

DOI: 10.11779/CJGE201901012

竖向正方形锚板水平拉拔极限承载力 三维统一理论解研究

胡伟^{1,2}, 高文华^{1,2}, 赵璞³, 刘顺凯^{3,4}, 龙诚璧^{1,2}

(1. 湖南科技大学岩土工程稳定控制与健康监测重点实验室, 湖南湘潭 411201; 2. 湖南科技大学土木工程学院, 湖南湘潭 411201;
3. 海南大学土木建筑工程学院, 海南海口 570228; 4. 中南大学土木工程学院, 湖南长沙 410075)

摘要: 针对竖向正方形锚板水平极限拉拔力学机理和承载力理论研究存在人为区分浅埋、深埋, 但界定标准不统一的问题, 对其开展了破坏机制分析和极限承载力三维统一理论解的研究。通过板前四棱锥土核在垂直于板平面的竖直面和水平面投影三角形的形状演化来分别反映竖向和水平向破坏机制随土性、埋深比等因素变化的对称性; 构建了竖向正方形锚板水平极限拉拔的三维统一力学模型; 依次取不同受力体进行极限力学平衡分析; 推导了拉拔极限承载力三维统一理论解。与其他理论方法、试验数据的对比验证表明: 新的力学模型很好地实现了一个模型来反映不同埋深比范围破坏机制的连续变化规律, 无需再人为区分浅埋和深埋; 统一理论解计算结果不仅与室内模型试验数据符合的很好, 也和现场、大尺寸室内试验数据吻合; 较3种国外方法计算结果更加接近于实测值, 且具有更小的离散性, 平均值总体上偏于安全, 在4种方法中表现最好。

关键词: 竖向正方形锚板; 水平拉拔; 破坏机制; 三维统一力学模型; 极限承载力

中图分类号: TU431

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)01-0111-10

作者简介: 胡伟(1982-), 男, 博士, 教授, 主要从事地基与基础工程, 岩土工程减灾方面的研究工作。E-mail: yilukuangben1982@163.com。

Three-dimensional unified theoretical researches on ultimate horizontal pullout capacity of vertical square anchors

HU Wei^{1,2}, GAO Wen-hua^{1,2}, ZHAO Pu³, LIU Shun-kai^{3,4}, LONG Cheng-bi^{1,2}

(1. Hunan Province Key Laboratory of Geotechnical Engineering Stability Control and Health Monitoring, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China; 2. School of Civil Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China; 3. School of Civil and Architectural Engineering, Hainan University, Haikou 570228, China; 4. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, China)

Abstract: The researches on mechanical mechanism and bearing capacity of horizontal pullout of vertical square anchor plates have the problem of artificially distinguishing shallow and deep buried types without uniform definition standards. This study is devoted to the researches on the three-dimensional unified theoretical solution of horizontal ultimate pullout capacity of a vertical square anchor plate based on deep analysis of failure mechanism. The symmetry of failure mechanism varying with soil properties and buried ratios in vertical and horizontal directions is reflected by the evolution of projected triangles of rectangular pyramid soil core before the anchor plate to the vertical plane and horizontal plane, respectively. A three-dimensional unified mechanical model is established for the horizontal ultimate pullout of the vertical square anchor plate. The ultimate mechanical equilibrium analysis method is used for different loaded bodies in turns to derive the three-dimensional unified theoretical solution. Comparison with other theoretical methods and test data indicates that the new model can reflect the continuous variation rules of the symmetry of failure mechanism very well in different ranges of depth ratio. The three-dimensional unified theoretical solution has extensive applicability to the model test and field test data. The new solution performs the best as its calculation result is more close to the measured value with smaller discreteness and the average is generally safe.

Key words: vertical square anchor; horizontal drawing; failure mechanism; three-dimensional unified theoretical solution; ultimate pullout capacity

基金项目: 国家自然科学基金项目(51508141); 湖南科技大学岩土工程稳定控制与健康监测重点实验室开放基金项目(E21806); 湖南科技大学科研启动基金项目(E51857)

收稿日期: 2017-11-27

0 引言

锚板作为一种可提供抗拔承载力的构件,因其具有施工简便、经济性好等特点,迄今已在工程界中得到了广泛的应用^[1]。按设置方向,锚板可分为三类:水平、竖向和倾斜。水平锚板主要提供竖向抗拔承载力,竖向锚板主要提供水平抗拔承载力,倾斜锚板则兼而有之。因此,受其使用功能的决定,锚板的极限抗拔承载力是锚板结构设计时必须明确的重要指标。到目前为止,国内外已有很多学者从试验、数值模拟、理论分析等多方面对此问题进行了长期而广泛的深入研究,并取得了一系列的成果,这其中理论成果尤为突出。理论方法的研究主要可分为极限平衡法和极限分析法两类^[2-3],通过假定板周土体破坏面或机动容许的速度场来构建极限拉拔下的力学模型,然后进行极限平衡分析或上下限分析。这类方法的优点是可以获得解析解,虽然推导过程复杂但便于工程应用。竖向锚板一般用于挡土墙工程,通过拉杆与挡土墙面板或者肋柱相连,利用锚板的水平承载力来平衡作用在墙面上的土压力以保持挡土结构的稳定性。相较于水平锚板,竖向锚板的水平拉拔问题因不具有严格意义上的对称性而使得其破坏面或速度场的描述更加复杂,研究成果较少。而竖向条形锚板因可采用平面应变假设,简化为二维问题,分析复杂程度显著降低,故研究主要以竖向条形锚板为主^[4-5],矩形或圆形锚板则在此基础上通过引入形状系数的方法来考虑其三维效应^[6-7],真正直接进行三维理论分析的研究几乎还没有。一般而言,长宽比大于5的锚板才可视作条形锚板,但在实际工程中,符合这种尺寸条件的条形锚板应用很少,普遍使用的是矩形锚板^[8],正方形锚板居多^[9]。

竖向锚板在受到水平拉力后,板前土体在受拉方向受到挤压,同时也向另外两个方向上挤压土体发生位移变形,其相对大小对锚板力学模型的构建有着重要影响。对于条形锚板,土体的位移变形只发生在垂直于板平面的竖直面内,故其力学模型可采用竖直面内的平面应变模型,视为二维问题。而对于正方形锚板,水平方向土体的位移变形将显著发生。事实上,受施工过程中填土的压实作用,土体受拉前的初始应力状态一般表现为竖向应力大于水平应力,相应的竖向变形模量也将大于水平方向。因此,竖向正方形锚板拉拔时板前土体的位移变形不仅将在水平方向显著发生,甚至还可能大于竖向,属于典型的三维问题,若不予考虑,将夸大水平方向土体的受约束程度,高估其拉拔承载力,偏于不安全。此外,当前的研究普

遍遵循先界定浅埋、深埋^[6],然后根据判定结果,采用固定的对称^[10-11]或非对称形式^[12]的破坏机制假定而构建相应的力学模型来分别开展研究。但实际上,板前上下侧土体的土压力和力学性质在不同深度处从一开始就是不一样的,这使得上下侧的位移变形也会表现不一致,故竖直面内的力学机制应是非对称的。这种非对称性不应被人为固定,而应随着锚板尺寸、埋深和土体性质等因素连续变化。因此,这些研究中人为区分浅埋、深埋,而界定标准又很不统一^[6-7, 11],人为固定破坏机制的对称性是不符合实际情况的。

针对竖向锚板水平拉拔极限承载力理论研究中所存在的上述问题,本文以竖向正方形锚板为研究对象,深入分析其水平极限拉拔下的非对称三维力学机制。在此基础上,构建无需人为区分浅埋、深埋,板前滑移线场对称性能随埋深比、土性参数连续变化的三维力学模型,基于极限平衡分析推导相应的拉拔极限承载力统一理论解。通过与既有理论计算方法、室内外试验数据的对比分析,验证该三维力学模型及相应统一理论解的合理性。

1 破坏机制及三维力学模型

竖向正方形锚板水平受拉时,板前、板后以及板后上侧土体都将存在较大的位移变形,但当土体以砂土颗粒材料为主,且锚板位于地下水位以上时,板后及其上侧土体的位移变形主要是由于板后形成空腔,土体塌落填充所致,其力学机制对锚板的承载力贡献很小,可以忽略;而板前土体的位移变形则是阻止锚板位移而产生,是锚板具有抗拔承载力的主要原因,故分析时只考虑板前土体的破坏机制。如前所述,板前土体在竖直和水平方向将同时发生位移变形,但极限拉拔下,土体在两个方向破坏机制的对称性是不同的。水平方向,因一般具有对称的土体初始应力和力学性质分布,故采用对称的破坏机制是可以接受的。竖直方向应力初始分布和土体力学性质的非对称则导致了该方向的破坏机制是非对称的,且这种非对称性将随着锚板尺寸的增大而增大,而随着埋置深度的增大而减小。这意味着,对于一定尺寸的锚板,固定的破坏形式将对应一定的埋置深度,由此得出的解答也只能大致适用于这一埋置深度上下一定范围内的锚板,这也正是目前一些理论研究成果需要区分浅埋和深埋的原因所在。对于水平方向的对称破坏机制,经典地基极限承载力理论虽然方向不同,但仍具有参考性。某种程度上可以说这种破坏面的对称性是通过板前形成的三角形土核的对称性来反映的。对于竖直方向的非对称破坏机制,Merifield^[13]的有限元数值

分析表明板前也存在这样一个三角形土核, 其形状随着埋深、土体强度参数等因素发生改变; 笔者的模型试验及数值模拟研究也同样表明了这一点^[14]。综合来看, 竖向正方形锚板极限拉拔下板前土体破坏机制在水平方向和竖直方向的对称性可通过板前形成的土核形状来反应, 如图1所示。该土核在 xoy 平面内的投影为等腰三角形, 反映水平方向对称的破坏机制; 在 xoz 平面内的投影则一般情况下为非等腰三角形, 对应竖直方向的非对称破坏机制。

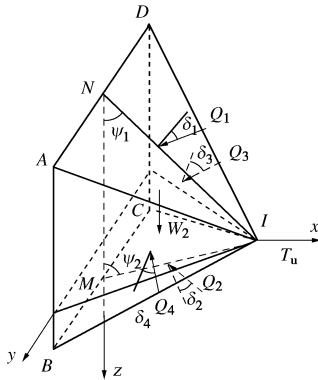


图1 板前四棱锥土核

Fig. 1 Rectangular pyramid soil core before plate

基于上述分析, 构建竖向正方形锚板水平极限拉拔三维力学模型的过程如下: 锚板受拉发生位移, 板前土体被挤压, 随着挤压的发展, 在板前将逐渐形成一个四棱锥土核, 土核随着锚板一起运动并挤压周围土体持续发生位移变形, 并最终在三维空间内形成破坏滑动面, 锚板达到其极限承载力。极限拉拔下板前的四棱锥土核及其受力如图1所示, 该土核具有 xoz 竖向对称面, 即板竖向中心线所在的平面, 但不存在水平对称面。土核在竖向对称面内的投影三角形形状应存在两种极限状态, 一是对于浅埋锚板 (锚板底端埋置深度 H 与板高 h 之比为埋深比, 最小为1), 此时锚板下底面在水平方向近似垂直切割土体, 板前土体竖向位移变形基本集中在板底边所在平面以上^[13], 土核形状趋于直角三角形。Kame等^[5]、Neely等^[12]研究中所假定的滑移线场接近于此种情况^[14]。二是对于深埋锚板 (最大埋深比达到约94)^[15], 此时拉拔影响范围内土体初始应力分布的差异占总应力的比值已非常小, 板前上下侧土体几乎可视为应力、力学性质均匀分布, 极限拉拔时的位移变形也就是对称的, 故板前土核形状将趋于等腰三角形, Miyata等^[11]研究中所假定的滑移线场即为此种对称型^[14]。由此得知, 若以土核竖向对称面内投影的三角形底边高所在的水平面为分界面, 则分界面上下侧土体的位移变形范围总体上将随着埋深比的增大表现出由强非对称逐渐向弱非对

称并最终趋于对称的连续变化趋势。进一步分析该三角形的角度关系则有, 因其两条侧边实则对应了土体内部两条相交的破坏面, 则其夹角也即三角形的顶角应为 $\pi/2 - \varphi$, 故无论该三角形的底边如何, 其两个底角 ψ_1, ψ_2 之和始终都等于 $\pi/2 + \varphi$; 对于极限浅埋情况, 下底角 ψ_2 为 $\pi/2$, 则上底角 ψ_1 为 φ ; 对于极限深埋情况, 上下底角都等于 $\pi/4 + \varphi/2$; 对于其余埋深, 则介于两者之间, 具体如下:

$$\left. \begin{aligned} \varphi &\leq \psi_1 \leq \pi/4 + \varphi/2, \\ \pi/2 &\geq \psi_2 \geq \pi/4 + \varphi/2, \\ \psi_1 + \psi_2 &= \pi/2 + \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

在力学平衡分析上, 锚板受到的极限水平拉力将与该土核4个侧面所受到的土压力合力 (Q_1, Q_2, Q_3, Q_4) 在水平方向的分量形成平衡; 4个合力的方向与相应面所成的角度分别为 $\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4$, 其中土核前后两个面因对称性而满足所受土压力合力在水平面内与受拉方向垂直的方向上的分量相互平衡; 而上下两个面所受土压力合力在竖直方向与土核重力满足平衡条件, 该平衡条件将直接决定土核的实际形状, 也是统一浅埋、深埋锚的关键; 每个面均受到法向土压力和切向摩擦力的作用。四棱锥土核形成后, 4个侧面将在随后的拉拔过程中向各自所面临的方向持续排开土体; 不考虑锚板顶面所在水平面以上土体的抗剪强度, 而等效为均布荷载; 同时忽略锚板在其对角线方向对土体的挤压效应, 最终拉拔破坏时板前土体形成如图2所示的三维滑动体。图中滑动体边界线 $\widehat{IE}, \widehat{IP}, \widehat{IS}, \widehat{IG}$ 为对数螺旋线, 其余边界线均为直线。绿色滑体为板前四棱锥土核上下两个面沿竖向 (Z 方向) 挤压土体而形成。为简化计算, 可以直线 EI 来替代上侧滑动体边界曲线 EI , 则滑动体在竖向对称面内的投影受力分析如图3所示; 红色滑体为板前四棱锥土核前后两个面沿水平向 (Y 方向) 挤压土体而形成, 其在水平面内投影的受力分析如图4所示。另外, 根据作者基于数字照相测量技术的模型试验和数值模拟试验结果表明: 竖直方向下侧土体的破坏滑动面顶点 F 与锚板底部中点 M 的连线与和竖直方向所成角度 $\angle FMN$ 随埋深比增大而发生变化, 介于 $\pi/2 \sim (\pi/4 + \varphi/2) + \pi/2$ ^[14]。具体而言, 对于极限浅埋浅埋情况, 如前分析, 板底边所在平面以下几乎没有位移变形, 即此时 $\angle IMN = \psi_2 = \pi/2$, 而 $\angle FMN = \pi/2$, 则 $\varphi = \angle FMI = 0$; 对于极限深埋情况, $\angle IMN = \psi_2 = \pi/4 + \varphi/2$, 而 $\angle FMN = (\pi/4 + \varphi/2) + \pi/2$, 则 $\varphi = \angle FMI = \pi/2$; 对于其他埋深情况, $\varphi = \angle FMI$ 按线性内插法计算:

$$\varphi = -\pi(2\psi_2 - \pi)/(\pi - 2\varphi) \quad (2)$$

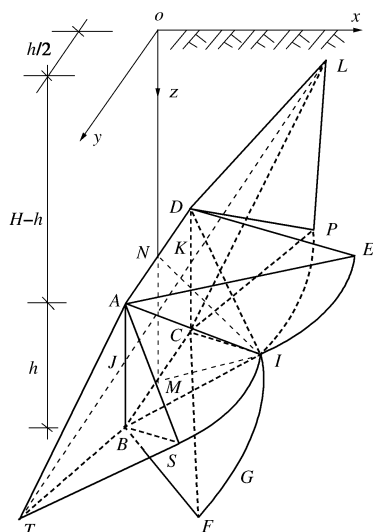


图2 板前三维滑动体

Fig. 2 Three-dimensional sliding body before plate

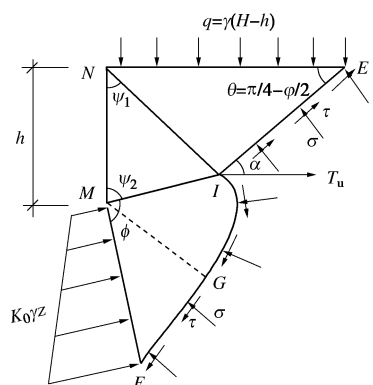


图3 竖向滑动体对称面内受力分析

Fig. 3 Force analysis in vertical symmetry plane

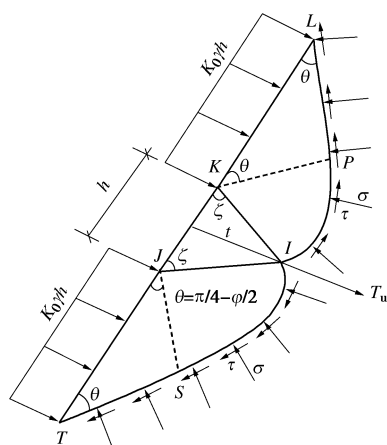


图4 水平向滑动体水平面内受力分析

Fig. 4 Force analysis in horizontal symmetry plane

2 极限承载力统一理论解推导

根据上述三维力学模型与极限平衡分析,若要推

求极限拉拔承载力,只需求得四棱锥土核4个侧面上的土压力合力即可,以下将依次对其进行推导。

2.1 Q_1 推导

以直线 EI 代替曲线 EI , 直线三棱体 $ADEI$ 受力分析如图5所示,将三棱体所受各力向竖向投影可得如图6所示的力三角形。

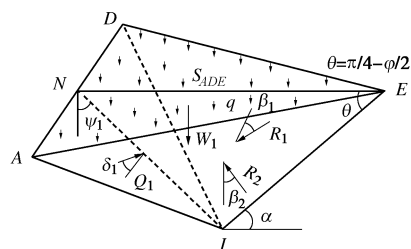
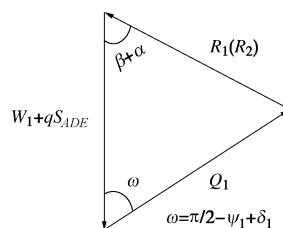
图5 三棱体 $ADEI$ 受力分析Fig. 5 Force analysis of triangular body $ADEI$ 

图6 竖向力三角形

Fig. 6 Force triangle in vertical direction

其中 $R_1(R_2)$ 为面 DEI 所受力土压力合力 R_1 和面 AEI 所受力土压力合力 R_2 在竖向的分量之和; $\beta_1, \beta_2, \delta_1$ 分别为 R_1, R_2, Q_1 与作用平面所成角度; ADE 面上土体重量等效为均布荷载,大小为 $q = \gamma(H-h)$; S_{ADE} 为三角形 ADE 的面积; W_1 为三棱体 $ADEI$ 土体的重量; α 为 EI 与水平面的夹角; β 为合力 $R_1(R_2)$ 与直线 EI 的夹角。则由力的平衡三角形有

$$Q_1 = \frac{(W_1 + qS_{ADE}) \sin(\alpha + \beta)}{\sin(\pi/2 + \psi_1 - \delta_1 - \alpha - \beta)} \quad (3)$$

式中 $\alpha = \pi/4 - \phi/2$; 对于 δ_1 , 若填土为砂土的话,则 δ_1 为土体的内摩擦角,即 $\delta_1 = \phi$; 若为黏性土,则需考虑黏聚力对合力方位角的影响,按下式计算:

$$\delta_1 = \arctan(c/\sigma + \tan \phi) \quad (4)$$

式中, σ 为面 ADI 上作用的法向应力,面内不同点处 σ 是不同的,但考虑到极限状态下该面上土压力接近于被动土压力,故 c/σ 值较小,可忽略其对合力方位角的影响,即近似取 $\delta_1 = \phi$ 。同理,对于 β 有

$$\beta = \arctan(c/\sigma_\beta + \tan \phi) \quad (5)$$

此处 σ_β 为面 AEI 和面 DEI 上作用的法向应力,在不同深度处其值是不相同的。假定滑动体四棱锥 $IABCD$, 三棱锥 $EDAI$, 曲边棱体 $ICBFS, IABTG, ICDLP$ 以外区域中土体应力可按初始应力场计算。取面 AEI 和面 DEI 形心处法向应力作为整个面上法向应力的平

均值, 其形心高程与面 ENI 形心高程相同, 即

$$\sigma_{\beta} = \gamma \left(H - h + \frac{t}{3 \tan \psi_1} \right) \quad (6)$$

式中, t 为四棱锥土核顶点距板面的距离, 根据三角形边角关系计算如下:

$$t = \frac{\sin \psi_1 \sin \psi_2}{\sin(\pi/2 - \varphi)} h \quad (7)$$

三棱体土体重量表达式如下:

$$W_1 = \frac{1}{3} \gamma S_{\triangle ADE} \frac{H - h/2}{\tan \psi_1} \quad (8)$$

$$S_{\triangle ADE} = h |NE| / 2 \quad (9)$$

根据三角形边角关系有

$$|NE| = \frac{t \sin(3\pi/4 - \psi_1 + \varphi/2)}{\sin \psi_1 \sin(\pi/4 - \varphi/2)} \quad (10)$$

综合式 (3) ~ (9) 可得

$$Q'_1 = \frac{ht \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \psi_1 + \frac{1}{2}\varphi\right) \left[\frac{\gamma t}{3 \tan \psi_1} + \gamma(H - h) \right]}{2 \sin \psi_1 \sin(\pi/4 - \varphi/2)} \cdot \frac{\sin\left\{ \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \arctan\left[\frac{c}{\gamma \left(H - h + \frac{1}{3} \frac{t}{\tan \psi_1} \right)} + \tan \varphi \right] \right\}}{\sin\left\{ \frac{\pi}{4} + \psi_1 - \frac{\varphi}{2} - \arctan\left[\frac{c}{\gamma \left(H - h + \frac{1}{3} \frac{t}{\tan \psi_1} \right)} + \tan \varphi \right] \right\}} \quad (11)$$

2.2 Q_2 推导

以曲边棱体 $BCFGI$ 为研究对象, 其受力分析如图 7 所示。对数螺旋线 \widehat{GI} 极点为 M , 满足

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi} \quad (12)$$

对于点 I , 其矢角 $\theta = \psi_2$, 矢径长度为 $|MI| = t / \sin \psi_2$, 代入式 (12) 可得

$$r_0 = \frac{t}{\sin \psi_2} e^{-\psi_2 \tan \varphi} \quad (13)$$

对于点 G , 其矢角 $\theta = \psi_2 + \phi/2$, 代入式 (13) 可得其矢径长度如下:

$$|MG| = r = \frac{t}{\sin \psi_2} e^{\frac{\phi}{2 \tan \varphi}} \quad (14)$$

竖向力多边形如图 8 所示。为方便计算, 以直线 GI 代替曲线 \widehat{GI} 。

力多边形中 W_3 表示棱体内土体的重量; E_0 为作用在面 BCF 上土压力的合力。 W_3 , E_0 的表达式为

$$W_3 = W_{BCGI} + W_{BCFG} \quad (15)$$

$$W_{BCGI} = \frac{\gamma h^2}{6 \cos \varphi} |MG| \sin \frac{\phi}{2} \sin \psi_1 \quad (16)$$

$$W_{BCFG} = \frac{\gamma h^2 \sin \psi_1 \sin(\varphi/2)}{6 \cos \varphi} |MG| e^{\phi \tan \varphi} \quad (17)$$

$$E_0 = \int_0^{|MF|} h \left(1 - \frac{x}{|MF|} \right) \left[k_0 \gamma (H + x) \sin \left(\psi_2 + \phi - \frac{\pi}{2} \right) \right] dx$$

$$= k_0 \gamma \left[\frac{1}{2} H h |MF| + \frac{1}{6} h |MF|^2 \right] \sin \left(\psi_2 + \phi - \frac{\pi}{2} \right) \quad (18)$$

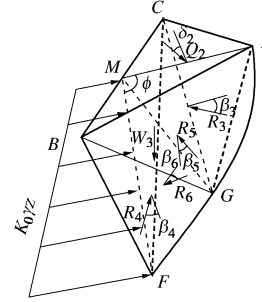


图 7 曲边棱体 $BCFGI$ 受力分析

Fig. 7 Force analysis of curve edge prism $BCFGI$

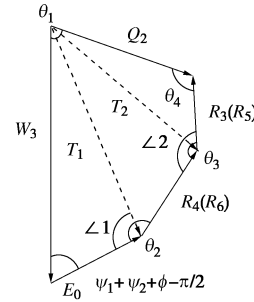


图 8 竖向力多边形

Fig. 8 Force polygon in vertical direction

$R_4(R_6)$ 表示面 BFG 所受土压力合力 R_4 和面 CFG 所受土压力合力 R_6 在竖直方向的分量之和。两个三角形的面积相等, 用 S_1 表示, 取其形心高度与三角形 MGF 的形心高度一致, 则有

$$R_4(R_6) = 2(c + \sigma_1 \tan \varphi) S_1 \quad (19)$$

$R_3(R_5)$ 表示面 CGI 所受土压力合力 R_3 和面 BGI 所受土压力合力 R_5 在竖直方向的分量之和。两个三角形的面积相等, 用 S_2 表示, 取其形心高程为点 I 和点 G 的深度平均值, 则有

$$R_3(R_5) = 2(c + \sigma_2 \tan \varphi) S_2 \quad (20)$$

根据力多边形合成规则计算 Q'_2 表达式如下:

$$Q'_2 = \sqrt{T_2^2 + [R_3(R_5)]^2 - 2T_2[R_3(R_5)] \cos(\theta_3 - \angle 2)} \quad (21)$$

2.3 Q_3 、 Q_4 推导

面 ABI 和面 CDI 上作用的土压力作用于水平面内, 两面关于竖直面称, 如图 2 所示。即曲边棱体 $ABTGI$ 和曲边棱体 $CDLPI$ 是对称的, 这里可借用地基极限承载力理论来求取作用于此两面上的土压力合

力, 但因其位于水平面内, 故不需考虑土体自重的影响。根据太沙基极限承载力理论则有^[16]

$$Q_3 = Q_4 = q_u S, \quad (22)$$

$$q_u = qN_q + cN_c, \quad (23)$$

$$N_q = (1 + \tan \varphi \tan \zeta) e^{2\varphi \tan \varphi}, \quad (24)$$

$$N_c = (1 + \tan \varphi \tan \zeta) (e^{2\varphi \tan \varphi} - 1) \cot \varphi + \tan \zeta. \quad (25)$$

式中, ζ 为面 ABI 和面 CDI 与锚板所成角度, 如图 2 所示:

$$\zeta = \arctan(2t/h). \quad (26)$$

q 为作用于面 ABT 和面 CDL 上的平均静止土压力, 有

$$q = K_0 \gamma h', \quad (27)$$

$$h' = \frac{t^2 \left(H - h + \frac{2t}{3 \tan \psi_1} \right) + t^2 \left(H - \frac{2t}{3 \tan \psi_2} \right)}{\frac{2 \tan \psi_1}{t^2} + \frac{2 \tan \psi_2}{t^2}}, \quad (28)$$

$$K_0 \approx 1 - \sin \varphi. \quad (29)$$

S 为面 ABI 和面 CDI 的面积:

$$S = \frac{h}{2} \sqrt{t^2 + (h/2)^2}. \quad (30)$$

2.4 极限平衡条件

以四棱锥土核 $ABCDI$ 为研究对象, 如图 1 所示, 其在竖直方向满足如下力学平衡方程:

$$Q_{1z} + W_2 - Q_{2z} = 0, \quad (31)$$

即

$$Q_1 \sin(\psi_1 - \delta_1) + W_2 - Q_2 \sin(\psi_2 - \delta_2) = 0, \quad (32)$$

式中, W_2 为四棱锥 $ABCDI$ 内土体的重量,

$$W_2 = \gamma h^2 t / 3. \quad (33)$$

通过式 (32) 求解出 ψ_1 , 进而可确定 Q_1 和 Q_2 ,

$$Q_1 = Q'_1, \quad Q_2 = Q'_2, \quad (34)$$

水平方向满足的力学平衡关系如下:

$$Q_1 \cos(\psi_1 - \delta_1) + Q_2 \cos(\psi_2 - \delta_2) + Q_3 \cos(\zeta - \delta_3) + Q_4 \cos(\zeta - \delta_4) - T_u = 0. \quad (35)$$

和 δ_1 取值原则一样, $\delta_2, \delta_3, \delta_4$ 均可近似取值为 φ 。至此, 可得竖向正方形锚板水平极限抗拔承载力三维统一理论解表达式如下:

$$T_u = Q_1 \cos(\psi_1 - \delta_1) + Q_2 \cos(\psi_2 - \delta_2) + Q_3 \cos(\zeta - \delta_3) + Q_4 \cos(\zeta - \delta_4). \quad (36)$$

将各已知量和前面所求各值代入式 (36), 即可采用 Excel 表格中的假设分析对竖向正方形锚板水平抗拔极限承载力进行求解。需要说明的是: 上述理论推导对于砂土是严格成立的; 对于黏性土或纯黏土, 虽然式 (5) 考虑了黏聚力对合力方位角的影响, 但这会造成作用在以对数螺旋线为边界线的曲面上土压力

合力不能指向极点, 如曲面 CGI 上 R_3 和 BGI 上 R_5 及其竖向分量合力 $R_3(R_5)$ 不能指向极点 M , 在边角关系计算时出现偏差, 导致力的计算不准确。故上述三维统一理论解在理论上适用于砂土和黏聚力较小的黏性土和纯黏土。由于锚板埋置深度的增加会减小黏聚力所造成的误差, 因而对于埋置较深的锚板, 该理论解对黏性土和纯黏土的适用范围可进一步拓展。

3 对比验证

针对当前研究成果所存在的不足之处, 本次研究的创新主要体现在统一和三维两个方面, 统一即意味模型可反映锚板的拉拔破坏机制能随土体力学特性、埋深比等因素连续变化的规律, 而非人为设置临界埋深, 事先区分浅埋和深埋, 然后分别建立模型; 三维即直接针对正方形锚板构建力学模型, 而非基于条形锚板解答考虑形状系数进行修正。但上述模型是否达到预期, 能否满足计算精度要求, 还需进行对比验证。

3.1 统一性验证

如前所述, 板前土体破坏机制的连续变化规律是针对竖向的, 并通过板前土核形状来考虑, 即板中心线所在竖向平面内板前三角土核的两个底角 ψ_1, ψ_2 的变化可反映破坏机制由浅埋的强非对称向深埋的对称连续变化, 其中上底角 ψ_1 随着埋深比的增加由 φ 向 $\pi/4 + \varphi/2$ 逐渐变大, 下底角 ψ_2 则相应由 $\pi/2$ 向 $\pi/4 + \varphi/2$ 逐渐变小。因此, 只需计算出 ψ_1, ψ_2 的变化规律, 看其是否符合上述规律即可。

图 9 为尺寸 0.3 m 的正方形锚板在重度 $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$, 相同内摩擦角 φ , 不同黏聚力 c 土体中拉拔时板前土核上下底角 ψ_1, ψ_2 及其比值随埋深比 H/h 的变化规律。可以看出, 不同内摩擦角时, 随着埋深比的增大, 上底角 ψ_1 增大, 下底角 ψ_2 减小, ψ_2/ψ_1 则趋近于 1, 该规律很好地符合了对模型的预期, 说明模型能有效统一表达浅埋锚和深埋锚的特征。此外, 相同内摩擦角时, 黏聚力越小, 锚板越容易表现出浅埋锚的非对称特征; 而随着黏聚力的增大, 表现出深埋特征的起始埋深比逐渐在降低。以 $\varphi = 10^\circ$ 为例, 当黏聚力 $c = 10 \text{ kPa}$ 时, 从埋深比约为 8 时, 锚板开始进入从浅埋到深埋的过渡阶段, 而当黏聚力 $c = 40 \text{ kPa}$ 时, 从埋深比约为 3 开始就已经进入了过渡阶段。这似乎和滑坡比较类似, 砂土一般为浅层滑动, 而黏性土中则为深层滑动。计算结果还表明, 当黏聚力 $c = 0$, 即对于砂土而言, 在所计算的埋深比范围内, 无论内摩擦角多大, 都呈现出浅埋特征; 对于纯黏土, 埋深比达到 10 以后, 基本上可视为深埋锚, 这些结论和 Merifield^[13] 的数值计算结果是非常一致的。

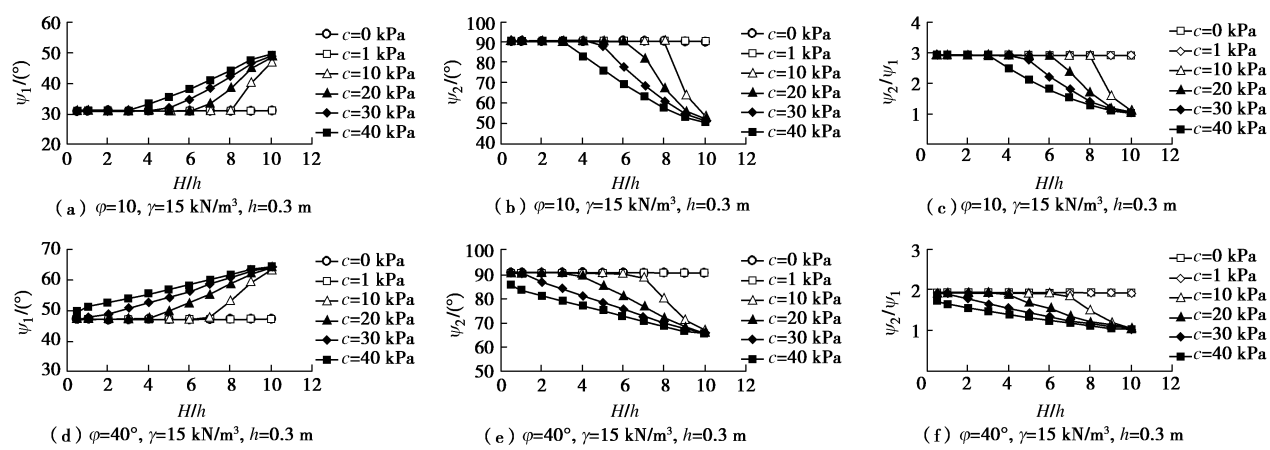


图 9 上下底角随埋深比变化规律

Fig. 9 Variation of upper and lower angles with buried ratios

表 1 正方形锚板现场和大尺寸室内试验结果

Table 1 Summary of site and large-size laboratory anchor-plate pullout tests

| 序号 | 土体类型 | 三轴试验类型 | φ /($^{\circ}$) | c /kPa | γ /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$) | 板宽 b /m | 埋深 h /m | 极限承载力 T_u /kN | 参考文献 | 地点类型 |
|----|------|--------|------------------------------|-------------|--|--------------|--------------|--------------------|---------------------------|------|
| 1 | 黏土 | CU | 29.5 | 19.6 | 19.7 | 0.50 | 2 | 333.2 | 张续萱等 ^[9] | 中国现场 |
| 2 | | | | | | 0.75 | 4 | 321.4 | | |
| 3 | | | | | | 0.50 | 2 | 364.6 | | |
| 4 | | | | | | 0.50 | 3 | 153.0 | | |
| 5 | | | | | | 0.50 | 3 | 205.8 | | |
| 6 | | | | | | 0.50 | 3 | 235.2 | | |
| 7 | | | | | | 0.75 | 3 | 368.5 | | |
| 8 | | | | | | 0.75 | 3 | 431.2 | | |
| 9 | 黏土 | CU | 29 | 26.5 | 18.7 | 0.60 | 3 | 305.8 | Smith ^[19] | 美国现场 |
| 10 | 黏土 | CU | 26.5 | 19.6 | 19.4 | 0.80 | 3.3 | 520.6 | | |
| 11 | 黏土 | CU | 32 | 8.96 | 15.7 | 0.9144 | 2.286 | 711.68 | | |
| 12 | 砂土 | CD | 35 | 0 | 15.1 | 0.106 | 3.311 | 24.8 | Takeoka 等 ^[15] | 日本室内 |
| 13 | | | | | | 0.106 | 6.623 | 34.2 | | |
| 14 | | | | | | 0.106 | 9.934 | 42.6 | | |
| 15 | | | | | | 0.125 | 3.311 | 31.2 | | |
| 16 | | | | | | 0.125 | 6.623 | 42.2 | | |
| 17 | | | | | | 0.125 | 9.934 | 56.6 | | |
| 18 | 粗砂 | CD | 36 | 0 | 16 | 0.3 | 2 | 103.0 | PWRC ^[10] | 日本室内 |
| 19 | | | | | | 0.3 | 3 | 111.8 | | |
| 20 | | | | | | 0.3 | 4 | 117.8 | | |
| 21 | | | | | | 0.3 | 5 | 119.1 | | |
| 22 | 细砂 | CU | 30 | 2 | 15.4 | 0.3 | 2 | 60.8 | Miyata ^[11] | 日本室内 |
| 23 | | | | | | 0.3 | 3 | 83.8 | | |
| 24 | | | | | | 0.3 | 4 | 89.4 | | |
| 25 | | | | | | 0.3 | 5 | 82.4 | | |
| 26 | 粉砂 | CU | 11 | 4 | 15.2 | 0.3 | 3 | 40.6 | Miyata ^[20] | 日本室内 |
| 27 | | | | | | 0.3 | 3 | 44.4 | | |
| 28 | | | | | | 0.3 | 4 | 44.8 | | |
| 29 | | | | | | 0.3 | 4 | 50.5 | | |
| 30 | 黏土 | CU | 13.1 | 18 | 15 | 0.1 | 0.3 | 1.847 | Fukuoka 等 ^[21] | 日本室内 |
| 31 | | | | | | 0.1 | 0.5 | 3.038 | | |
| 32 | | | | | | 0.2 | 0.5 | 12.58 | | |

3.2 室内模型试验对比验证

Das 等分别于 1977 年^[17]、1986 年^[18]针对砂土和纯黏土中各埋深条件下的竖向锚板开展了系列室内模型试验研究, 其中埋深比介于 2~10, 砂土内摩擦角

范围为 30° ~40°, 纯黏土黏聚力范围较大, 在 10~50 kPa 变化。现利用三维统一理论解对其试验数据进行计算, 计算结果如图 10 所示。从图 10 (a)、(b) 中可以看出, 计算值和试验值在规律上吻合的非常好

的。对于砂土, $T_u/(\gamma h^3)$ 随着埋深比的增大近似呈线性增长趋势, 但不同内摩擦角下的增长速率不同, 内摩擦角越大, 增长越快, 计算值也很好展现了这个特征。对于纯黏土而言, 随着埋深比的增大, $T_u/(cHh^2)$ 呈非线性减小, 速率逐渐趋缓, 至埋深比 10 左右已接近水平方向的渐近线, 不同黏聚力下的变化幅度很窄。但总体上计算值较实测值偏小, 且埋深比越大, 计算值越小。如埋深比在 5 左右时, 计算值与实测值之比约为 0.7; 埋深比达到 7 或 8 时, 比值则进一步下降到 0.6 左右。这可能与本文模型未考虑板后土体对承载力的贡献有关, 尤其是对于饱和黏土, 板后可能因负压而存在较大的吸力, 而且埋深越大, 越易于满足形成负压的条件, 其对承载力的贡献也就越大, 故本文的计算偏差也就越大。图 10 (c) 则能更直观地看出实测值和计算值的大小对比, 计算值 T_u 和实测值 T_m 的比值 F_s 大部分都非常接近 1, 总体分布则表明计算值要偏小一些, 这说明统一理论的计算结果还是要偏于安全, 这点对于实际应用较为重要。

3.3 大尺寸试验数据对比验证

为了对进一步检验三维统一理论解的合理性, 收集了国内外正方形锚板现场 (室内大尺寸) 拉拔试验数据共 32 个。最大 0.9144 m^[19], 尺寸最小 0.1 m^[21]; 土性包含砂土和黏性土, 内摩擦角范围为 11°~36°, 黏聚力变化范围为 0~26.5 kPa; 埋深比变化范围非常大, 最小 2.5, 最大达到约 94; 数据来自中国、日本和美国的研究者, 具体如表 1 所示。

现采用太沙基法^[16]、日本规范法^[10]、Miyata 修正

法^[11]以及本文的三维统一理论解对表中锚板的极限承载力进行计算, 并与试验值比较, 其结果分别如图 11 (a)~(d) 所示。从图中可以看出, 不同埋深比下, 太沙基法计算结果 T_u 和实测值 T_m 的比值 F_s 在 1:1 线两侧分布较为均匀, 仅对于埋深比 $H/h > 20$ 时的部分数据计算值偏大较为严重, 最大达到实测值的 5 倍以上; 和太沙基法相比, 日本规范法计算结果与实测值的比值 F_s 受埋深比的影响具有较为明显的倾向性, 埋深比 $H/h < 10$ 时, 一般计算值偏大; 埋深比 H/h 介于 10~20 时, 除个别数据偏小较严重外, 大部分位于 1:1 线两侧, 分布较为均匀; 埋深比 $H/h > 20$ 后, 则总体上是计算值偏小。2011 年, Miyata 基于大量试验数据提出了对日本规范法的修正法, 但计算表明, 修正并不理想, 反而效果更差, 更加放大了日本规范法受埋深比影响的倾向性。埋深比 $H/h < 10$ 时, 一般计算值偏大, 最大达到实测值的 3 倍以上, 偏于危险; 而埋深比 $H/h > 20$ 后, 计算值仅有实测值的 10%, 又严重低估了锚板的极限承载力。造成修正失败的原因很可能是由于其采用的数据均为室内模型试验数据, 锚板尺寸绝大部分都小于 5 cm, 而本次收集的数据锚板最小尺寸为 0.1 m, 最大达到 0.9144 m。这说明锚板的极限承载力具有很强的尺寸效应, 基于室内模型试验所得数据用于工程实践, 是极不可靠的。三维统一理论解和日本规范法结果较为类似, 也具有一定的倾向性, 但计算结果和实测值比值的变化范围又较后者更窄、更加靠近于 1:1 线, 总体上表现是 4 种方法中最好的。对上述 4 种方法计算结果 T_u 与实测值

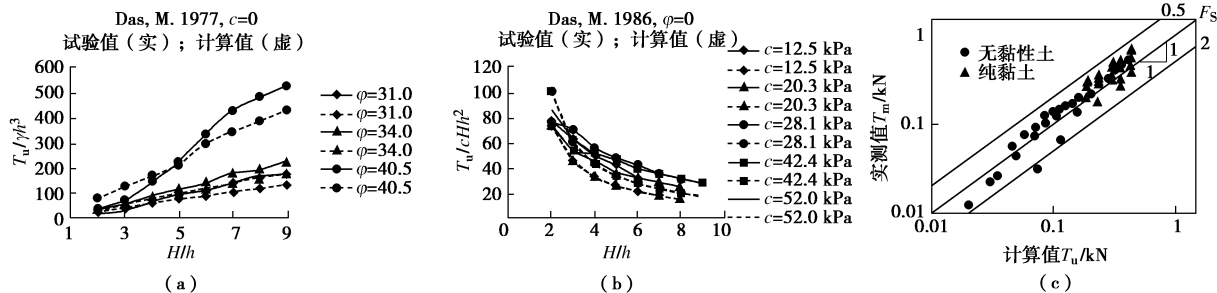


图 10 计算值、试验值对比

Fig. 10 Comparison between calculated values and test results

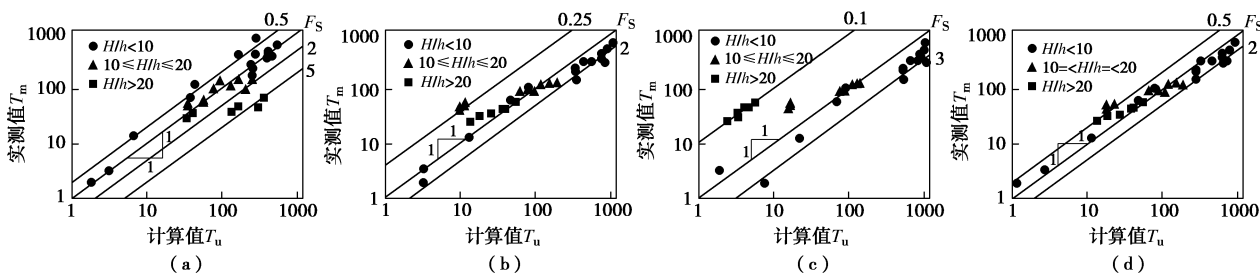


图 11 不同方法计算结果对比

Fig. 11 Comparison among calculated results by different methods

T_m 比值 F_s 进行偏差统计, 则平均值分别为 1.088, 1.33, 2.687, 0.986; 变异系数 COV 分别为 0.582, 0.918, 1.346, 0.351, 三维统一理论解在精度上要比日本规范法提高 30% 以上; 虽然和太沙基法相比, 均值相差并不大, 但离散程度也要显著下降 30% 以上, 这也更进一步验证了三维统一理论解的合理性。

4 结 论

针对当前研究中存在人为区分浅埋、深埋, 界定标准不统一的问题, 在深入分析竖向正方形锚板水平拉拔的破坏机制基础上, 本文对其开展了水平拉拔极限承载力三维统一理论解的研究。研究首先构建了三维的统一力学模型, 然后基于极限平衡条件推导出了相应的拉拔极限承载力三维统一理论解, 最后通过计算和与其他理论方法、试验数据的大量对比分析验证了成果的合理性, 得到以下 2 点结论。

(1) 正方形锚板板前破坏滑移线场在竖直方向的对称性随土性、埋深比连续变化的规律可通过板前四棱锥土核在竖直面内投影三角形的形状, 即两个底角的演化规律来反映。随着埋深比的增大, 三角形上底角 Ψ_1 逐渐由 φ 向 $\pi/4 + \varphi/2$ 增大, 下底角 Ψ_2 则相应由 $\pi/2$ 向 $\pi/4 + \varphi/2$ 逐渐变小, 两者的比值最终趋于 1。三维统一理论解的计算结果也很好的反映出了这一点, 实现了一个力学模型可反映不同范围埋深比下破坏机制的连续变化, 无需再人为区分浅埋和深埋。

(2) 三维统一理论解的计算结果不仅与室内模型试验数据符合得很好, 也和现场、大尺寸试验数据吻合。与 3 种国外方法的对比表明: 太沙基法计算结果和实测值的比值在 1:1 线两侧分布较为均匀, 但对于部分埋深比 $H/h > 20$ 数据计算值偏大较为严重; 日本规范法受埋深比的影响具有较为明显的倾向性, 部分工况下误差较大; Miyata 基于大量室内小尺寸模型试验数据对日本规范法进行的修正, 应用于现场及大尺寸锚板是, 其结果并不理想, 反而更加放大了日本规范法受埋深比影响的倾向性; 三维统一理论解法计算结果和实测值比值的平均值是 4 种方法中唯一从小于 1 的方向接近于 1:1 线的, 计算结果偏于安全, 在精度上要比日本规范法提高 30% 以上; 虽然和太沙基法相比, 均值相差并不大, 但离散程度也要显著下降 30% 以上, 总体表现是 4 种方法中最好的。

参考文献:

[1] 蔡正银, 侯伟. 单锚板桩结构的工作机理[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(1): 29 - 34. (CAI Zheng-yin, HOU Wei. Mechanism of sheet-pile structure with a single anchorage[J].

Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(1): 29 - 34. (in Chinese))

- [2] DICKIN E A, LAMAN M. Uplift response of strip anchors in cohesionless soil[J]. Advances in Engineering Software, 2007, 38(8): 618 - 625.
- [3] 郝冬雪, 符胜男, 陈榕, 等. 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))
- [4] ROWE R K, DAVIS E H. The behavior of anchor plates in sand[J]. Géotechnique, 1982, 32(1): 25 - 41.
- [5] KAME G S, DEWAIKAR D M, CHOUDHURY D. Pullout capacity of a vertical plate anchor embedded in cohesion-less soil[J]. Earth Science Research, 2012, 1(1): 27 - 56.
- [6] 朱碧堂, 杨敏, 郭蔚东. 竖向浅埋锚锭板的侧向极限拉拔荷载[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(10): 1236 - 1241. (ZHU Bi-tang, YANG Min, GUO Wei-dong. Pullout capacity of vertically-buried shallow anchor plates[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(10): 1236 - 1241. (in Chinese))
- [7] JTS 167—3—2009 板桩码头设计与施工规范[S]. 2009. (JTS 167—3—2009 Design and construction specification of sheet pile wharf[S]. 2009. (in Chinese))
- [8] 丁佩民, 肖志斌, 张其林, 等. 砂土中锚板抗拔承载力研究[J]. 建筑结构学报, 2003, 24(5): 82 - 91. (DING Pei-min, XIAO Zhi-bin, ZHANG Qi-lin, et al. Uplift capacity of anchor plates in sand[J]. Journal of Building Structures, 2003, 24(5): 82 - 91. (in Chinese))
- [9] 张续萱, 吴肖茗. 新型支挡—锚板挡土结构的理论与实践[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1996. (ZHANG Xu-xuan, WU Xiao-min. A new type of support structure: the theory and practice of anchor-plate soil retaining structure[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1996. (in Chinese))
- [10] Public Works Research Center. Technical report on rational design method of reinforced soil walls[R]. Ibaraki: University of Tsukuba, 1995. (in Japanese)
- [11] MIYATA Y, BATHURST R J, KONAMI T. Evaluation of two anchor plate capacity models for MAW systems[J]. Soils and Foundations, 2011, 51(5): 885 - 895.
- [12] NEELY W J, STUART J G, GRAHAM J. Failure loads of

- vertical anchor plates in sand[J]. Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1973, **99**(9): 669 - 685.
- [13] MERIFIELD R S. Numerical modelling of soil anchors[D]. Newcastle: University of Newcastle, 2002.
- [14] 胡 伟, 刘顺凯, 邹贵华, 等. 竖向条形锚定板水平拉拔极限承载力统一理论解研究[J]. 岩土工程学报, 2018, **40**(2): 296 - 304. (HU Wei, LIU Shun-kai, ZOU Gui-hua, et al. Unified theoretical solution for ultimate bearing capacity of vertical strip anchor[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, **40**(2): 296 - 304. (in Chinese))
- [15] TAKEOKA Y, WATANABE Y, KODAKA T, et al. Pullout test of reinforcement in sandy soil considering bearing resistance and friction resistance[C]// Proceedings of the 44th Japanese Geotechnical Society Annual Meeting. Yokohama, 2009: 465 - 466. (in Japanese)
- [16] TERZAGHI K, PECK R B, MESRI G. Soil mechanics in engineering practice[M]. 3rd ed. New York: John Wiley and Sons, Inc, 1996.
- [17] DAS B M. Pullout resistance of vertical plate[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1977, **100**(GT1): 87 - 91.
- [18] DAS B M, PICORNELL M. Ultimate resistance of vertical plate anchors in clay[J]. Coastal Engineering, 2012: 1831 - 1842.
- [19] SMITH J E. Tests of Concrete deadman anchorages in sand[R]. Calif. U.S. Navel Civil Engineering Laboratory Technical Memorandum, 1957, M-121.
- [20] MIYATA Y, BATHURST R J, KONAMI T, et al. Influence of transient flooding on multi-anchor walls[J]. Soils and Foundations, 2010, **50**(3): 371 - 382.
- [21] FUKUOKA M, IMAMURA Y, SAWADA S, et al. Laboratory pullout tests on plate-anchors[C]// Proceedings of the 19th Japanese Geotechnical Society Annual Meeting. Matsuyama, 1984: 1179 - 1180. (in Japanese)
-

本期广告索引

- 封 3 北京理正软件股份有限公司
封 4 上海分元土木工程有限公司