchors in sand[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, **34**: 70 - 80.
- [23] JAKY J. Pressure in silos[C]// *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rotterdam, 1948: 103 - 107.