

真空预压加固土体变形机制分析

胡利文^{1,2}, 刘志军¹

(1. 中交四航工程研究院有限公司, 广东 广州 510230; 2. 广州港湾工程质量检测有限公司, 广东 广州 510230)

摘 要: 研究了真空预压加固机制, 从弹簧模型中总应力及孔隙水压力变化出发, 对不同边界条件下真空预压从概念上探讨了竖向和水平向土体固结变形行为。根据边界条件按 K_0 固结和各向等压固结应力路径, 分析了在真空排水固结下土体有效应力的变化及变形的发展, 并依据修正剑桥模型推导了弹塑性状态下软土的静止土压力系数理论值 K_{0MC} 。通过在大面积软基加固工程中的应用分析及部分工程案例统计分析, 证实该机制的正确性和有效性, 并发现土体的变形行为受真空排水边界条件及加固区尺度影响。对于大面积真空预压加固区中部来说, 土体有效应力的改变不是各向等量改变, 而是按一维压缩改变, 经统计分析实际工程应用, 当加固区宽度达到加固区深度 (竖向排水体深度) 4~5 倍以上时, 其中部可采用一维压缩公式计算沉降。

关 键 词: 真空预压; 变形; 固结; 应力路径; 地基处理

中图分类号: TU431

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2021) 03-0790-11

Analysis on deformation mechanism of soft soil reinforcement by vacuum preloading

HU Li-wen^{1,2}, LIU Zhi-jun¹

(1. CCCC Fourth Harbor Engineering Institute Co., Ltd., Guangzhou, Guangdong 510230, China;

2. Guangzhou Harbor Engineering Quality Examination Co., Ltd., Guangzhou, Guangdong 510230, China)

Abstract: Based on the changes of total stress and pore water pressure in the spring model, the mechanism of vacuum preloading consolidation is studied by theoretically discussing the consolidation behavior of soil in vertical and horizontal directions with different boundary conditions. The variation of effective stress and development of deformation are analyzed for the soil under vacuum preloading under stress paths of K_0 consolidation and isotropic consolidation based on the boundary conditions, respectively. Meanwhile, the theoretical earth pressure coefficient (K_{0MC}) at rest for soft soil is deduced based on modified Cam-clay model. With engineering applications, the correctness and effectiveness of the mechanism is confirmed by the application in large area of ground improvement for soft soil and statistical analysis of some engineering cases. It is found that the drainage boundary condition and the scale of treated area have effects on deformation of soil mass. For the middle part of the treated zone under large-area vacuum preloading, the variation of effective stress is not isotropic, but following the pattern of one-dimensional compression. According to the statistic results from some site investigations, one-dimensional compression equation (C_c-C_r method) can be applied to predict the settlement at the center of the treated zone when the one dimensional condition is found in the center of treated zone as the ratio between treated breadth and length of vertical drains larger than 4~5.

Keywords: vacuum preloading; deformation; consolidation; stress path; foundation treatment

1 引 言

自 Kjellman^[1]提出真空预压法以来, 真空预压一直被认为是各向等压加载, 并在工程实践中采用了真空预压时土体竖向总应力不变, 孔隙水压力的减小值等于有效应力的增加值。梅国雄等^[2]认为负

的气压差为土体内有效应力增量, 分析变形时要考虑小主应力影响。龚晓南等^[3]从渗流场理论分析真空预压作用机制, 认为抽真空过程中, 剪应力不增加。李时亮^[4]认为负压固结理论分析与实际不符, 基本肯定渗流场理论的应用, 认为是真空预压正压固结并且在土体内产生类似球应力。上述分析从应

力路径来说,基本上与绝大部分学者分析的结论一致,即真空预压是各向等压或近似各向等压固结,真空预压时无剪应力增量,其应力路径在 $p'-q$ 平面上是一水平线^[5-9],然而该应力路径并没在特定试验条件通过任何测试验证。Hu 等^[10]曾采用离心模型试验进行水下真空预压模拟时发现,一方面周边插膜密封的水下真空预压存在向内侧向变形,另一方面应力路径不是各向等压加固路径,宏观上与测试点位置有关,微观上与排水体存在有关。

从沉降角度出发,部分学者通过试验和工程发现当预压应力大小相同时,真空预压与堆载预压产生的沉降大小基本一致^[11-13]。Mohamedelhassan 等^[13]利用固结仪进行一维固结试验得出真空预压与堆载预压在相同加载量值下沉降一样;在 Tang 等^[14]的现场测试研究中真空预压与堆载预压产生的沉降差异也不大。然而,Choa^[15]及 Chai 等^[7]发现真空预压相对于堆载预压沉降要小一些。特别是 Chai 等^[7]发现在一维固结仪中试验完成后土体与固结仪的侧壁是分离的,但其没有给出明确的试验装置图及密封膜是如何放置的。

对于真空预压下土体的沉降计算,Chai 等^[7]对三维应力及平面应变问题分析分别采用折减系数 0.80 和 0.85。刘景锦^[16]则采用双曲线法、指数曲线法和 Asaoka 法根据实测推算沉降,计算采用了 0.85 的经验系数预测超软基沉降。张仪萍等^[17]基于弹性变形并忽略侧向变形得出真空预压体积应变,实为仅有弹性参数的竖向应变公式,公式中土体泊松比及弹性模量测量难度大,案例采用 0.85 的沉降修正系数。中国现行标准^[18]采用一维固结压缩对孔隙比 e 与竖向应力 p 利用 $e-p$ 曲线计算沉降并推荐由旧版乘以 0.8~0.9 经验系数,改为了乘 1.0~1.3 的经验系数。采用有限元法计算沉降一般采用 $e-\ln p'$ 曲线参数, p' 为有效正应力,也不会进行沉降修正,如杨爱武等^[19]采用 ABAQUS 软件并利用土体剑桥模型计算吹填土低位真空预压,计算值与实测值吻合,对模型边界处理及表面沉降分布没有提及。Hu 等^[20]通过有限元分析得出真空预压变形大小受加固尺度影响较大,大面积加固的中部沉降与一维压缩沉降一样。

由上可知,无论是从真空预压应力路径还是沉降分析来说,还存在较多争议,还有未明机制;水平变形计算更为复杂,文献较少,但对实际应用来说,不如沉降研究更有意义。基于此,本文将从理论出发,依据不同边界条件重新审视真空预压土体变形机制,尤其是应力发展与沉降问题。首先给出

了真空预压土体在 K_0 固结(一维压缩固结)和各向等压固结(各向等压增量固结)情况下沉降表达式,最后通过分析一个大面积真空预压现场案例及部分工程应用实测统计分析证实本文提出的真空预压变形机制。

2 真空预压机制

2.1 总应力变化

在真空预压时,土体的固结过程可以采用双向弹簧模型表示,如图 1 所示。

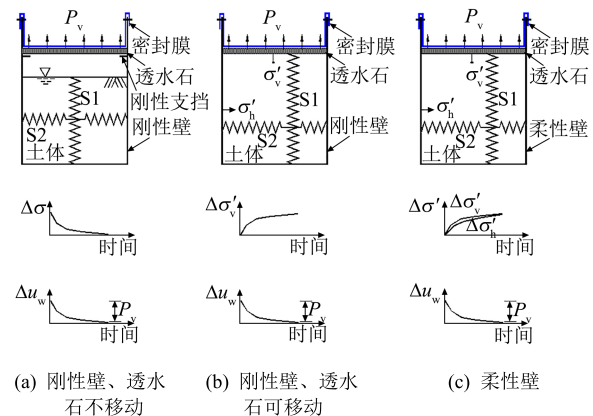


图1 不同刚度固结仪真空固结示意图

Fig.1 Vacuum consolidation diagram of consolidation apparatus with different stiffnesses

图中, σ'_v 、 σ'_h 、 u_w 分别为竖向有效应力、水平向有效应力及孔隙水压力。为便于理解,图 1 中的压力值以相对大气压 $P_a = 0$ 为基准,于是膜下真空压力 P_v 为负值,如果存在水头差,土中的水和空气将在水头差下发生渗流而被抽出。图 1 中的土样假设为各向同性饱和材料与弹簧置于假想固结仪中,固结仪具有不同的刚度,并且土体在抽真空前是经历 K_0 固结的正常固结土,在土样与假想固结仪侧壁之间没有摩擦。当真空压力均匀的施加于整个透水石界面上时,有效应力的改变由施加的荷载和边界条件的反作用确定。于是根据固结仪的刚度和加载条件,土样有效应力的改变示意于图 1 中。对于具有刚性侧壁的固结仪和不可移动的透水石情况,见图 1(a),饱和土体没有排水条件,真空压力作用在孔隙水上,孔隙水压力测值降低,土体内总水头下降并不会产生水头差和渗流,不会带来饱和土体有效应力的改变,孔隙水压力测值的改变实为土体总应力改变,土体不变形。图 1(b)所示土样置于顶部具有可移动透水石的刚性壁固结仪中,当真空均匀的施加于整个透水石上,在竖向将形成总水头差,孔隙水在总水头差作用下仅在竖向流动,弹簧 S1 将

被压缩, 而水平应力为被动力, 其大小由侧壁边界条件决定。作用于刚性侧壁上的水平总应力将发生变化以维持刚性侧壁不发生侧向变形, 于是弹簧 S2 水平长度保持不变。Mohamedlhassan 等^[13]采用一维固结仪对重塑土进行试验, 发现真空预压时土体的沉降和固结系数与堆载预压几乎一样, 间接反映了图 1(b)所示的特征。至于柔性侧壁固结仪, 土样固结过程示于图 1(c)中, 固结仪侧壁将因侧壁内外压差变形, 在每一微小压力增量下, 可以假设壁内压力与壁外压力相等, 于是壁内水平向总应力不变, 孔隙水压力的降低值同时等于土体水平向有效应力增加值, 于是弹簧 S1 和 S2 都将因土体有效应力的改变而发生压缩现象。

从以上分析可知, 总应力不变的假设仅适用于主动作用方向(竖向), 由于被动作用方向(水平向)受边界条件制约, 不能保证被动作用方向总应力不变的假设成立。当真空预压加固的土体边界是柔性的, 有效应力的增加可发生在土体任何方向。因此可以预期在柔性边界下土体的孔隙比降低值比存在刚性壁情况大, 但沉降比存在刚性壁的小。实际工程中远比固结仪模型复杂, 实际工程真空预压宏观上可以近似看成将图 1(c)水平向拉长的固结仪中预压, 中部因有效应力增加从边部向中部递减最终具有图 1(b)的特征, 边界相对柔性具有图 1(c)的特征, 形成中部沉降大、边部沉降小的沉降槽。微观上实际工程土体变形尚受竖向排水体影响。

2.2 孔隙水压力变化

对于工程应用, 典型的真空预压装置见图 2。

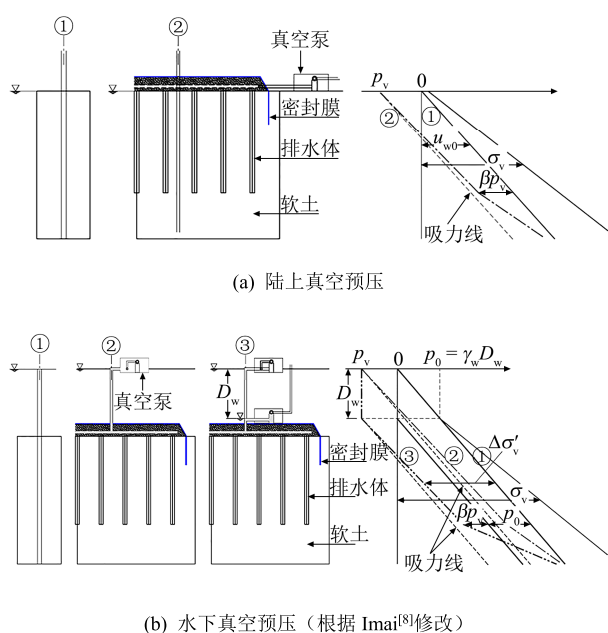


图 2 真空预压示意图

Fig.2 Schematic diagram of vacuum preloading

图 2(a)为陆上真空预压, 其中竖向总应力 σ_v , 初始孔隙水压力 u_{w0} 示为线①。当施加真空时, 竖向总应力假定保持不变, 孔隙水压力不断下降, 膜下最终孔隙水压力为 p_v 。最终孔隙水压力线具有坡度 γ_w 被命名为“吸力线”^[21], 在图中示为线②。然而, 如果在加固区底部存在透水层并在真空作用下产生向上渗流, 膜下孔隙水压力为 p_v , 则加固区底部孔隙水压力衰减至 βp_v , $\beta < 1$ 意味着真空损失存在。图 2(b)为水下真空预压装置原理示意图。加固土表面在水下深度为 D_w , 膜上初始孔隙水压力为 $p_0 = \gamma_w D_w$ 。在图 2(b)中, 线①为初始静水压力线, 线②为真空泵置于水面时最终孔隙水压力线, 而线③表示真空泵置于土表面时最终孔隙水压力线。由图 2 可以看出, 在竖向, 当总应力不变时, 有效应力的增加值即为孔隙水压力的减少值。然而在水平方向, 水平有效应力的改变取决于孔隙水压力的改变和总应力的改变, 由图 1 分析其受边界条件影响不能保证有效应力与竖向是等增量的。真空预压现场应用, 一般存在竖向排水体加速土体固结, 土单元的固结渗流既在水平向发生, 也在竖向发生, 与没有附加排水体的固结在渗流方向及固结速率方面会有所区别。

2.3 有效应力路径

实际应用真空预压时, 土体行为变化相当复杂, 真空预压效果既受加固区尺度影响^[20], 也受周边气密性影响^[22]。为此, 可假定现场大面积真空预压时土体有效应力路径如图 3 所示。

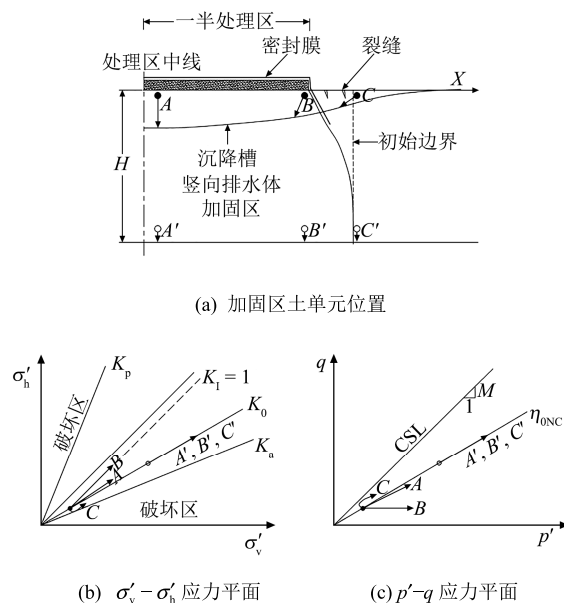


图 3 真空预压加固区土体应力路径示意图

Fig.3 Stress path of the soil of the reinforcement area under vacuum preloading

图中, K_a 、 K_p 、 K_l 分别为主动破坏土压力系数、被动破坏土压力系数及各向等压增量土压力比值; p' 、 q 分别为有效正应力和偏应力; M 和 η_{0NC} 分别为临界状态线 CSL 的斜率, 反映土体强度特征, 及正常固结一维压缩应力比; H 为加固区深度。点 A 和点 A' 处在 $\sigma'_v - \sigma'_h$ 应力平面路径接近或正好在 K_0 固结线上。对低应力水平来说, A' 点的应力路径与其到加固区边界的距离有关。当与加固区边界距离足够大时, 土体行为变化与在 K_0 固结状态相似, 特别是在变形方面。在 B 点, 应力最可能按各向等压增量路径发展。而在 C 点, 即在加固区外靠近密封膜处, 平均有效应力主要是水平向有效应力减小, 而竖向有效应力基本不变。

2.4 有效应力增加

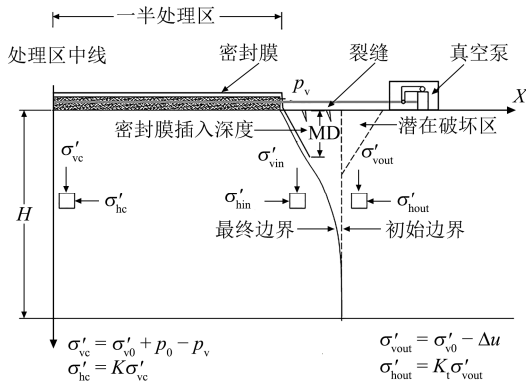
2.4.1 加固区中部的应力变化

图 4 中, 密封膜在加固区周边插入深度为 MD , 密封膜下真空压力作用于加固区土体表面, 其测试值为 p_v (即为膜下孔隙水压力)。在中部, 竖向和水平向有效应力 σ'_{vc} 、 σ'_{hc} 可以表示为

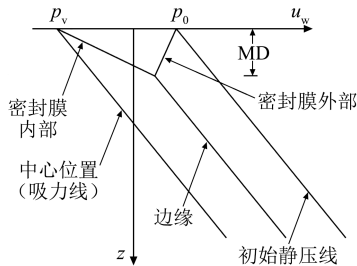
$$\sigma'_{vc} = \sigma'_{v0} + p_0 - p_v \quad (1)$$

$$\sigma'_{hc} = K\sigma'_{vc} \quad (2)$$

式中: K 为真空预压或水下真空预压时水平向有效应力与竖向有效应力的比值。



(a) 加固区不同位置应力示意图



(b) 加固区边缘竖向应力沿深度变化示意图

图 4 真空预压应力变化示意图

Fig.4 Stress variation for vacuum preloading

2.4.2 边界上的应力变化

为简便起见, 假设真空预压时没有裂缝产生, 区外土体始终处于饱和状态并且区外土体表面在加固过程中保持零压水头, 在无竖向排水体作用时, 根据流网等势线概念, 边界内孔隙水压力降低值可以表示为

$$\left. \begin{aligned} \Delta u_w &= p_0 - p_v - \frac{p_0 - p_v}{2MD} z, & (z \leq MD) \\ \Delta u_w &= \frac{p_0 - p_v}{2}, & (z > MD) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

因此, 边界上内面的竖向有效应力 σ'_{vin} 可表示为

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_{vin} &= \sigma'_{v0} + \frac{2MD - z}{2MD} (p_0 - p_v), & (z \leq MD) \\ \sigma'_{vin} &= \sigma'_{v0} + \frac{p_0 - p_v}{2}, & (z > MD) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

在密封膜外面孔隙水压力下降值为

$$\Delta u_w = \frac{p_0 - p_v}{2MD} z, \quad (z \leq MD) \quad (5)$$

于是在密封膜内外两面的水平总应力 σ_{hin} 、 σ_{hout} 可以表示为

$$\sigma_{hin} = \sigma'_{hin} + p_0 + \gamma_w z - \left(p_0 - p_v - \frac{z}{2MD} (p_0 - p_v) \right), \quad z \leq MD \quad (6)$$

$$\sigma_{hout} = K_t \sigma'_{vout} + p_0 + \gamma_w z - \frac{z}{2MD} (p_0 - p_v), \quad z > MD \quad (7)$$

式中: K_t 为 K 随时间变化的应力比值。

在膜两面的水平向总应力相等, 于是有

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_{hin} &= K_t \sigma'_{vout} + \frac{MD - z}{MD} (p_0 - p_v), & z \leq MD \\ \sigma'_{hin} &= K \sigma'_{vin}, & z > MD \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

对 $z \leq MD$ 和 $z > MD$ 土压力系数 K 可以分别表示为

$$K = \frac{K_t \sigma'_{v0} + (p_0 - p_v) \left(1 - \frac{z}{MD} + \frac{K_t z}{2MD} \right)}{\sigma'_{v0} + (p_0 - p_v) (1 - z / 2MD)}, \quad (z \leq MD) \quad (9)$$

$$K = \frac{\sigma'_{h0} + (p_0 - p_v) / 2}{\sigma'_{v0} + (p_0 - p_v) / 2}, \quad (z > MD) \quad (10)$$

当施加的真空足够大, K_t 可以达到主动破坏土压力系数 K_a , 出现主动破坏区。从式 (9) 和式 (10) 可知: 当 $z = 0$, $\sigma'_{v0} = \sigma'_{vout} = 0$, $K = 1$; 当 $z = MD$,

$K = K_1$; 当 $z > MD$, $K_0 < K < 1$ 。

由于加固区外侧常常无水补给, 而且土体表面易开裂, 边界面上水头会与假定条件的理论值有所差别, 特别是边界上竖向排水体的存在可有效传递边界上真空吸力到深部, 边界上水头下降值将比没有竖向排水体大, 式 (3) ~ (10) 仅能作为边界无竖向排水体的理论参考。

3 竖向沉降分析

软土体变形一般是弹塑性变形, 塑性变形方向主要受应力状态影响, 而不是受应力增量影响。根据 Wood^[23], 土体的弹性变化可表示为

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_p^e \\ d\varepsilon_q^e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \kappa/vp' & 0 \\ 0 & 1/3G' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \quad (11)$$

式中: ε_p 、 ε_q 分别为体应变和三轴试验剪应变, 其上标 e 表示弹性; κ 为 $v-\ln p'$ 平面回弹线斜率, $v = 1 + e$, e 为土体孔隙比; 在 $e-\lg p'$ 平面回弹线上, 回弹系数 $C_r = \kappa \ln 10$ 。

土体塑性变化按修正剑桥模型可表示为

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_p^p \\ d\varepsilon_q^p \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} (M^2 - \eta^2) & 2\eta \\ 2\eta & 4\eta^2 / (M^2 - \eta^2) \end{bmatrix} \frac{\lambda - \kappa}{vp'(M^2 + \eta^2)} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \quad (12)$$

式中: 上标 p 表示塑性; $\eta = q/p'$, 为应力比; λ 为 $v-\ln p'$ 平面正常固结压缩线斜率, 并且有在 $e-\lg p'$ 平面正常压缩线上压缩系数 $C_c = \lambda \ln 10$; 采用三轴压缩试验时可得 $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$ 。

土体变形随应力路径变化, 就真空预压来说, 两个典型的应力路径示于图 5 中。

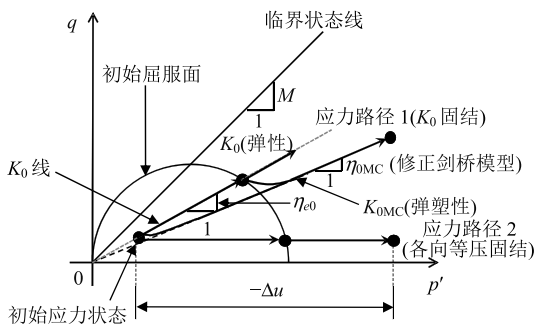


图 5 真空预压一维固结和各向等压固结应力路径
Fig.5 Stress paths of one-dimensional consolidation and isotropic consolidation under vacuum preloading

图中, K_0 固结为应力路径 1, 根据土体是否屈服可分为弹性状态一维固结和弹塑性状态一维固结; 各向等压增量条件下为应力路径 2。正如前述分析, K_0 固结可发生在大面积加固区的中部或深层

土体。各向等压加载可发生在加固区边界角。

3.1 各向等压加载条件

各向等压加载条件较易在三轴试验中实现, 在三轴试验空间, 轴应变 ε_1 和径向应变 ε_3 可以分别表示为

$$\begin{cases} d\varepsilon_1 = \frac{1}{3}(d\varepsilon_p^e + d\varepsilon_p^p) + (d\varepsilon_q^e + d\varepsilon_q^p) \\ d\varepsilon_3 = \frac{1}{3}(d\varepsilon_p^e + d\varepsilon_p^p) - \frac{1}{2}(d\varepsilon_q^e + d\varepsilon_q^p) \end{cases} \quad (13)$$

将式 (11)、(12) 代入式 (13), 并且考虑各向等压增量加载条件, $dq = 0$, 可得

$$\begin{cases} d\varepsilon_1 = \frac{dp'}{3vp'} \left[\kappa + \frac{(\lambda - \kappa)(M^2 - \eta^2 + 6\eta)}{M^2 + \eta^2} \right] \\ d\varepsilon_3 = \frac{dp'}{3vp'} \left[\kappa + \frac{(\lambda - \kappa)(M^2 - \eta^2 - 3\eta)}{M^2 + \eta^2} \right] \end{cases} \quad (14)$$

如果土体初始状态是由各向等压固结得到的, 由此 $\eta = 0$, 则由式 (14) 可得 $d\varepsilon_1 = d\varepsilon_3$ 。通过式 (14) 可得土单元竖向应变、水平应变, 进而求竖向沉降和水平位移。

3.2 K_0 固结条件

尽管真空预压通常被认为是各向等压增量加载, 然而土体行为却受制于来自于底部及加固边缘的边界约束, 土体水平向总应力无法像竖向总应力一样保持不变。如果真空压力不大, 对于图 3 中点 A 和点 A' 可能没有侧向应变。否则, 如果假定各向等压增量加载, 侧向位移估算值将远大于实测值^[7], 并且加固区面积越大, 水平应变使得水平变形积累将很大, 这与实际工程不符。于是真空预压中部沉降上限值应按应力路径 1 (K_0 固结) 获得, 竖向应变可由下式给出:

$$d\varepsilon_1 = \frac{dp'}{vp'} \left[\kappa + \frac{(\lambda - \kappa)(M^2 - \eta^2)}{M^2 + \eta^2} \right] + \frac{2(\lambda - \kappa)\eta dq}{vp'(M^2 + \eta^2)} \quad (15)$$

式中: $dq = d(\eta p') = \eta dp' + p' d\eta$, 在一维固结压缩情况下, $d\eta = 0$, $dq = \eta dp'$ 。代入式 (15) 可得

$$d\varepsilon_1 = \frac{\lambda dp'}{vp'} \quad (16)$$

据修正剑桥模型, $v = 1 + e$, 代入式 (16) 积分可得

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 - \varepsilon_0 &= \frac{\lambda}{(1 + e_0)} \ln \left(\frac{p'}{p_c} \right) = \frac{\lambda}{(1 + e_0)} \cdot \\ \ln \left(\frac{(1 + 2K_{0NC})(\sigma'_{vc} - p_v)/3}{(1 + 2K_{0NC})\sigma'_{vc}/3} \right) &= \frac{\lambda}{(1 + e_0)} \ln \left(\frac{\sigma'_{vc} - p_v}{\sigma'_{vc}} \right) \end{aligned} \quad (17)$$

式中: p'_c 、 σ'_{vc} 分别为前期有效固结正应力和前期有效固结竖向应力; K_{0NC} 为正常固结一维压缩土压力系数; ε_0 为回弹再压缩应变值, 土体初始状态在正常固结线上为 0; e_0 为土体初始孔隙比。

根据三轴试验 λ 与一维固结试验 C_c 的关系, 于是有

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_0 = \frac{C_c}{(1 + e_0)} \lg \left(\frac{\sigma'_{vc} - p_v}{\sigma'_{vc}} \right) \quad (18)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{C_r}{(1 + e_0)} \lg \left(\frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (19)$$

式中: σ'_{v0} 即为真空预压开始时土体初始有效竖向应力。式 (18)、(19) 即为通过三轴试验导出的用于计算真空预压加固的一维压缩沉降公式。

为在一维固结变形中应用修正剑桥模型, 需确定静止土压力系数 K_0 的理论值, 即基于修正剑桥模型弹塑性状态下的 K_{0MC} 。

对超固结土, 加载尚未屈服, 土体处于弹性状态, 有

$$K_0 = \frac{\nu'}{1 - \nu'} = \frac{3K - 2G'}{3K + 4G'} \quad (20)$$

$$\frac{\eta_{k0}(1 + \nu')}{3(1 - 2\nu')} = 1 \quad (21)$$

式中: ν' 为泊松比; K 和 G' 分别为体积模量及剪切模量。

对于正常固结加载时, 即土体在弹塑性区, 根据 Wood^[23], 有

$$\frac{\eta_{0MC}(1 + \nu')(1 - A)}{3(1 - 2\nu')} + \frac{3\eta_{0MC}A}{M^2 - \eta_{0MC}^2} = 1 \quad (22)$$

式中: $A = (\lambda - \kappa)/\lambda$; η_{0MC} 为对应 K_{0MC} 的应力比。

式 (22) 可以表示为

$$\frac{\eta_{0MC}(1 + \nu')}{3(1 - 2\nu')} + \frac{9(1 - 2\nu') - (1 + \nu')(M^2 - \eta_{0MC}^2)}{3(1 - 2\nu')(M^2 - \eta_{0MC}^2)} \eta_{0MC}A = 1 \quad (23)$$

将式 (21) 代入式 (23), 可得

$$M^2 - \eta_{0MC}^2 - 3\eta_{0MC} = 0 \quad (24)$$

联合式 (23), 基于修正剑桥模型的理论静止土压力系数可推导得

$$K_{0MC} = \frac{9 - \sqrt{9 + 4M^2}}{2\sqrt{9 + 4M^2}} \quad (25)$$

K_{0MC} 值的应用可保证一维沉降计算与采用

C_c - C_r 法结果相同。Hu 等^[20]通过有限元分析, 在大面积加固区中部, 应力路径从 K_0 线上向 K_{0MC} 线转移, 并沿 K_{0MC} 线发展。推导的式 (25) 为有限元分析所验证, 同时该公式的利用也可判别采用修正剑桥模型时有限元计算是否正确。一般来说, 采用修正剑桥模型时, K_{0MC} 线在 K_0 线下方, 小荷载一维加载时从应力路径转移上看, 容易误认为是各向等压加载, 其实是从初始一维弹性压缩向一维弹塑性压缩发展的过程。

4 案例分析

4.1 观测仪器

根据文献[24]所述广州南沙港一期真空预压场地, 各观测仪器平面布置参见图 6。

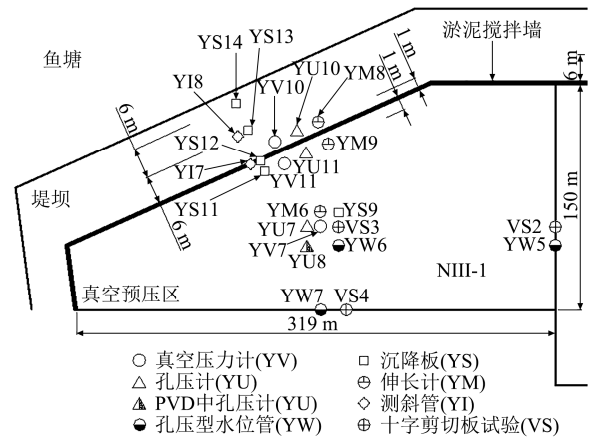


图6 加固区仪器布置平面图

Fig.6 Instrument layout plan of the reinforced zone

在加固区中部和加固区边界, 分别埋设有真空压力计、振弦式孔压计、沉降板、深层沉降仪和孔压型水位管。孔压计按深度 3 m 间隔从 $z = +3.4$ m 到 $z = -14.6$ m 埋设。在加固分区 NIII-1 的边界, 真空压力计、振弦式孔压计埋设于淤泥密封墙两侧按深度 3 m 间隔从 $z = +6.1$ m 到 $z = -8.6$ m 埋设。其与密封墙的水平距离为 1 m。YS9 与 YM6 测试加固区中部表面沉降和深层沉降; YS12 与 YM9 测试加固区内边界的表面沉降和深层沉降。

4.2 孔隙水压力沿深度变化

加固区 NIII-1 所测孔隙水压力如图 7 所示, 图中深度为相对于海平面高程。

从部分点的初始孔隙水压力可看出其值小于初始静水头。在第 68 d, 土中孔隙水压力沿深度接近吸力线; 在中上部和底部孔隙水压力高于吸力线, 说明固结还未完全完成, 并且孔隙水压力在土中消散因排水体涂抹等因素也有一定衰减。

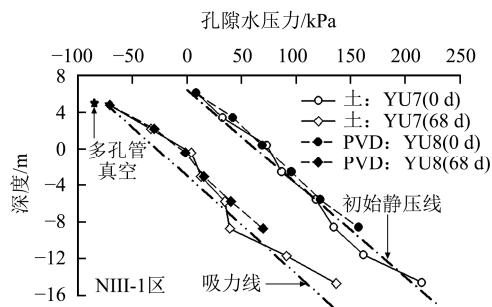


图 7 孔隙水压力沿深度分布

Fig.7 Distribution of the pore water pressure with depth

4.3 总水头沿深度分布

总水头分布见图 8。取平均海平面为基准面，孔压计和真空压力计高程采用深层沉降进行校正。吸力线在图中向左移 1.4 m 以考虑表面沉降的影响。在加固区表面，孔压值测值与真空压力计测值较为吻合。

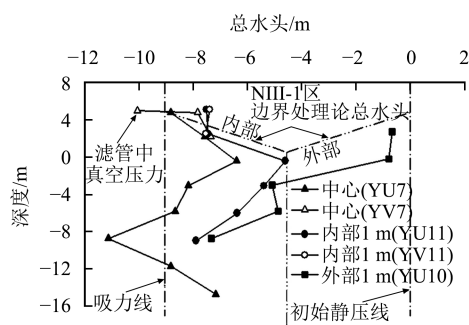


图 8 总水头沿深度分布

Fig.8 Distribution of the total head with depth

就孔压的测试值来说，所有总水头低于初始静水水头，表明真空预压期地下水位下降。在加固区中部大部分深度范围，YU7 所示水头低于 YU11 所示的加固区边界水头，而加固区内边界水头小于加固区外 YU10 所示水头。因此，在水头差的作用下，

由区外向区内及加固区中部发生水平渗流。由图 7 可以看出，在区外 1 m (YU10 所示) 土体中的水向下流动，而在 $z = -3.0$ m，土中水水平流动。在 $z = -0.4$ m 以上，水向上流动。另外，在 $z = -8.7$ m (YU7)，总水头小于吸力水头，此处所测孔隙水压力降低值大于 90 kPa，比所施加的真空压力值大。这可能因为孔压计或土饱和度不高致使初值偏差所致。在加固区中部 (YU7) $z = -14.7$ m，总水头比 YU7 的其他测点高，该点接近底部粗砂层 (在 $z = -16.5$ m 以下)，于是底部孔隙水向上渗流。

在加固区外 $z > -0.2$ m，由于水平渗流被边界淤泥墙遮挡，YU10 所示水头接近于初始静水水头。根据文献[22]给出的土剖面，在 $z = -3.0$ m 附近靠近加固区边存在一砂层，由于其渗透系数较高，孔隙水压力降低速率较其他点快，于是在 $z = -0.2$ m 总水头高于 $z = -3.0$ m 处的总水头。在此两深度，孔隙水向下流动。

4.4 沉降分析

加固区 NIII-1 的沉降计算按一维固结压缩进行，各土层参数列于表 1。为便于比较，采用本文推导的各向等压增量加载沉降表达式和 Chai 等[7]给出平面应变假定条件的计算表达式分别进行平面应变沉降计算和各向等压加载沉降计算。考虑土体的扰动，对具有较低前期固结应力 σ'_{vc} 的土体，土体超固结系数 OCR 取值为 1，所算结果示于图 9 中。

图 9 中给出的一维固结沉降计算值与加固区中部的实测值相近，而按平面应变和各向等压加载条件计算值是一维固结沉降的 70% 和 50%。由沉降值比较可发现，加固区边界的沉降基本按平面应变方式变化，而其大小受最小总有效应力影响。在平面应变情况下，沉降大小从加固区中部向加固区边变化。按平面应变假定计算的沉降可以反映加固区边的沉降值，而对大面积真空预压加固区，其中部主

表 1 沉降计算所采用的参数

Table 1 Parameters adopted in settlement calculation

高程 z /m	γ'	e_0	λ	κ	ν	M	σ'_{vc} /kPa	$\Delta\sigma'$ /kPa
+4.8~+3.8*	9.00	0.563	0.028	0.002	0.3	1.42	45	100.68
+3.8~+0.5	6.05	1.724	0.263	0.036	0.3	1.07	30	100.68
+0.0~-3.4	7.29	1.261	0.258	0.028	0.3	0.99	72	95.54
-3.4~-4.2**	—	—	—	—	—	—	—	—
-4.2~-7.6	7.32	1.251	0.203	0.024	0.3	0.98	129	105.15
-7.6~-9.8	6.78	1.428	0.133	0.017	0.3	1.19	54	116.95
-9.8~-11.6	10.40	0.593	0.035	0.003	0.3	1.42	—	92.26
-11.6~-13.6	10.29	0.563	0.056	0.005	0.3	1.38	—	92.26
-13.6~-17.0	8.32	0.934	0.110	0.010	0.3	1.28	120	99.99

注：*表示该层土体参数为假定值；**表示该层土为细砂。

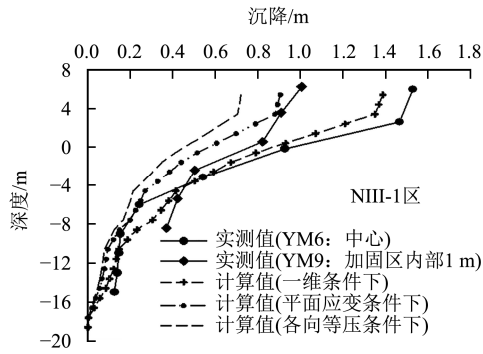


图9 深层沉降计算值与实测值

Fig.9 Calculated and measured values of settlement in deep layers

要是竖向变形, 于是可以推断, 在大量加固区中部, 因孔隙水压力降低而增加的水平有效应力与增加的竖向有效应力并不相等, 这已由有限元分析^[20]和离心模型试验^[10]得到证实。

5 现场统计分析

从上分析可知, 实际工程中采用各向等压固结将低估中心区沉降, 而大量真空预压采用各向等压固结会高估水平位移^[7]。基于边界约束和尺寸效应等, 真空预压水平应力增量与竖向应力增量的比值从边界往加固区内是减小的, 有必要探讨该影响区范围。加固区内某深度平均水平应变 ε_{ha} 可表示为

$$\varepsilon_{ha} = \delta_h / B \quad (26)$$

式中: δ_h 为加固区边缘最大水平位移; B 为加固区宽度的一半。

同样, 在竖向排水体深度 H 范围内, 竖向两点之间平均竖向应变 ε_{va} 可表示为

$$\varepsilon_{va} = (S_1 - S_2) / (z_2 - z_1) \quad (27)$$

式中: S_1 和 S_2 分别为在加固区中间深度 z_1 和 z_2 处的深层沉降。

图10为应变比 $\varepsilon_{ha}/\varepsilon_{va}$ 与深度的关系, 图中黑色方块所示的是加固场地 B/H 小于2的。

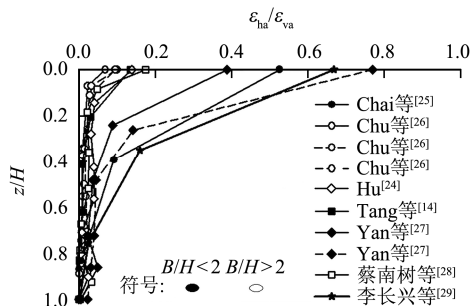


图10 应变比随深度变化曲线

Fig.10 Relationship between strain ratios and depths

由图10可看出应变比随深度减小。案例分析中南沙场地的应变比在10 m内随深度减小并小于0.1, 然后在15 m左右适量增加到0.1, 主要是在那一深度有一相对低压缩性土层存在。总的来说, 浅层土的水平应变相对较大。同时, 当 $B/H > 2$, 平均应变比基本小于0.1。

图11汇总了来自部分文献实测沉降与位移推算出的应变比。

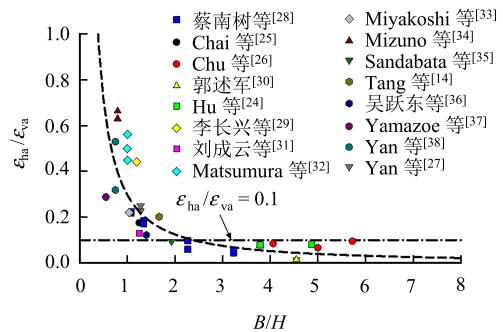


图11 加固区总体应变比随宽深比变化曲线

Fig.11 Various strain ratios against width-depth ratio deduced from literatures

为便于比较, 沉降取自加固区中部, 而侧向水平位移取自地表面加固区边, 由式(26)和式(27)估算总体水平应变和竖向应变。可以发现图中所有应变比均小于0.8。当 B/H 为1时, 应变比在0.1与0.7之间, 总的来说遵循平面应变或近似各向等压增量条件。当 $B/H > 2.5$, 总体应变比小于0.1。实际上, 土单元的应变比在加固区边的角落上最大, 并向加固区中部逐渐减小, 这意味着当 $B/H > 2.5$ 时, 应变比在加固区中部可小于0.05。对于沉降来说, 加固区中部近似于 K_0 固结是存在的, 也就是说, 根据真空预压现场测试, 加固区内侧向变形影响区域是从加固区边向加固区中 $2.5H$ 范围内, 这与有限元分析基本一致^[20]。

土的应变比大小由土性和有效应力决定, 除了加固区宽深比, 水平位移大小也受密封膜的插入深度影响, 这种影响主要影响加固区边界附近的有效应力, 只要加固区边隔绝相对透水层, 密封膜的插入深度对加固区中部影响相对有限。

由上统计分析可知, 从沉降计算来说, 采用统一维压缩 C_c - C_r 法计算大面积加固区中部沉降是可行的; 而对非大面积真空预压加固区来说, 即加固区宽度 $2B$ 小于4~5倍加固区深度 H 的情况, 采用一维压缩计算的沉降值需乘一折减系数来估算加固区中部沉降。根据Hu等^[20]对无竖向排水体真空

预压有限元分析,在加固深度为 20 m 的正常固结土,当 B/H 为 0.5、1.0、2.0、4.0 时,其中部沉降与 C_c - C_r 法计算沉降的比值分别为 0.66、0.83、0.95 和 1.0,在有柔性竖向排水体情况,固结会加速,而且沉降受边界渗流影响比无排水体时小,中部沉降比值会相应增大一些。实际工程应用中根据加固区 B/H 的值,采用 C_c - C_r 法计算沉降,在 0.8~1.0 中取经验系数较为合理。

6 结 论

(1) 根据双向弹簧模型及工程应用,真空预压是通过施加真空降低土表面及排水体内水头,土体在水头差下发生渗流固结,其变形受加固区尺寸及边界条件影响,真空预压时应力路径不完全是各向等压固结。

(2) 通过分析、引证,提出真空预压加固区变形受应力路径影响,而不同位置的土单元应力路径不尽相同,大面积真空预压加固区中部可按 K_0 固结处理,加固区角点可按各向增量等压加载处理,并推导了基于修正剑桥模型软土弹塑性状态下的理论静止土压力系数 K_{0MC} ,解决长期以来真空预压变形计算困扰的认知问题。

(3) 通过大面积真空预压案例分析,对大面积加固区中部来说,采用一维压缩(K_0 固结)计算沉降比按各向等压加载条件计算沉降更符合实际状况。正常固结土采用一维压缩沉降公式和理论 K_{0MC} 值计算大面积加固区中部沉降是可行的。

(4) 经部分工程实测数据统计分析可知,加固区内沉降从边界向中部增大,当加固区宽度是加固深度(竖向排水体深度)的 4~5 倍以上,加固区中部沉降发展可按 K_0 应力路径考虑,采用 C_c - C_r 法计算沉降;当加固区较小,其计算沉降应乘以小于 1 的折减系数。

本文文中提及的水下真空预压加固机制、对涉及大变形的超软土加固区沉降计算和影响范围,真空预压的侧向变形计算与验证有待进一步研究。

致谢:作者采用了香港科技大学离心机进行模型试验对本文部分结论进行了验证,吴宏伟教授对本文进行了重要指导,在此表示由衷感谢!

参 考 文 献

- [1] KJELLMAN W. Consolidation of clay by means of atmospheric pressure[C]//Proceedings of the Conference on Soil Stabilization. Boston: Massachusetts Institute of Technology, 1952.
- [2] 梅国雄,徐锴,宰金珉,等.真空预压加固软土地基变形机理的探讨[J].岩土工程学报,2006,28(9):1168-1172.
MEI Guo-xiong, XU Kai, ZAI Jin-min, et al. Deformation mechanism of soft foundation under vacuum preloading[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 28(9): 1168-1172.
- [3] 龚晓南,岑仰润.真空预压加固软土地基机理探讨[J].哈尔滨建筑大学学报,2002,35(2):7-10.
GONG Xiao-nan, CEN Yang-run. Mechanism of vacuum preloading[J]. **Journal of Harbin University of C.E. & Architecture**, 2002, 35(2): 7-10.
- [4] 李时亮.真空预压加固软土地基作用机理分析[J].岩土力学,2008,29(2):479-482.
LI Shi-liang. Analysis of action mechanism of treating soft foundation with vacuum preloading[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(2): 479-482.
- [5] COGNON J M. Vacuum consolidation (La consolidation atmosphérique)[J]. **Révue Française Géotechnique**, 1991, 57: 37-47.
- [6] LEONG E C, SOEMITRO R A A, RAHARDJO H. Soil improvement by surcharge and vacuum preloads[J]. **Géotechnique**, 2000, 50(5): 601-605.
- [7] CHAI J C, CARTER J P, HAYASHI S. Ground deformation induced by vacuum consolidation[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2005, 131(12): 1552-1561.
- [8] IMAI G. For the further development of vacuum- induced consolidation method-present understandings of its principle and their applications[C]//Proceedings of JSCE. [S. l.]: [s. n.], 2005.
- [9] TRAN T A, MITACHI T. Equivalent plane strain modeling of vertical drains in soft ground under embankment combined with vacuum preloading[J]. **Computers and Geotechnics**, 2008, 35(5): 655-672.
- [10] HU L, WANG Y, LIU Z. Centrifuge modeling on soft soil subjected to underwater vacuum preloading[J]. **Proceeding of the Institute of Civil Engineers-Ground Improvement**, 2019, 172(3): 167-178.
- [11] WOO S M, VAN WEELE A F, CHOTIVITTAYATHANIN R, et al. Preconsolidation of soft Bangkok clay by vacuum loading combined with non-displacement sand drains[C]//Proceedings of 12th ICSMFE. Rio De Janeiro: [s. n.], 1989.
- [12] SHANG J Q, TANG M, MIAO Z. Vacuum preloading consolidation of reclaimed land: a case study[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1998, 35(5): 740-749.
- [13] MOHAMEDHASSAN E, SHANG J Q. Vacuum and

- surcharge combined one-dimensional consolidation of clay soils[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2002, 39(5): 1126-1138.
- [14] TANG M, SHANG J Q. Vacuum preloading consolidation of Yaoqiang Airport runway[J]. **Géotechnique**, 2000, 50(6): 613-623.
- [15] CHOA V. Drains and vacuum preloading pilot test[C]//Proceedings of the 12th ICSMFE. Rio De Janeiro: [s. n.], 1989.
- [16] 刘景锦. 超软吹填土地基真空预压加固改进机理及沉降预测研究[D]. 天津: 天津大学, 2017.
LIU Jing-jin. Consolidation theory and settlement prediction of improved vacuum preloading method for ultra-soft hydraulic reclamation foundation[D]. Tianjin: Tianjin University, 2017.
- [17] 张仪萍, 严露, 俞亚南, 等. 真空预压加固软土地基变形与固结计算研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(增刊 1): 149-154.
ZHANG Yi-ping, YAN Lu, YU Ya-nan, et al. Solutions for settlement and consolidation of soft ground with vacuum preloading[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(Suppl.1): 149-154.
- [18] 中国建筑科学研究院. JGJ79—2012 建筑地基处理技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
China Academy of Building Research, JGJ79—2012 Technical code for ground treatment of buildings[S]. Beijing: China Architecture Publication & Media Co. Ltd., Beijing, 2012.
- [19] 杨爱武, 潘亚轩, 曹宇, 等. 吹填软土低位真空预压室内试验及其数值模拟[J]. 岩土力学, 2019, 40(2): 539-548.
YANG Ai-wu, PAN Ya-xuan, CAO Yu, et al. Laboratory experiment and numerical simulation of soft dredger fill with low vacuum pre-compression[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2019, 40(2): 539-548.
- [20] HU L, YANG F, WANG Z. Scale influence of treated zone under vacuum preloading[C]//Proceedings of GeoShanghai 2018 International Conference: Ground Improvement and Geosynthetics. Singapore: Springer Nature Singapore Pte. Ltd., 2018: 212-220.
- [21] CHU J, YAN S W, INDRARATNA B. Vacuum preloading technique-recent developments and applications[C]//Geo-Congress 2008: Geosustainability and Geohazard Mitigation. [S. l.]: [s. n.], 2008.
- [22] 胡利文, 王永平. 真空预压淤泥搅拌气密性试验分析与应用技术[J]. 岩土力学, 2005, 26(3): 427-431.
HU Li-wen, WANG Yong-ping. Test study and application technique for airtight capacity of mixing silt wall under vacuum preloading[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(3): 427-431.
- [23] WOOD D M. Soil behaviour and critical state soil mechanics[M]. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.
- [24] HU L, LEE N, NG C W W. Field observations of soft soil subjected to vacuum preloading[C]//Proceedings of the 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Kolkata: Allied Publishers Private Ltd., 2007.
- [25] CHAI J C, CARTER J P, HAYASHI S. Vacuum consolidation and its combination with embankment loading[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2006, 43(10): 985-996.
- [26] CHU J, YAN S W, YANG H. Soil improvement by the vacuum preloading method for an oil storage station[J]. **Géotechnique**, 2000, 50(6): 625-632.
- [27] YAN S W, CHU J. Soil improvement for a storage yard using the combined vacuum and fill preloading method[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2005, 42(4): 1094-1104.
- [28] 蔡南树, 朱继伟, 刘兵, 等. 广州港南沙港区软基处理技术研究[R]. 广州: 广州港务局, 2004.
CAI Nan-shu, ZHU Ji-wei, LIU Bing, et al. Technique research on improvement of reclaimed soft soil in Nansha Harbor[R]. Guangzhou: Guangzhou Port Group, 2004.
- [29] 李长兴, 奚汉祥, 董志良, 等. 真空预压处理软土地基技术的研究及其应用[R]. 深圳: 深圳市治理深圳河办公室, 2000.
LI Chang-xing, XI Han-xiang, DONG Zhi-liang, et al. Technique research on vacuum preloading and its application in Shenzhen river project[R]. Shenzhen: Shenzhen River Regulation Administration Office, 2000.
- [30] 郭述军. 真空预压在广东的应用. 港口工程技术论文集[C]//天津: 中交第一航务工程局有限公司, 1995.
GUO Shu-jun. Application of vacuum preloading in Guangdong. IN collection of technique papers on harbour engineering[C]//Tianjin: First Harbour Engineering Company, 1995.
- [31] 刘成云, 陈双华. 新龙桥真空联合堆载预压软基处理研究报告[R]. 广州: 广州四航工程技术研究院, 1999.
LIU Cheng-yun, CHEN Shuang-hua. Report on ground improvement of Xinglong Bridge using vacuum combined surcharge preloading[R]. Guangzhou: Guangzhou Sihang Insititute of Engineering Technology, 1999.